

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA PERMEABILIDADE
E DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE UM
SOLO LATERÍTICO ESTABILIZADO COM CIMENTO

CICERO CIRO DE ALBUQUERQUE BRAGA

CAMPINA GRANDE - PARAIBA

10-72
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
BIBLIOTECA

1. ...
2. ...
3. ...


UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - CCT

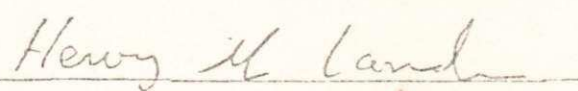
CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA PERMEABILIDADE E DAS CARACTERÍSTICAS
MECÂNICAS DE UM SOLO LATERÍTICO ESTABILIZADO COM CIMENTO

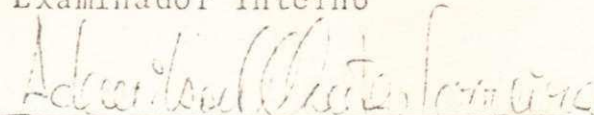
Cícero Ciro de Albuquerque Braga
Engenheiro Civil

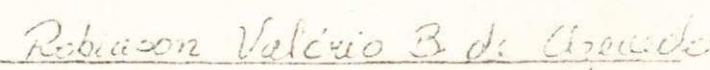
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DO CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA, COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc).

APROVADA POR:



Dr. JEAN JACQUES CRISPEL
Presidente


Dr. HENRY G. LANDAU
Examinador Interno


ADEMILSON MONTES FERREIRA
Examinador Interno


ROBINSON VALÉRIO B. DE AZEVEDO
Examinador Externo

CAMPINA GRANDE
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL
OUTUBRO - 1 9 7 9





B813c Braga, Cicero Cirol de Albuquerque
Contribuicao ao estudo da permeabilidade e das
caracteristicas mecanicas de um solo lateritico
estabilizado com cimento / Cicero Cirol de Albuquerque
Braga. - Campina Grande, 1979.
162 f. : il.

Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil) -
Universidade Federal da Paraiba, Centro de Ciencias e
Tecnologia.

1. Solo - 2. Solo - 3. Germinacao I. Crispel, Jean
Jacques, M.Sc. II. Universidade Federal da Paraiba -
Campina Grande (PB) III. Titulo

CDU 631.432.3(043)

Aos meus pais, pelas lições do passado;
ã minha esposa, pela compreensão, no encanto
do presente; ao meu filho, pela visão de
um futuro de Harmonia, Amor, Verdade e Justi
ça.

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

O Autor agradece ao Mestre-Assistente da Universidade Paul-Sabatier, de Toulouse, França, JEAN JACQUES CRISPEL, a quem fica a dever a orientação e o estímulo recebidos na elaboração desta Tese.

À Direção do Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb; especialmente aos Professores SEBASTIÃO VIEIRA, GERALDO NUNES SOBRINHO e ADEMÍLSON MONTES FERREIRA, pelo apoio oferecido para a concretização da pesquisa.

Ao Mestre FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA, pelo incentivo constante, sem o qual mais distante ficaria a consecução deste objetivo.

Ao Doutor C. S. CHANDRASEKHAR, pela assistência inicial, prestada com bondade cativante.

À ATECEL - Associação Técnica e Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior -, pela iniciação profissional deste Mestrando.

Aos Laboratoristas FRANCISCO BATISTA DOS SANTOS, JOSÉ NIVALDO SOBREIRA e VANILDO FERNANDES DO AMARANTE, pela cooperação dedicada, nos ensaios de Laboratório.

Ao Desenhista W. RAMOS, pela execução dos desenhos que ilustram o texto.

E, ao Datilógrafo H. H. SOBREIRA, pela solicitude com que me atendeu.

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA PERMEABILIDADE E DAS CARACTERÍSTICAS
MECÂNICAS DE UM SOLO LATERÍTICO ESTABILIZADO COM CIMENTO

Dissertação de Mestrado

de

Cícero Ciro de Albuquerque Braga

S U M Á R I O

Esta dissertação investiga a evolução do comportamento de um solo laterítico, estabilizado com diferentes teores de cimento e submetido à percolação de água.

Analisa não só os aspectos mecânicos, mas ainda os relacionados com a permeabilidade do sistema.

As amostras foram moldadas nas concentrações de 0, 2, 4 e 6 por cento de cimento; e submetidas a um sistema de percolação sob carga hidráulica constante, por períodos de 0, 3, 7, 14 e 28 dias, após o qual sofriam o ensaio triaxial, nas pressões confinantes de 100, 200 e 300 KN/m².

Na análise do comportamento mecânico da mistura, foram enfocados os aspectos de rutura pelo cisalhamento, de módulo de deformação, de fragilidade, de resistência residual e de variação volumétrica. Os resultados obtidos foram comparados com valores propostos e indicados por diferentes autores ou instituições.

Quando do estudo da permeabilidade, foi analisado o comportamento dos parâmetros de permeabilidade, para as diferentes concentrações, em função do tempo.

Os resultados conseguidos mostram, claramente, que, para o material estudado, a adição de 2% de cimento torna

va-se praticamente inexpressiva, no que diz respeito às modificações introduzidas no sistema, sob todos os ângulos analisados.

Para maiores concentrações, obteve-se um significativo ganho de resistência, aumento generalizado do módulo de deformação e comportamento menos plástico para o material.

Valores de resistência não confinada, foram calculados a partir dos resultados alcançados durante os ensaios triaxiais. Com base nesses valores, e, a uma concentração de 6%, o material atende, praticamente, a todas as especificações existentes, que fixam um limite mínimo de resistência, como critério para aceitabilidade do material.

De um modo geral, o aumento na concentração de cimento, implicou em elevação dos valores de coesão e do ângulo de atrito do material.

O aumento do tempo de cura, contribui para a elevação das características de resistência do material; porém o faz de forma menos intensa que nos casos dos concretos. Aos 7 dias de cura, o material já apresentava 78 a 84% da resistência aos 28 dias.

O estudo da permeabilidade mostrou que, para teores de 2 e 4% de cimento, presenciava-se uma elevação nos valores do coeficiente de permeabilidade, em relação ao do solo natural, não estabilizado.

Em uma concentração mais elevada, ou seja, de 6%, verificava-se uma redução substancial na permeabilidade. Tal fato foi atribuído a um processo de cimentação, desenvolvido nos vazios da amostra e promovido pela maior quantidade do aditivo da mistura.

Uma interpretação pormenorizada de todos esses fenômenos, é apresentada no presente trabalho.

CONTRIBUTION A L'ÉTUDE DE LA PERMEABILITÉ ET DES CARACTERISTIQUES MECANQUES D'UN SOL LATÉRIQUE STABILISÉ AU CIMENT

Thèse de "Mestrado"

de

Cícero Ciro de Albuquerque Braga

R É S U M E

Ce travail présente les résultats d'une recherche sur l'étude de l'évolution du comportement mécanique d'un sol latéritique, stabilisé avec différentes teneurs de ciment et soumis à un écoulement.

Les échantillons ont été compactés avec des teneurs en ciment respectivement égales à 0, 2, 4 et 6%; ils ont été ensuite soumis à un écoulement sous charge constante, pendant des durées de 0, 3, 7, 14 et 28 jours, puis à des essais triaxiaux pour des pressions latérales de 100, 200 et 300 KN/m².

L'analyse du comportement mécanique a plus particulièrement porté sur les aspects suivants: résistance au cisaillement, module de déformation, fragilité, résistance résiduelle, variations de volume. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux proposés par différents auteurs ou institutions.

En ce qui concerne la perméabilité, on a étudié l'évolution du coefficient de perméabilité pour les différentes teneurs en ciment, en fonction du temps.

Les résultats obtenus montrent clairement que, pour le sol étudié, l'addition de 2% de ciment n'entraîne pratiquement aucune modification dans les valeurs des paramètres étudiés.

Pour des teneurs plus élevées, on obtient une augmentation appréciable de la résistance au cisaillement, du module de déformation et une diminution de la plasticité du sol.

A partir des résultats obtenus lors des essais triaxiaux, on a calculé les valeurs de la résistance à la compression simple. Il est apparu que pour une teneur en ciment de 6%, le matériau obtenu satisfait à tous les critères généralement admis, critères qui fixent une valeur minimum pour la résistance à la compression simple.

De façon générale, l'augmentation de la teneur en ciment a été accompagnée d'une augmentation de l'angle de frottement interne et de la cohésion du matériau.

La durée de l'écoulement contribue aussi à augmenter les caractéristiques mécaniques, mais de façon moins nette que dans le cas du béton. Après 7 jours de percolation, le matériau présente entre 78 et 84% de sa résistance à 28 jours.

L'étude de la perméabilité a montré que pour des teneurs en ciment de 2 et 4%, le matériau obtenu était plus perméable que le matériau naturel.

Pour la teneur de 6%, on a noté une diminution appréciable de la perméabilité. Ceci a été attribué à un phénomène de cimentation qui se développe dans les vides du sol.

Une interprétation détaillée de tous ces phénomènes est présentée dans ce travail.

CONTRIBUTION TO THE STUDY OF THE PERMEABILITY AND MECHANICAL
CHARACTERISTIC OF A LATERITIC SOIL STABILIZED WITH CEMENT

M.Sc. Dissertation

by

Cícero Ciro de Albuquerque Braga

A B S T R A C T

The purpose of this dissertation is to investigate the behaviour of a lateritic soil stabilized with different Portland cement contents and submitted to water percolation. Both the mechanical features and those related to the system permeability have been studied.

The samples were moulded with cement concentrations of 0, 2, 4 and 6 percent and then submitted to percolation with a constant hydraulic pressure for periods of 0, 3, 7, 14 and 28 days, after which they were submitted to triaxial compression tests under confining pressures of 100, 200 and 300 KN/m^2 .

Analyses of mechanical behaviour of the mixture included studies of shear rupture, deformation modulus, fragility, residual resistance and volumetric variation. All results obtained in this study were compared with results obtained and published by earlier authors.

Variations in permeability were analyzed with respect to both the different cement concentrations and percolation times.

The results obtained showed that for the material studied, the addition of 2% cement had an insignificant

influence on the soil properties.

With higher cement concentrations a significant gain in shear resistance was noted as well as a general increase in the deformation modulus. The material also behaves in a less plastic manner.

Unconfined resistance values were computed from the results obtained during triaxial tests. These results indicate that a 6% concentration of cement is sufficient to obtain shearing resistance which meets or exceeds existing specifications which establish a minimum limit of resistance as a criterion for acceptability.

As a whole, the increase in cement concentration brought about an increase in cohesion and in the friction angle of the material.

An increase in curing time contributed to an increase in the resistance of the material. However the variation was less than that for concrete. After a cure of 7 days the material already developed 78%, 84% of the resistance obtained in 28 days.

The permeability study demonstrated that, for 2% and 4% cement contents, the permeability increases in comparison to non-stabilized, natural soil. At a higher concentrations, i. e. 6% a substantial, permeability reduction was observed. This can be attributed to a cementing process developed in the empty spaces of the sample and provoked by a greater quantity of mixture additive.

A detailed interpretation of the above mentioned phenomena has been the purpose of this work.

SÍMBOLOS E UNIDADES UTILIZADAS

k	: coeficiente de permeabilidade
w	: teor de umidade
w_{ot}	: teor de umidade ótimo
γ_s	: peso específico aparente seco
$\gamma_s(\text{máx})$: peso específico aparente seco máximo
σ_3	: pressão de confinamento
$\sigma'_1 - \sigma'_3$: deviator
$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_r$: deviator de ruptura no pico
$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{rs}$: deviator de ruptura residual
ϕ	: ângulo de atrito interno efetivo (determinado no pico)
C'	: coesão efetiva (determinada no pico)
ϕ'_u	: ângulo de atrito interno efetivo residual
C'_u	: coesão efetiva residual
M_d	: módulo de deformação
ϵ_1	: deformação axial
ϵ_{1r}	: deformação axial de ruptura
u	: pressão neutra

- A e B : coeficiente de Skempton
- α : coeficiente de fragilidade $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{res}}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_r}$
- R_c : resistência à compressão Skempton
- μ : microns (1×10^{-3} mm)
- pH : logaritmo decimal do inverso da atividade dos íons hidrogênio numa solução
- LL : limite de liquidez
- LP : limite de plasticidade
- IP : índice de plasticidade

Utilizamos as unidades do sistema internacional (S.I.). Nesse sistema, a unidade de tensão e pressão é o P_A (a Newton/m²). Para problemas de solo, o múltiplo mais conveniente é o KN/m² ($10^3 \times N/m^2$). As correspondências com outras unidades frequentemente usadas, são as seguintes:

$$100 \text{ KN/m}^2 = 1,02 \text{ hgf/cm}^2 = 14,50 \text{ lb/in}^2 = 2.048 \text{ lb/ft}^2$$

Para peso específico, a unidade é o N/m³; e o múltiplo normalmente empregado, KN/m³ ($10^3 \times N/m^3$). As respectivas correspondências com outras unidades, também utilizadas, são:

$$10 \text{ KN/m}^3 = 1,02 \text{ gf/cm}^3 = 1,02 \text{ tf/m}^3 = 63,68 \text{ lb/ft}^3 = 0,03685 \text{ lb/in}^3$$

Í N D I C E

		Página
CAPÍTULO 1	INTRODUÇÃO	01
CAPÍTULO 2	OBJETIVO DA PESQUISA	03
CAPÍTULO 3	LEVANTAMENTO DOS CONHECIMENTOS EXISTEN <u>T</u> TES	04
	Introdução	04
	3.1 SOLO LATERÍTICO	05
	3.1.1 Definição	05
	3.1.2 Origem e Formação	07
	3.1.3 Classificação	11
	3.1.4 Características Geotécnicas dos So los Lateríticos	15
	3.1.5 Fenômeno de Permeabilidade nos So los Lateríticos	19
	3.2 SOLO CIMENTO	21
	3.2.1 Mecanismos de Estabilização	21
	3.2.2 Estrutura do Sistema Solo-Cimento.	26
	3.2.3 Fatores que Influenciam as Proprie dades do Solo-Cimento	27
	3.2.4 Propriedades do Solo Tratado pelo Cimento	38
CAPÍTULO 4	MATERIAIS UTILIZADOS	43
	4.1 SOLO LATERÍTICO	43
	4.1.1 Localização e Coleta	43
	4.1.2 Propriedades	44
	4.2 CIMENTO	44
	4.3 ÁGUA	45
CAPÍTULO 5	MÉTODOS EXPERIMENTAIS	54

	Introdução	54
	5.1 ENSAIOS PRELIMINARES	55
	5.1.1 Granulometria	55
	5.1.2 Limites de Atterberg	57
	5.1.3 Determinação da Densidade Real ...	57
	5.1.4 Compactação	58
	5.2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS	58
	5.2.1 Generalidades	58
	5.2.2 Mistura	60
	5.2.3 Moldagens	61
	5.2.4 Compactação	62
	5.2.5 Saturação	65
	5.2.6 Cura	66
	5.3. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE	66
	5.4 ENSAIOS TRIAXIAIS CONSOLIDADOS, NÃO DRENADOS	68
CAPÍTULO 6	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	78
	Introdução	78
	6.1 COMPACTAÇÃO	78
	6.2 GRANULOMETRIA	79
	6.3 DENSIDADE REAL	79
	6.4 LIMITES DE ATTERBERG	79
	6.5 PERCOLAÇÃO	80
	6.6 ENSAIOS TRIAXIAIS	80
CAPÍTULO 7	INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	99
	Introdução	99
	7.1 COMPACTAÇÃO	99
	7.2 GRANULOMETRIA	100
	7.3 DENSIDADE REAL	100
	7.4 LIMITES DE ATTERBERG	101
	7.5 PERMEABILIDADE	102
	7.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	105
	7.7 DEFORMABILIDADE	112

	Página
CAPÍTULO 8 CONCLUSÕES	147
CAPÍTULO 9 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	149
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	152

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

No crescimento econômico dos países em vias de desenvolvimento, um dos mais importantes requisitos é a fixação de uma oportuna rede de comunicação de tráfego, capaz de transportar os produtos e riquezas de uma região para outra, propiciando, desta forma, uma perfeita integração econômica em termos de bens entre as várias áreas, utilizando, para tanto, as suas vias disponíveis.

Na construção e dimensionamento destes lastros do progresso, um dos mais importantes fatores a serem considerados, sob os pontos de vista prático e econômico, é a utilização apropriada dos materiais locais disponíveis (69).

Em se tomando por base a região em que vivemos, Nordeste do Brasil, um outro tipo de obra toma posição de destaque, na contribuição que a Engenharia pode dar a este desenvolvimento; são as barragens de terra, pequenas e médias, que contribuem, de forma decisiva, para o combate à falta de água tão necessária aos setores agrícola e pastoril. Inegavelmente, este é um dos graves problemas que ainda assolam nossa árida região.

É de fundamental importância, para a execução dessas obras, o aproveitamento dos materiais disponíveis na região. Somente assim, os seus projetos tornar-se-ão economicamente exequíveis.

O laterítico é um dos mais comuns tipos de solo que se encontram presentes em áreas tropicais e tem sido usado

por muitos anos como material de construção. Contudo, numerosos problemas e fracassos foram encontrados com o uso do solo laterítico ao natural e não tratado (69).

Tendo em vista a grande diferença apresentada entre o comportamento dos solos lateríticos, típicos de regiões úmidas e quentes, em relação aos outros de regiões temperadas, não se podem tomar como válidos para aqueles os métodos de estabilização de solos, desenvolvidos em regiões de clima frio ou temperado. Se adotada esta sistemática, discrepâncias grotescas poderão ocorrer, quando da análise e observação dos resultados finais.

Só agora, estão sendo desenvolvidos esforços no sentido de fixar diretrizes para um conhecimento mais adequado e completo do solo laterítico, possibilitando um melhor conhecimento do mesmo, de forma a propiciar o correto emprego deste tipo de solo.

O trabalho aqui apresentado, se bem não possa suprir todas as lacunas existentes nesta área, procura dar uma parcela de contribuição ao conhecimento científico da estabilização dos solos lateríticos.

Desta forma, nos propomos analisar um solo laterítico do Estado da Paraíba, submetendo-o a um processo de estabilização, através da utilização do cimento.

As modificações no comportamento e nas propriedades do mesmo são devidamente estudadas e comparadas com os parâmetros obtidos e propostos por pesquisadores do assunto.

CAPÍTULO 2

OBJETIVO DA PESQUISA

O solo laterítico tem sido utilizado em larga escala, como material de construção em nossa região, embora parâmetros de comportamento e especificações normativas não tenham sido ainda definidos com exatidão, regulamentando de modo mais conveniente sua utilização.

Dentro do contexto de uma série de pesquisas que são desenvolvidas no Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb., este trabalho tenta dar mais uma contribuição para a determinação de especificações, que venham regulamentar, de um modo global, a utilização deste tipo de solo.

No campo escolhido para estudo, procuramos verificar, através de análise em laboratório, a influência da adição de cimento ao solo, sobre a permeabilidade, por uma parte, e sobre as características mecânicas, por outra parte.

A respeito das características mecânicas, não limitamos nosso estudo à resistência ao cisalhamento, mas, também tentamos descrever de maneira completa, o comportamento deste material, desde o início da aplicação das cargas, até a ruptura.

CAPÍTULO 3

LEVANTAMENTO DOS CONHECIMENTOS EXISTENTES

Introdução

No levantamento dos conhecimentos existentes e ao alcance, para este trabalho, a classificação a seguir apresentada, foi a que norteou a pesquisa bibliográfica empreendida.

Abordados distintamente, foram os assuntos SOLO LATERÍTICO e SOLO-CIMENTO; daí, a divisão básica, da revisão bibliográfica, em:

1. SOLO LATERÍTICO
2. SOLO-CIMENTO.

O primeiro desses itens se subdivide em:

- 1.1. Definição
- 1.2. Origem e Formação
- 1.3. Classificação
- 1.4. Características Geotécnicas
- 1.5. Fenômeno da Permeabilidade.

O segundo, SOLO-CIMENTO, foi investigado sob os seguintes aspectos:

- 2.1. Mecanismos de Estabilização
- 2.2. Estrutura do Sistema Solo-Cimento

2.3. Fatores que Influenciam as Propriedades do Solo-Cimento

2.4. Propriedades do Solo, Tratado pelo Cimento.

3.1 - SOLO LATERÍTICO

3.1.1 Definição

Estudando-se parte da bibliografia existente, pode-se constatar a existência de uma polêmica em torno do termo laterita. Originado de "later" (tijolo, em latim), esse vocábulo foi introduzido por Buchanan, em 1807, para designar um material p_étreo natural, existente no Sul da Índia, o qual podia ser trabalhado em blocos, logo após sua extração da jazida, e que apresentava ainda, a especial característica de endurecer, em exposição ao ar. Esses blocos endurecidos eram utilizados na construção civil, em substituição ao tijolo, com o qual apresentava semelhança de cor (39).

O caráter restritivo da definição de Buchanan e o aparecimento de solos semelhantes, em outras regiões tropicais, quando aqueles começaram a ser estudados, provocaram idéias confusas acerca do termo laterita. As dificuldades foram aumentadas com a multiplicidade das características de engenharia, apresentadas pelos solos tropicais, e oriundas das influências de fatores ligados ao meio ambiente, rocha de origem, umidade, temperatura, precipitação pluviométrica, etc.

Existe um grande número de definições de laterita; muitas delas são imprecisas e baseadas em critérios diversos, apresentando características restritivas, de acordo com o campo de especialização dos cientistas, quais sejam: pedólogo, geólogo, engenheiro etc.. Satisfazem, pois, a um propósito limitado (59).

Fermor (37), em 1911, definiu laterita como o resultado da decomposição superficial, sofrida por determinadas rochas, com remoção, em solução, da combinação sílica, cálcio,

magnésio, sódio e potássio, e, com acumulação residual, assistida, sem dúvida, por ação capilar, "metasomatic replacement", e trocas de misturas hidratadas de óxidos de ferro, alumínio e titânio, e, mais raramente, com magnésio, sendo estes óxidos de signados de constituintes lateríticos.

Vários autores passaram a apresentar definições baseadas na composição química dos solos lateríticos, surgindo, em 1926, a proposição de Harrassowitz (51) que dava atenção especial à relação sílica-alumina, minimizando a ação do ferro; esta relação era designada por K_1 , que deveria ser inferior a 2.

Seguindo esta orientação, Martin e Doyne, (64) classificaram como lateritas, aqueles solos que apresentavam uma relação molecular sílica-alumina menor que 1,33. Os restantes seriam classificados como solos lateríticos ou não lateríticos.

Winterkorn, (103) apresentou uma classificação para solos lateríticos, com base na relação molecular sílica-sesquióxidos de ferro e alumínio da fração tamanho argila.

Uma definição mais moderna e bastante sucinta, para solos lateríticos, adotada pelo Road Research Laboratory (81), é a seguinte: laterita é um solo tropical no qual o processo de meteorização resulta em um acúmulo de sesquióxidos, especialmente de ferro.

Alexander e Cady (01) definem laterita como sendo um material rico em óxidos secundários de alumínio e ferro, ou ambos, quase sempre isentos de bases e silicatos primários, podendo, no entanto, conter grandes quantidades de quartzo e caulinita.

Uma definição de solos lateríticos, para fins de especificação de materiais a empregar em pavimentação, é apresentada por Falcão (35) e diz que solo laterítico é aquele formado por intemperização sob condições tropicais, que apresenta, em conjunto, as seguintes características: presença apreciável de sesquióxidos de ferro (cor de tijolo), tendência para o con

crecionamento, sob exposição ao sol, baixa expansibilidade e teor de matéria orgânica. A eventual fração pedregulho tem natureza concrecionária, onde predominam os sesquióxidos de ferro, com ocasionais inclusões de quartzo.

Little (58) apresenta, como proposição, a seguinte definição de laterita: laterita são rochas ígneas tropicais, desgastadas "in situ", que estão parcial ou totalmente de compostas, com uma concentração de sesquióxidos de ferro ou alumínio, em detrimento da sílica.

No Brasil, a definição aceita é a proposta pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagens (DNER) (29), baseada na classificação de Winterkorn: solos lateríticos são aqueles cuja relação molecular sílica-sesquióxidos é menor que 2,0 e apresentam, em conjunto, as seguintes propriedades: presença apreciável de sesquióxidos de ferro, tendência ao endurecimento e concrecionamento, quando em exposição ao ar, baixa expansibilidade e baixo teor de matéria orgânica.

Grant (46) apresentou recentemente uma definição sucinta e precisa, na qual diz que laterita é o material em que existe uma considerável acumulação e, muitas vezes, segregação de óxidos de ferro, secundários (algum óxido de alumínio está, também, invariavelmente presente) e é capaz de endurecer a si mesmo, para formar material concrecionado, com oxidação e/ou posterior desitratagem. Afirma, ainda, que solo vermelho em cor, mas que não endurece, quando exposto, não é laterita. É, simplesmente, solo vermelho.

3.1.2 Orígem e Formação

É sabido que os solos e pedregulhos são produtos oriundos dos desgastes das rochas, por meio de ações físicas e químicas, influenciadas por um grande número de fatores complexos tais como, rocha de origem, clima, topografia, geologia, precipitação, relevo, vegetação etc. A forma de desgaste físico, inclui os efeitos produzidos pelos processos abrasivos, ex

pansão e contração. O desgaste químico, por sua vez, resulta da decomposição da rocha e formação de novos minerais.

Os agentes de desgastes próximos à superfície, que tomam parte nas reações químicas, com os minerais primários da rocha, incluem água, oxigênio, óxidos orgânicos derivados da vegetação e dióxido de carbono. Dentro dos vários processos químicos, estão incluídos hidratação, hidrólise, oxidação e carbonatação. Alguns destes processos podem agir com maior rapidez ou mais efetivamente, na alteração do mineral, podendo todos atuar simultaneamente (95).

Quando o material originado da alteração permanece no local de formação, tem-se o solo residual. Tem-se o solo transportado, quando o material oriundo da alteração é transportado e depositado afastado da rocha de origem, podendo ser aluvionar ou sedimentar, eólico, coluvionar e glacial, dependendo do tipo do agente transportador. Existe um solo formado "in situ", mas que não resulta da alteração da rocha, e sim da acumulação de restos de organismos vegetais e animais; é o solo orgânico, (vasos, turfas). (59).

As propriedades de engenharia dos solos lateríticos são consideravelmente influenciadas pelos fatores: formação do solo, características morfológicas, grau de intemperismo, composição química e mineralógica, bem como pelas condições do meio ambiente.

A origem e formação representam, sem dúvida, a parte mais controvertida do estudo destes solos, surgindo, com o passar dos tempos, várias teorias com o fim de esclarecer tão envolvente assunto (59).

Uma característica da laterita, considerada de grande importância no desenvolvimento de certas teorias relativas à sua origem, é que ela não é um material transportado, e sim formado "in situ", existindo, desta forma, uma relação de grande afinidade com as formações rochosas subjacentes (79).

Opiniões conflitantes surgem quando da determina

ção do tipo das rochas sobre as quais os materiais lateríticos são encontrados; pois se alguns pesquisadores afirmam que os solos lateríticos são criados a partir de todos os tipos de rocha (35) (42) (95), outros dizem que o processo de laterização toma lugar, somente, em rochas ígneas; e que as sedimentos, embora algumas vezes seriamente afetadas por intemperismos de zonas tropicais, não chegam a produzir lateritas (58).

Entre as várias teorias de laterização do solo, encontram-se as citadas por Gidigasu e Bhatia, ao estudarem os solos de Ghana. A de Cooper, formulada em 1936, sugere que o processo de laterização envolve a remoção em solução de sílica e bases com acúmulo de sesquióxidos. A proposta por Hamilton, em 1964, atribui a origem da laterita ao movimento ascendente da água com sesquióxidos, dando origem às chamadas lateritas de alta superfície; e ao movimento lateral de sesquióxidos, para originar as lateritas de baixa superfície. Segundo Gidigasu e Bhatia, os perfis de solos lateríticos encontrados em Ghana, confirmam ambas as teorias (42).

Grant (46) sintetiza dizendo que as lateritas são formadas pela mobilização por lixiviação, transporte em solução e precipitação sob condições críticas, do ferro, alumina ou sílica. Estes solos são criados através dos processos de intemperismo, em diferentes épocas e períodos geológicos (35).

Infanti e Kanji (52) consideram o fenômeno da laterização, de predominância química, se desenvolvendo fortemente na zona intertropical úmida. Hidrólise, dissolução, transformação e formação de novos minerais, são resultantes da combinação dos efeitos da atividade química, desintegração física e ação microbiológica, dentro da zona intemperizada. Os detalhes destes processos podem ser caracterizados pela remoção de elementos alcalinos e alcalinos terrosos, diminuição no conteúdo de sílica e acúmulo de óxidos hidratados de alumínio e ferro.

Os minerais de maior importância, identificados nos solos lateríticos, incluem "goethite", "hematite", "limonite", "chlorite", "halloysite", "kaolinite" e "allophane" (62).

Alumina livre foi identificada nas formas de gibbsite, boehmite, e outras formas amorfas. Sílica combinada é frequentemente presente como argila, especialmente kaolinita ou argilas do mesmo grupo, tal como halloisita, principalmente em formas amorfas ou sub-cristalinas. As argilas dos tipos montmorilonita e illita não são identificadas em quantidades significantes (41).

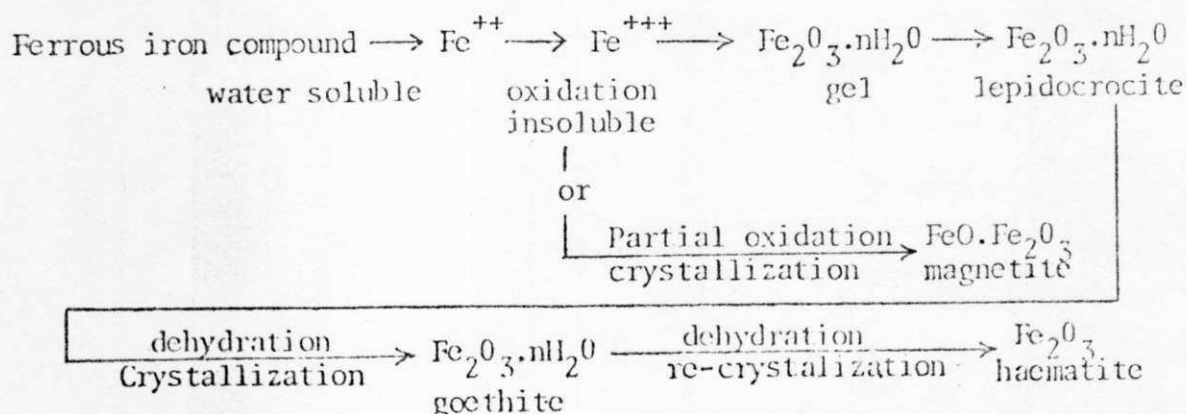
Segundo Lucena (59), as principais teorias de alteração foram sintetizadas por D'Hoore, em 1954, e mostram que dois processos podem ser evidenciados:

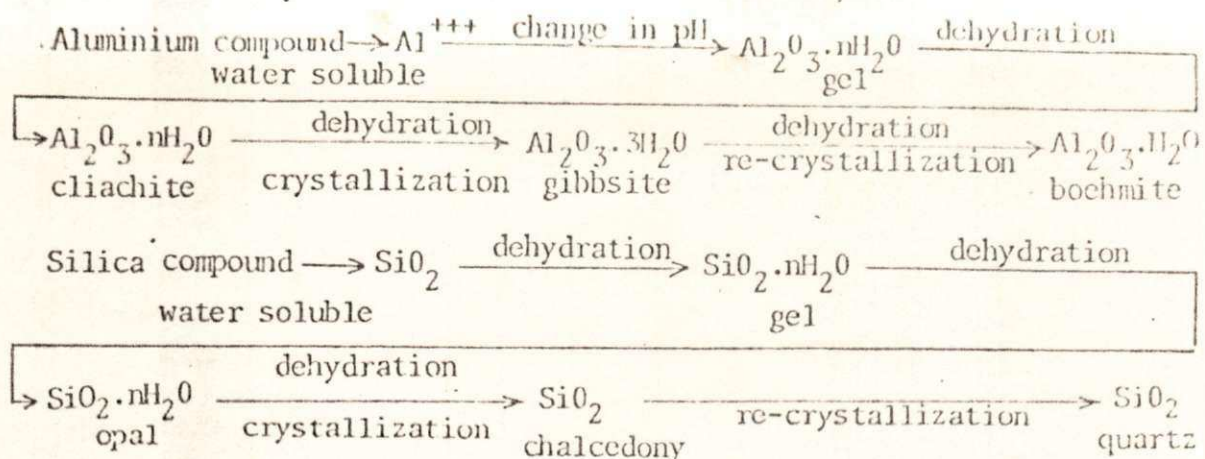
1. Acumulação relativa - Concentração de sesquióxidos, pela remoção de sílica e bases.

2. Acumulação absoluta - Concentração de sesquióxidos, pela acumulação através do perfil ou entre perfis.

As teorias relacionadas com a acumulação relativa, referem-se à remoção de materiais relativamente solúveis, oriundos da rocha primária, originalmente rica em constituintes de ferro e alumínio. O processo de acumulação absoluta envolve a remoção do ferro em solução, imigração desta solução e a subsequente fixação no solo laterítico.

A química de solução, mobilização, precipitação e cristalização dos principais componentes do processo de laterização, foi sintetizada por Grant (46) no esquema a seguir e apresentado.





3.1.3. Classificação

Um sistema de classificação tem como finalidade prever as propriedades e características de um solo desconhecido, através da comparação de suas propriedades conhecidas, com as de outros solos que se lhes assemelham (91).

Os métodos empregados para classificação de solos, são, quase em sua totalidade, baseados em critérios de granulometria e limites de liquidez e plasticidade.

Ao que parece, a adoção destes métodos para classificação de solos lateríticos, não tem apresentado bons resultados, apesar do uso, com êxito, por mais de quatro décadas, para solos de zonas temperadas. O comportamento de um solo laterítico não depende única e simplesmente da distribuição granulométrica das partículas e da plasticidade. Certos fatores tais como gênese, história, geologia, características morfológicas, tipo de mineralogia da argila, natureza dos íons trocáveis e reais condições de umidade, influenciam suas propriedades, modificando, inclusive, parâmetros de granulometria e plasticidade, o que tornam ineficientes os sistemas de classificação existentes (51).

A composição mineralógica das frações argilosas parece ser muito importante, sob o ponto de vista de engenharia, e pode ser usada como um meio de classificação e identificação. Por exemplo, solos lateríticos contendo altas percenta

gens de "halloysita" hidratada, "goethita" ou "gibbsita" sabe-se serem solos lateríticos problemáticos; aqueles contendo montmorilonita e illita podem ter baixas resistências e apresentar pressões neutras importantes na fase de construção, alto potencial de inchamento e outras propriedades indesejáveis, que solos lateríticos com a fração argilosa consistindo predominantemente de "kaolinita" e "chlorite" não tem (33).

Martin e Doyme (64), considerando a composição química, classificaram as lateritas segundo a relação molecular sílica-alumina (K_i), orientados na proposta de Harrassowitz, em 1926, nos seguintes grupos:

- K_i menor que 1,33 - Solo de Laterita
- K_i entre 1,33 e 2 - Solo Laterítico
- K_i maior que 2 - Solo não Laterítico

Esta classificação sofreu fortes críticas, por vários estudiosos do assunto, por levar em consideração apenas os sesquióxidos de alumínio, sem ter em conta a importância dos sesquióxidos de ferro e outros (59).

Vallerga e Van Til (97) consideram o sistema unificado de classificação, como o que mais se adequa aos solos lateríticos, desde que se incluam símbolos para definir as características de durabilidade das partículas de pedregulho e areia, e a plasticidade dos materiais finos, encontrados nas areias, e pedregulhos lateríticos. Estes estudiosos propõem a adição dos símbolos L, I e H, com a finalidade de classificar os solos como de baixa, média e alta plasticidade; e SF para o material relativamente incompressível (não plástico). Os limites para baixa, média e alta plasticidade seriam: menor que 35, entre 35 e 50 e maior que 50, respectivamente. Seriam ainda utilizados os símbolos 1, 2 e 3 para designar alta, média e baixa durabilidade, respectivamente, sendo estes parâmetros definidos pelos valores dos ensaios California Coarse (D_c) e Fine Durabi

lity (D_f), com os seguintes critérios: 1 para valores de D_c e D_f maiores que 35, 2 para D_c e D_f entre 35 e 20, e 3 para D_c e D_f menores que 20.

Uma classificação de solos lateríticos que parece ser útil, no campo da Engenharia, é a classificação da USAID, desenvolvida pelo Lyons Associates (95), durante os estudos de propriedades dos solos da África. Esta classificação utiliza uma simplificação e tenta correlações estatísticas de propriedades de engenharia, em grupos da classificação de D'Hoore. Estes grupos e suas propriedades são descritos como segue:

Solos ferruginosos - Solos tropicais laterizados, que ocorrem em regiões áridas, ou com pronunciadas estações secas, apresentando geralmente perfis A, B e C. Formam-se sobre todo tipo de rocha, quer seja ígnea, sedimentar ou metamórfica e apresentam marcante separação de óxidos de ferro livre, podendo ser devido à lixiviação ou precipitação dentro do perfil, em forma de concreções ou manchas. A relação silte-argila, determinada através de dispersão repetida, sedimentação e separação do fluente em dispersão, é normalmente maior que 0,15. Os argilo-minerais haloisita e alofano não ocorrem; a gibsita também não ocorre ou é pouco comum nestes solos, enquanto que a caulinita é o argilo-mineral predominante. A relação SiO_2/Al_2O_3 se situa próximo de 2 ou um pouco maior, enquanto que a relação SiO_2/P_2O_5 é sempre menor que 2. Estes solos exibem baixos limites de Atterberg e altos valores de densidade de compactação, correspondentes ao AASHO modificado, com elevados valores de CBR.

Solos ferralíticos - Solos tropicais laterizados, que ocorrem em regiões úmidas e em áreas com vegetação densa, formados normalmente sobre todo tipo de rocha, sendo frequentemente profundos e seus horizontes apenas ligeiramente diferenciados. A relação silte-argila, determinada por dispersão repetida, sedimentação e separação do fluente em suspensão, é geralmente menor que 0,25 nos horizontes B e C. A gibsita não é um constituinte essencial, embora, esteja frequentemente presente; outras formas de alumina e ferro hidratados também ocorrem. Os

solos ferralíticos podem também endurecer, com exposição ao sol, embora a desidratação normalmente seja impedida, devido à cobertura densa de vegetação. A relação $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ se encontra algumas vezes próximo de 2, sendo usualmente menor que 2. Estes solos apresentam alta plasticidade e valores de densidade e CBR mais baixos que os solos ferruginosos.

Ferrisolos - Solos tropicais laterizados que, como os solos dos outros grupos, ocorrem em qualquer tipo de rocha, em áreas de média e alta precipitação pluviométrica, onde a erosão tem ocorrido paralelamente ao desenvolvimento do perfil, apresentando-se freqüentemente com horizonte estrutural B e com agregados tendo superfícies polidas. A relação silte-argila, determinada por dispersão repetida, sedimentação e separação do fluente em suspensão, é geralmente superior a 0,20. O argilo mineral predominante é a caulinita. Óxidos de ferro livre e materiais amorfos também estão presentes, algumas vezes com pequenas quantidades de gibsitita. A relação $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ se aproxima de 2, sendo entretanto, na maioria das vezes, menor que 2. Os ferrisolos diferem dos outros grupos de solos, porque as superfícies de erosão impedem o desenvolvimento normal do perfil e forçam o mesmo a se desenvolver em profundidade, nos materiais matrizes menos intemperizados. Estes solos possuem plasticidade mais elevada e valores de densidade e CBR mais baixos do que os solos ferruginosos.

Uma classificação mais recente, na qual podem ser enquadrados os solos lateríticos, é a da FAO/UNESCO, que divide os solos em nove grupos quais sejam: arenosolos, andosolos, vertisolos, planosolos, cambisolos, luvisolos, Acrisolos, nitosolos e ferralsolos (96).

A impropriedade desta classificação reside em confundir a nomenclatura adotada, quando não identifica com precisão, elementos que caracterizem as propriedades de cada grupo, o que não deixa de ser uma inconveniência para os fins da Engenharia.

3.1.4. Características Geotécnicas dos Solos Lateríticos

Se todo o óxido de ferro no solo está em um "ferric state" e se não existe um fator presente para promover a redução no meio ambiente, então este solo é estável e mudanças não podem ser esperadas; "standard tests" são então apropriados. Por outro lado, se todo o óxido de ferro não está no "ferric state", ou possam existir condições que promovam a redução no meio ambiente, permitindo mobilização do ferro, mudanças nas propriedades podem ocorrer e "standard tests" não se tornam apropriados (41).

Sérios problemas de engenharia de construção podem surgir, diante do fracasso de reconhecer solos lateríticos cujas propriedades possam variar com a secagem. Dois fatores aparecem para causar mudanças nas propriedades com a secagem: a tendência de formar agregações e a perda de água nos minerais hidratados (90).

O potencial de sensibilidade para secagem dos solos lateríticos tem sido avaliado usando-se o conhecido teste de índice de agregação (89). Índice de agregação é definido como a razão entre o valor do teste de equivalente areia de uma amostra seca em estufa, por aquele da amostra no estado natural. Um índice de agregação de 1 pode indicar um solo laterítico não problemático; enquanto que valores altos, de 2 ou mais, podem indicar um solo problemático. O índice de agregação é, então, um valor útil para distinguir solos lateríticos problemáticos dos não problemáticos (41).

Muitos investigadores têm demonstrado que os sesquióxidos estão adsorvidos nas superfícies dos minerais argilosos, nos solos lateríticos. Esta adsorção ocorre através da interação das cargas positivas dos sesquióxidos e as cargas negativas das partículas argilosas. Entretanto, o mecanismo de adsorção é bastante complexo e depende das características de superfície dos compostos de ferro e alumínio, das características de carga dos minerais argilosos, e do pH do meio ambiente (47).

Mattson (65) demonstrou que, para um pH acima de 7, os sesquióxidos são eletronegativos; ao passo que, abaixo deste pH, eles são eletropositivos. A adsorção do óxido na superfície do mineral argiloso deve, portanto, ocorrer para valores de pH abaixo de 7.

Geralmente, o solo resultante "in situ" (solo resultante do processo de laterização) possui uma estrutura granular, devido à presença destes sesquióxidos, que envolvem e ligam as partículas do solo nativo, em reduzidas agregações esféricas (61). O emprego de métodos comuns de determinação de granulometria, principalmente dos finos, pode conduzir a resultados falseados, posto que a dispersão das partículas agregadas não é completada facilmente, pelos agentes defloculantes ordinários (74). Estudos revelaram ser o hexametáfosfato de sódio o agente dispersor mais efetivo para a maioria das lateritas (77) (90).

Os resultados dos testes de limites de Atterberg mostram que a remoldagem aumenta o limite de liquidez do solo, ao passo que o limite de plasticidade permanece essencialmente o mesmo. Este aumento, na plasticidade, tem sido atribuído à destruição da estrutura granular, que aumenta a quantidade de finos e expõe uma maior superfície de área para a adsorção da umidade (92).

É flagrante que a manipulação das partículas, em presença da água, durante os ensaios de LL e LP, conduz a uma possível quebra de finos e, também, a uma leve defloculação; estes finos defloculados adsorvem uma quantidade adicional de água, o que torna muito difícil a determinação dos valores exatos dos referidos limites de consistência, desde que os resultados dependerão, sobremaneira, das modificações sofridas pelo material no curso do ensaio (103).

A destruição das características granulares da estrutura dos solos lateríticos, pelos diferentes processos de moldagem, remoldagem e manipulação, altera, pois, a plasticidade, textura e características de engenharia destes solos (103).

Observa-se, ainda, que a determinação do índice de "atividade coloidal" segundo Skempton (88), pode ser afetada pelos resultados tendenciosos, obtidos para os limites de Atterberg (70) ou do ensaio de granulometria (45) (70). Os resultados destes dois grupos de ensaios podem ser influenciados, como vimos acima, pelo grau de floculação da fração argilosa (natural ou provocada por secagem da amostra de ensaio), ou ainda por resultados falsos, decorrentes da desoxidrilação da haloisita, que também pode ter ocorrido, em virtude da secagem da amostra de ensaio (35).

A influência da compactação sobre a destruição das partículas concrecionadas de laterita, foi discutida por Hammond (49) que notou que o fracionamento do material é função da resistência das partículas concrecionadas, resistência essa que, por sua vez, pode ser relacionada com o conteúdo de óxido de ferro e com seu grau de desidratação.

Alguns solos lateríticos hidratados, com limites de Atterberg excedendo os valores recomendados nas especificações correntes para sub-base, base e "surfacing materials", podem comportar-se satisfatoriamente, em estradas tropicais (71). Este fato tem sido atribuído à baixa atividade e especialmente ao baixo potencial de inchamento dos finos dos solos lateríticos (41).

O grau de potencialidade de inchamento fornece mais indicações e previsões sobre o comportamento do solo laterítico, em pavimentação (26) (71). Estudos tem revelado que o potencial de inchamento de 10% é crítico, para distinguir um bom de um mau solo laterítico para construção de pavimento (77).

O que parece claro é que a relativa riqueza de sesquióxidos de ferro e alumínio, nos solos lateríticos, induz aos fenômenos de floculação da fração argila e, posterior ou simultaneamente, a uma cimentação progressiva de toda a massa de grãos do solo. As consequências imediatas deste processo são perda de plasticidade, aumento da capacidade de suporte (35) e baixo potencial de inchamento.

A relação sílica-sesquióxidos é, pois, um parâmetro importante para caracterizar este solo e seu possível bom comportamento.

Alguns solos lateríticos que, em virtude da alta plasticidade e conteúdo de finos, podem vir sendo rejeitados com base nas especificações correntes, em face de sua classificação como inadequado, veem apresentando um comportamento satisfatório no campo da construção (71). Isto se deve ao fenômeno da auto estabilização, que é atribuído à transformação dos minerais e sesquióxidos hidratados, em formas desidratadas, sob as condições de secagem em campo (84).

As características de resistência do solo, nos perfis lateríticos, variam consideravelmente com a profundidade, de acordo com a influência de alguns fatores tais quais: rocha mãe, profundidade do lençol freático, topografia, grau de decomposição e composição mineralógica (82) (100).

A estrutura granular parece ser responsável pelas boas propriedades de engenharia que alguns solos lateríticos intactos apresentam (92). Entretanto, o alto suporte de resistência, baixa plasticidade e alta permeabilidade, associados aos solos lateríticos não trabalhados, são reduzidos com o trabalho sobre o solo, ou seja mistura, compactação ou emprego de algum tipo de manipulação mecânica na presença da água (41). A resistência é também influenciada pelas variações sazonais, onde a maior ou menor pluviometria modifica o grau de saturação dos solos, durante o ano, resultando variações na sua resistência, que alcança o mínimo valor na época chuvosa (98).

Segundo Prescott, (79) Harrison em seu trabalho "The Residual Earths of British Guiana Commonly Termed 'Laterite'" publicado em 1910, considerou que as características de resistência das lateritas eram devidas, em parte, às mudanças no grau de hidratação dos óxidos de ferro e alumínio, presentes.

Dados disponíveis, sobre a composição química dos solos lateríticos, foram resumidos por Lukens (60), que os

grupou quimicamente. Algumas correlações empíricas foram encontradas entre a composição química dos agregados de laterita e suas propriedades de resistência. Este trabalho foi desenvolvido, também, por outros pesquisadores; e Millard (67) consegue boa correlação entre o conteúdo de óxido de ferro (Fe_2O_3) e a resistência, enquanto Maignien, em um trabalho desenvolvido posteriormente, constatou, mais uma vez, serem os materiais ferruginosos mais fortes que os aluminosos.

Winterkorn (103) chega a afirmar que a presença do ferro nos solos lateríticos é um dos mais importantes fatores que influenciam suas propriedades de engenharia. Assim, uma maior concentração de óxido de ferro e uma maior desidratação das partículas concrecionadas, implicarão em uma maior firmeza das partículas de laterita (07).

3.1.5. Fenômeno da Permeabilidade nos Solos Lateríticos

Movimentação de materiais ferrosos tem sido observada nas obras terrosas, construídas com solos lateríticos. Se a dissolução e a lixiviação existem em uma barragem de terra, mas a precipitação não ocorre, como no caso reportado por Anagnosti (02), a permeabilidade pode aumentar progressivamente. A resistência ao cisalhamento do solo pode decrescer ao longo deste processo, e o escoamento de água pode ser considerável.

A possibilidade de ocorrência de um conjunto de condições especiais, tal que uma barragem de terra seja prejudicada, não pode ser negligenciada. Os principais processos envolvidos são a solubilização, migração e precipitação de elementos, principalmente do ferro. Este processo pode conduzir à cimentação e petrificação de certas partes da massa de terra. O processo de migração é favorecido no caso de uma barragem de terra, devido à percolação natural da água do reservatório, tendo este problema sido reconhecido por Kanji, quando da investigação das possíveis causas de contaminação e cimentação de filtros de drenagem, por materiais ferruginosos, no pé de uma barragem de ter

ra, no Estado de São Paulo (52).

Se, em uma barragem, temos já presente uma fonte de ferro, torna-se somente necessário apresentarem-se fatores de mobilização para que possam aparecer problemas de grande monta.

A mobilização do ferro pode ser caracterizada por três diferentes processos: solubilização, migração e precipitação (52).

Solubilização - As condições geoquímicas, sob as quais o ferro é solúvel, estão apresentadas nas Figuras 1 e 2. Na Figura 1 está o gráfico de solubilidade como uma função do pH para "ferrous-oxide", "ferric-oxide", sílica e alumina. Pode ser visto que Fe^{3+} é solúvel em um meio muito ácido, ($pH < 2,5$), que não é comumente encontrado na natureza. Entretanto, Fe^{2+} pode existir em solução, em um meio com pH tão alto quanto 7,5, dependendo do "redox potential", neste meio. Considerando que a faixa do pH natural, para regiões subtropicais, varia de 5 a 7, Fe^{2+} pode ser facilmente dissolvido se o "redox potential" é adequado. Pode, também, ser notado que, nesta faixa de pH, sílica é de baixa solubilidade, e alumina é praticamente insolúvel. O gráfico de "redox potential" e pH mostrado na Figura 2 representa o equilíbrio termodinâmico para vários compostos de ferro.

Pode ser visto que Fe^{3+} requer um alto potencial, enquanto Fe^{2+} requer um moderado, a baixo potencial para ser solubilizado. Este fato, associado à faixa de pH do solo natural, indica que Fe^{2+} pode, comumente, ser encontrado em solução ao natural, em certas latitudes, e que um composto de Fe^{3+} pode também ser solúvel por redução para Fe^{2+} . A Figura 2 também mostra o pH e "redox potential" de algumas circunstâncias naturais, bem como os campos de estabilidade do ferro natural, dissolvido e precipitado.

Precipitação - As condições sob as quais o ferro se precipita estão também representadas nas Figuras 1 e 2 e podem ser consideradas como as opostas daquelas causadoras da so

lubrificação. Quando Fe^{2+} está em solução e sob migração, sua precipitação pode ser causada pela mudança nas condições ambientais, seja com respeito ao pH ou ao "redox potential".

Presa (78), ao investigar a evolução do comportamento de um solo estabilizado com cimento, quando submetido à atuação de prolongada percolação de água, constatou uma acentuada melhoria das características de resistência do solo, bem como a sua permanência no tempo e sob percolação de água.

3.2. SOLO CIMENTO

3.2.1 Mecanismos de Estabilização

As mudanças nas propriedades físicas dos solos, como um resultado da estabilização, são devidas às reações entre os produtos químicos, agregados e componentes mineralógicos. O mecanismo pelo qual a resistência é alcançada, nas misturas de solo cimento, é atribuído ao desenvolvimento de cadeias ou aglomerações do cimento hidratado, com os grãos dos solos, que preenchem os vazios, no esqueleto tridimensional (44). Isto significa que o aumento de resistência irá ocorrer se minerais argilosos estiverem ou não presentes. Entretanto, Handy (50) ressaltou que o mecanismo de ação cimentante é, em parte, um fenômeno de superfície, e que a alta superfície específica dos minerais argilosos pode ter uma contribuição significativa para o desenvolvimento da resistência, no processo de estabilização do solo-cimento.

O mecanismo da estabilização dos solos finos ainda é objeto de intensas pesquisas, e, embora as reações não sejam perfeitamente entendidas, podem ser grupadas em duas classes:

- Reações primárias - Onde se promovem os processos de hidratação do cimento.

- Reações secundárias - Onde se desenvolvem as reações da cal, proveniente da hidratação do cimento.

Reações Primárias

O cimento Portland comum, de modo geral, quando submetido à análise química, revela conter CaO , SiO_2 e Al_2O_3 , em uma porcentagem que geralmente excede 90%. Além disso, possui Fe_2O_3 , MgO , SO_3 e outros óxidos, em menor quantidade. Mas, ao se estudarem as propriedades mecânicas e físicas do cimento, um fator toma preponderante grau de importância; é o que vem a ser denominado de "composição potencial" do cimento. Pois não é dos componentes, mas sim da natureza e proporções dos diferentes compostos, que são formados através da combinação dos elementos, que irá depender o comportamento do mesmo, quando submetido a trabalho.

O professor Henri Le Chatelier, foi o primeiro pesquisador a investigar, de forma verdadeiramente científica, a composição do clínquer. Após ele, muitos surgiram; tais como Rankin, Wright e finalmente Bogue (11), cuja teoria é largamente utilizada na indústria do cimento.

Após intensa pesquisa na matéria, Bogue chegou à conclusão de que o cimento Portland era basicamente constituído de quatro compostos, assim definidos:

- C_3S - Silicato Tricálcico 3 CaO SiO_2
- C_2S - Silicato Dicálcico 2 CaO SiO_2
- C_3A - Aluminato Tricálcico $3 \text{ CaO Al}_2\text{O}_3$
- C_4AF - Ferro Aluminato Tetra
cálcico $4 \text{ CaO Al}_2\text{O}_3 \text{ Fe}_2\text{O}_3$

Os silicatos di e tricálcicos são os principais

responsáveis pela resistência dos cimentos, sendo que o C_3S responde diretamente pelo aumento da resistência nos primeiros dias, enquanto a contribuição dada pelo C_2S , neste aumento, somente torna-se expressiva após os 28 dias de idade; entretanto, a resistência oferecida pelo C_2S , ao cabo de 2 anos, chega a ultrapassar os valores da fornecida pelo C_3S .

Quanto ao aluminato tricálcico e ao ferro aluminato tetracálcico, são compostos até certo ponto nocivos e cujas presenças somente se justificam em função da necessidade de existência de elementos que ajam como fundentes (11) (75).

Segundo Petrucci (73), as porcentagens médias com que os compostos C_2S , C_3S , C_3A e C_4AF se apresentam nos cimentos brasileiros são:

C_3S	-	42 a 60%
C_2S	-	14 a 35%
C_3A	-	6 a 13%
C_4AF	-	5 a 10%

Estes compostos são anidros, instáveis em presença de água e que, ao se hidratarem, formam compostos hidratados estáveis. Este processo de hidratação, com endurecimento, foi estudado por muitos pesquisadores e muitas teorias surgiram tentando esclarecer o fenômeno. O que é certo, contudo, é que, embora muitos pontos ainda permaneçam obscuros, chegou-se à conclusão de que a hidratação dos diferentes compostos procede-se da seguinte forma:

C_3S - Inicia a hidratação em poucas horas, numa reação exotérmica, formando Silicato de Cálcio Hidratado ($3 CaO 2 SiO_2 Ag.$) e hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$).

C_2S - Reage lentamente com a água, hidratando-se, formando também silicato de cálcio hidratado ($3 CaO 2 SiO_2 Ag.$) e hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$).

C_3A - Reage quase que instantaneamente, com a água, produzindo aluminato tricálcico hidratado ($3 CaO Al_2O_3 Ag.$) com elevado calor de hidratação.

C_4AF - Reage também rapidamente, com a água, embora seja mais lento que o aluminato tricálcico, formando ferri-rito monocálcico hidratado ($CaO Fe_2O_3 Ag.$).

Destes compostos formados, o aluminato tricálcico hidratado reage com o gesso adicionado como regularizador de pega, formando cristais de sulfoaluminato de cálcio, também denominado Sal de Candlot ($3 CaO Al_2O_3 3 Ca SO_4 3H_2O$), reagindo, ainda, com parte do hidróxido de cálcio liberado pela hidratação dos silicatos, formando aluminato tetracálcico hidratado ($4 CaO Al_2O_3 Ag.$) (11) (75).

O gel formado pelos processos descritos, se encarrega de promover a cimentação das partículas do solo, quando convenientemente misturado, fornecendo, ainda, a cal que irá desenvolver processos químicos nas denominadas reações secundárias.

Reações Secundárias

A segunda etapa do processo de estabilização, é aquela que se desenvolve quando a cal, proveniente do processo de hidratação do cimento, entra em contato com os finos do solo, em presença da água, iniciando um conjunto de reações. Embora não estejam definitivamente explicados o tipo e a origem destas reações, existe um consenso em grupá-las em três classes:

- Reação de Troca de Cátions
- Reação de Carbonatação
- Reação Pozolânica.

Sendo as duas primeiras relegadas a um segundo plano, por alguns autores que, embora reconhecendo a existência daquelas, exortam a importância das reações pozolânicas, afir-

mando serem estas as responsáveis pelo processo de estabilização dos solos (31).

Reação de Troca de Cátions - A cal despreendida da primeira reação, em contato com o sistema solo-água, se dissocia em cátions de cálcio e ânions de hidroxilas, iniciando-se um processo de troca de cátions, onde os íons de cálcio substituem os íons mais fracos existentes, ocorrendo ainda aglomeração adicional de cátions, em torno das partículas do argilo mineral (25), resultando em um balanceamento das cargas negativas da argila. Modifica-se, deste modo, a estrutura do solo, reduzindo-se o seu índice de plasticidade, características de inchamento e possibilitando floculação das partículas.

Reação de Carbonatação - É um outro tipo de reação, que resulta na formação de carbonato de cálcio, a partir da combinação da cal hidratada, com o dióxido de carbono, existente no meio. O produto obtido, além de não ser considerado um forte agente cimentício quando comparado com os silicatos e aluminatos hidratados, tem sua formação dificultada em face da baixa porosidade apresentada por grande parte de solos, o que dificulta a penetração do anidrido carbônico, substância indispensável, no processo de carbonatação.

Reação Pozolânica - No processo de reações secundárias, o ganho de resistência do solo aumenta principalmente devido às reações químicas entre a cal e os minerais argilosos. São ainda bastante discutidas as características, natureza e mecanismo de formação deste gel; entretanto, diversos autores concordam em afirmar que os produtos resultantes destas reações são basicamente silicatos e aluminatos de cálcio hidratados, similares, em natureza, aos componentes cimentícios encontrados no cimento hidratado (31) (66) (68).

Neste sistema, as hidroxilas dissociadas contribuem para elevar o pH do solo, o que resulta em uma maior facilidade para a reação do cátion de cálcio, com a sílica e a alumina, em face da dissolução destas, no meio alcalino formado.

Daí dizermos que a resistência do solo-cimento se incrementa, quando aumentamos o conteúdo de argila, sendo este efeito influenciado pelo tipo de argilo-mineral. Os minerais argílicos com 3 camadas, tais como montmorilonita e illita, em virtude de possuírem uma maior superfície específica e permitirem mais facilmente a penetração dos cátions entre as unidades cristalinas, são mais solúveis que os de 2 camadas, como é o caso da caulinita (66).

3.2.2 Estrutura do Sistema Solo-Cimento

Grande parte dos solos apresenta uma estrutura constituída de um esqueleto de grãos grossos, que se tocam entre si. Os vazios entre os grãos grossos são total ou parcialmente preenchidos com material argiloso.

Para o estudo da estrutura do sistema, devemos dividí-lo em duas fases: fase granular e fase de finos.

Fase Granular - No material granular, onde os grãos são relativamente grandes, em comparação com os do cimento, estes são aglutinados por cimentação nos pontos de contato entre os grãos (57).

Fase de Finos - Neste sistema, as partículas de cimento são muito grandes em relação às de argila, de modo que se forma um esqueleto de argila-cimento e uma matriz de argila. As unidades do esqueleto contêm um núcleo de gel de cimento hidratado, ao qual se prendem partículas de argila alteradas. A alteração da argila adjacente aos grãos de cimento é causada pela dissolução da sílica e alumina no meio alcalino. O material dissolvido, combina-se com Ca^{++} , e forma mais material cimentante que liga as partículas de argila. O material próximo aos grãos de cimento pode formar agregados que prendem, em sua malha, as partículas de argila menos alteradas. No caso de montmorilonita, as partículas de argila alterada perdem suas características expansivas (66).

Lilley, (56) sugere, ainda, que os solos coesi

vos são quebrados em pequenos nódulos, que são envolvidos com cimento e estes, quando compactados, formam um esqueleto estrutural do tipo mostrado na Figura 7.

3.2.3 Fatores que Influenciam as Propriedades do Solo-Cimento

As principais variáveis que interferem nas propriedades do solo estabilizado com cimento, podem ser subdivididas em (27) (54) (66) (86).

- a - Natureza do Solo
- b - Densidade
- c - Umidade
- d - Mistura
- e - Compactação
- f - Cura
- g - Temperatura
- h - Idade
- i - Minerais Argilosos
- j - Óxidos de Ferro e Alumínio
- k - Matéria Orgânica
- l - Sulfatos
- m - Aditivos
- n - Quantidade e Qualidade do Cimento

Natureza do Solo

Existem suficientes dados para sugerir que solos lateríticos de várias origens genéticas e de composição química e mineralógica diferentes, podem ser eficazmente estabilizados, mecanicamente ou através de aditivos, para os fins de engenharia (95) (103).

A natureza do solo é um dos mais importantes fatores que controlam a qualidade das misturas estabilizadas com cimento. Isto se refere à distribuição do tamanho das partículas,

propriedades físico-químicas e à composição mineralógica do solo (44) (69).

O seguinte critério foi estabelecido pelo U. S. Waterways Experiment Station (94) como limites gerais para a aplicabilidade do tratamento com cimento.

- | | |
|---|---------------|
| - Porcentagem de finos menores que 0,002 | menos que 35% |
| - Porcentagem passando na peneira nº 4 | mais que 55% |
| - Diâmetro máximo da partícula | 3 polegadas |
| - Limite de liquidez do material fino | menos que 50 |
| - Índice de plasticidade do material fino | menor que 25 |

Sherwood e Sullivan (87), ao estudarem a influência da composição granulométrica dos solos lateríticos estabilizados com cimento, com relação ao aumento de resistência conseguida, constataram que, na modificação da composição granulométrica, ocorria um aumento de resistência, quando as partículas de maiores dimensões eram removidas.

Por esta razão, é de grande importância que, em todo e qualquer estudo desenvolvido em termos de estabilização, fiquem perfeitamente determinadas as composições granulométricas dos solos submetidos a estudo.

Segundo Moh (69), o efeito da estabilização com cimento no solo é mais dependente das características da fração fina, principalmente das partículas de dimensões do silte e da argila. Observa-se que um aumento no conteúdo de argila do solo, corresponde a um aumento na resistência (considerando constantes os outros fatores, inclusive a porcentagem de cimento); entretanto, este efeito benéfico é limitado; e, atingido um ponto que seria a porcentagem ótima de argila para a mistura, quantidades adicionais de argila implicam numa menor resistência do solo cimento (18).

A seleção de um material bem graduado, que possibilite maximizar os pontos de contato entre os grãos do solo,

irá acarretar um ganho de resistência e estabilidade, pelo aparecimento de um maior número de pontos de cimentação (57).

Felt (36), com base em suas investigações, concluiu que argilas láteríticas com uma razão sílica-sesquióxidos relativamente pequena, pulveriza mais facilmente e reage de uma melhor forma com cimento, do que solos argilosos que têm uma razão sílica-sesquióxido relativamente grande.

A atividade do solo pode, também, ser utilizada para analisar os resultados da estabilização do solo. O termo atividade, originalmente proposto por Skempton, para as argilas (10), é definido como a razão do índice de plasticidade do solo e o percentual de material argiloso (partículas menores que 2 microns). Deve ser esperado, que, quanto maior a atividade, menor será a resistência da mistura, para uma dada concentração de cimento. Em outras palavras, mais cimento será requerido, para estabilizar o solo de alta atividade, para que se obtenha o mesmo grau de resistência de um outro de baixa atividade.

Estudos realizados por Croft e Nettleton (23), sobre capacidade de estabilização de solos pozolânicos, indicaram que a posição do solo, nos perfis, é importante na determinação da capacidade de estabilização, através do cimento. Foi observado que, para solos superficiais, contendo minerais de argila ativos, e com reações ácidas, era apropriado o uso da cal para sua estabilização; enquanto que, para zonas mais profundas que tinham illita e kaolinita como principais componentes, obtinha-se uma melhor resposta para uma estabilização com cimento. Horizontes contendo grandes quantidades de montmorilonita com reação ácida, não eram apropriados para estabilização. Se o mineral argiloso predominante é uma montmorilonita expansiva, e se está presente em quantidade necessária para controlar o comportamento do solo, o cimento pode se tornar antieconômico e deve ser utilizada a cal, na sua estabilização.

Com referência à manipulação do solo, estudos realizados por Townsend, Manke e Parcher (93) em solos laterí

ticos, mostraram que, embora a remoldagem altere significativamente os índices do solo, pequenas mudanças são observadas nas características de sua resistência. Entretanto, mostrou exercer grande influência na reação do solo, com vários aditivos estabilizantes.

Densidade

A densidade seca do solo compactado, tem um enorme efeito sobre a resistência e a compressão das misturas solo cimento. A resistência decresce consideravelmente com um pequeno decréscimo na densidade de compactação (48) (69).

Sherwood (86) estabelece que a resistência é proporcional ao logarítmo da densidade, onde a potência n é função da umidade e decresce de valor com o aumento desta.

Umidade

A presença da água nos materiais estabilizados é essencial à compactação e à hidratação do cimento. O conteúdo ótimo de umidade, para o máximo peso específico seco, não é, necessariamente, o conteúdo de umidade que corresponderá à máxima resistência (18). A resistência máxima, registrada por Felt (36), em solos argilosos, foi obtida para umidades de aproximadamente 2% acima da umidade ótima. Moh (69), ao estudar solos lateríticos estabilizados com cimento, observou que a resistência à compressão máxima, foi obtida para uma umidade aproximadamente igual, ou 2% acima da umidade ótima de moldagem, quando era fornecida água adicional para o processo de cura. Esta tendência foi observada ainda por outros pesquisadores do assunto (24).

Mistura

Para o cimento, exibir o máximo efeito, no material estabilizado, é necessário ser uniformemente distribuído por

todo o material, para evitar segregação. A resistência à com pressão aumenta com o incremento do tempo de mistura, até uma certa resistência limite ser alcançada. Esta resistência limite pode ser considerada como a correspondente à condição em que o cimento atinge o máximo grau de dispersão, na massa do solo (86). Uma mistura efetuada por um período maior que o necessá rio para que se proceda a uma perfeita homogeneização, torna-se danosa, tendo em vista que o processo de hidratação do cimento começa tão logo a água é adicionada; e esta demora excessiva acarreta rutura das ligações, o que implica em uma redução na resistência e na durabilidade (18).

Tão logo a mistura esteja concluída, deve-se iniciar o processo de compactação. A demora na compactação irá não somente diminuir os efeitos de endurecimento do cimento, co mo exigirá uma energia de compactação extra, para quebrar as agregações das partículas, e alcançar a densidade desejada (27). West (102) relatou uma perda entre 50 a 60% da resistên cia, após um lapso de tempo de duas horas, entre a mistura e a compactação. Para que se permita uma maior demora, podem-se uti lizar agentes retardadores de pega (03).

Compactação

Do estudo sobre o mecanismo de estabilização com cimento, fica totalmente claro que a resistência desenvolvida de uma mistura de solo cimento, depende diretamente da incimidade dos contatos, grão a grão (57) (68). Esta orientação das partí culas, para um contato mais íntimo, é promovida pela compactação.

O método de compactação utilizado pode, também, influenciar os valores da resistência obtida. No caso de solos siltosos ou argilosos, a utilização de um processo estático ou dinâmico não modifica a relação densidade seca e resistência, mas, no caso de areias ou pedregulhos, o processo de compacta ção estático apresenta menores resistências, para uma mesma den sidade de compactação. A razão disto é, provavelmente, o esmaga

mento dos grãos durante o desenvolvimento das altas pressões em pregadas para obtenção do peso específico seco, requerido (86).

Na compactação estática, se as duas extremidades da amostra são comprimidas a uma mesma razão, o gradiente de densidade será simétrico, com relação ao centro da amostra. Contudo, se as extremidades da prensa são impulsionadas com uma relação diferente, ou se apenas uma das extremidades se desloca, o gradiente de densidade será assimétrico, em relação ao centro, e diferenças na resistência serão observadas.

Uma amostra moldada assimetricamente, apresentará uma resistência à compressão não confinada, da ordem de 85% de outra moldada simetricamente. Este fato é de elevada importância na prática, desde que o gradiente de densidade de uma base compactada deve apresentar características de assimetria (86).

Cura

Um período de cura, sob condições de umidade satisfatória para o desenvolvimento das reações de hidratação dos compostos do cimento, é indispensável para o bom comportamento da mistura. A água também é de grande importância para as reações secundárias do cimento com o solo, em todas as suas fases.

Admite-se que a umidade de compactação fique retida na mistura compactada, por período de cura de 7 dias ou mais, quando da execução das obras no campo. Aplicações de pinturas betuminosas de "cutback" e emulsões garantem esta condição (66), que é de relevante importância, tendo em vista que a secagem antecipada da mistura implicará em um material de qualidade inferior.

Temperatura

O efeito da temperatura no desenvolvimento da resistência dos solos estabilizados com cimento, foi estudado por Bhatia (06), Clarke e Pollard (20), Wang e Huston (101), Dum

bleton (32) e Moh (69). Todos eles, ao estudarem solos contendo diferentes teores de argila, observaram um incremento de resistência, com o aumento da temperatura de cura, para amostras com um mesmo tempo de cura.

Sherwood (86) sugeriu serem as reações pozolânicas desenvolvidas entre o material argiloso e a cal liberada durante a hidratação do cimento, as responsáveis pelo grande aumento de resistência, com incremento da temperatura de cura.

Nos trópicos, onde as temperaturas são geralmente elevadas, este fato obtém significativa importância. Foi também observado que, para temperaturas tropicais, a resistência a sete dias do solo cimento atinge 75 a 85 por cento da resistência a vinte e oito dias.

Idade

A resistência dos materiais estabilizados com cimento tende a aumentar com o tempo de cura. Este ganho torna-se mais significativo com o incremento na concentração da mistura, e depende de uma série de fatores tais como temperatura, umidade, tipo de solo e outros (27).

Minerais Argilosos

Pequenas proporções de argila (3 a 8%) são benéficas para estabilização, devido à resistência extra, fornecida pelas reações pozolânicas do mineral argiloso com a cal, que produz materiais cimentantes. A presença de grande quantidade de argila pode ser bastante prejudicial (27).

Óxidos de Ferro e Alumínio

Devido à presença de elevadas concentrações de sesquióxidos de ferro e alumínio, os solos lateríticos podem ser estabilizados com relativamente pequena quantidade de cimen

to, sendo este fato atribuído às reações que a cal desprendida desenvolve com o material ferroso e aluminos. Estas reações, em bora similares àquelas mencionadas acima para os minerais argilosos, são muito mais rápidas, de forma que altas resistências são obtidas com maior brevidade (86).

Biszewki (09), observou que solos lateríticos contendo altas proporções de óxido de alumínio, mostravam um decréscimo na resistência, com o tempo, quando estabilizados com cimento. Isto sugere (86) que a cal liberada pela hidratação do cimento reage primeiro com a alumina, no solo, para formar o composto $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ e $2 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$, que ocorre em cimentos aluminosos, e que, posteriormente, se transformam no composto $3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6 \text{H}_2\text{O}$. Este último, com propriedades cimentantes mais fracas que os anteriores; o que acarreta uma redução na resistência. Esta reação pode ser mais freqüente do que o percebido, em virtude de os resultados serem mascarados pelo aumento de resistência dos outros componentes.

A redução na resistência não é acompanhada por deterioração do material estabilizado, como no caso do ataque por sulfato, e, contanto que a redução da resistência seja adequada às condições existentes, não haverá razão para rejeição do solo estabilizado (86).

Matéria Orgânica

Newill (72), após estudar várias amostras de diferentes zonas climáticas, concluiu que a baixa resistência de alguns solos portadores de matéria orgânica e estabilizados, não era devida unicamente ao conteúdo daquele material. A matéria orgânica necessariamente não interfere na hidratação do cimento; e é o tipo de composto orgânico, antes que a quantidade deste, o fator mais importante (85).

Em função da capacidade de redução da resistência do solo-cimento, a matéria orgânica divide-se em três grupos: (18).

- a - Inativos ou Pouco Ativos: Celulose, linhita, amidos, ácidos alginícos e a gelatina
- b.- Ativos: Pectina e Caseína
- c - Muitos Ativos: Glicose, açúcares, ácido núcleico e ácido húmico.

Entretanto, de uma forma geral, pode-se afirmar ter a matéria orgânica efeitos nocivos para a resistência, quando esta bilizamos solos lateríticos através da utilização do cimento (28).

Sulfatos

Bhatia (06) concluiu que a presença de pequenas quantidades de sulfato de cálcio pode causar grandes reduções na capacidade de resistência de lateritas estabilizadas. Mostrou que, para porcentagens de 0,2 , reduções da ordem de até 50 por cento poderiam ser esperadas.

O modo pelo qual os sulfatos atacam os produtos cimentíceos é bastante conhecido. O sulfato de cálcio e o aluminato tricálcico se combinam, formando o Cálcio Sulfo Aluminato, que ocupa um volume maior do que o volume dos materiais reagentes, promovendo desta forma desagregação do material, com enfraquecimento da estrutura anteriormente formada.

O sulfato de magnésio é mais prejudicial que o sulfato de cálcio; em parte, devido à sua maior solubilidade, e, em virtude de sua capacidade de também se combinar com silicatos de cálcio.

Geralmente, a presença de sulfatos em solos bem drenados, tais como as lateritas, é muito rara, tendo em vista que estes sais são facilmente removidos por lixiviação.

Aditivos

Os principais aditivos do solo-cimento são a cal viva, cal extinta, materiais betuminosos, cinzas volantes, cloretos de cálcio e reagentes químicos.

As cals facilitam a pulverização da mistura do cimento, através da redução da plasticidade do solo, servindo também para anular a ação retardadora da matéria orgânica.

Materiais betuminosos também são utilizados, em combinação com o cimento, nos processos de estabilização, sendo também empregados em forma de emulsão. Neste caso, a emulsão permanece estável, quando misturada com o solo fino, dispersando-se bem. O cimento acrescentado posteriormente, provoca a quebra da emulsão, adsorvendo parte da água livre, com conseqüente aumento da resistência.

As cinzas volantes parecem reduzir o fenômeno do trincamento, enquanto que o cloreto de cálcio anula o efeito retardador da matéria orgânica, podendo melhorar a resistência da mistura (66).

O uso de produtos químicos para a estabilização de lateritas tem sido utilizado; mas os estudos desenvolvidos até o momento não tem apresentado resultados animadores (27). Tais produtos químicos parecem, entretanto, ter aplicações limitadas em pequena escala, onde as condições são particularmente favoráveis.

Quantidade e Qualidade do Cimento

O tipo do solo laterítico e sua composição influenciam sua estabilização; e, segundo Gidigasu (43), Moh obteve resultados satisfatórios na estabilização de solos lateríticos de diferentes origens e com várias composições, e concluiu que todos os solos lateríticos poderiam ser estabilizados, usando-se 4 a 7% de cimento.

Recomendações de uma faixa de cimento, normalmente requerida para estabilizar solos classificados segundo a

AASHO, (principalmente para solos de regiões temperadas), para material de base, foram sugeridas pela Portland Cement Association (PCA) (76). Estas recomendações podem ser usadas como um guia, na seleção do conteúdo de cimento, para investigações de laboratório.

A resistência à compressão, cresce com a concentração de cimento; similar à tendência observada na estabilização com cimento de solos de regiões temperadas (24). Em geral, uma maior concentração de cimento implica em uma menor resistência para as primeiras horas de vida da mistura, comparada com a resistência após o prolongamento do tempo de cura. Para baixas concentrações de cimento, mais que 60% da resistência a 27 dias é desenvolvida após somente 1 dia de cura (69).

O aumento da concentração de cimento causa também uma tendência de diminuição do peso específico máximo seco e um aumento da umidade ótima, nas misturas solo laterítico-cimento (27).

O cimento Portland comum é o tipo comumente utilizado nos trabalhos de estabilização de solo. Não é um produto de características constantes e suas propriedades químicas e físicas variam consideravelmente de uma fábrica para outra, e, mesmo em uma única fábrica, em função do tempo.

Em virtude destas variações, é importante que, para propósitos de pesquisa, os resultados de uma determinada investigação sejam obtidos com cimento derivado de uma só produção.

Cimentos resistentes a sulfatos são aqueles em que a quantidade de aluminato tricálcico é bastante reduzida, tornando-se, desta forma, mais resistentes ao ataque de sulfatos.

Os cimentos aluminosos são dificilmente utilizados para estabilização de solos e podem sofrer uma perda de resistência em altas temperaturas ou com o envelhecimento (86).

3.2.4 Propriedades do Solo Tratado Pelo Cimento

As duas principais vantagens obtidas com o melhoramento do solo pela adição do cimento, são uma melhor capacidade de suportar os fatores intempéricos e o aumento da resistência da mistura. Numerosos benefícios auxiliares resultam; entre estes, um incremento no módulo de elasticidade e no módulo de rutura, um decréscimo na plasticidade, uma redução "in the lineal volumetric shrinkage characteristics" e uma redução na permeabilidade do solo tratado, quando comparado com o natural (53).

A qualidade dos materiais cimentados é normalmente avaliada com base nos testes de resistência, elaborados com o material, após o cimento ter tido suficiente tempo de endurecer (86).

Diferentes valores de resistência para os solos lateríticos estabilizados, foram sugeridos por vários pesquisadores, como base para aceitação do material.

Vallerga (97) apresenta um critério bastante rigoroso, com base no qual o material deverá apresentar uma resistência à compressão não confinada, mínima de 450 PSI (3.102,7 KN/m²) aos 7 dias, além de uma maior resistência à compressão, a 28 dias que a 7 dias, e maior resistência à compressão a 7 e 28 dias, com aumento do porcentual do aditivo.

Clare e Mohan (19) usaram 300 lb/sq.in. (2.068,5 KN/m²) para avaliar a adequabilidade de estabilização de lateritas na Nigéria.

A resistência à compressão de laboratório de 250 lb/sq.in. (1.723,7 KN/m²), após 7 dias de cura úmida, foi também sugerida como um critério para mistura de solo cimento (27) (61) (81).

Moh (69) conseguiu estabilizar diferentes solos lateríticos, para atender a este critério, com quantidade de cimento variando entre 4 a 7%.

Foi ainda proposta, no Central Road Research Institute of India (16), uma resistência à compressão não confinada de 150 lb per sq.in (1.034,2 KN/m²), como valor limite para construção de base, em regiões tropicais.

As concentrações de cimento recomendadas pela PCA são muito maiores que aquelas baseadas no critério de resistência de 250 lb/sq.in (1.723,7 KN/m²) (69).

A dosagem do solo-cimento pelos ensaios de durabilidade é discutível; a resistência à compressão é mais fácil de determinar e fornece uma boa idéia das propriedades cimentantes conseguidas (66).

Ao estudar a susceptibilidade de estabilização de solos lateríticos de diferentes locais, Moh (69) constatou que todos os solos estabilizados com cimento, para dar, a sete dias, uma resistência à compressão de 150 lb/sq.in. (1,034,2 KN/m²), apresentaram adequada estabilidade para suportar o severo teste de durabilidade com ciclos alternado de molhagem e secagem, sem fracasso; tendo ainda sido constatado, pelo mesmo, que, em temperaturas tropicais, a resistência a sete dias se encontrava entre 75 a 85 por cento da resistência a 28 dias.

A rigidez das misturas também sofre influência e pode ser avaliada pela inclinação das curvas tensão-deformação, que exige uma certa elevação, com a porcentagem de cimento. Fenômeno da mesma ordem foi apresentado por Vargas (99) quando, ao estudar amostras submetidas a ensaio de compressão simples, constatou aumento na inclinação da curva tensão deformação, com incrementos na concentração de cimento. Verificando, também, ser função do tipo de solo, variando com sua granulometria de maneira que, para um mesmo teor de cimento e solos diferentes, variações da ordem de até 20 vezes foram presenciadas com praticamente nenhuma variação na resistência das amostras.

O efeito do cimento sobre as características de plasticidade, foi estudado por um grande número de pesquisadores. A adição de cimento e sua subsequente hidratação, tendem a

produzir agregações das partículas argilosas, afetando consideravelmente a plasticidade. Existe uma concordância entre vários pesquisadores em afirmarem que a adição de cimento diminui o índice de plasticidade, através de um considerável aumento no limite de plasticidade do solo (27) (78).

O modelo de fratura do solo estabilizado com cimento é típico de material frágil (101), fornecendo um comportamento que sugere ruturas prévias do material, correspondente às tensões de "peak", seguindo-se um escoamento (78).

Após atingir o valor de "Peak", o decaimento da curva tensão-deformação passa a sofrer deformações sob tensão praticamente constante, dita "residual", sendo mais acentuada a deformação, para as dosagens mais elevadas de cimento (78).

Para deformações em torno da tensão de "peak", observa-se uma inversão no sentido da variação das deformações volumétricas, que passam a crescer de maneira muito acentuada, podendo-se encontrar explicação para este comportamento na quebra generalizada de ligações de caráter cimentante, que seriam, então, responsáveis pelo aumento substancial do índice de vazios, (78) influenciado pela redução da matriz argilosa que fornece um comportamento não dilatante, durante o cisalhamento (98).

FIGURAS DO CAPÍTULO 3

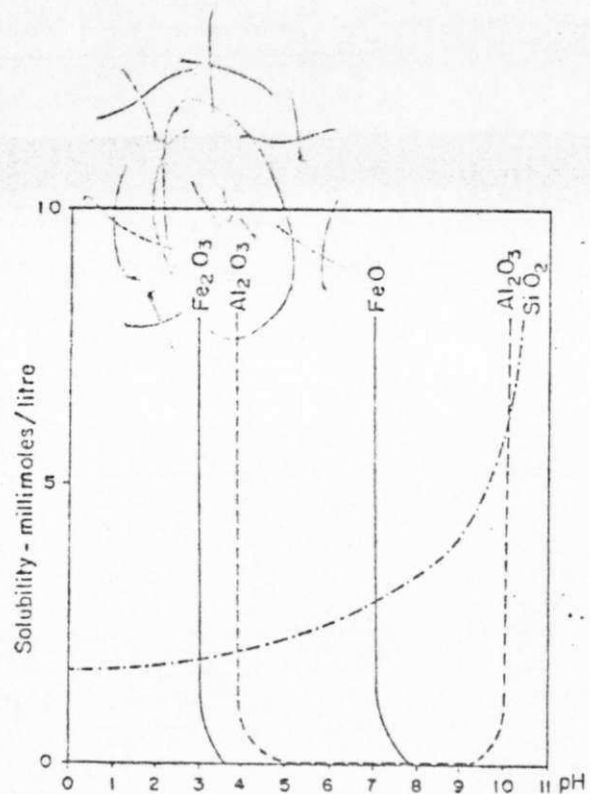


FIG. 3.1 - SOLUBILIDADE DO FERRO, ALUMINA E SILICA EM FUNÇÃO DO pH (52)

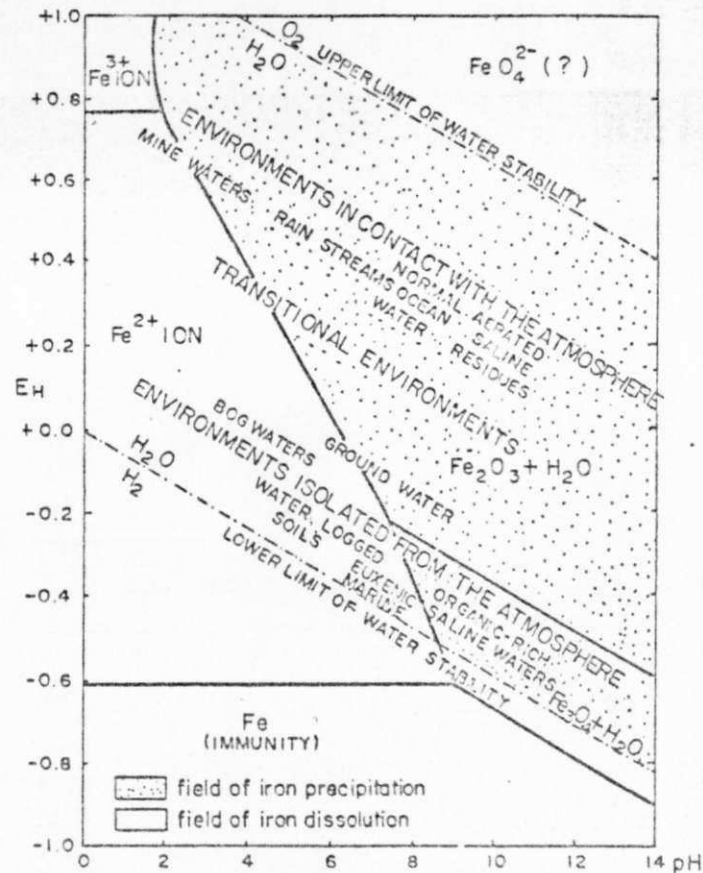


FIG. 3.2 - DIAGRAMA DO EQUILIBRIO TERMODINÂMICO DO FERRO, MOSTRANDO A POSIÇÃO APROXIMADA DE ALGUNS MEIOS NATURAIS (ESQUEMATIZADO PARA 25°C E 1 ATMOSFERA DE PRESSÃO) (52)

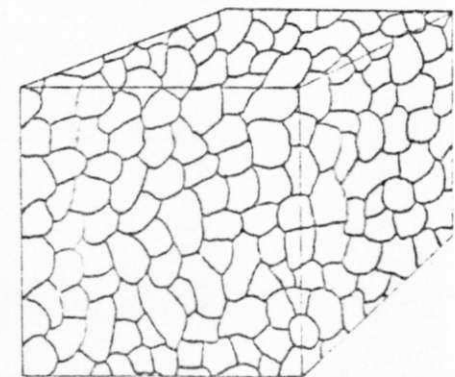


FIG. 3.3 - ESQUELETO ESTRUTURAL DOS SÓLOS COESIVOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO

CAPÍTULO 4

MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados na elaboração das amostras submetidas aos ensaios descritos nos capítulos seguintes, constituiram-se basicamente de solo laterítico, cimento e água.

4.1 SOLO LATERÍTICO

4.1.1 Localização e Coleta

O solo selecionado foi o existente na jazida de Nova Floresta, que está situada na zona fisiográfica da Borborema Oriental, à margem direita da Rodovia Pb-151, no trecho Cuité-Nova Floresta, distando aproximadamente 5,0 Km da sede do Município de Cuité. A Figura 4.1 mostra um mapa do Estado da Paraíba e o posicionamento da jazida em relação ao mesmo. A fotografia do corte, de onde foi retirado o solo, é apresentada na Figura 4.2, sendo fornecido um detalhe do material na jazida, na Figura 4.3.

A área que envolve a jazida pesquisada, apresenta uma geologia correspondente ao período terciário, com o topo recoberto por capeamento sedimentar, assente sobre uma superfície do cristalino, bastante aplainada e intensamente caulinizada (59).

O material foi coletado a uma profundidade aproximada de 1 m, em relação ao nível do terreno, em um talude ver

tical em corte, após raspagem e remoção do solo desgastado pela ação dos fatores intempéricos a que estava exposto. Apresentava uma umidade higroscópica de 4,73%.

4.1.2.. Propriedades.

As propriedades físicas e químicas, a composição mineralógica e a classificação do solo estudado, estão apresentadas na Tabela 4.1, enquanto que a composição química do mesmo está apresentada na Tabela 4.2.

Os valores de composição química, superfície específica, pH, teor de matéria orgânica e composição mineralógica constantes das Tabelas 4.1 e 4.2, foram obtidos do trabalho de Lucena (59). Neste trabalho, eles têm valor apenas qualitativo, desde que correspondem a duas frações do mesmo material, ou sejam, concreções e solo, como se pode observar na Tabela 4.2. Lucena (59) utilizou uma divisão arbitrária, baseada no diâmetro de 3/8" (9,5 mm.), para considerar a separação entre concreções e solos. As frações de diâmetro menor que dois (2) microns, e provenientes quer da desagregação mecânica das concreções, quer do solo, são, então, aquelas cujas propriedades estão fornecidas nas Tabelas. Como o solo usado nesta pesquisa foi obtido por britagem das concreções, em mistura com o solo, os valores apresentados não correspondem à fração de diâmetro inferior a 2 microns.

A percentagem de concreções do solo utilizado, não foi determinada antes da britagem; razão por que, valores quantitativos, para os solos britados, não podem ser fornecidos.

4.2. CIMENTO

O cimento utilizado, foi adquirido no depósito da Zebu, nesta cidade. Houve o cuidado de ser escolhido um saco recém chegado da fábrica, de maneira a haver certeza de estar sendo utilizado um produto de qualidades indiscutíveis, não prejudicado por processos inadequados de estocagem.

Quando da chegada ao laboratório, foi o cimento colocado em depósitos devidamente lacrados, para evitar alteração do produto, durante o período em que seria utilizado.

O cimento escolhido foi o Portland CP - 320, da Companhia Paraíba de Cimento Portland - CIMEPAR -, de fabricação de maio de 1.978.

O resultado das análises químicas e físicas, realizados nos laboratórios da CIMEPAR, para amostras de cimento daquele lote, está apresentado nas Tabelas 4.3 e 4.4. (21).

4.3. Á G U A

A água empregada durante a realização de todos os ensaios, tanto para modificar a umidade do material, quanto para a percolação, foi destilada. Assim, evitava-se a presença de substâncias que pudessem interferir nas propriedades dos materiais estudados; e, também, conseguia-se uma melhor saturação das amostras.

FIGURAS DO CAPÍTULO 4

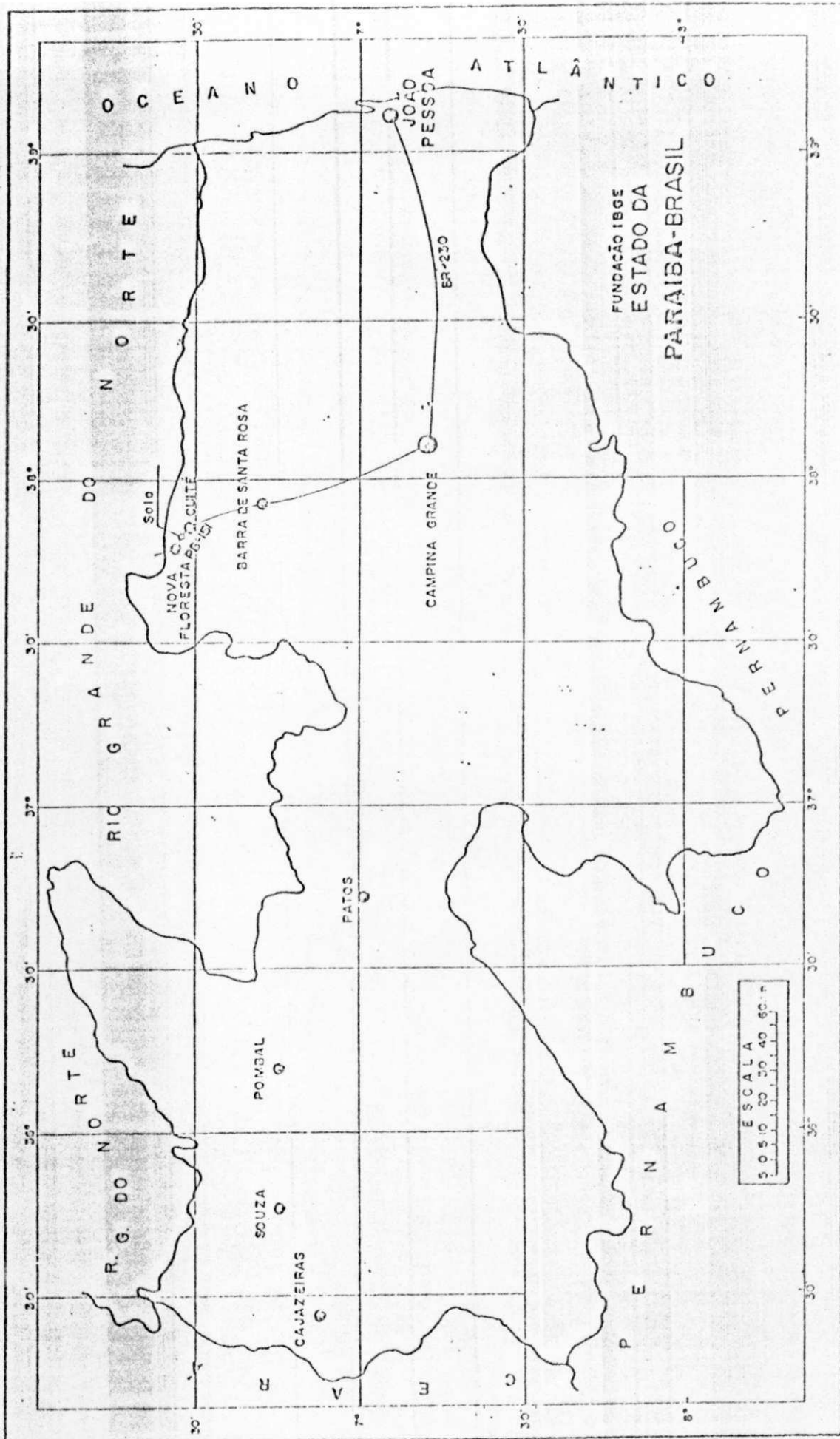


FIGURA 4.1 - MAPA DO ESTADO DA PARAIBA MOSTRANDO A LOCALIZAÇÃO DA JAZIDA



FIGURA 4.3 - "CLOSE" DA JAZIDA.

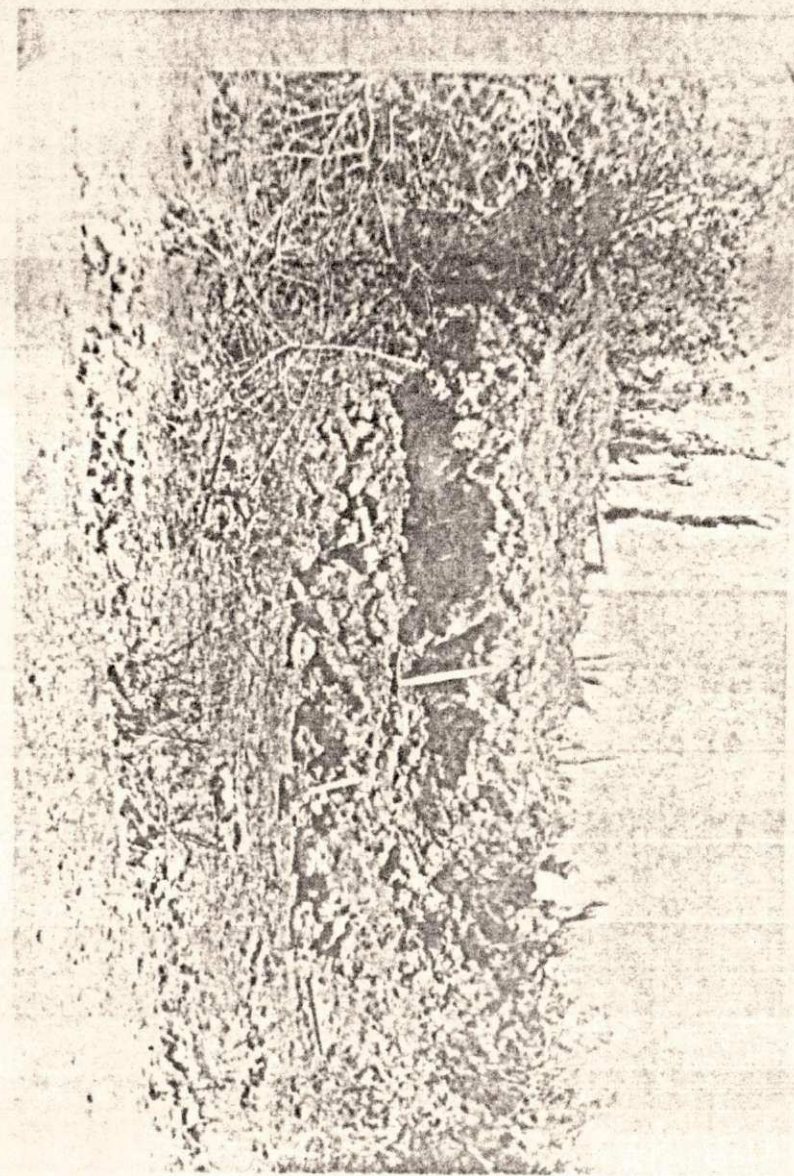


FIGURA 4.2 - VISTA DA JAZIDA DE ONDE FOI RETIRADO O MATERIAL.

TABELAS DO CAPÍTULO 4

Composição Granulométrica(%)	
Pedregulhos (> 2 mm)	-
Areia (2,0 - 0,06 mm)	69,00
Silte (0,06 - 0,002 mm)	16,00
Argila (< 0,002 mm)	15,00
Propriedades Físicas	
Densidade Real	3,03
Limite de Liquidez %	21,15
Limite de Plasticidade %	16,57
Índice de Plasticidade %	4,58
Propriedades Químicas	
Teor de Matéria Orgânica %	0,67
pH	5,10
Superfície Específica (m ² /g)	
Concreções(< 2 microns)	8,33
Solo (< 2 microns)	18,19
Composição Mineralógica fração (< 0,074 mm)	
Argilo Mineral Predominante	Caulinita
Outros	Quartzo Goetita
Classificação	
Casagrande	SM-SC
HRB	A-1-b
USAID	Solo Ferrugi- noso

Tabela 4.1 - Propriedades e Classificação do Solo Estudado.

Composição Química (%)	Solo	Concreções
SiO ₂	28,00	22,00
Fe ₂ O ₃	7,00	29,50
FeO	0,00	0,00
Al ₂ O ₃	27,00	21,70
TiO ₂	1,30	1,00
Ca	0,00	0,00
MgO	0,30	0,20
MnO	0,00	0,00
P ₂ O ₅	10,00	6,00
Na ₂ O	4,10	2,15
K ₂ O	0,30	0,50
SO ₃	1,50	1,00
Sr	0,00	0,00
Cv	0,00	0,00
Zn	0,00	0,00
Perda a 1000°C	15,00	12,30

Tabela 4.2 - Composição Química das Frações Menores que 2 Microns, do Solo e das Concreções.

Tabela - 4.3.

COMPANHIA PARAÍBA DE CIMENTO PORTLAND - CIMEPAR

Análises Químicas e Físicas

Material: Cimento Portland CP-320

Amostragem Representativa do Mês de 05/78.

ENSAIOS QUÍMICOS

Perda ao fogo	1,08%
Resíduo insolúvel	0,24%
Sílica (em SiO_2)	20,57%
Óxido de férrico (em Fe_2O_3)	2,50%
Óxido de alumínio, por diferença (em Al_2O_3)	6,21%
Óxido de cálcio total (em CaO)	63,00%
Óxido de magnésio (em MgO)	2,80%
Anidrido sulfúrico (em SO_3)	2,67%
Óxido e hidróxido de cálcio livre (em CaO)	0,94%
Óxido de sódio (em Na_2O)	0,08%
Óxido de potássio (em K_2O)	0,60%
Óxido de sódio, solúvel em água (em Na_2O)	0,07%
Óxido de potássio, solúvel em água (em K_2O)	0,53%
C_3S	47,22
C_2S	23,37
C_3A	11,55
C_4AF	7,61
MS	2,4
MF	2,5
KST	96,9

Dr. JOÃO BERTELI

C. Qualidade

Tabela - 4.4.

ENSAIOS FÍSICOS

Massa específica (MB-346)	3,21 g/cm ³ .
FINURA:	
Resíduo na peneira normal de 0,75 mm (P-MB-506)	5,4%
Superfície específica BLAINE (P-MB-348) ...	3,010 cm ² /g.
PEGA (P-MB-1):	
Água para consistência normal da pasta	26,6%
Início da pega	01 ^h 58 min.
EXPANSIBILIDADE (MB-1):	
A quente	0,48 mm.
A frio	0,40 mm.
ENSAIO À COMPRESSÃO (P-MB-567):	
Argamassa	Normal
Traço (em peso)	1:3
Fator água/cimento (a/c)	0,50 l/kg.
Reistência (kg/cm ²):	

IDADE EM DIAS

	3	7	28
	214	285	366
	209	288	361
	214	295	356
	211	290	364
	219	293	356
	214	285	359
Média:	214	289	360

Dr. JOÃO BERTELI

C. Qualidade

CAPÍTULO 5

MÉTODOS EXPERIMENTAIS

Introdução

Neste capítulo, expomos os métodos que foram adotados nas experiências realizadas, justificamos a escolha deste ou daquele, demoramo-nos a pormenorizar adaptações ou criações na aparelhagem utilizada, e, mostramos a sequência das operações a que foi submetido o material estudado.

Dividimos a exposição na mesma ordem natural das experimentações:

- 1 - Ensaio Preliminares
- 2 - Preparação das Amostras
- 3 - Ensaio de Permeabilidade
- 4 - Ensaio Triaxiais

Os ensaios preliminares ficaram desdobrados em:

- 1 - Granulometria
- 2 - Limites de Atterberg
- 3 - Determinação da Densidade Real
- 4 - Compactação.

A preparação das amostras teve a seguinte subdivisão:

- 1 - Generalidades

- 2 - Mistura
- 3 - Moldagem
- 4 - Compactação
- 5 - Saturação
- 6 - Cura.

No item dos ensaios de permeabilidade, abrimos um sub-item para o equipamento idealizado e construído para a medição da permeabilidade.

Por fim, são expostos os ensaios triaxiais.

5.1 ENSAIOS PRELIMINARES

5.1.1 Granulometria

O solo coletado, apresentava-se pulveréneo, com acentuada presença de concreções. Foi acondicionado em sacos de polietileno, devidamente lacrados, de modo a evitar perda do material fino, para garantia da sua representatividade. A jazida de onde foi colhido, fica nas proximidades de Nova Floresta, Cidade da Região do Curimataú, no Estado da Paraíba.

Chegado ao Laboratório, foi o solo exposto ao ar, para secagem.

Dada a presença das concreções, o material foi submetido a um processo de britagem. Para isso, utilizou-se um britador de mandíbulas, que reduziu a 9,5 mm, o diâmetro máximo dos grãos.

A seguir, procedeu-se a um peneiramento. A peneira usada foi de 2 mm (nº 10), de modo a propiciar a utilização do equipamento triaxial existente no laboratório, visto que a limitação no tamanho das amostras impõe limitações nas condições de granulometria. Tal fato não prejudicou a qualidade dos ensaios, desde que se considere que o efeito na estabilização de um solo depende mais das características da fração fina, a saber, das partículas de dimensões do silte e da argila (69).

A análise granulométrica foi realizada a partir do material obtido da britagem. E o ensaio de granulometria das partículas maiores que 0,074 mm., foi desenvolvido através da utilização do método padrão de especificação inglesa, BS 1377 (13). Foi usado este método, porque as normas brasileiras não especificam nenhum ensaio por via úmida; e este último se tornou necessário, face à presença de uma elevada quantidade de agregações fracas, de partículas com dimensões menores que 0,074 mm de diâmetro.

O ensaio consiste, basicamente, em tomar duzentos gramas do solo e misturá-los com uma solução de hexametáfosfato de sódio, na concentração de dois gramas de solo, para um litro de água. Toma-se o cuidado de agitar a mistura solo-solução, em intervalos de tempo conveniente, de modo a facilitar a deflocculação. Decorrido o período de duas horas, o material é submetido a um processo de lavagem, na série de peneiras (ASTM), até a obtenção de uma água de lavagem limpa. A seguir, o material retido nas diversas peneiras é encaminhado a um processo de secagem; e, posteriormente, ao de pesagem. A fração de material menor que 0,074 mm, é obtida pela diferença entre a pesagem da amostra, antes da realização do ensaio, e, o somatório dos pesos secos, retidos em cada uma das peneiras da série.

A distribuição granulométrica das frações menores que 0,74 mm foi conseguida através da utilização do método ABNT-MB-32 (04). Este método consiste na determinação do diâmetro médio das partículas, em função da velocidade de deslocamento destas, em um meio fluido; o que é estabelecido pela Lei de Stokes. Foram levadas em consideração todas as correções necessárias; ou sejam, do defloculante, do menisco, e, da temperatura. Também foi efetuada, de maneira conveniente, a calibração do densímetro. Embora o método seja vago, subsídios para a execução de tais tarefas foram encontrados em Lambe (55).

Como agente defloculante, foram usados 125 ml. de solução de hexametáfosfato de sódio e que tinha uma concentração de 47,5 gramas, por litro de água destilada, havendo sido tamponada com CaCO_3 , em pH 9. Segundo estudos apresentados na

revisão bibliográfica, era este o defloculante mais indicado para o tipo de solo estudado.

Deve-se ressaltar que o emprego destes métodos comuns de determinação de granulometria, pode levar a resultados falsos; principalmente no tocante à análise dos finos. Porque a dispersão das partículas que se encontram quimicamente agregadas, não é totalmente efetuada pelos agentes defloculantes neles utilizados (74).

5.1.2 Limites de Atterberg

Limite de Liquidez (LL)

Na determinação do valor do Limite de Liquidez, para o solo, foi utilizada a norma ABNT-MB-30 (04).

Limite de Plasticidade (LP)

Na obtenção do valor do Limite de Plasticidade do material em estudo, foi seguida a norma ABNT-MB-31 (04).

É importante notar que, durante os ensaios de LL e LP, a manipulação do solo, em presença da água, leva a uma possível quebra dos finos; e a uma leve defloculação. De modo que estes finos defloculados, absorvem água adicional; isto torna mais difícil a fixação dos valores corretos, para os citados limites, visto que os resultados finais obtidos, são função das modificações ocorridas no material, durante o período de ensaios (80) (103).

5.1.3 Determinação da Densidade Real

O ensaio para a determinação da densidade real, foi executado com resguardo das recomendações constantes da norma D.N.E.R. - D.P.T. M 93.64 (30). Para o solo, foram executadas três determinações. Estas foram aceitas como de boa qualidade, porque não diferiram, entre si, além do limite especificado

30
pelo método, bastante rigoroso, este, se comparado com variações permitidas por outros, como é o caso da norma BS.

5.1.4 Compactação

A execução do ensaio de compactação foi orientada pela norma ABNT-MB-33 (04).

Foi utilizada a energia de compactação do Proctor Normal, e água destilada para modificação da umidade do solo, na obtenção dos diferentes pontos. Desta forma, foi possível obter a relação entre o peso específico aparente, seco, em função do teor de umidade.

Na determinação de cada ponto, foi utilizado novo material, com o intuito de obter a melhor representatividade possível, para a curva de compactação. Evitaram-se, deste modo, prováveis modificações nas características intrínsecas, que podem surgir quando do reaproveitamento do material (58).

Foram efetuadas compactações ao natural, e, a diferentes teores de cimento. Para um melhor estudo do comportamento do solo, foi, ainda, executada uma compactação na amostra previamente umedecida durante um período de sete dias de antecedência.

Diferentes processos de mistura (homogeneização) do solo com água de umidificação, foram realizados. E, quando fosse o caso, com o cimento. Foi concluído que o processo utilizado era perfeitamente satisfatório; levava a uma boa homogeneização, dos materiais ensaiados. (quadro número 5.1). Foi utilizado, para tanto, o misturador elétrico, de eixo vertical, existente no laboratório.

5.2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

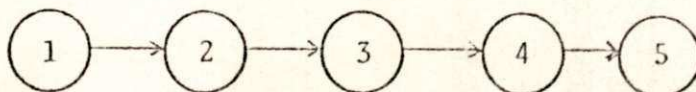
5.2.1 Generalidades

Visando à racionalização dos ensaios e buscando

QUADRO 5.1

PROCESSO DE MISTURA DO MATERIAL

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO



1. Colocação do solo, ou, quando fosse o caso, do solo e do cimento, na bacia do misturador,
2. Homogenização do material por um período de um minuto.
3. Colocação da quantidade de água necessária para levar à umidade desejada, e continuação da mistura por mais um minuto.
4. Parada do misturador e retirada do material aderido às paredes da bacia, e fixado às pás. Religação, a seguir, por mais um minuto.
5. Material pronto para ser compactado.

evitar mudança nas propriedades dos materiais, em razão de manuseio impróprio ou de operações desnecessárias, algumas decisões se fizeram necessárias, sobre a geometria dos corpos de prova e também acerca dos processos de sua preparação.

Constituindo-se, esta pesquisa, mais um trabalho sobre solos lateríticos do Estado da Paraíba, achamos que ela não se devia desvincular, inteiramente, dos anteriormente desenvolvidos, neste Centro. Por isso, decidimo-nos pela utilização de técnicas já adotadas, anteriormente, no que diz respeito à geometria e ao método de aplicação da energia de compactação (12) (38). Principalmente porque, entre outras vantagens, a amostra moldada segundo aquela orientação, irá servir tanto para a realização do ensaio de percolação, quanto para o ensaio triaxial. E sem que seja preciso retrabalhá-la, para adaptação de suas dimensões à aparelhagem a ser usada quando do novo ensaio; medida esta que poderia acarretar amolgadura e consequente perda da representatividade do material ensaiado.

O processo de preparação dos corpos de prova para os ensaios subdivide-se basicamente nas operações: Mistura, Moldagem, Compactação, Saturação e Cura.

5.2.2 Mistura

Convenientemente dosada, a mistura foi homogeneizada, mecanicamente, por um período de um minuto. Logo após, adicionou-se a quantidade de água necessária para que o material obtivesse a umidade ótima de moldagem; isto é, 12,9% para o solo sem aditivo, e, 13,5 13,7 e 13,7% quando misturado com cimento nas concentrações de 2, 4 e 6%, respectivamente, para a energia de compactação do Proctor Normal, que é a utilizada na realização dos trabalhos.

Continuava-se a mistura, por mais um minuto, após o qual parava-se o misturador; retirava-se o material aderido às paredes da bacia e às pás do misturador. Religava-se, então, o misturador, por mais um minuto; isso perfazia o tempo total

de três (3) minutos, de mistura.

Em todas as fases da mistura mecânica, utilizou-se um misturador elétrico, de eixo vertical, Hobat, modelo N-50, de 1/6 de HP.

5.2.3 Moldagens

Os moldes dos corpos de prova eram constituídos de tubos de PVC, com um comprimento total de 101,6 mm, por 40,3 mm. de diâmetro interno. Isso tornava possível a moldagem de corpos de prova de 76,2 mm. de altura, por 40,3 mm. de diâmetro.

Cuidados especiais foram tomados, para evitar expansões do corpo de prova; tanto durante a fase de saturação, como nas de compactação e/ou de percolação. Para esse fim, eram colocadas, antes do início dessas fases, três abraçadeiras de cintamento, como reforço para as paredes do cilindro. Desta forma, evitava-se tendência de abaulamento das paredes. A amostra era, também, devidamente confinada em suas superfícies superior e inferior, por um sistema "papel de filtro, disco de fibra, perfurado (substituto da pedra porosa), e, conexão do tipo de redução rosqueada", que servia para confinar, mecanicamente, o conjunto, através de encaixe com a rosca do molde, além de se prestar como peça de adaptação, para os bocais do permeâmetro, conforme será descrito posteriormente. O projeto do molde foi elaborado visando-se à sua fabricação nas próprias oficinas do CCT; ele é apresentado na Figura 5.1. Os demais acessórios podem ser vistos na Figura 5.2.

Na moldagem dos corpos de prova, algumas variáveis foram fixadas. A densidade das amostras era a máxima obtida na respectiva curva de compactação. A energia de compactação usada na obtenção desta densidade foi estática, o que nos leva a concluir que, possivelmente, esta quantidade de energia não tenha sido exatamente a mesma que a do proctor normal, que é uma energia dinâmica e que foi utilizada durante o ensaio de compactação anteriormente descrito. Paralelamente, modificações

na micro estrutura podem ocorrer, tendo em vista a variação no modo de compactação do corpo de prova. Análise da interferência que as modificações destes parâmetros podem provocar, com relação às propriedades de resistência, é apresentada no capítulo de levantamento dos conhecimentos existentes.

A umidade ótima foi usada na moldagem dos corpos de prova, aproximando as condições de ensaio, em laboratório, às condições de execução dos serviços em campo, onde se torna necessária a obtenção de elevadas densidades, com emprego de um mínimo possível de energia. Esta umidade foi rigorosamente controlada; e todo aquele corpo que apresentasse uma variação maior que $\pm 0,2\%$, era rejeitado.

Para determinação dos teores de cimento, a serem utilizados, diversas considerações foram feitas. Entre estas, análises de resultados obtidos em estabilização feita para o mesmo tipo de solo, em trabalhos de teses anteriores.

Moh, segundo Gidigas (43), obteve resultados satisfatórios, na estabilização de solos lateríticos de diversas origens e de composições variadas, e concluiu que todo solo laterítico poderia ser estabilizado, para construção de base, usando 4 a 7% de cimento.

Winterkorn (104), apresenta as Tabelas da Portland Cement Association - PCA -, que mostram as faixas usuais do cimento requerido, para solos grupados segundo a classificação da AASHO. (Tabelas 5.1 e 5.2), Enquadrado nestes parâmetros, o solo estudado, achamos ser de 5% o teor indicado de cimento.

Diante dos resultados apresentados, 6% foi fixado como teto máximo, de concentração de cimento; estudando-se, portanto, teores de 0, 2, 4 e 6%.

5.2.4 Compactação

Estando convenientemente homogeneizada e umedeci

da a mistura, pesava-se, dela, a quantidade necessária para um molde, o que era função do volume final da amostra e da densidade desejada para o material, ambos, parâmetros anteriormente determinados.

Este material era lançado no molde provido dos respectivos complementos, e com capacidade para conter toda a mistura ainda não compactada.

O conjunto era, então, levado para a prensa, para que fosse efetuado o primeiro estágio de compactação. Após o que, era retirado o complemento maior; e passava-se à segunda etapa, obedecendo-se as instruções adiante apresentadas. Concluída esta segunda etapa, a amostra havia atingido a densidade desejada e que era a máxima, para o Proctor Normal.

Todas as precauções, para evitar perda de umidade, eram tomadas, durante esta fase, no encerramento da qual, novo controle era efetuado.

No final, o molde recebia, em suas extremidades, o filtro de papel, o disco de fibra e a conexão tipo redução, que confinava, convenientemente, a amostra.

Equipamento Utilizado

A energia de compactação foi transmitida ao solo, através da utilização de uma prensa hidráulica, Farnel 8220/501, mediante o seguinte processo.

Tubos complementares foram desenhados e desenvolvidos, de acordo com o esquema apresentado na Figura 5.3. A finalidade era a de aumentar a capacidade do molde, quando a este fossem conectados aqueles complementos, pelas roscas indicadas nas figuras. Assim, haveria possibilidade de colocar, no interior do cilindro, todo o material a ser compactado.

Após rosqueado aos complementos, o conjunto é fixado sobre uma base metálica que possui uma saliência cilíndrica de 40,3 mm de diâmetro, por 6,40 mm de altura. (Base 1).

O tubo adicional menor é encaixado nessa base; a seguir, o material a ser compactado é colocado no interior desse recipiente, assim formado.

Através de um pistão metálico, com diâmetro de 40,3 mm, acoplado à prensa, são aplicados os esforços sobre a camada superior do solo, a uma velocidade de 0,16 polegadas-minutos. Essa aplicação de esforços é feita até que a altura do solo atinja 82,5 mm; ou seja, até quando a superfície inferior do pistão coincide com a saliência das paredes internas do cilindro de moldagem.

Esta altura é controlada mediante penetração do pistão, previamente calibrado, de modo a fornecer estes dados. O pistão é removido do interior do cilindro; a seguir, o complemento superior é desatarrachado e, em seu lugar é ajustada outra base metálica de saliência cilíndrica com 12,7 mm de altura, por 43,0 mm de diâmetro. (Base 2).

Uma nova etapa de compactação é realizada, sobre a outra face do solo, com a retirada da base 1 e a colocação do pistão, na mesma velocidade anteriormente empregada.

Pormenores das bases podem ser vistos na Figura 5.4.

A aplicação dos esforços sobre a superfície do solo prossegue, até que a face interior do pistão coincida com as saliências da parede interna do molde; isto significa que, neste ponto da compactação, a amostra possui uma altura de 76,2 mm. Então, a máquina é desligada; e permanece nesta condição, por um período de um minuto, tempo necessário para que ocorra uma melhor acomodação das partículas do solo, às novas posições ocupadas. Obtém-se, desta forma, o solo compactado na densidade máxima e na umidade ótima, para a energia escolhida; o que pode ser facilmente controlado, em face de termos um volume final fixo, para aquela quantidade de material, lançada no molde.

Com a finalidade de evitar atrito, entre o solo

e as paredes do molde, e respectivos complementos, as faces internas destes foram protegidas por uma fina camada de vaselina, antes de cada nova compactação. Atendeu-se, assim, à orientação dada pela técnica desenvolvida, e anteriormente citada (38).

A divisão, em duas etapas, do ensaio de compactação, deve-se à tentativa de reduzir os efeitos da formação de gradiente de compactação, ao longo da amostra.

5.2.5 Saturação

Após a compactação, os corpos de prova eram encaminhados à fase de saturação.

Colocados no dissecador, ligava-se a bomba de vácuo, por um período de uma hora e meia. Decorrido este tempo, que bastava para provocar um vácuo suficiente à retirada do ar, dos vazios da amostra, fechava-se a válvula do dissecador e se introduzia água no interior do recipiente, promovendo-se, com isto, a saturação; porque o líquido passava a preencher, agora, os vazios do corpo de prova.

Totalmente encobertas as amostras, retirava-se a tampa do depósito de vidro, para que a pressão atmosférica, agindo sobre a superfície da água, comprimisse a lâmina superficial, forçando ainda mais a penetração do líquido, na amostra.

Método e Equipamento Utilizados para a Saturação

Para a colocação das amostras no permeâmetro, bem como para a realização do ensaio triaxial, era preciso saturá-las. Na escolha do método de saturação, optamos pelo já adotado em outros trabalhos desenvolvidos neste Centro. Consiste ele na utilização do sistema idealizado por Cabrera (15). Segundo esta metodologia, imprime-se um vácuo, no corpo de prova, durante um certo período; isso cria uma subpressão nos va

zios da amostra. Neste ponto, inicia-se a colocação de água sobre as amostras, de modo a encobri-las, totalmente. Após isso, permite-se que o conjunto entre em contato com o meio exterior; a atmosfera, então, encarregar-se-á de comprimir a água para o interior da amostra.

Para esse processo, foram utilizados uma bomba de vácuo, um dissecador de vidro; recipiente contendo água destilada; e, mangotes de conexão.

5.2.6 Cura

As amostras, depois de saturadas, permaneciam imersas em água, por um período de 24 horas, para que o aditivo desenvolvesse as suas propriedades cimentícias, reduzindo, quando fosse o caso, o efeito de carreamento dos compostos do cimento, pela água que percola através do corpo, quando este é colocado no permeâmetro. Também, para que produzisse (o aditivo), as modificações necessárias, nas propriedades dos corpos de prova que não seriam submetidos a este estágio de percolação; ou seja, aqueles corpos que seriam rompidos, após as 24 horas de cura inicial.

Assim, todas as amostras foram curadas sob uma umidade de aproximadamente 100%, e sob a temperatura ambiente, do meio líquido, em torno de 23°C.

5.3 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

Concluída a fase de preparação de amostras, eram estas encaminhadas ao ensaio triaxial, ou, quando fosse o caso, submetidas à percolação; e, posteriormente, enviadas para o ensaio triaxial.

Para a execução do ensaio de permeabilidade, as amostras eram conectadas ao permeâmetro múltiplo, de carga constante, onde existia uma pressão de 0,5 kg/cm²; o que correspondia a um gradiente hidráulico de aproximadamente 65.

As amostras foram submetidas à percolação por períodos de 3, 7, 14 e 28 dias; para teores de 0, 2, 4 e 6% de cimento, sendo moldados três espécimes para cada uma destas combinações.

A água utilizada no ensaio era destilada; e o resultado da percolação era recolhido, para leituras, em intervalos de tempo iguais, de 12 horas.

Na figura 5.5, podem ser observadas amostras em ensaio de permeabilidade.

A permeabilidade do solo, ou seja, a propriedade que este tem, de permitir o escoamento da água através de seus poros, foi, então, determinada para as amostras, mediante a utilização da Lei de Darcy. Esta, leva em consideração que a velocidade de percolação é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico; então, é calculado, para as amostras, um coeficiente de permeabilidade "K", que é a velocidade média aparente do escoamento do fluido através da área total da seção transversal do solo, quando existe presente um gradiente hidráulico unitário. O gradiente hidráulico vem a ser a razão existente entre a perda de carga ocorrida quando da passagem da água através do meio, e, o comprimento desse meio (a amostra), no sentido do escoamento. Admite-se que toda a perda de carga se faz dentro da amostra.

Embora tendo sido utilizada, a validade desta lei pode ser discutida em face do elevado gradiente presente, que pode acarretar turbulências no escoamento. Entretanto, os valores dos coeficientes de permeabilidade, assim determinados, continuariam valendo como termo comparativo, entre os diferentes valores encontrados.

Equipamento Idealizado e Construído para Medição da Permeabilidade

Para o ensaio de permeabilidade, foi necessária

a adoção de um permeâmetro múltiplo, de carga constante, capaz de operar simultaneamente, vários corpos de prova. Isto, em virtude da grande quantidade de amostras a serem ensaiadas.

Em atendimento a essa necessidade, foi projetado, desenhado e construído o permeâmetro que aparece na Figura 5.6. Ele tem capacidade de articular trinta (30) amostras, simultaneamente, em ensaio de permeabilidade. Consiste, basicamente, em um tubo de nitrogênio, com válvula reguladora, para fornecimento da pressão desejada; depósito de água, estanque e com as válvulas necessárias ao reabastecimento, entrada do nitrogênio pressurizado e saída da água; duas hastes de PCV, com as necessárias reduções, possibilitando o ajustamento aos moldes dos corpos; possui dispositivo de sangria do ar, para quando o sistema for aberto, ao colocar-se uma nova amostra; e, manômetro calibrado para conferência da pressão existente em cada ramo do sistema.

O tubo fornece a necessária pressão, na água contida nos depósitos; assim, o líquido é impulsionado, através das hastes terminais, para a amostra.

A água que percola através da amostra é, então, coletada, utilizando-se, para isso, um "beaker"; e as leituras são feitas em intervalos de tempo predeterminados.

5.4 ENSAIOS TRIAXIAIS CONSOLIDADOS, NÃO DRENADOS

Os ensaios triaxiais, consolidados, não drenados, foram realizados com utilização do equipamento da Engineering Laboratory Equipment, cujo manuseio foi orientado pelo catálogo da E.L.E. (34).

Todos os corpos de prova com 0, 2, 4 e 6% de cimento, e, com 0, 3, 7, 14 e 28 dias de submissão ao processo de percolação, foram, depois de saturados, submetidos ao teste. Para cada combinação das condições acima, três corpos foram moldados para serem rompidos a pressões confinantes de 100,

200 e 300 KN/m². Essas pressões eram obtidas através da utilização do aparelho de pressão de Bishop, tornando possível descrever a envoltura de Mohr-Coulomb, critério de rutura este, adotado no desenvolvimento do estudo.

O ensaio foi conduzido seguindo-se a orientação descrita por Bishop e Henkel (08). E, durante a realização, foram efetuadas determinações das pressões neutras, a fim de possibilitar a obtenção dos parâmetros de resistência, em função das tensões efetivas.

A velocidade adotada, para a realização do ensaio, foi de 0,002 polegadas-minutos, para que fosse possível obter uma homogeneização satisfatória das pressões neutras, no interior da amostra, evitando gradientes que poderiam ocorrer em ensaios realizados a maiores velocidades. A formação de tais gradientes implicaria em imprecisão nas leituras das pressões neutras.

FIGURAS DO CAPÍTULO 5

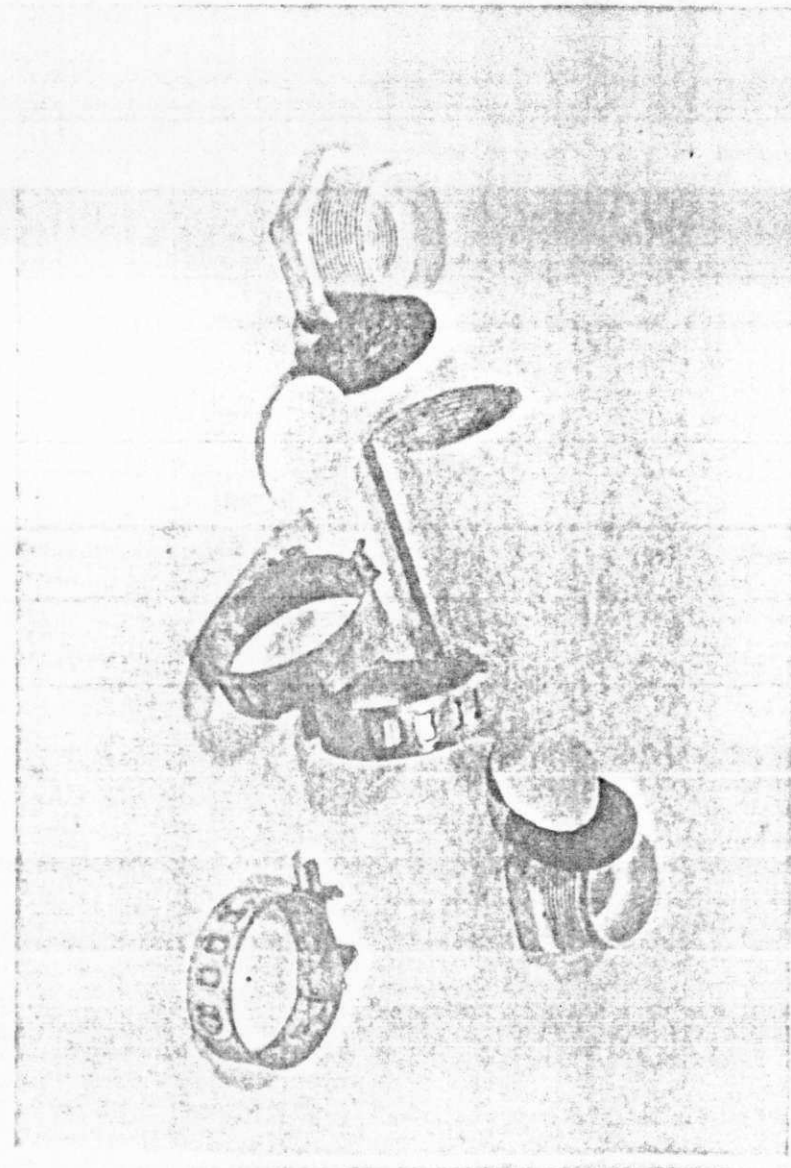
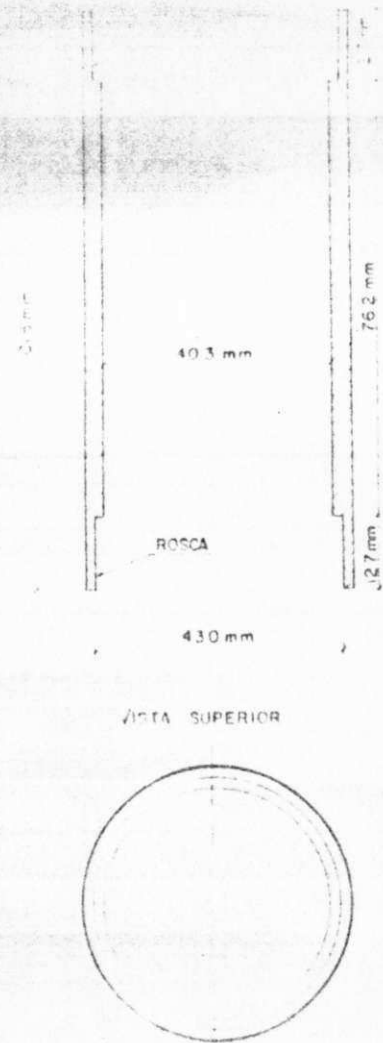


FIGURA 5.1 - PROJETO DO MOLDE.

FIGURA 5.2 - FOTOGRAFIA DO MOLDE E ACESSÓRIOS (ABRAÇADEIRAS, REDUÇÃO, PAPEL DE FILTRO E DISCO DE FIBRA, PERFURADO).

FIGURA 5.3 - PROJETO E FOTOGRAFIA DOS TUBOS COMPLEMENTARES DO MOLDE.

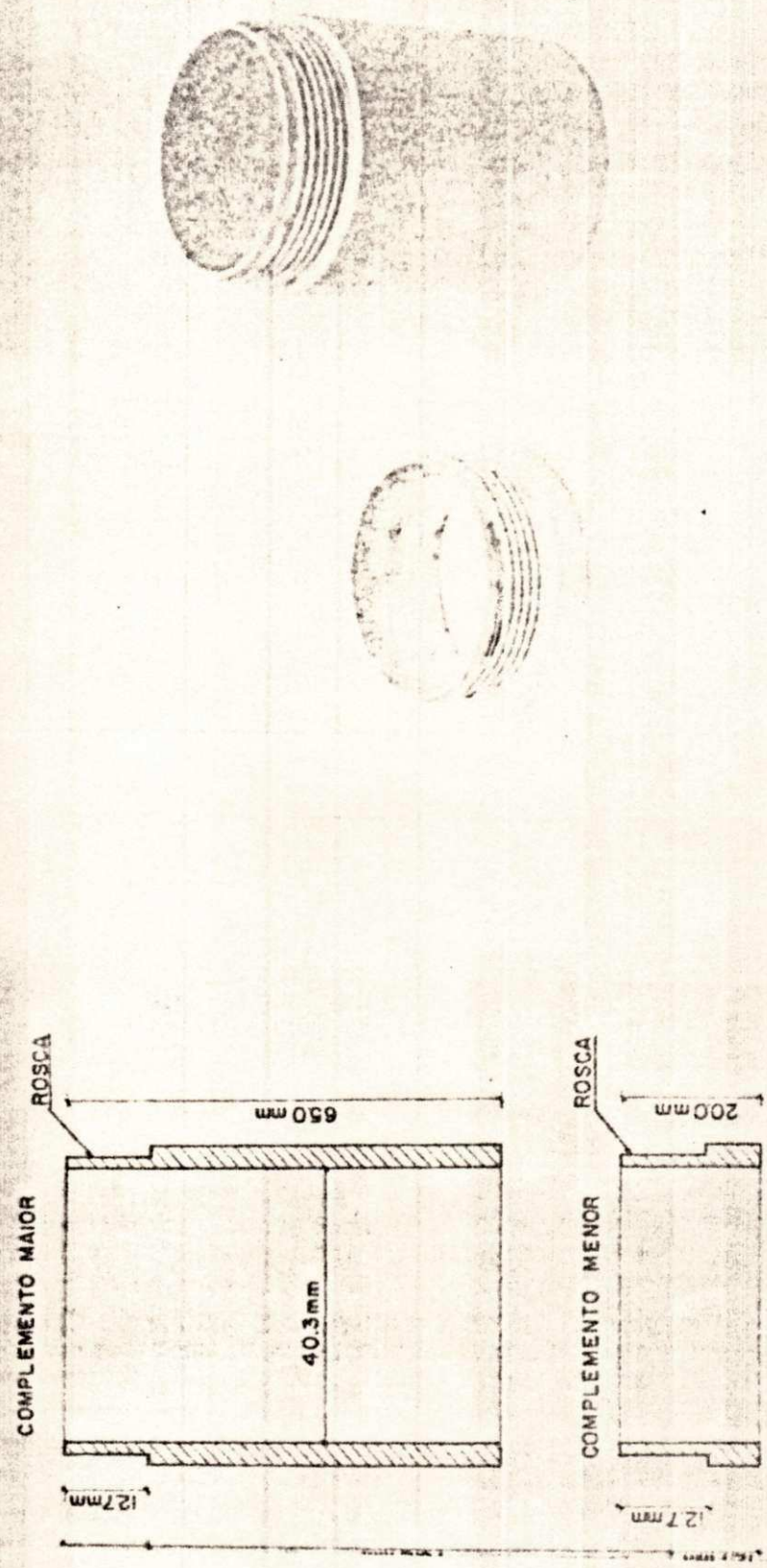
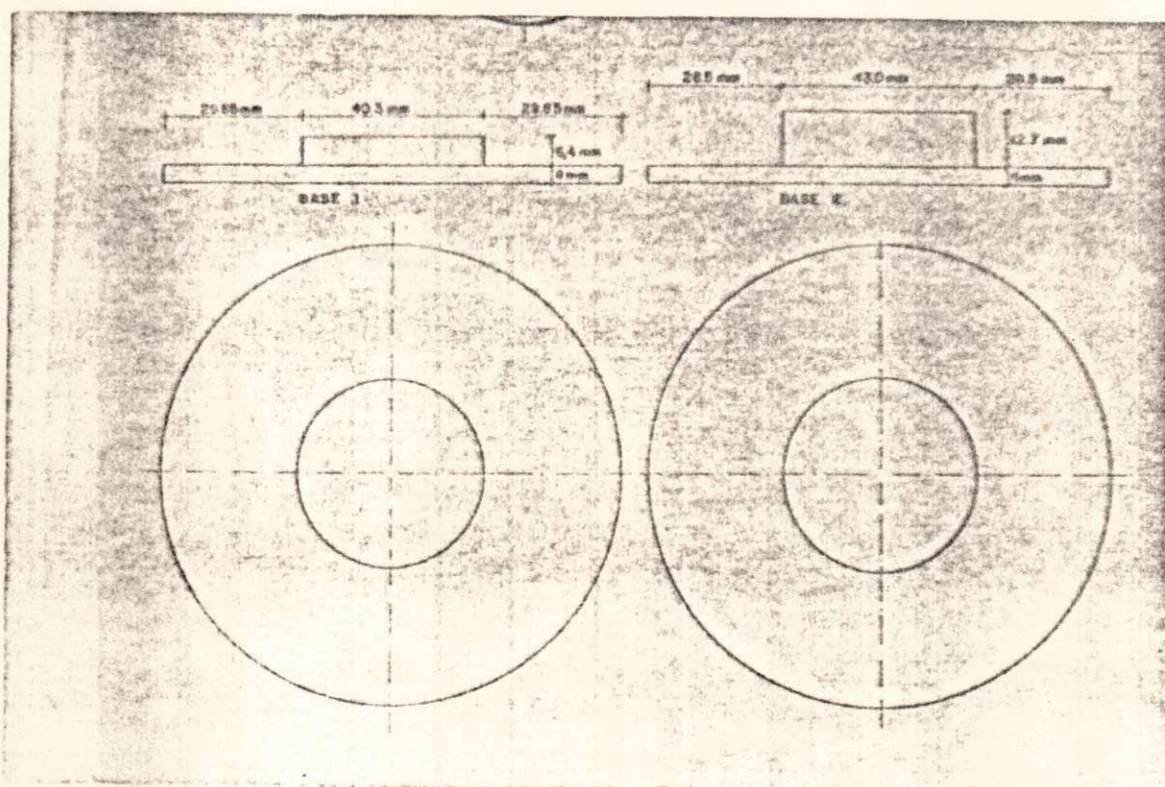
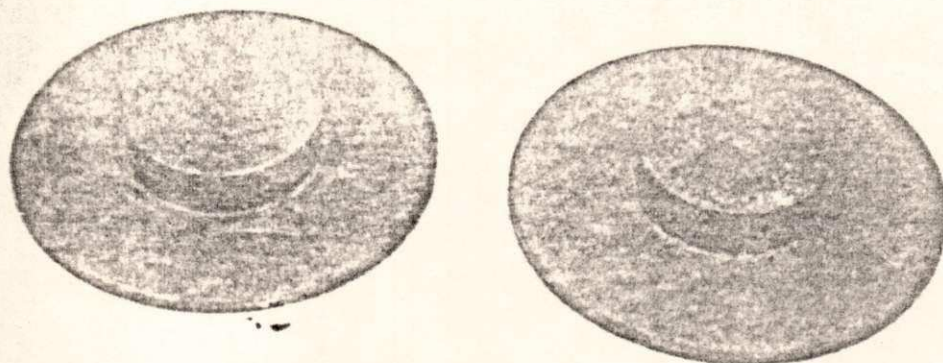


FIGURA 5.4 - PROJETO E FOTOGRAFIA DAS BASES METÁLICAS 1 e 2.



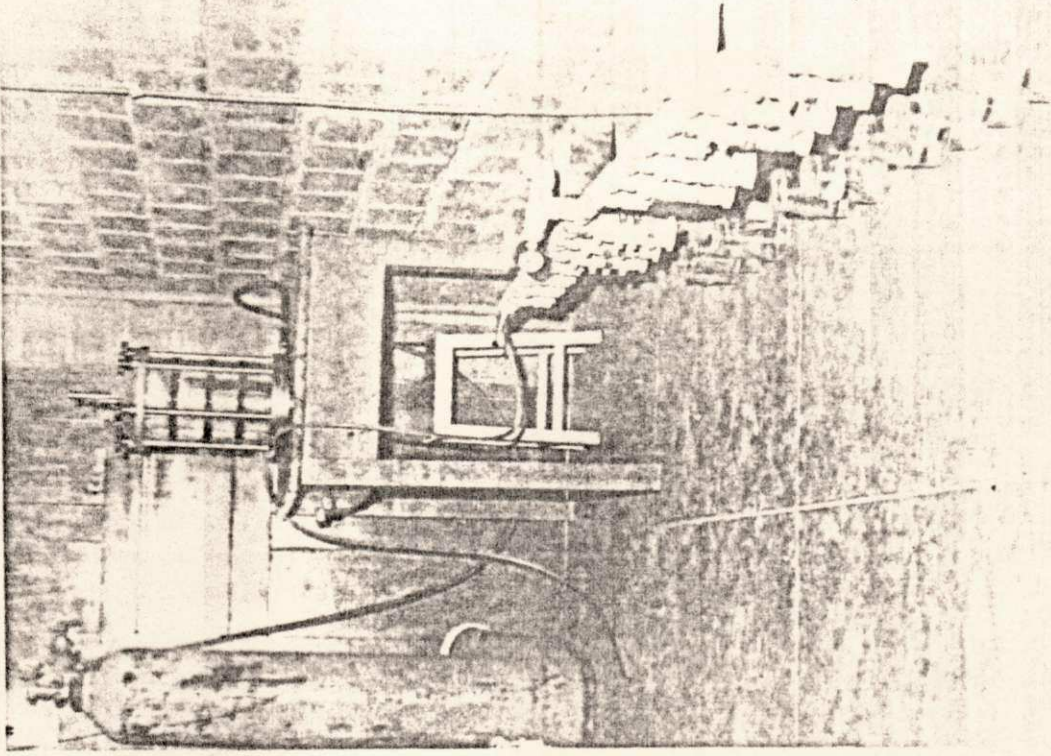
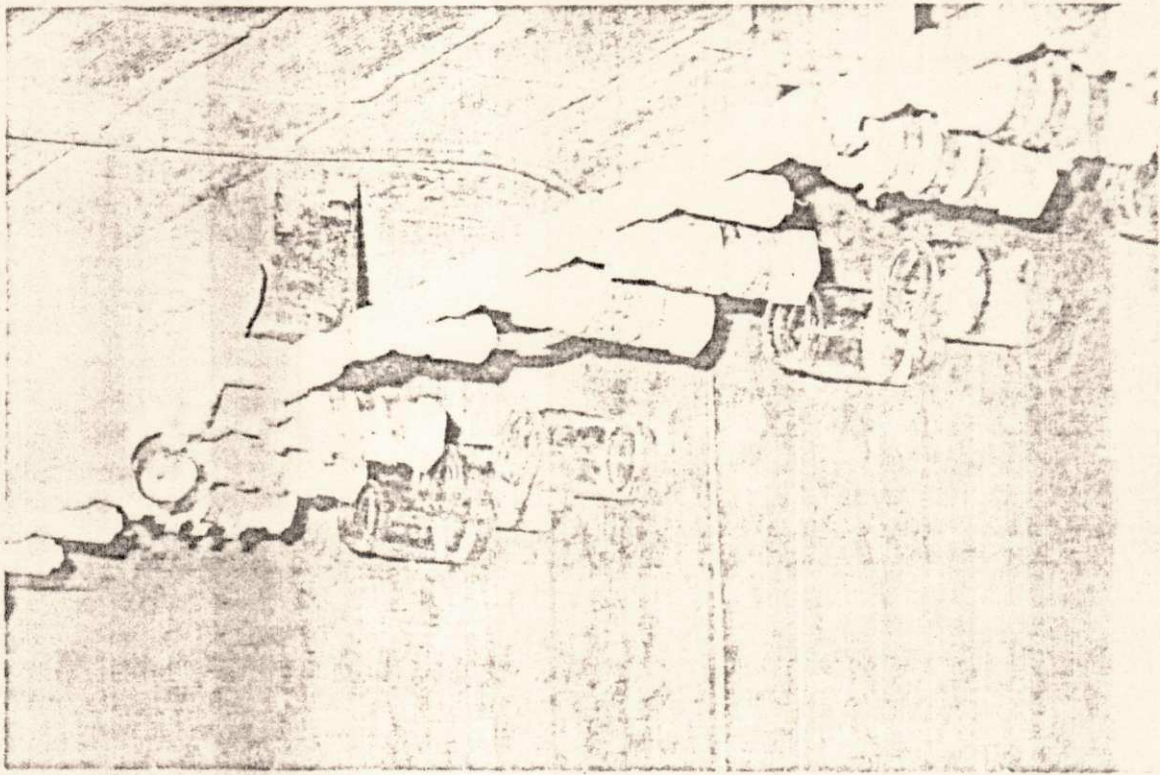


FIGURA 56 - VISÃO COMPLETA DO PERÍMETRO

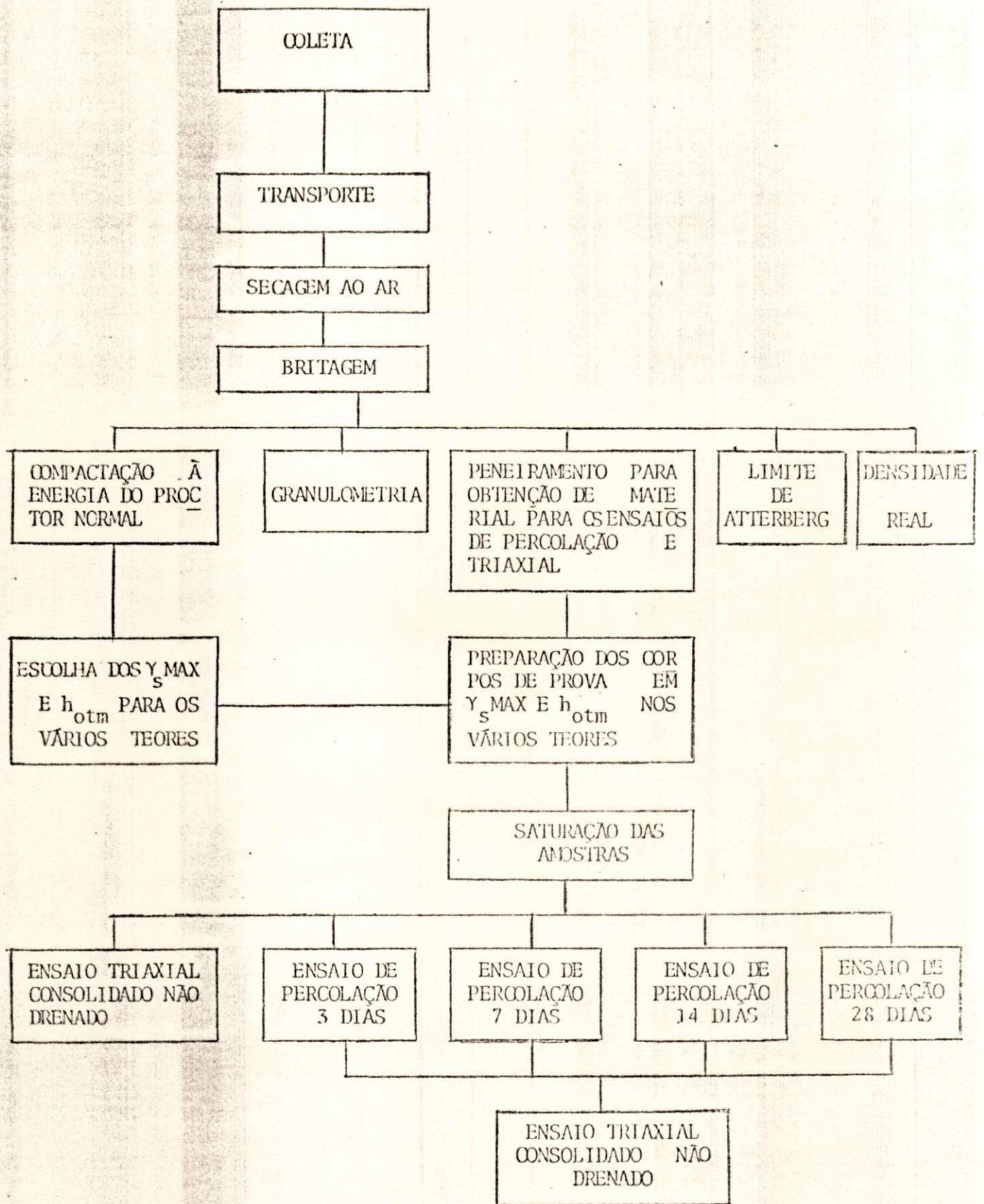


Figura 5.7 - Fluxograma dos Processos Desenvolvidos

TABELAS DO CAPÍTULO 5

AASHTO soil group	Usual range in cement requirement		Estimated cement content and that used in moisture-density test, percent by wt.	Cement contents for wet-dry and freeze-thaw tests, percent by wt.
	percent by vol.	percent by wt.		
A-1-a	5-7	3-5	5	3-4-5-7
A-1-b	7-9	5-8	6	4-6-8
A-2	7-10	5-9	7	5-7-9
A-3	8-12	7-11	9	7-9-11
A-4	8-12	7-12	10	8-10-12
A-5	8-12	8-13	10	8-10-12
A-6	10-14	9-15	12	10-12-14
A-7	10-14	10-16	13	11-13-15

Tabela 5.1

Material Retained on No.4 sieve, Percent	Material Smaller than 0.05 mm., Percent	Cement Content, Percent by Wt.					
		Maximum Density, lb/ft ³					
		105-109	110-114	115-119	120-124	125-129	130 or More
0-14	0-19	10	9	8	7	6	5
	20-39	9	8	7	7	5	5
	40-50	11	10	9	8	6	5
15-29	0-19	10	9	8	6	5	5
	20-39	9	8	7	6	6	5
	40-50	12	10	9	8	7	6
30-45	0-19	10	8	7	6	5	5
	20-39	11	9	8	7	6	5
	40-50	12	11	10	9	8	6

Tabela 5.2

CAPÍTULO 6

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Introdução

Os resultados obtidos nos ensaios de compactação, granulometria, densidade real e limites de Atterberg são apresentados. A seguir, mostra-se o produto dos ensaios de permeabilidade e triaxial, que possibilita uma avaliação mais profunda das características de cada grupo de amostra.

Posteriormente, esses resultados são analisados e comparados com parâmetros fornecidos por outros pesquisadores do assunto.

Os gráficos apresentados no capítulo de interpretação (capítulo 7) foram derivados dos que aqui são mostrados.

6.1 COMPACTAÇÃO

As determinações das características de compactação do solo, foram fixadas utilizando-se a energia de compactação do Proctor Normal; ou seja, através da utilização de uma compactação dinâmica.

Foram traçadas curvas para o solo sem aditivo, e, ainda, para o solo com teores de cimento de 2, 4 e 6%. Foi também estudada a compactação do solo umidificado, previamente, por um período de sete dias. Para verificar se ocorreriam mudanças significativas, na configuração da curva de compactação.

A relação entre o teor de umidade e o peso espe

cífico aparente, seco, para as diferentes concentrações de cimento, pode ser observada nas Figuras 6.1; 6.2; 6.3 e 6.4.

Esta mesma relação, para o solo sem aditivo, e, umidificado previamente, por sete dias, está representada na Figura 6.5.

Os valores de peso específico seco e umidade, obtidos quando da realização dos ensaios de compactação, e, utilizados no traçado dessas curvas, são apresentados na Tabela 6.1.

Os valores dos pesos específicos aparentes, secos, máximos, e, os teores de umidade ótimos, para as misturas, foram retirados das curvas de compactação e estão plotados na Figura 6.2.

Cada ponto da curva foi obtido através da média resultante da moldagem de três espécimes, para o mesmo teor.

6.2 GRANULOMETRIA

A curva da distribuição granulométrica do solo britado, acha-se na Figura 6.2.

A Figura 6.7, mostra a distribuição granulométrica do material usado nos ensaios e que é a porção passada na peneira nº 10, segundo esclarecido anteriormente.

Os quantitativos para ambos os casos, encontram-se na Tabela 6.3. Através deles pode-se observar que os percentuais de silte e de silte mais argila, presentes no solo ensaiado, são, respectivamente, de 15% e 31%.

6.3 DENSIDADE REAL

O estudo da densidade real foi realizado atendendo-se às exigências anteriormente citadas. Os três valores obtidos, assim como a respectiva média, aparecem na Tabela 6.4.

6.4 LIMITES DE ATTERBERG

Os ensaios realizados visando a determinação, para o solo em estudo, dos limites de Atterberg, apresentaram os resultados constantes na Tabela 6.4.

6.5 PERCOLAÇÃO

Com o objetivo de analisar a influência da percolação da água nas características da mistura, os corpos de prova foram submetidos a um processo de percolação.

Para minimizar a quantidade de ensaios, tornou-se necessária a fixação de algumas variáveis. Desta forma, todas as amostras, para os ensaios de permeabilidade e triaxial, foram moldadas na densidade máxima e respectiva umidade ótima.

Alguns pesquisadores defendem ser aproximadamente esta a condição que forneceria maior resistência para a mistura solo-cimento (24). O assunto, parece-nos, deveria ser objeto de futuras pesquisas.

Amostras, nos vários teores, foram colocadas no permeâmetro; e a quantidade de água recolhida nos "beakers" era medida em intervalos de 12 horas.

Os resultados obtidos foram agrupados em função da concentração e do tempo de percolação.

A dispersão apresentada pelos dados assim reunidos, era bastante reduzida; o que possibilitou o cálculo da média de cada grupo formado.

Os valores médios obtidos, estão plotados na Figura 6.8.

6.6 ENSAIOS TRIAXIAIS

Os ensaios triaxiais foram desenvolvidos em todos os corpos de prova submetidos aos diferentes tempos de percolação (3, 7, 14 e 28 dias) e aos corpos não percolados (0 dia), e, moldados nas diferentes concentrações de cimento.

Optou-se pelo ensaio do tipo consolidado, não drenado, com medida de pressão neutra, de modo a possibilitar a obtenção de dados que levassem a uma análise da variação do comportamento da resistência do material, quando estivessem presentes fenômenos de percolação.

As curvas de deformação axial versus diviator, obtidas, aparecem nas Figuras 6.9 a 6.23, grupadas por tensão confinante e tempo de percolação.

FIGURAS DO CAPÍTULO 6

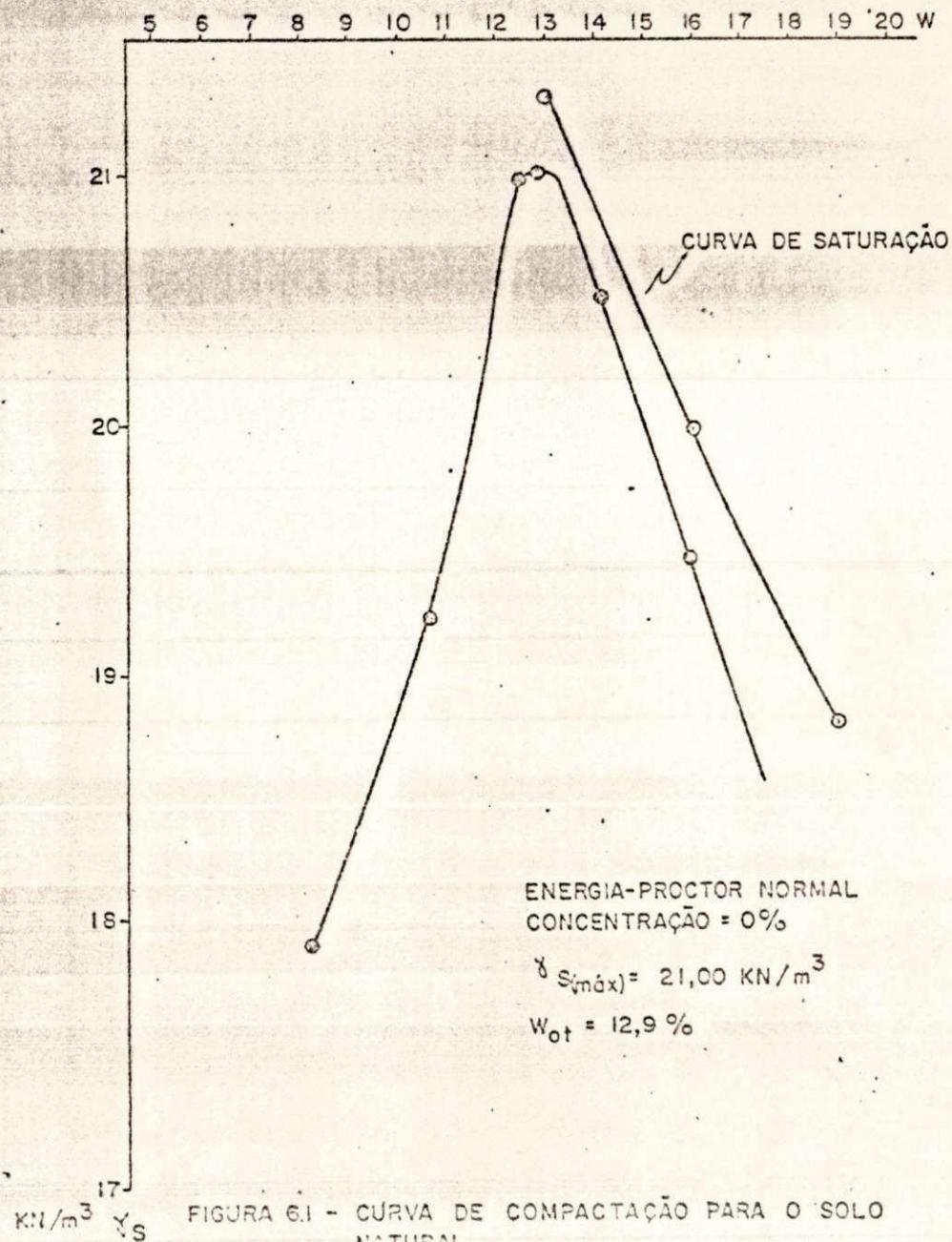


FIGURA 6.1 - CURVA DE COMPACTAÇÃO PARA O SOLO NATURAL.

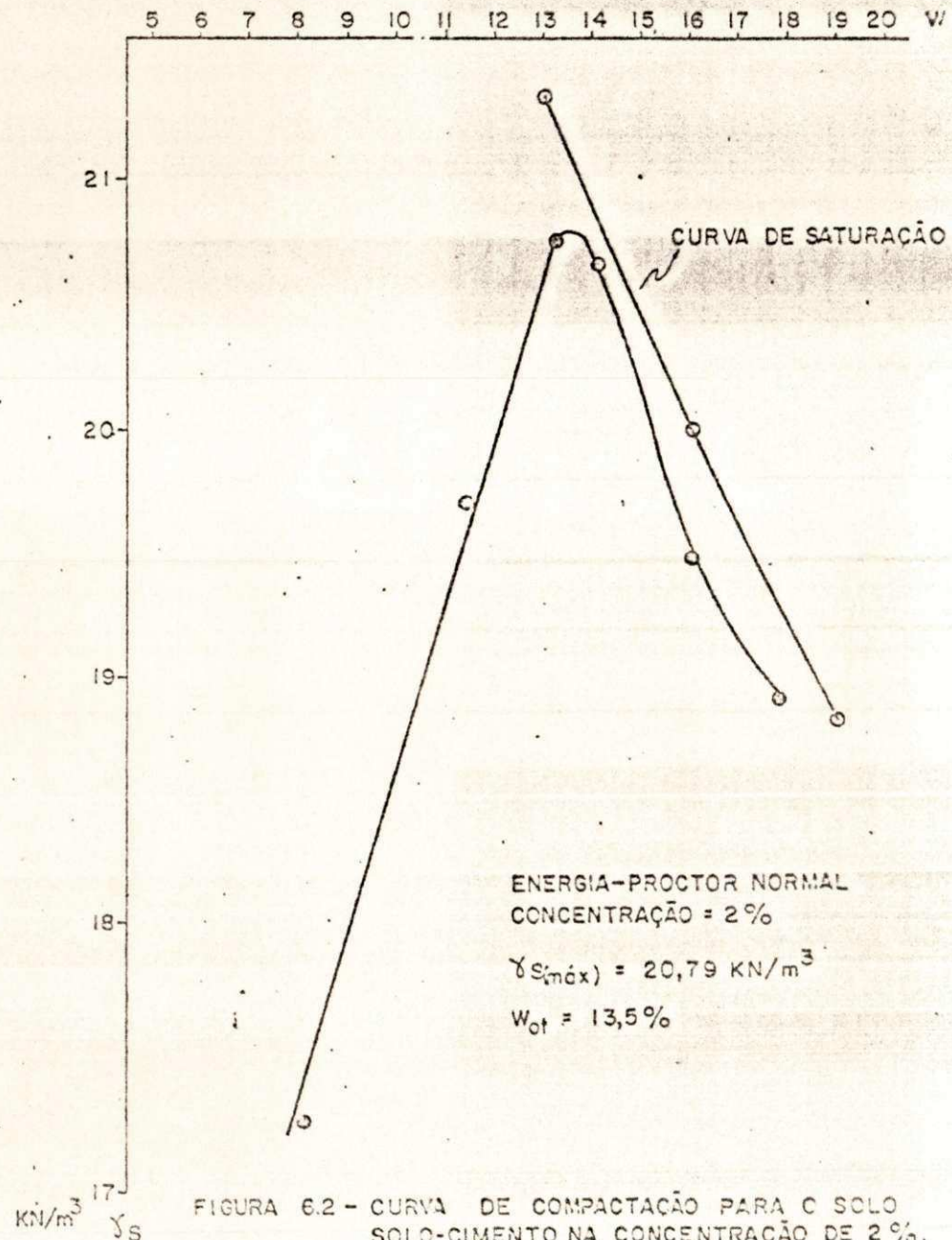
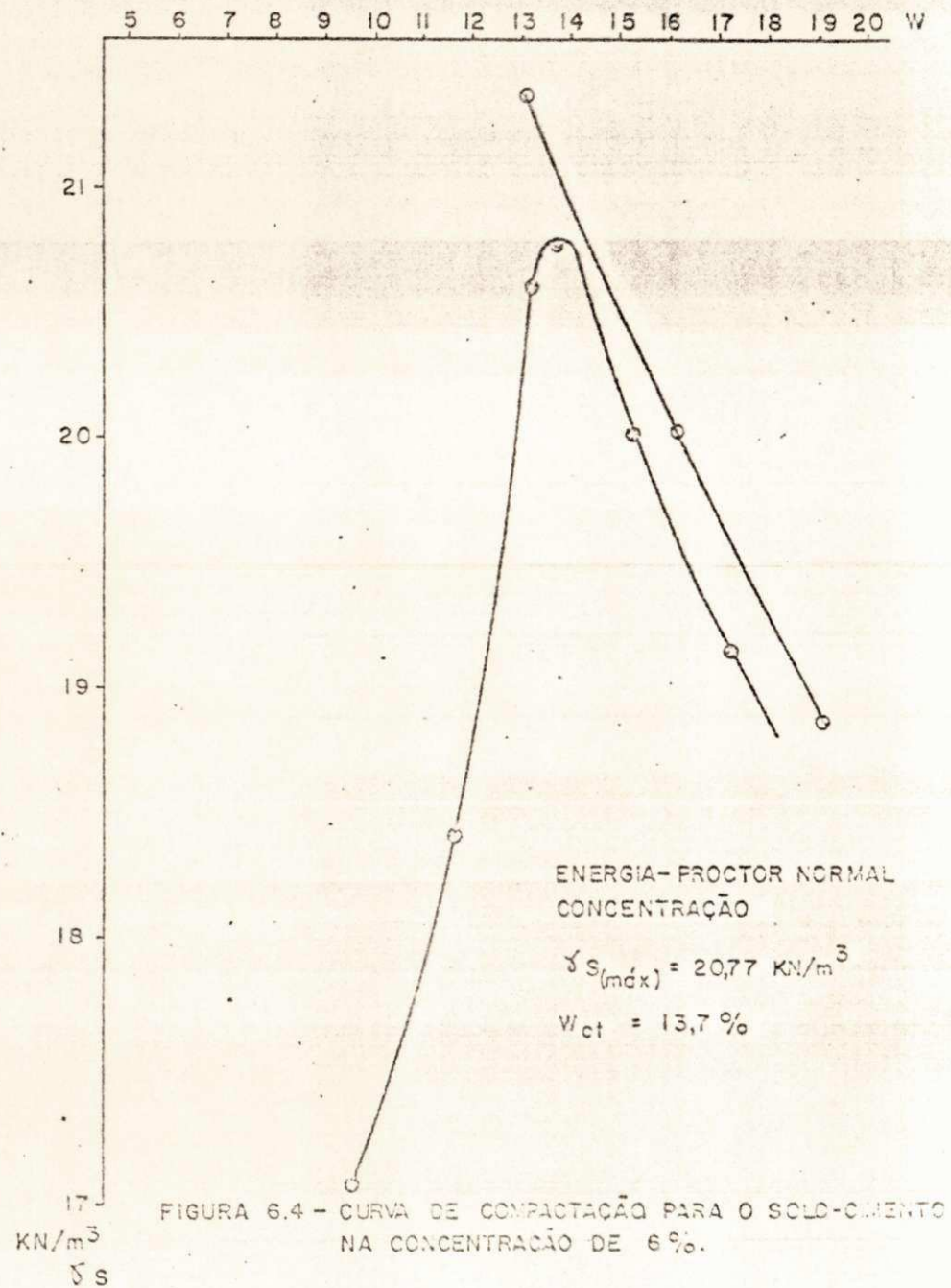
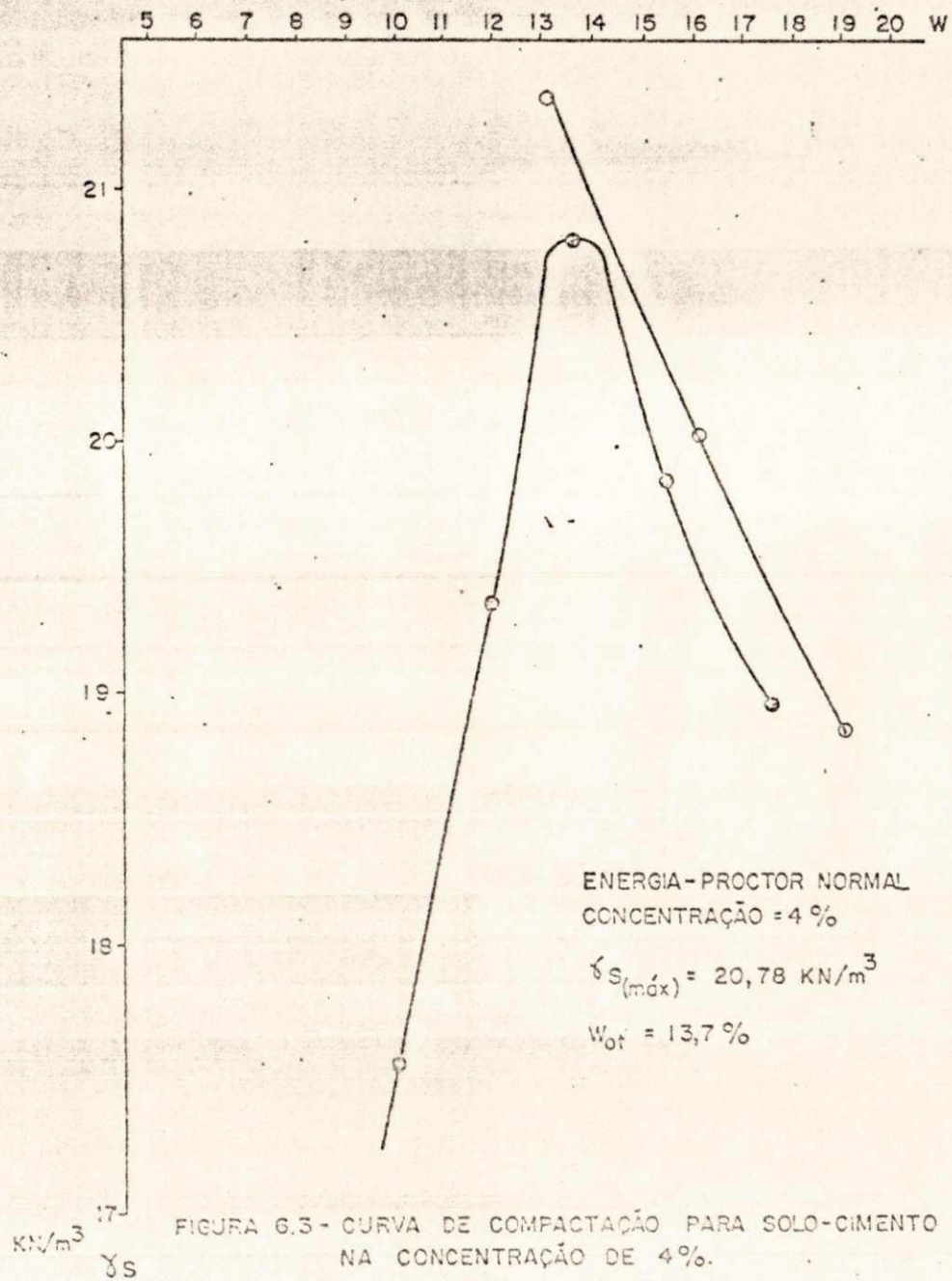


FIGURA 6.2 - CURVA DE COMPACTAÇÃO PARA O SOLO SOLO-CIMENTO NA CONCENTRAÇÃO DE 2%.



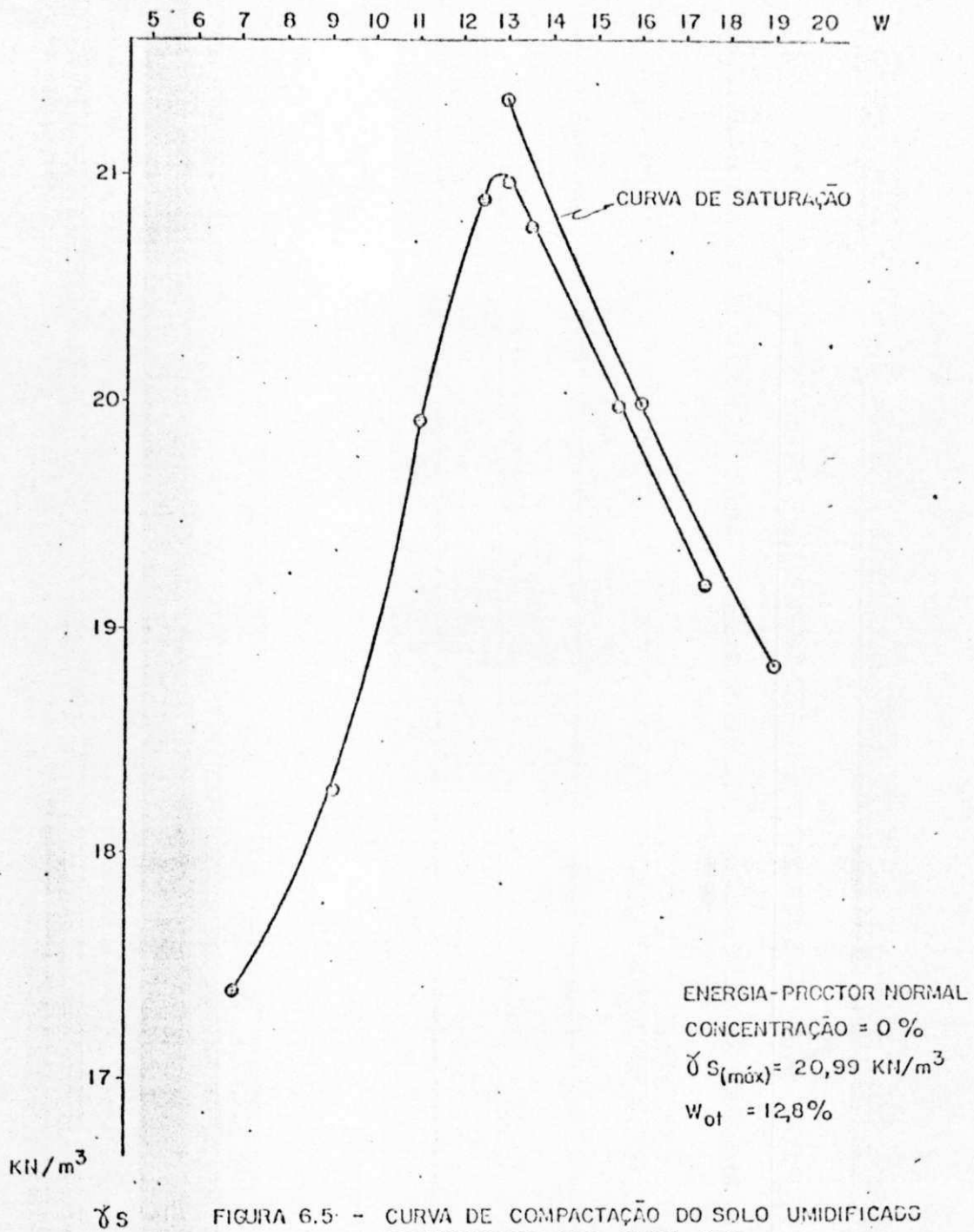


FIGURA 6.5 - CURVA DE COMPACTAÇÃO DO SOLO UMIDIFICADO PREVIAMENTE POR SETE DIAS.

GRANULOMETRIA

Peneiras (ASTM)

Nº 270 200 140 100 60 40 20 10 4

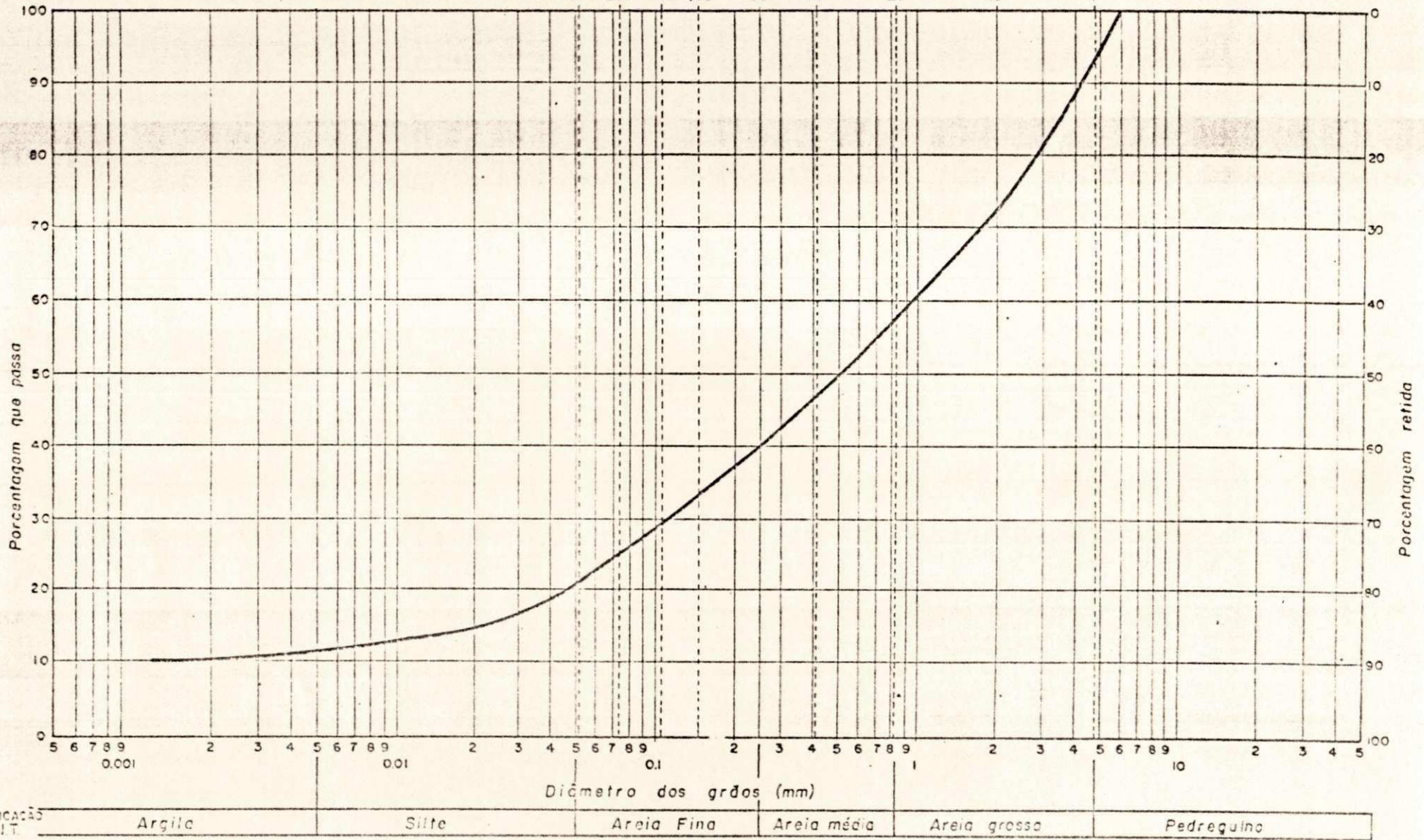
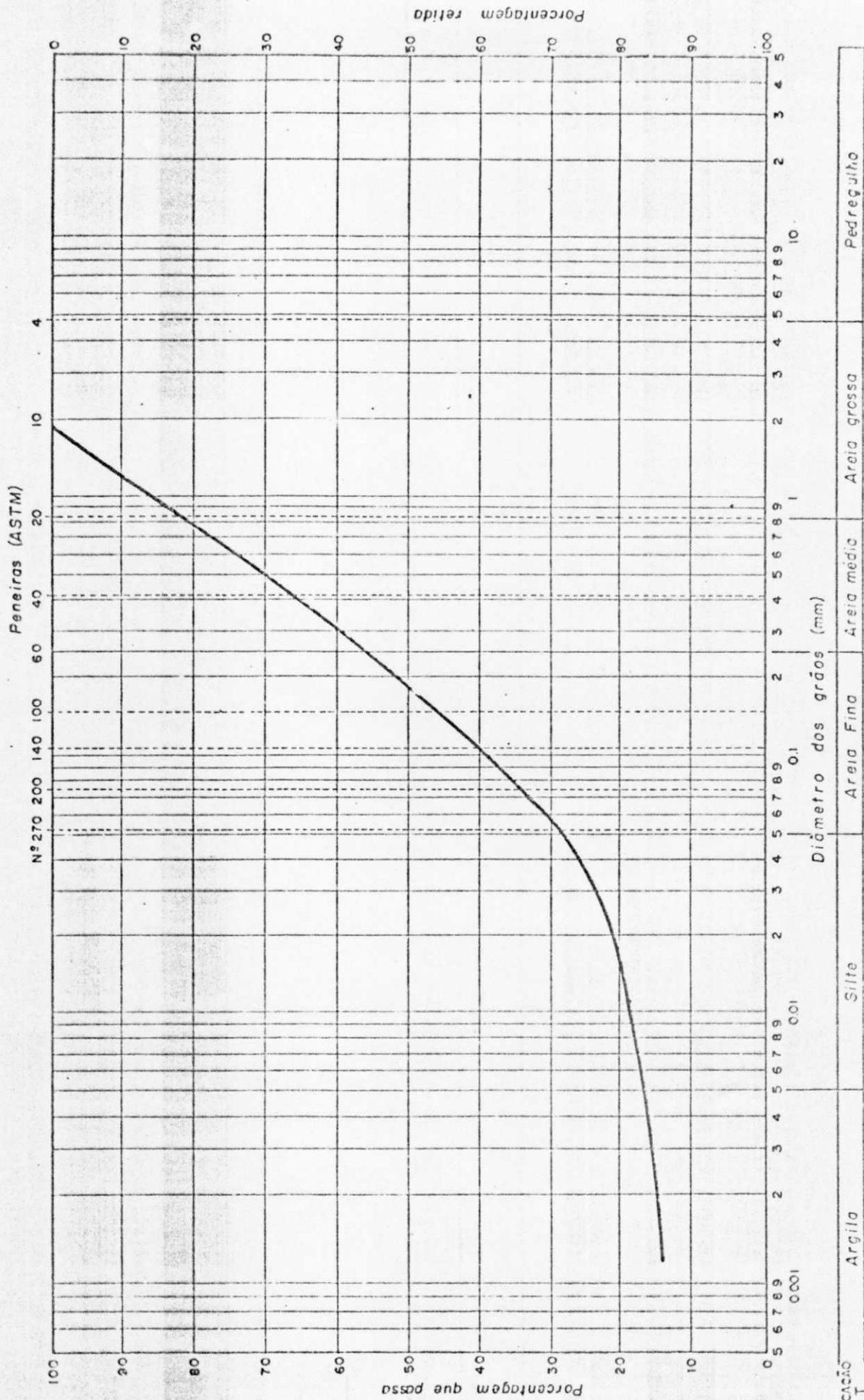


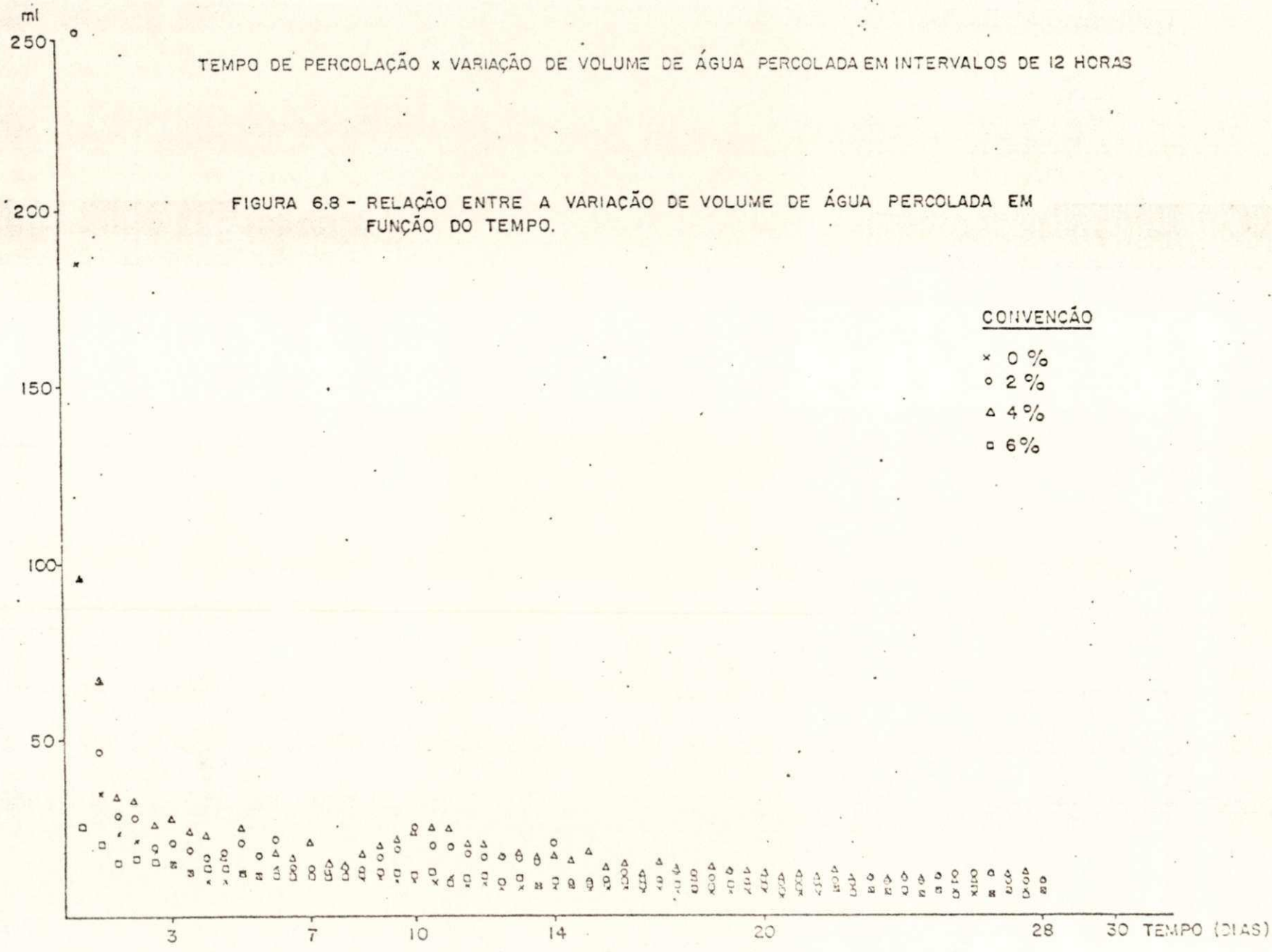
FIGURA 6.6 - GRANULOMETRIA DO MATERIAL BRITADO.

GRANULOMETRIA



CLASSIFICAÇÃO A.B.N.T.

FIGURA 6.7 - GRANULOMETRIA DO MATERIAL PENEIRADO.



$(\sigma_1 - \sigma_3) \text{ KN/m}^2$

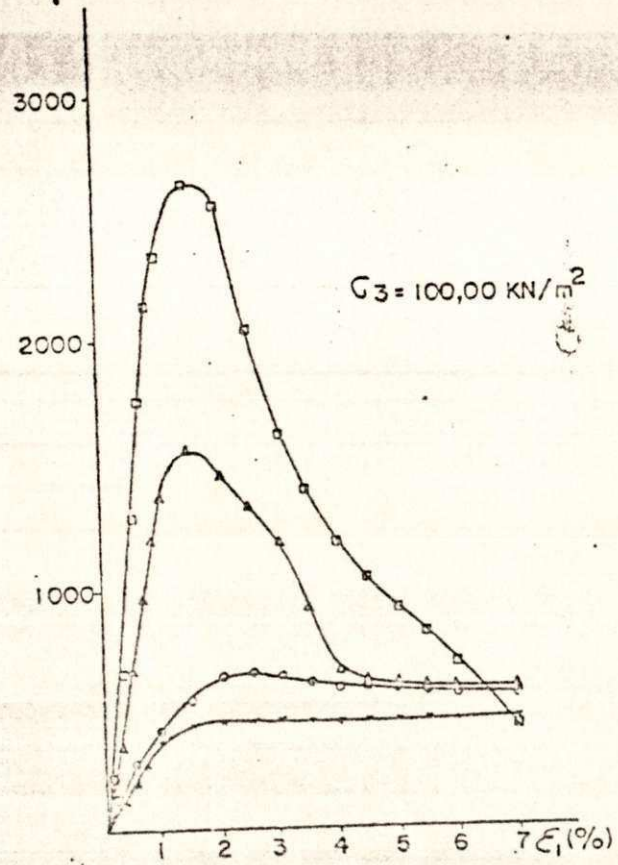


FIGURA 6.9

$(\sigma_1 - \sigma_3) \text{ KN/m}^2$

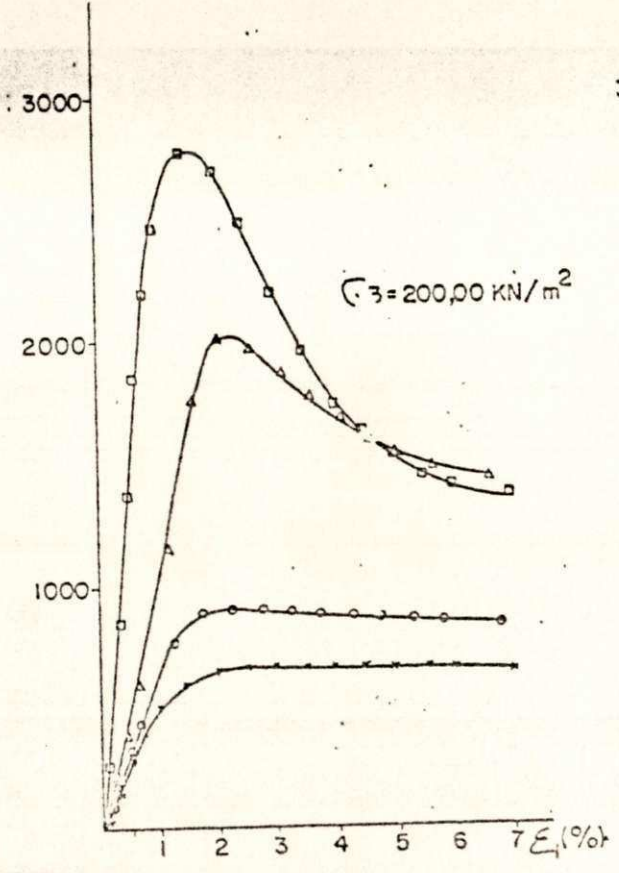


FIGURA 6.10

$(\sigma_1 - \sigma_3) \text{ KN/m}^2$

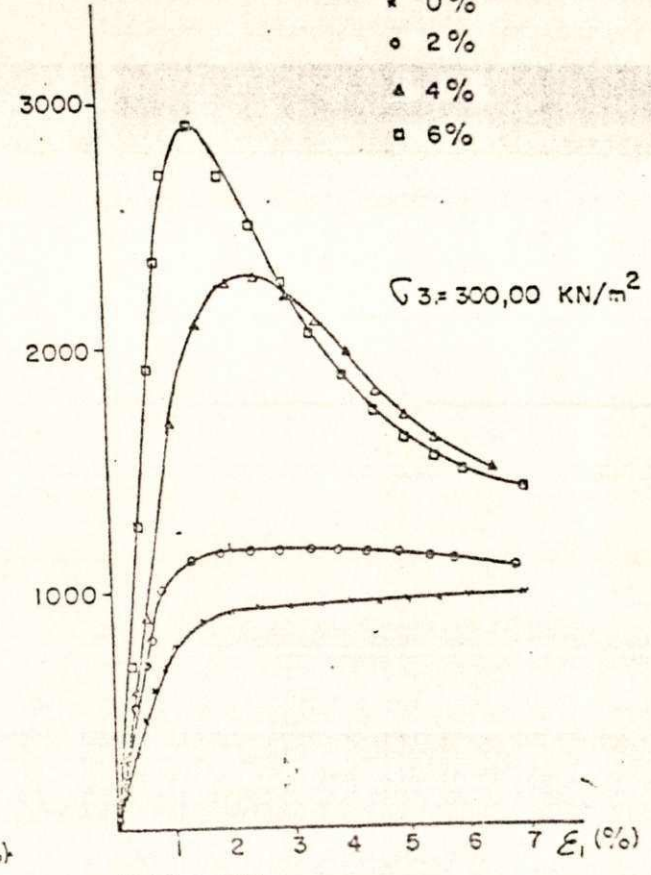


FIGURA 6.11

CONVENÇÃO

- × 0%
- o 2%
- Δ 4%
- 6%

FIGURAS 6.9, 6.10 E 6.11 - CURVAS DEVIADOR-DEFORMAÇÃO AXIAL, PARA O DIA DE PERCOLAÇÃO, E DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

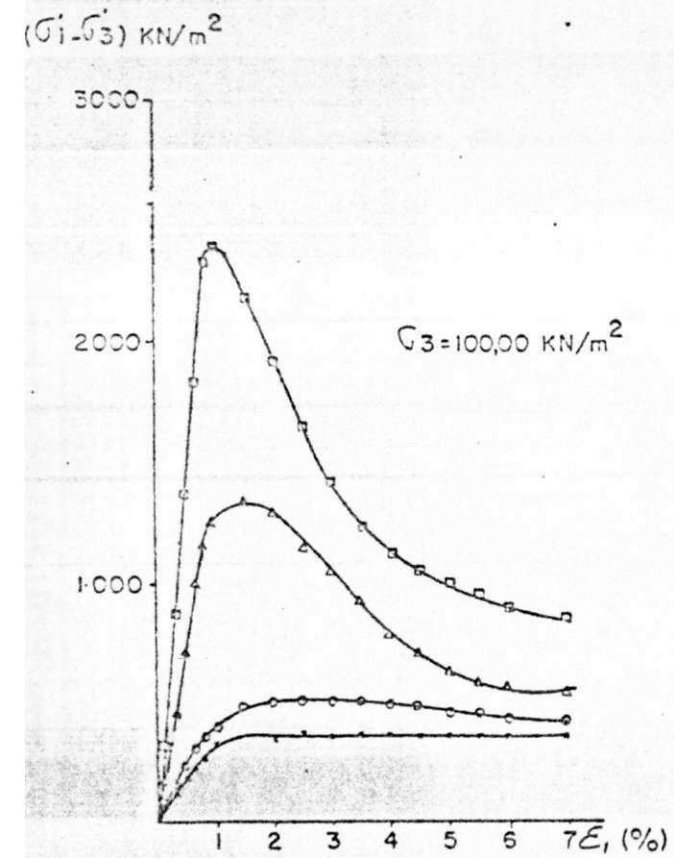


FIGURA 6.12

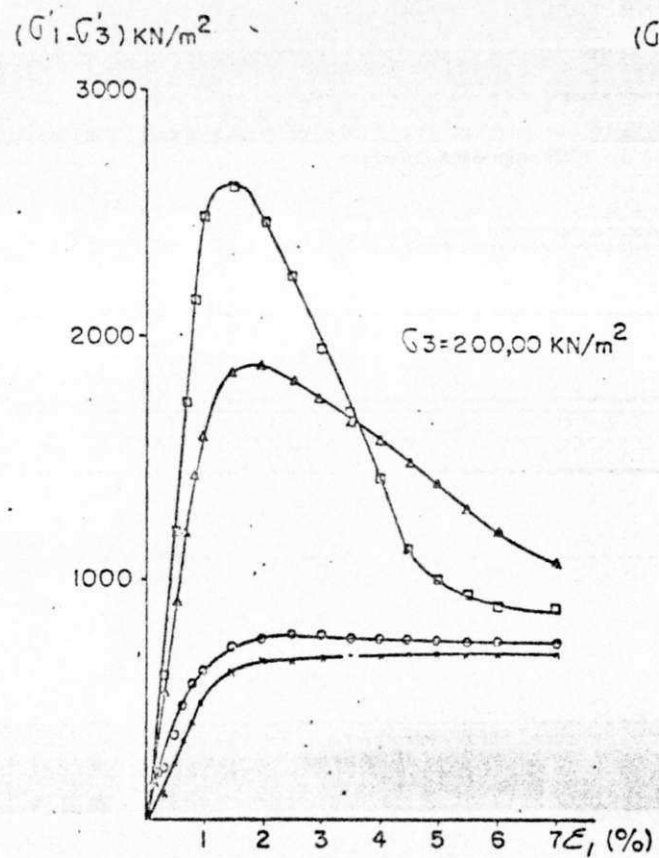


FIGURA 6.13

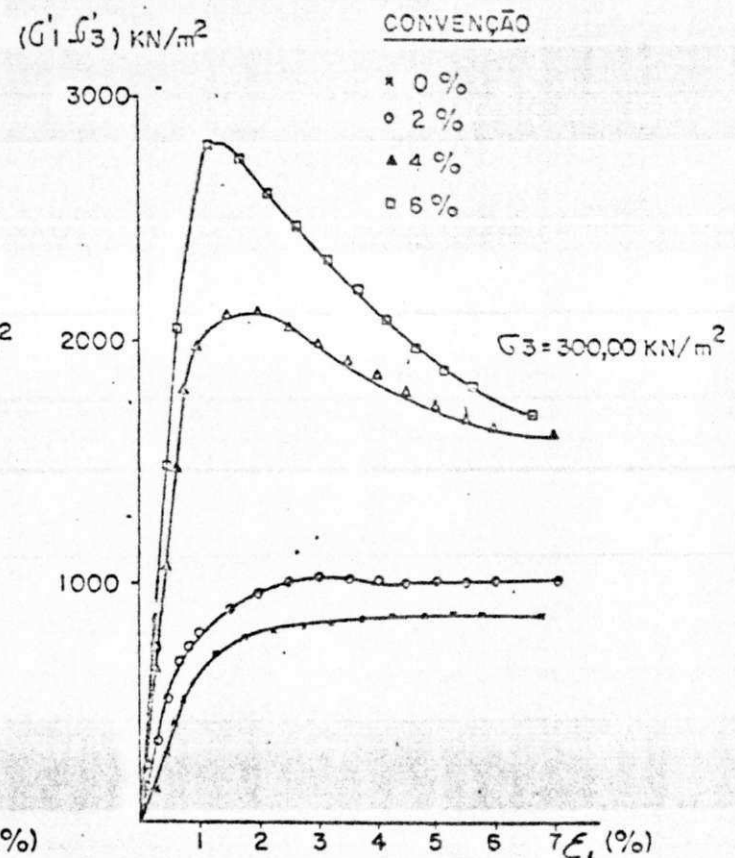
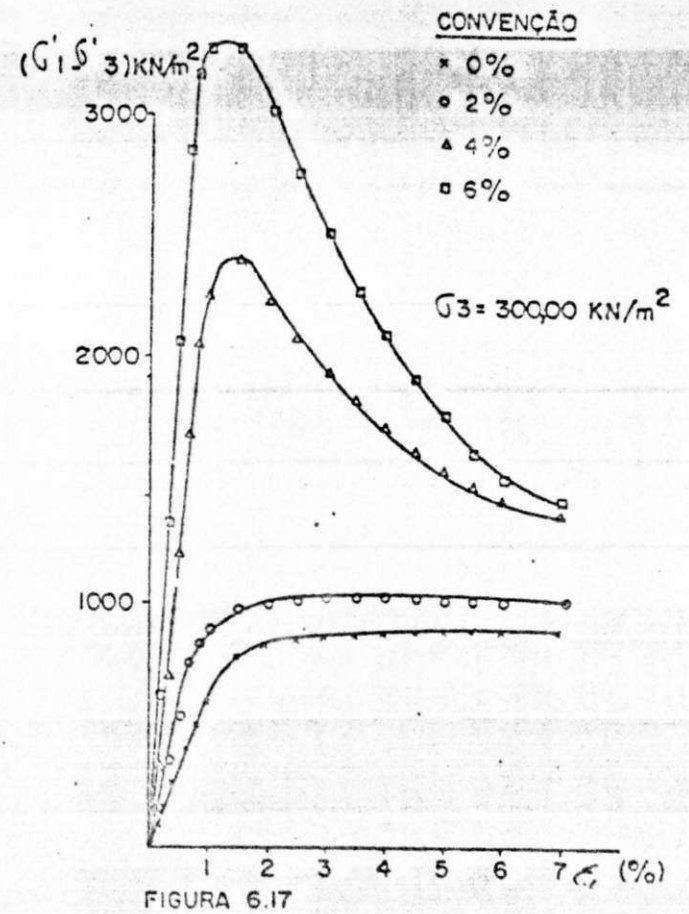
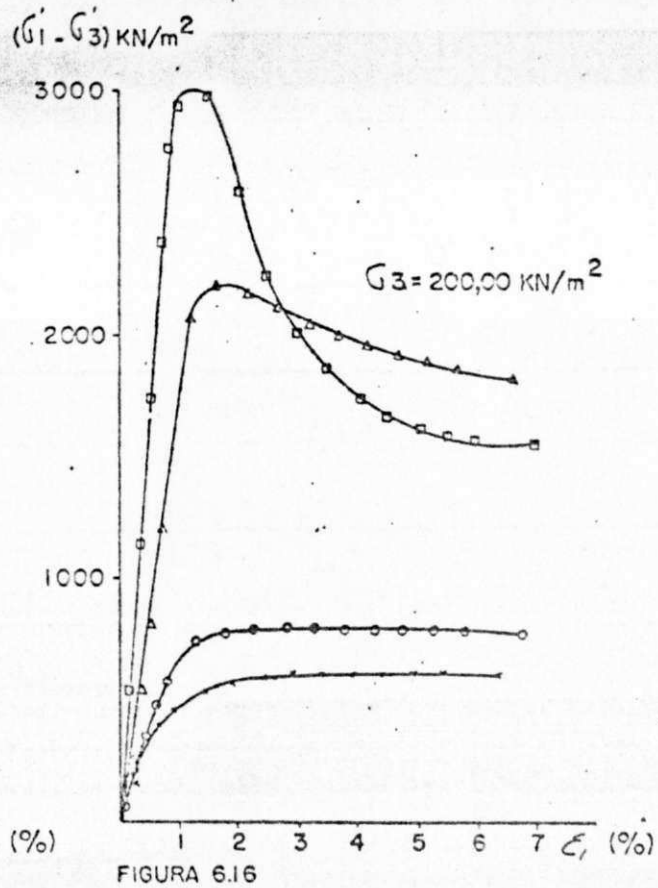
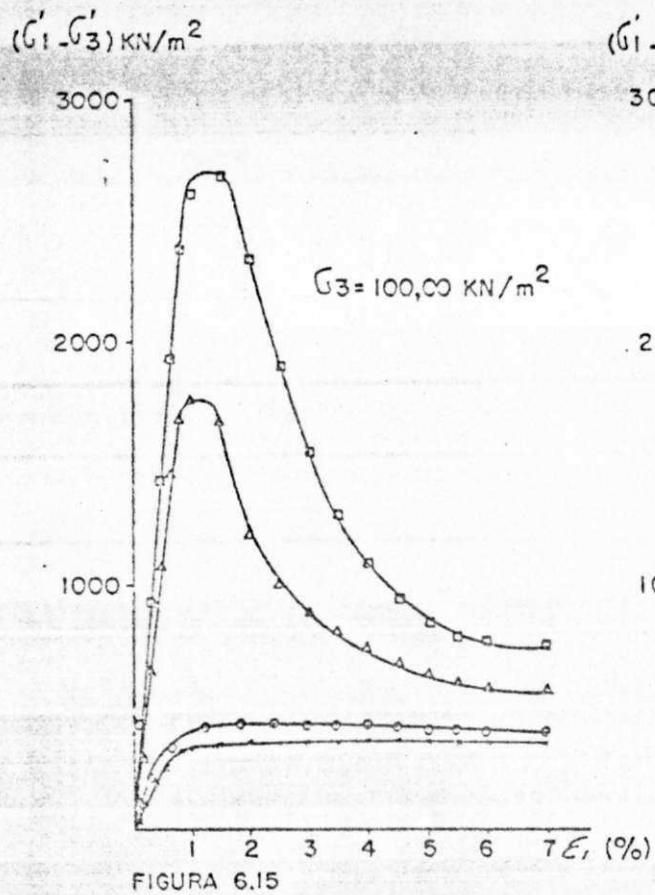


FIGURA 6.14

FIGURAS 6.12, 6.13 F 6.14 - CURVAS DEVIATOR-DEFORMAÇÃO AXIAL, PARA 3 DIAS DE PERCOLAÇÃO, E DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.



FIGURAS 6.15, 6.16 E 6.17 - CURVAS DEVIADOR - DEFORMAÇÃO AXIAL, PARA 7 DIAS DE PERCOLAÇÃO, E DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

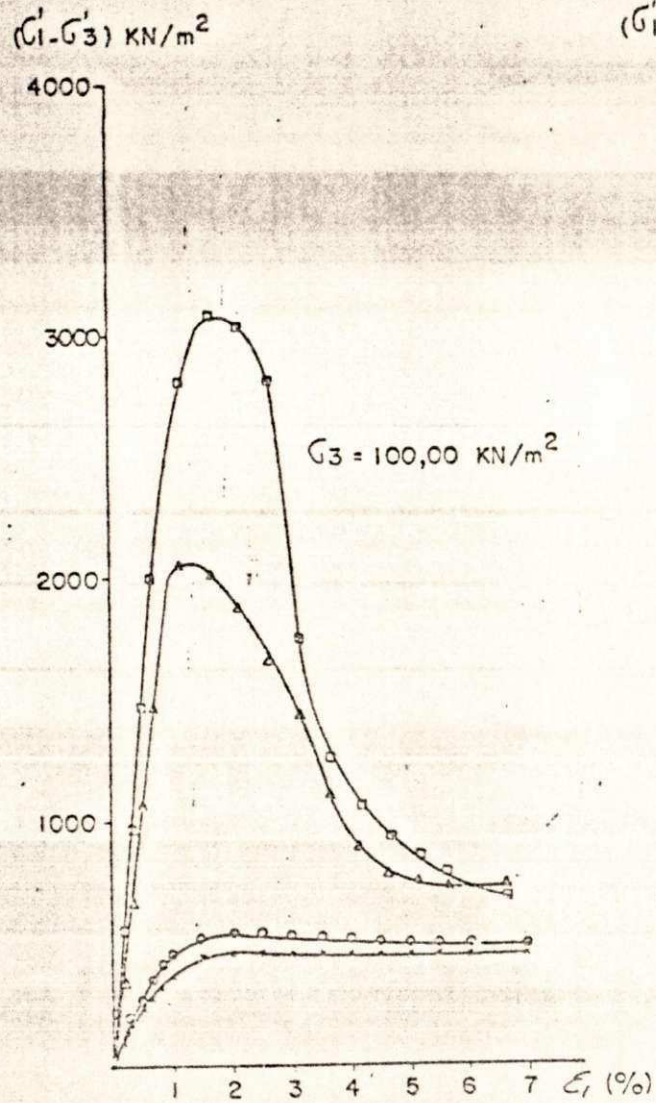


FIGURA 6.18

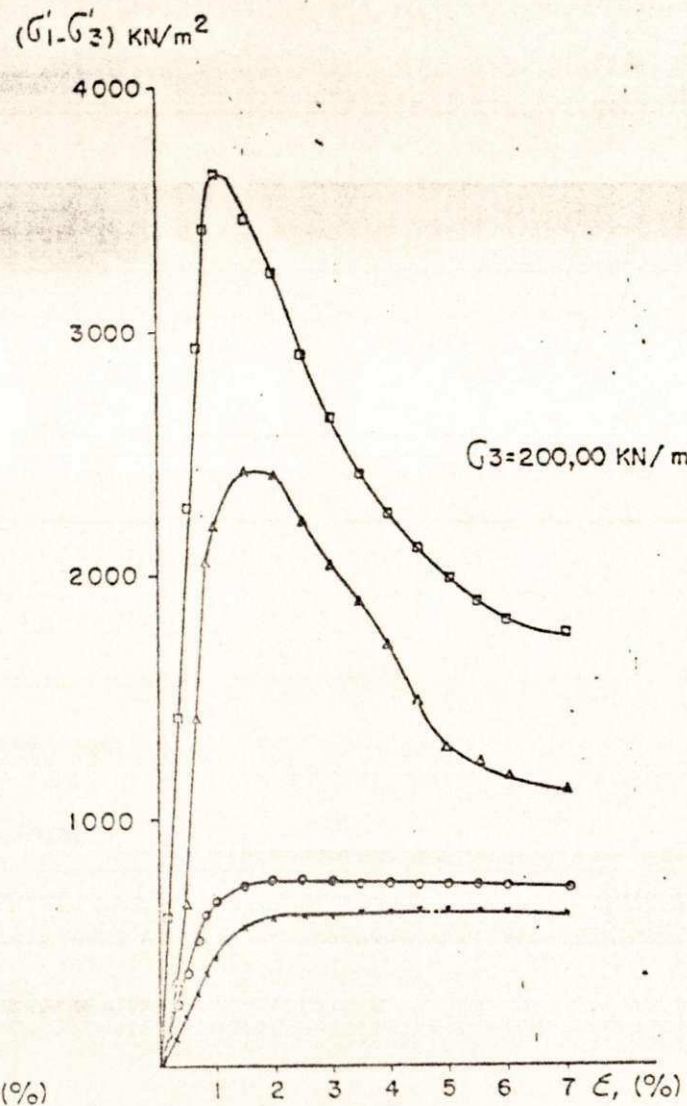


FIGURA 6.19

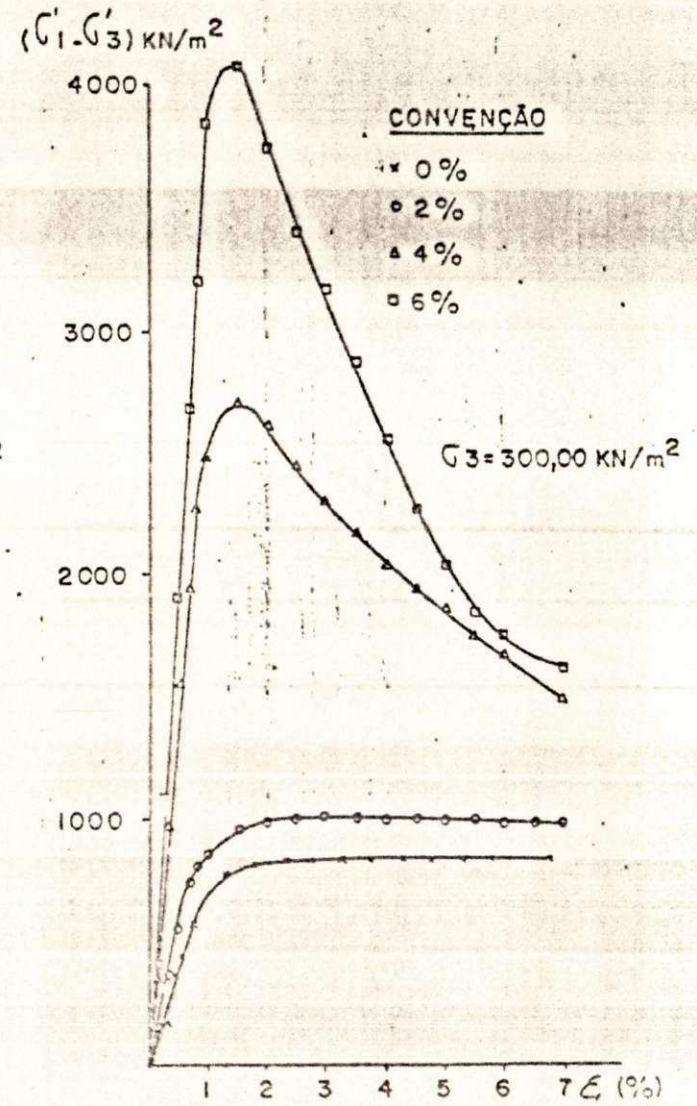


FIGURA 6.20

FIGURAS 6.18, 6.19 E 6.20 - CURVAS DEVIADOR-DEFORMAÇÃO AXIAL, PARA 14 DIAS DE PERECCLAÇÃO, E DIFERENTES TECRES DE CIMENTO.

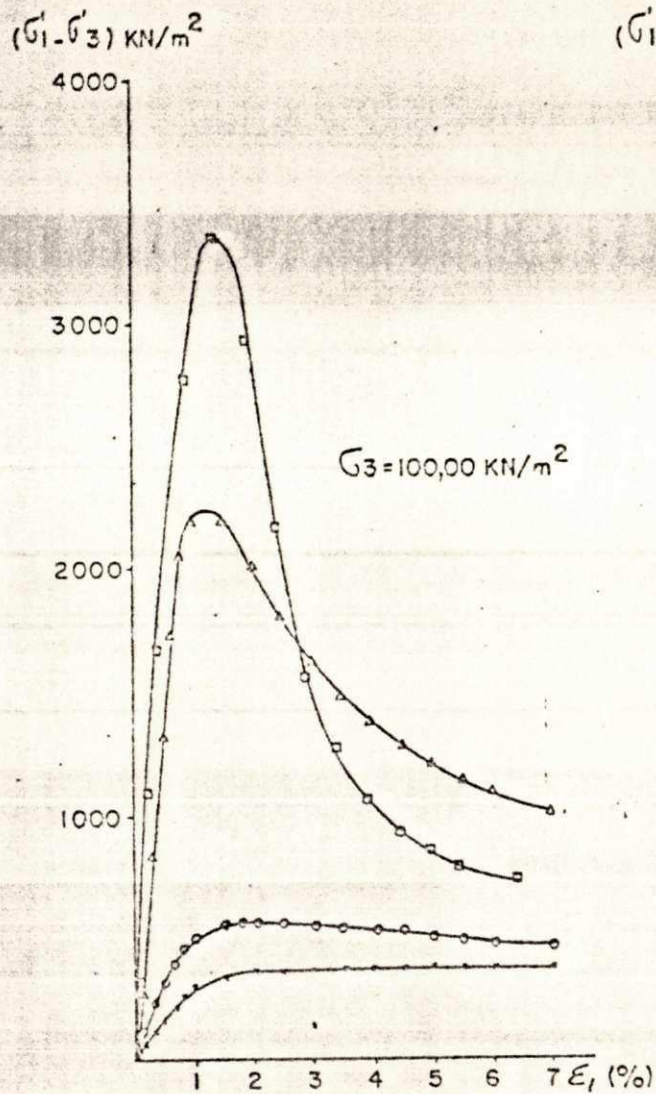


FIGURA 6.21

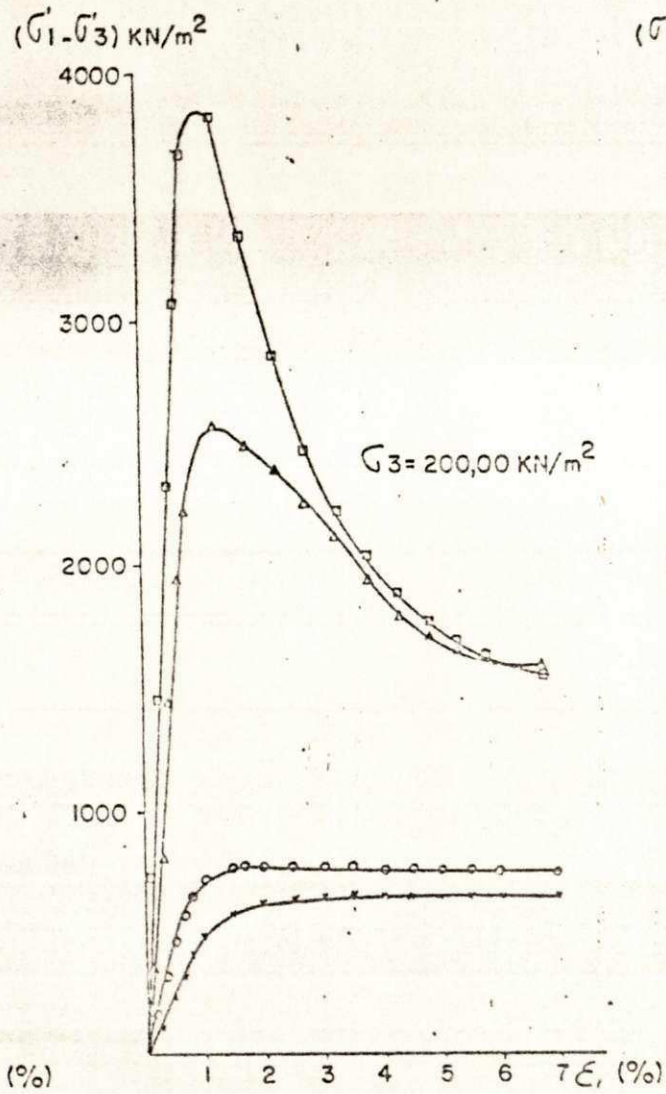


FIGURA 6.22

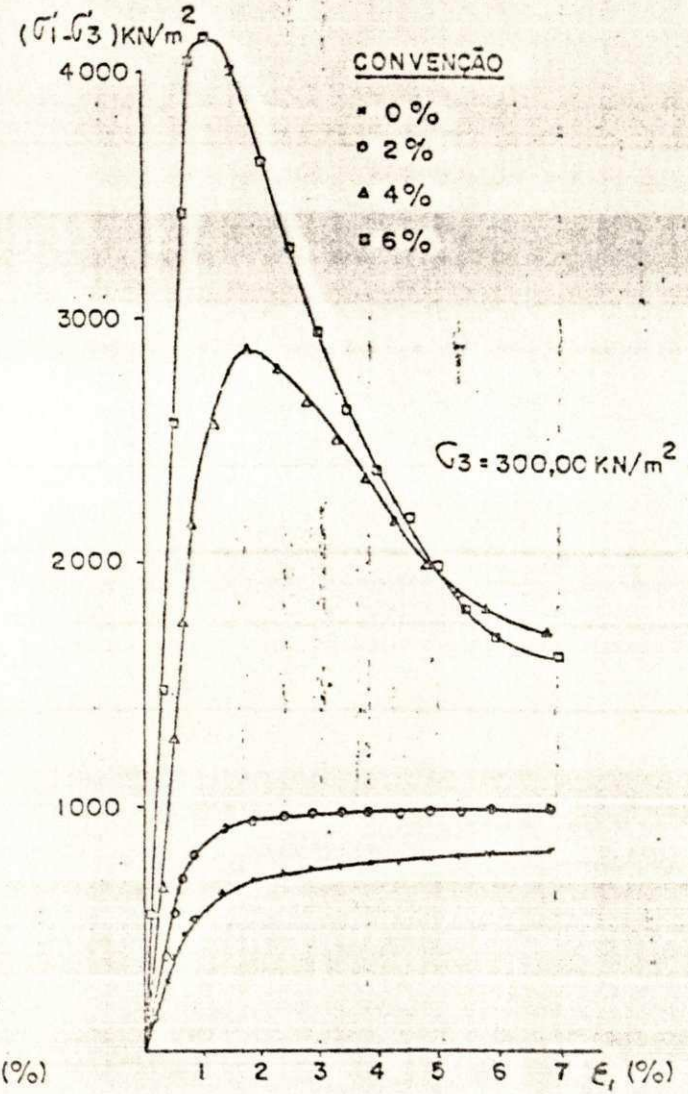


FIGURA 6.23

FIGURAS 6.21, 6.22 E 6.23 - CURVAS DEVIADOR-DEFORMAÇÃO AXIAL, PARA 25 DIAS DE PERCOLAÇÃO, E DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

TABELAS DO CAPÍTULO 6

Solo Natural		Solo com Cimento						Solo Natural Umedecido Previamente Por um Período de 7 dias	
		2%		4%		6%			
w	γ_s	w	γ_s	w	γ_s	w	γ_s	w	γ_s
8,2	17,957	8,1	17,260	10,0	17,574	9,5	17,074	6,9	17,447
10,7	19,261	11,4	19,732	12,0	19,379	11,6	18,447	9,1	18,310
12,5	20,987	13,3	20,761	13,7	20,781	13,1	20,614	11,0	19,928
12,9	21,007	14,1	20,654	15,4	19,869	13,7	20,771	12,4	20,879
14,2	20,526	16,1	19,526	17,6	18,986	15,2	20,036	13,0	20,967
16,0	19,516	17,8	18,976			17,2	19,192	13,5	20,771
								15,5	20,046
								17,4	19,241

Tabela 6.1 - Valores de Umidades de Compactação e Respectivos Pesos Específicos Aparentes Secos do Solo Investigado, Com e Sem Cimento.

		Pesos Específicos Aparente Seco Má ximo (KN/m ³) $\gamma_s(\text{máx})$	Unidade Ótima hót (%)
Solo Natural (0%)		21,007	12,9
Solo Natural (0%) com 07 (sete) dias de umidificação		20,987	12,8
Sistema Solo-Cimento	2%	20,791	13,5
	4%	20,781	13,7
	6%	20,771	13,7

Tabela 6.2 - Valores de Unidade Ótima de Compactação e Respective Pesos Específicos Aparentes Secos Máximos, do Solo Investigado, Com e Sem Cimento.

Peneiras	Diâmetro em	Granulometria após Britagem	Granulometria após Peneiramento
	mm	% que Passa da Amostra Total	% que Passa da Amostra Total
3/8"	9,5	100,00	-
4	4,8	94,52	-
10	2,0	71,96	100,00
16	1,2	65,33	90,65
30	0,6	52,55	73,03
40	0,42	47,89	66,55
50	0,30	42,21	58,66
100	0,15	32,82	45,61
200	0,074	24,93	34,64
	0,04564	18,00	25,01
	0,03249	16,87	23,44
	0,02267	15,75	21,89
	0,01614	14,62	20,32
	0,01186	13,50	18,76
	0,00839	13,50	18,76
	0,00590	12,60	17,51
	0,00415	11,70	16,26
	0,00289	11,13	15,47
	0,00204	11,13	15,47
	0,00122	10,31	14,33

Tabela 6.3 - Composição Granulométrica

Densidade Real	
1º Ensaio	3,033
2º Ensaio	3,033
3º Ensaio	3,035
Densidade Média	3,033
Limites de Atterberg	
Limite de Liquidez	21,15
Limite de Plasticidade	16,57
Índice de Plasticidade	4,58

Tabela 6.4 - Resultados da Densidade Real e Limites de Atterberg

CAPÍTULO 7

INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Introdução

De posse dos resultados apresentados no capítulo anterior, passamos à sua análise e interpretação. Comentaremos a compactação, a granulometria, a densidade real, os limites. E, com maiores detalhes, buscaremos explicitar a percolação e os ensaios triaxiais, onde serão evidenciados fatores intrínsecos do comportamento do solo e da mistura, em função das mudanças dos parâmetros de percolação e concentração de cimento.

7.1 COMPACTAÇÃO

As curvas de compactação apresentaram um comportamento já esperado para o solo estudado, com um decréscimo de seu peso específico aparente seco máximo, e um aumento da umidade ótima de moldagem, após a adição do cimento. Este fato deve-se às características flocculantes do cimento e este comportamento já foi constatado e previsto por outros pesquisadores (05) (27).

Após uma visível redução, com a adição de uma pequena quantidade de aditivo (2%), os pesos específicos aparentes máximos, para maiores concentrações, apresentaram decréscimos de valores bastante reduzidos, levando-nos a afirmar que estes valores são praticamente coincidentes, visto que as variações apresentadas estão dentro de uma faixa de incerteza,

no que diz respeito à precisão do ensaio. Esta pequena variação, para valores adicionais de aditivo, também foi observada para esse mesmo solo, por Leidimar (05), quando da realização do seu trabalho.

Na curva de compactação do solo puro e umedecido previamente, por sete dias, nenhuma modificação significativa foi observada, quando comparada com a curva de compactação realizada pelo método convencional. Tanto a configuração da curva, como os valores de peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima, apresentaram as mesmas formas e valores. Modificações poderiam ser observadas tendo em vista uma maior lubrificação da superfície das partículas, por uma melhor distribuição da água, entre as mesmas (17).

7.2 GRANULOMETRIA

Segundo classificação da British Standards Institution - BS -, temos um material que apresenta uma percentagem de 15% de partículas com dimensões da argila e uma percentagem de argila mais silte, de 31%; o que demonstra possuir o material, uma quantidade de finos necessária para que sejam preenchidos os vazios do solo, aumentando os pontos de contato grão a grão, e, ainda, favorecendo o desenvolvimento de compostos responsáveis por características de resistência da mistura, fatos estes que devem ter contribuído para a boa performance do solo estabilizado.

Embora com os valores retidos nas peneiras um pouco distanciados dos encontrados em outros trabalhos, pode-se verificar que a configuração da curva de granulometria possui a mesma forma das apresentadas por outros pesquisadores (05) (40).

7.3 DENSIDADE REAL

O valor da densidade real para o solo foi de

3,03; o que, embora pareça elevado, é perfeitamente compatível com a natureza do solo, e coincide com o encontrado por Leidimar (05). É, porém, um pouco inferior ao apresentado por Lucena (59); e algo superior ao encontrado por Marinho (63).

7.4 LIMITES DE ATTERBERG

Na determinação dos Limites de Atterberg, encontramos $LL = 21,15$ e $LP = 16,57$, fornecendo um $IP = 4,58$, o que caracteriza um solo de baixa plasticidade e de boas qualidades de engenharia. O valor encontrado para o LP está bastante próximo da média determinada (17,1), quando da realização deste ensaio, por 20 diferentes laboratórios, no decorrer do ano de 1975 (63). O LL apresenta alguma variação, quando comparado com a média dos valores obtidos no mesmo trabalho (26,3), o que é perfeitamente plausível, tendo em vista o conhecimento da baixa repetibilidade dos resultados, para este tipo de solo (70) (92) (103).

Isto, em parte, deve-se ao fato de que o Limite de Liquidez é bastante susceptível de variações, em função do amolgamento que o material sofre durante o ensaio, o que causa um desarranjo na estrutura, que aumenta a quantidade de finos, tornando maior a superfície de área exposta para adsorção da umidade.

Além dos fatos anteriormente apresentados, é necessário que se levem em consideração os aspectos de modificações que o material pode apresentar, com o passar do tempo e com a ação dos agentes intempéricos.

Com os valores apresentados, o material era então susceptível de estabilização, através da utilização do cimento, se enquadrando dentro dos critérios de estabilizações de diversos órgãos nacionais e internacionais, como foi o caso do PCA anteriormente citado, atendendo, também, às exigências do U.S. Waterway Experiment Station.

7.5 PERMEABILIDADE

No ensaio de permeabilidade, os dados obtidos apresentaram uma coerência bastante significativa, mantendo o solo um comportamento bem definido, quando da variação dos parâmetros que influenciavam na sua performance.

Definindo-se vazão acumulada como o somatório das leituras realizadas até aquela data, ou seja, como a quantidade total de água que atravessou a amostra até aquele instante, a Figura (7.1) mostra a sua variação, em relação ao tempo de percolação, para os vários teores de cimento. É conveniente ressaltar que os valores ali plotados foram obtidos a partir da média dos resultados encontrados.

Este gráfico mostra algumas facetas do comportamento do solo, e do solo-cimento, no processo de percolação, constatando-se um aumento do volume de água a atravessar a amostra, quando da adição de 2 e 4%, e uma redução de volume na concentração de 6%. Isto pode ser explicado, em virtude de que, com pequenas porcentagens, temos os fenômenos de floculação e aglutinação de matéria apenas em uma fase dispersa, sem uma continuidade do processo em todo o sistema do solo, tendo em vista que a quantidade de cimento colocado, não foi suficiente para revestir todas as partículas nem para promover uma matriz contínua de produtos cimentados. O material apresenta-se, então, mais granular, o que facilita a formação de canais de maiores dimensões, interligando os vazios do solo. Podendo ser estabelecido um paralelo com o comportamento da permeabilidade das areias, em comparação com os materiais argilosos, aos quais está associada a idéia de uma menor permeabilidade.

Já com o aumento para 6%, podemos observar uma acentuada redução no volume de água acumulada, devido ao fato anteriormente apresentado, ou seja, temos aí uma maior quantidade de aglutinante, que iniciou um processo contínuo de cimentação, diminuindo, deste modo, as canaletas formadas pelos vazios do solo, através de cimentação das mesmas.

Se analisado, o material, sob o ângulo de coeficiente de permeabilidade, pode-se então afirmar que, para uma concentração de 6%, teremos menores valores do que para 2 e 4%; o que mais uma vez pode ser constatado, através da análise da Figura (7.2), que apresenta uma relação tempo de percolação versus coeficiente de permeabilidade.

Nota-se uma permeabilidade bastante elevada para as primeiras leituras realizadas, com uma tendência a estabilização, após o segundo dia. A este comportamento, podem estar associados aspectos de cura, saturação e carreamento de partículas.

Observa-se uma perfeita uniformidade nos valores do coeficiente de permeabilidade, para todas as concentrações, após decorridos 20 dias de percolação.

Com o transcorrer do tempo, o processo de cura vai se estabilizando, tendendo a surgir um material com propriedades mais definidas e com maior capacidade de impermeabilização.

A redução do coeficiente de permeabilidade, com o aumento de tempo de percolação, associada ao fato de que a água de percolação sai límpida após atravessar o corpo de prova, também nos sugere que o fluxo de água que é induzido pelo gradiente hidráulico a que a amostra está submetida, induz um carreamento e modificação de posição das partículas, dentro da amostra, o que, sem alterar o índice de vazios, provoca uma tendência de obstrução das canaletas através das quais o fluxo se realiza, em virtude da própria natureza deste fluxo.

Fenômenos desta ordem já foram determinados, estudando-se a permeabilidade nos solos argilosos (83).

Uma confirmação destas hipóteses pode-se obter, através da observação da Figura (7.2), onde se verifica que, com o aumento da concentração do cimento, temos uma tendência de estabilização, desde as primeiras leituras, sendo esta tendência ligada aos fatos da aglutinação e do envolvimento das

partículas, pelos produtos advindos das reações do cimento, que restringem os mecanismos anteriormente apresentados. Esta proteção dos grãos torna-se de grande importância, quando se trabalha em um meio de pH diferente do neutro, pois esse fator irá reduzir os efeitos da lixiviação a que são susceptíveis os sesquióxidos e silicatos.

Um comportamento de redução de permeabilidade, com o aumento de tempo, para o mesmo solo, foi também encontrado por Ademilson (38), sendo que este tinha estimado um coeficiente de permeabilidade de 9×10^{-7} , para as condições de estabilização das leituras, utilizando-se, para isto, de uma curva de tendência traçada por tentativa, para valores obtidos com amostras submetidas a percolação, por um período máximo de 4 dias, tendo este valor aproximado-se, na ordem de grandeza, do realmente encontrado, que foi de $1,8 \times 10^{-7}$, para o solo sem aditivo.

Para 2,4 e 6% de cimento, os coeficientes de permeabilidade sofreram uma estabilização, ao atingirem os valores $2,9 \times 10^{-7}$, $3,1 \times 10^{-7}$, $1,8 \times 10^{-7}$, o que representa uma variação de 61, 72 e 0 por cento em relação ao solo sem aditivo.

Uma expansão da Figura (7.2), para as leituras realizadas após o primeiro dia de ensaio de percolação, é apresentada na Figura (7.3).

Os coeficientes de permeabilidade para o primeiro dia, o vigésimo oitavo e, para a média dos 10 últimos dias, nas diferentes concentrações, são apresentados na Figura (7.4). Aí, pode-se constatar um valor máximo do K, para um teor de 4%, em todas as curvas apresentadas. Isto prende-se ao fato de que, a este teor, tivemos somente uma quantidade de cimento necessária para produzir floculação, e agregações das partículas transformando o solo em um material de características mais granulares, o que favorece a percolação. Este fenômeno é mais marcante para o primeiro dia de percolação.

É interessante notar que, quando da colocação de uma maior quantidade de cimento, (o que propicia a formação de uma matriz de interligamento das partículas), temos uma menor variação para o parâmetro de K, se comparados os valores do primeiro dia, com os do vigésimo oitavo; ou com os da média dos dez últimos dias. O que se deve, mais uma vez, ao fato de que esta matriz dificulta a mobilidade das partículas, no interior da amostra, reduzindo, assim, as variações.

7.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência do solo é substancialmente afetada pela concentração de cimento, para porcentagens maiores que 2% do aditivo. Entretanto, para um teor de 2%, pode-se verificar que, embora tenhamos algum ganho, este é praticamente desprezível. Isto nos leva a concluir que não temos, naquela porcentagem, cimento necessário para formação de gel suficiente para aglutinar os pontos de contato dos grãos, responsáveis pela estruturação do solo. Este comportamento pode ser constatado nas Figuras (7.5), (7.6) e (7.7), que apresentam os valores dos deviatos de rutura, em função do tempo de percolação, para os diferentes teores de cimento, nas tensões confinantes de 100, 200 e 300 KN/m².

O deviator de rutura é aqui definido como o máximo obtido, o que corresponde ao deviator do pico da curva.

Nos casos em que a presença do cimento era significativa, ocorria uma queda da resistência no terceiro dia de percolação, se comparado com o espécime que não havia sido submetido a este processo. Este fato sugere que o elevado gradiente hidráulico, a que a amostra estava submetida, contribuiu para provocar o carreamento de parte do gel que se encontrava em fase incipiente de hidratação, levando-nos a crer que, se simplesmente curados em um ambiente propício, os espécimes apresentariam um ganho de resistência ainda mais significativa.

Se tomarmos como base a idade de 28 dias, pode

mos verificar que, para teores de 2, 4 e 6%, tivemos um aumento de resistência da ordem de 50, 480 e 780%, em relação ao solo natural, na pressão confinante de 100 KN/m^2 .

Na análise das mesmas figuras, pode-se, ainda, observar que a resistência do corpo de prova, após o terceiro dia, continua a aumentar, com o tempo de percolação. O ganho de resistência, mais significativo, se processa até o 14º dia. Verifica-se uma resistência, a 7 dias, da ordem de 78 a 84% do valor da de 28 dias; resultado este perfeitamente satisfatório e já previsto por pesquisadores do assunto.

Foi estudada, para as amostras, uma resistência residual definida como aquela que permanece na amostra, mesmo após atingida a ruptura, passando o corpo a oferecer uma resistência praticamente constante, independentemente do incremento de deformação.

O comportamento da resistência residual foi estudado através dos valores obtidos para os deviatores residuais, em função da concentração e tempo de percolação. Estão, esses valores, apresentados nas Figuras (7.8) (7.9) e (7.10), respectivamente para as pressões confinantes de 100, 200 e 300 KN/m^2 .

O deviator residual foi estabelecido como sendo aquele valor para o qual a curva tensão deformação tenderia a se horizontalizar, após a ruptura da amostra. É caracterizado, pois, mais por valores praticamente constantes, para incrementos de deformação.

O deviator residual é mobilizado para deformação da ordem de 6 a 7%.

Para o solo puro e com 2% de cimento, o valor da resistência residual praticamente se confunde com o valor da resistência máxima; tendendo o corpo a assumir um comportamento plástico. Aos teores de 4 e 6%, o material apresenta um comportamento frágil e, ao atingir o valor máximo, a curva ten

são de formação apresenta um decaimento que é mais acentuado para as concentrações mais elevadas de cimento, como mostram as Figuras (7.11), (7.12) e (7.13), que apresentam coeficiente de fragilidade (σ) versus diferentes teores de cimento, para os diferentes tempos de percolação, nas várias pressões confinantes. Esse coeficiente é expresso pela razão entre o deviator residual e o deviator de rutura. Desta forma, com a gradual adição de cimento, passamos de um material plástico (solo natural e com 2% de cimento), para o qual a resistência de pico e a residual são praticamente idênticas, a um material frágil (6% de cimento), no qual a resistência de pico fica em torno de 3,5 vezes a resistência residual.

A resistência residual, entretanto, permanece superior à do solo natural, com uma pequena influência do teor de cimento, e, praticamente, nenhuma influência do tempo de percolação.

Aquela modificação no comportamento pode também ser identificada através das figuras 7.1.A, 7.2.A, 7.3.A e 7.4.A, do anexo deste capítulo, as quais apresentam amostras ensaiadas, moldadas nas concentrações de 0, 2, 4 e 6% respectivamente. Os corpos de prova com 4 e 6% de cimento possuem a superfície de cisalhamento perfeitamente definida, e com a amostra permanecendo cilíndrica. Enquanto que, nas concentrações de 0 e 2%, o plano de rutura não ficou determinado. E os espécimes ficaram abaúlados.

Os fatos anteriormente discutidos podem ser melhor compreendidos através do gráfico ilustrativo da Figura (7.14), que mostra curvas de tensão e deformação para o solo, a diferentes teores de cimento, podendo-se observar, facilmente, os pontos de pico, para as concentrações de cimento mais elevadas, e, o comportamento plástico, para o solo natural e com baixa concentração de cimento.

Este comportamento de presença de pico e redução das características de plasticidade do material, também foi estudado e constatado por outros pesquisadores (78).

Havendo os ensaios triaxiais sido desenvolvidos com medição das pressões neutras, tornou-se possível calcular os parâmetros de resistência, coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo, para o sistema estudado. Estes valores acham-se plotados nas Figuras (7.15) e (7.16).

Admitimos que o critério de ruptura foi o de Mohr, embora aceitando que o presente solo poderá obedecer a um outro critério. Tal suposição é perfeitamente válida, em vista de serem bastante restritos os limites de tensões adotados no estudo.

Para o solo natural e com 2%, não se verificaram modificações significativas nos valores de coesão e ângulo de atrito, tendo as curvas, praticamente, corrido paralelas; e não houve interferência do tempo de percolação. A explicação, para tal fato, prende-se à teoria anteriormente levantada, de que este é um material praticamente inerte, tendo em vista a quantidade de cimento não ser suficiente para interligar os pontos de contato dos grãos, ficando a massa cimentícia perdida, entre a massa do solo, modificando, apenas levemente, as propriedades deste.

Neste esquema, a massa cimentícia não chega a formar uma cadeia contínua, capaz de interligar os grãos que formam o esqueleto estrutural do solo.

Já com teores de 4 e 6%, o comportamento foi totalmente diferente. Obtivemos ganho tanto com respeito à coesão efetiva, como para o ângulo de atrito efetivo; e estes valores aumentaram com o incremento do teor de cimento, para ambos os casos, com exceção de dois pontos do ângulo de atrito, coorespondentes a uma concentração de 6% e com materiais percolados durante 0 e 3 dias, onde foram determinados valores de ângulo de atrito bastante reduzidos, embora a coesão apresentasse valores elevados. Uma tentativa para explicação de tal fato, pode ser dada se levarmos em consideração que, para aquela alta concentração, temos gel de cimento em abundância no inte

rior do solo. Este gel recobre praticamente todas as partículas antes de possivelmente endurecido, (embora possuindo propriedades aglutinantes, que despertam a elevada coesão do solo), age como substância lubrificadora da superfície granular do solo e das concreções formadas até aquela altura, diminuindo, assim, o atrito que poderia se desenvolver entre os sistemas solo-concreções, em formação.

Valores de resistência à compressão simples, foram calculados para as diferentes combinações de pares concentração tempo de percolação, a partir dos valores de coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo, embora os valores de resistência à compressão simples devessem ter sido calculados levando-se em consideração os valores de coesão não drenada, e, ângulo de atrito não drenado, em virtude de ser esta uma resistência não drenada e não consolidada, logo calculada usando os parâmetros C_u ϕ_u . Tal fato não levou a divergências significativas, face aos pequenos valores apresentados para as pressões neutras, durante a realização dos ensaios triaxiais. Na determinação destes valores, foi utilizada a seguinte equação:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

que se baseia na validade do critério de rutura de Mohr-Coulomb. Fazendo-se a tensão confinante $\sigma_3 = 0$, o que corresponde a uma amostra não confinada lateralmente por nenhum esforço, teremos que a tensão normal máxima a ser desenvolvida será:

$$R_c = \sigma_{1r} = 2c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

Quando da utilização de 6% de cimento, os valores da resistência à compressão, assim calculada, atendiam limites estabelecidos por Mohan Road Research Laboratory e pelo Central Road Research Institute of India (16) (19) (81) pois, aos 7 dias, já apresentava uma resistência de 2430 KN/m²

(353 lb/m²) deixando unicamente de satisfazer ao critério sugerido por Vallerga (97) que exigia uma resistência mínima de 450 lb/sq.in. (3,103 KN/m²). Os valores calculados para a resistência à compressão simples e os respectivos limites adotados como critérios aceitáveis de estabilização pelos diferentes organismos, estão apresentados na Figura (7.17).

A partir destes valores, realizou-se uma interpolação que nos fornecesse informações sobre o possível valor da resistência à compressão simples não confinada, para uma concentração de 5% e 7 dias de cura. De posse deste valor e calculada a atividade do solo estudado (IP% - 2 μ argila), plotamos um novo ponto no gráfico projetado por Mohr, que relaciona o índice de atividade com a resistência da mistura. Este gráfico acha-se esquematizado na Figura 7.5.A do anexo deste capítulo, e foi projetado para corpos de prova moldados em uma concentração de 5% e curados por 7 dias.

Pode-se verificar, claramente, que o valor projetado de resistência, da nossa amostra, acha-se bastante aquém daquele que se poderia esperar pelo prolongamento da reta idealizada por Mohr.

Enquanto que a interpolação realizada nos indica uma resistência de 2,069 KN/m² (300 lb/sq.in.), a projeção da reta proposta implica em uma resistência de 500 lb/sq.in. (3,447 KN/m²).

Esta divergência pode ser explicada se considerarmos os seguintes aspectos:

1 - Segundo o autor do trabalho, a relação linear deveria ser aceita somente como acidental, pendente de dados adicionais de outros solos lateríticos, para sua confirmação.

2 - O valor da atividade, sendo uma função dos limites de Atterberg, sofre influência dos mesmos fatores que afetam a repetibilidade do ensaio; logo, da precisão dos valo

res conseguidos na realização do mesmo.

3 - As condições de cura das amostras estudadas por Moh foram mais favoráveis para o melhor desempenho do material, tendo em vista que as mesmas foram curadas no repouso, em um ambiente com umidade de aproximadamente 100%, enquanto que o período de cura dos espécimes estudados neste trabalho foi acompanhado de um processo de percolação sob intenso gradiente hidráulico, o que pode contribuir para carreamento de partículas de gel, e, conseqüentemente, prejuízo das características de resistência da mistura.

4 - O excesso de material fino, mesmo que com características de baixa atividade, pode prejudicar as propriedades de resistência da mistura, pois sabemos ser uma boa distribuição granulométrica um dos mais importantes fatores para a obtenção de elevadas resistências, nas misturas com cimento.

Com respaldo nesta última hipótese, sugeriríamos uma modificação na tendência da curva, ressaltando, entre tanto, a necessidade de uma maior quantidade de dados para que a teoria seja devidamente confirmada.

As Figuras 7.18 e 7.19, apresentam os valores de coesão efetiva residual (C'_{res}) e ângulo de atrito efetivo residual ϕ'_{res} para as amostras ensaiadas; o que nos pode dar idéia do comportamento do solo em termos da resistência residual.

Os valores de ϕ'_{res} e C'_{res} foram obtidos a partir da envoltória traçada pelos respectivos círculos de Mohr de diâmetros iguais aos deviatores residuais.

Temos, neste caso, após elevadas deformações axiais da ordem de 6 a 7%, um material granular, em face de a coesão residual ter apresentado valores aproximados de zero, quaisquer que fossem a concentração de cimento e/ou tempo de cura, e o ângulo de atrito elevado.

Pode-se ainda observar que a maior resistência residual para as misturas ricas em cimento, prende-se às suas características granulares, visto apresentarem valores mais e levados para o ângulo de atrito residual, o que é facilmente constatado ao observar-se a existência de uma reta limítrofe, acima da qual se encontram todos os pontos correspondentes às concentrações de 4 e 6%, e, abaixo da qual estão plotados os pontos de 0 e 2%, e, em virtude de os valores de coesão serem praticamente idênticos e próximos de zero, para todas as condições.

7.7 DEFORMABILIDADE

Quando da análise de deformabilidade, a concentração de 2% pareceu pouco interferir nas propriedades do solo. As Figuras (7.20) (7.21) (7.22) (7.23) e (7.24) apresentam uma relação teor de cimento versus módulo de deformação, para as diferentes pressões confinantes, estando os corpos de prova submetidos a um processo de percolação por 0, 3, 7, 14 e 28 dias, respectivamente.

O Módulo de Deformação nos dá uma idéia da rigidez da mistura. Seu valor é calculado a partir da inclinação da curva tensão deformação, em sua fase de linearidade inicial.

Analisando-se os citados gráficos, pode-se constatar que, para as mesmas condições de percolação e consequente cura, o valor do Módulo de Deformação apresentou, em todos os casos, um incremento com a porcentagem de cimento, resultando estes que concordam com os encontrados por Erundino Presa (78).

O fato de o aumento do Módulo de Deformação somente mostrar-se significativo para os teores de 4 e 6%, nos confirma a hipótese de interação solo cimento, anteriormente apresentada, na qual sugeríamos a inexistência de uma cimentação efetiva, dos grãos, quando da aplicação de apenas 2% de aditivo.

Uma análise da variação do Módulo de Deformação, em função do tempo de percolação, pode ser feita, e as Figuras (7.25) (7.26) e (7.27), mostram estas funções, para os vários teores de cimento, nas diferentes pressões de confinamento. Dos valores conseguidos, deduz-se que o módulo varia em função do tempo, para as concentrações de 4 e 6%.

O módulo de deformação parece sofrer grande influência da concentração de cimento, verificando-se, para uma pressão de confinamento de 100 KN/m^2 , aumento da ordem de 42, 483 e 754%, quando comparados os valores obtidos para 2, 4 e 6%, respectivamente, com aqueles valores apresentados pelo solo natural.

Naquela tensão confinante, obtivemos para a amostra moldada com 4% de cimento e curada por 28 dias, um módulo de deformação da ordem de $2,65 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$ (2.700 Kg/cm^2), o que é compatível com o valor do módulo de elasticidade determinado por Vargas (99), que foi de 3.500 Kg/cm^2 ($3,43 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$), para os solos estabilizados nas mesmas condições.

Dos valores apresentados pelo mesmo autor, pode-se concluir que a granulometria do solo natural parece ter uma enorme influência no módulo do solo estabilizado, onde, para solos mais finos, pode-se esperar, para o módulo, valores bastante elevados.

O aumento do módulo, logo da rigidez do material, se desenvolve principalmente durante os primeiros 14 dias de percolação da amostra para as concentrações elevadas, enquanto que, a amostra de solo puro e com 2% de cimento, parece não sofrer influência do tempo de percolação.

O valor do módulo de deformação aumentou com incrementos da pressão confinante. As Figuras (7.28) (7.29) (7.30) e (7,31), mostram as relações pressão confinante versus módulo de deformação, nos diversos dias de percolação, para os teores de 0, 2, 4 e 6%, respectivamente.

Como para os solos naturais, o módulo de defor

mação do solo cimento depende da pressão de confinamento aplicada, sendo, ainda, para os teores de cimento acima de 4%, função do tempo de percolação, o que está associado intrinsecamente com aspectos de cura.

Além de estudar a influência da estabilização sobre os valores do módulo de deformação, completamos o estudo do comportamento mecânico, tecendo considerações sobre as deformações na rutura.

As Figuras (7.32) e (7.33) mostram os valores da deformação axial na rutura, em função das concentrações, para os corpos de prova rompidos às pressões confinantes de 100 KN/m^2 , 200 KN/m^2 e 300 KN/m^2 . A Figura (7.32) apresenta essas relações para as amostras que não foram submetidas a percolação, ao passo que a Figura (7.33) plota os valores obtidos para as amostras percoladas por 28 dias.

Na análise destas curvas, observa-se claramente que características de fragilidade são associadas às amostras, quando do aumento na concentração do cimento.

Para espécies moldadas sem cimento, a deformação de rutura foi escolhida de uma forma um tanto arbitrária, tendo em vista as características plásticas das curvas tensão-deformação; e foi adotada como sendo aquela a partir da qual não se presenciava aumento no valor do deviator, para novos incrementos de deformação. Variavam entre 3 a 6%, dependendo, principalmente da pressão confinante.

Nas amostras estabilizadas com aditivo, o valor de deformação axial, na rutura, ficou facilmente identificável, face à presença de pico de resistência na curva; e aquele valor foi estabelecido como o que correspondia à máxima resistência oferecida pela amostra.

Com 2% de cimento, a rutura ocorreu para valores de deformação variando entre 1,8 a 3,2%; enquanto que, para 4 e 6%, estas faixas foram de 1,2 a 2,2% e 1 a 2% respectivamente, havendo uma menor influência do fator pressão confinante, na

variação desses parâmetros.

Embora mais frágil, ficou constatado que este material estabilizado a 4 e 6% apresentava, após a rutura, uma resistência residual ainda maior que a máxima oferecida pelo solo natural.

No complemento do estudo dos parâmetros de formação das amostras, efetuamos ainda uma análise baseada nos valores obtidos para as pressões neutras durante o desenrolar dos ensaios.

Uma inversão nos valores da pressão neutra se apresentou para deformações próximas das de rutura, nos corpos de prova moldados nas concentrações de cimento mais elevadas, o que, em condições drenadas, corresponderia a uma inversão na variação de volume.

Este fato pode ser constatado através das Figuras (7.34) e (7.35), que apresentam uma relação do coeficiente de Skempton (A), em função da deformação axial, para corpos de prova de 28 dias de percolação e nas concentrações de 0 e 6%.

No traçado desta curva utilizou-se a fórmula apresentada por Skempton (99):

$$\Delta u = B \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

que assumiu a forma:

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}$$

desde que trabalhamos com a amostra totalmente saturada e com tensões confinantes fixas, durante o desenrolar do ensaio, o que implica em $B = 1$ e $\Delta \sigma_3 = 0$.

Os valores de A, para os solos comumente encontrados, são a seguir relacionados (22):

Tipo do Solo	A_f
Areia Fina muito fofa	(2) - (3)
Argila muito sensível	(1,5) - (2,5)
Argila normalmente adensada	(0,5) - (1,3)
Argila ligeiramente pré-adensada e areia fofa	(0) - (0,5)
Pedregulho argiloso compacto	(-0,25) - (0,25)
Argilas fortemente pré-adensadas	(-0,5) - (0)

Valores de A_f (Rutura)

Os valores positivos de A correspondem a solos compressíveis; e valores negativos, a solos pré-adensados e rígidos.

Nas curvas correspondentes a um teor de 6%, nota-se uma inversão dos valores do coeficiente de Skempton, o que é associado a uma inversão dos valores da pressão neutra, e, conseqüente da tendência da deformação volumétrica.

As curvas mostram claramente que a inversão se produz após o pico e que os valores negativos aparecem quando o solo apresenta a sua resistência residual. O aparecimento de pressões neutras negativas significa que estamos em presença de um material granular dilatante, logo, muito compacto, o que é confirmado pelos valores obtidos para C'_{res} (≈ 0) e ϕ'_{res} (muito elevados), anteriormente apresentados.

Os resultados obtidos para as amostras moldadas nas concentrações mais elevadas de cimento, nos levam a concluir que o material obtido depois do pico é constituído por agregados solo-cimento, sem ligações entre si, pois as ligações anteriormente existentes foram quebradas. Entretanto, o material encontra-se fortemente entrosado, face a presença de concreções angulosas.

Esta suposição explica os valores elevados, obtidos para o ângulo ϕ'_{res} , e o comportamento dilatante da amostra, no período da rutura, pois o desentrosamento do material irá implicar, nas condições drenadas, em um aumento de volume.

FIGURAS DO CAPÍTULO 7

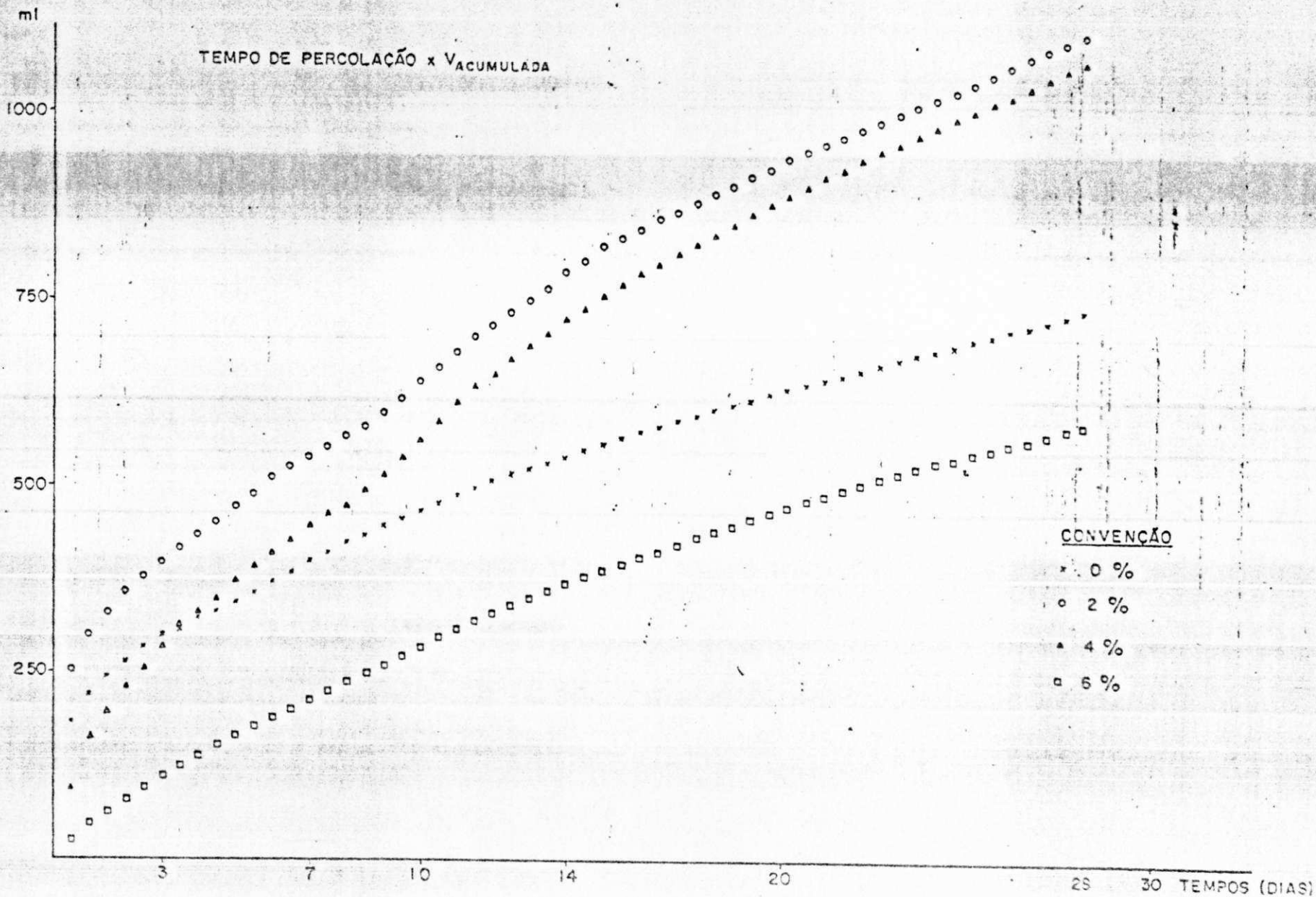
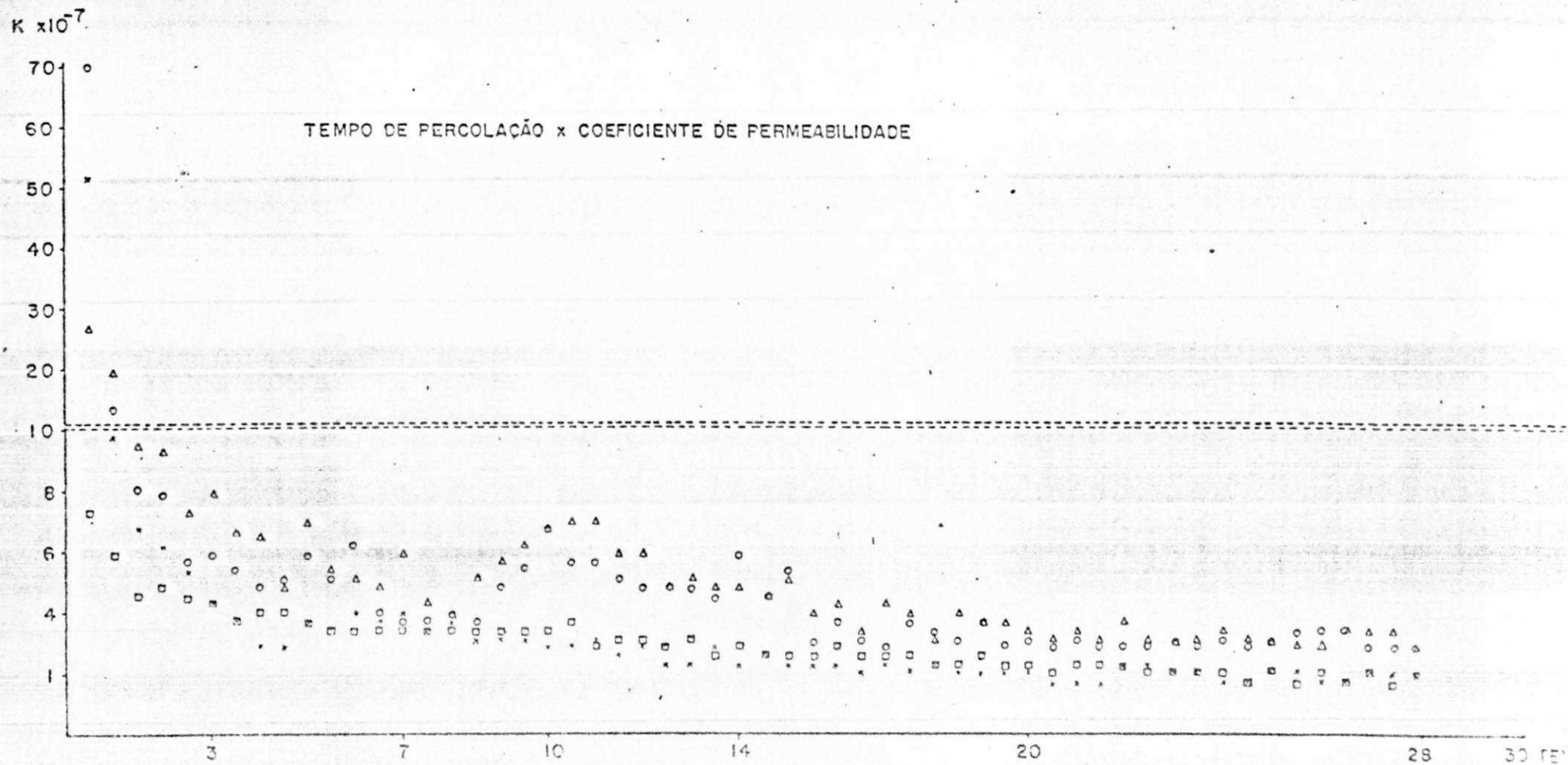


FIGURA 7.1 - CURVAS DE VAZÃO ACUMULADA - TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA O SOLO NATURAL E PARA O SOLO-CIMENTO NAS DIFERENTES CONCENTRAÇÕES.

FIGURA 7.2 - RELAÇÃO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE - TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA OS DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

CONVENÇÃO

- 0%
- 2%
- ▲ 3%
- 4%



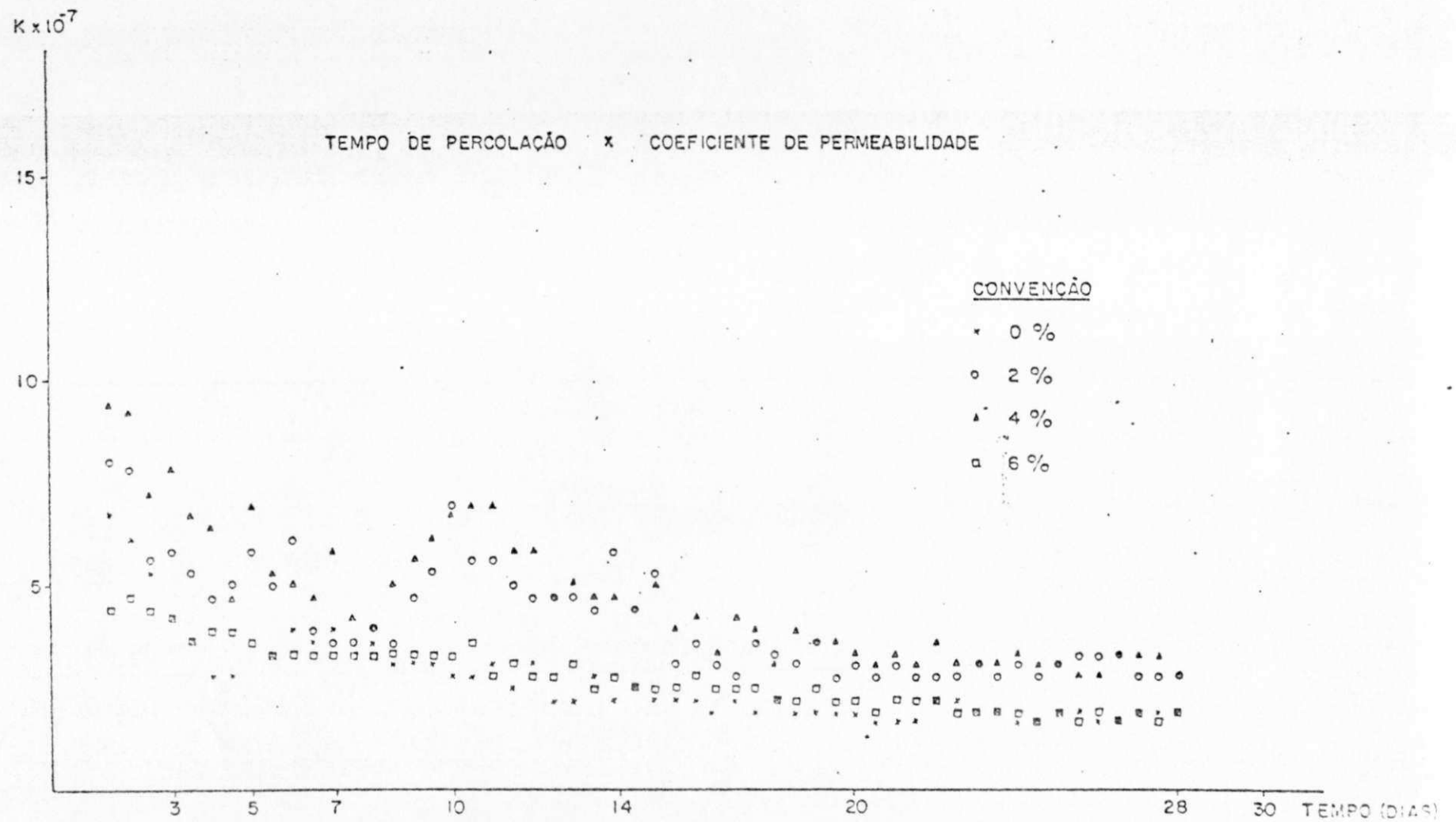
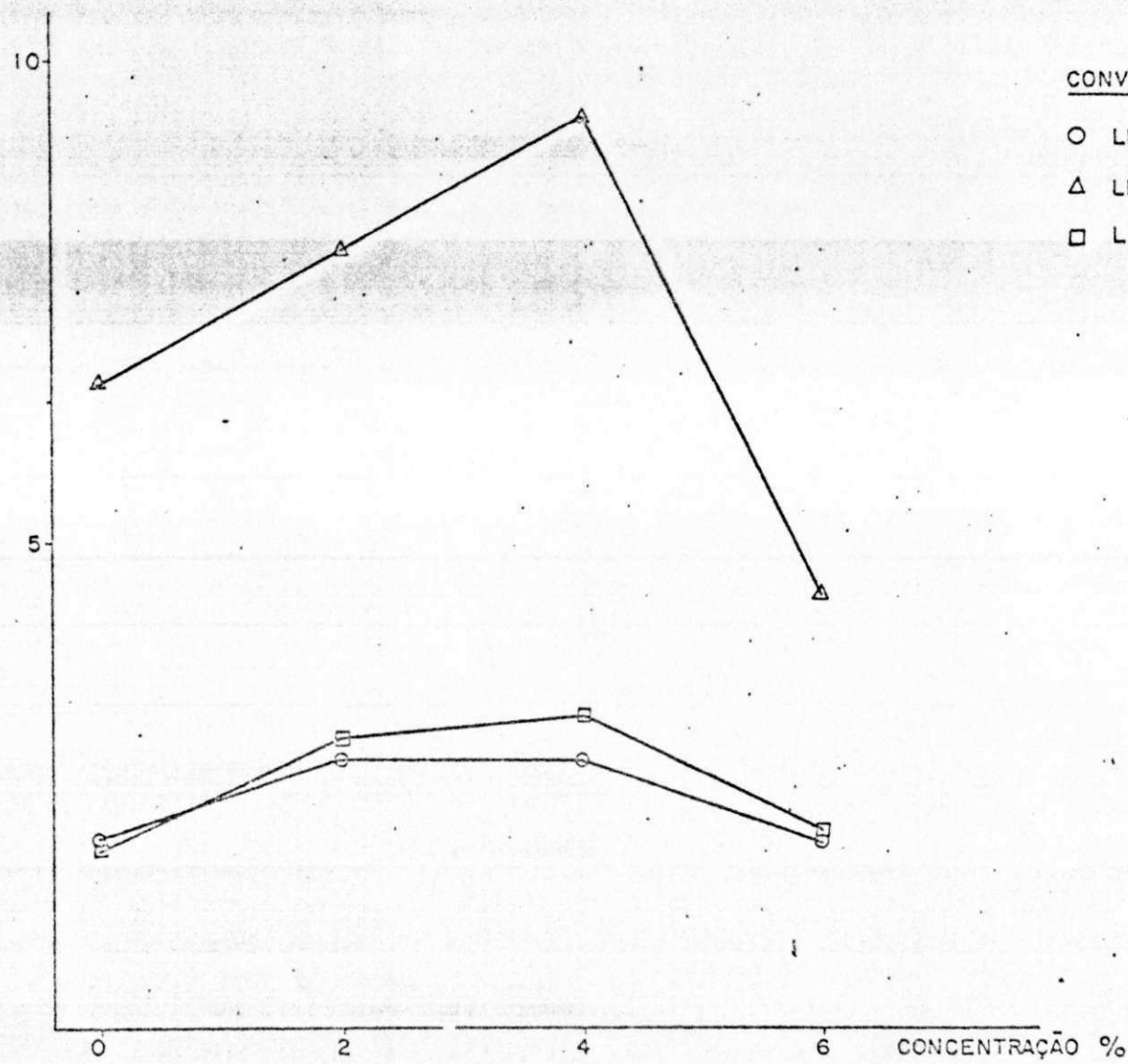


FIGURA 7.3 - EXPANSÃO DA RELAÇÃO. COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE-TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA O SOLO NATURAL E PARA O SOLO-CIMENTO NAS DIFERENTES CONCENTRAÇÕES.

$K \times 10^{-7}$

CONCENTRAÇÃO x COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE



CONVENÇÃO

○ LEITURA - 28º DIA

△ LEITURA - 2º DIA

□ LEITURA - MÉDIA DOS 10
ÚLTIMOS DIAS

FIGURA 7.4 - RELAÇÃO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE - CONCENTRAÇÃO, PARA O 2º, 28º E MÉDIA DOS 10 ÚLTIMOS DIAS.

FIGURAS 7.5, 7.6, e 7.7 - RELAÇÃO DEVIATOR DE RUTURA-TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA OS DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

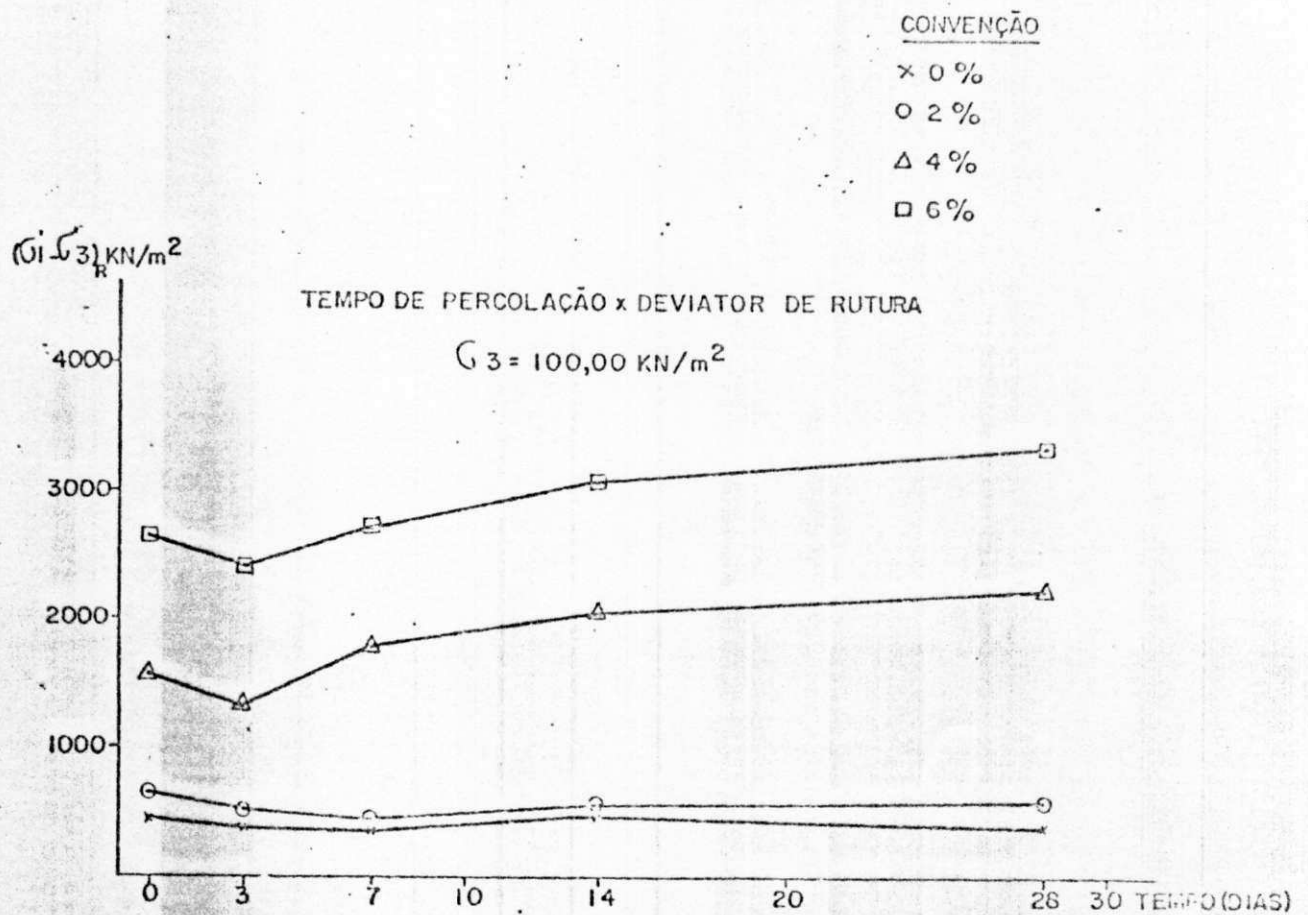


FIGURA 7.5

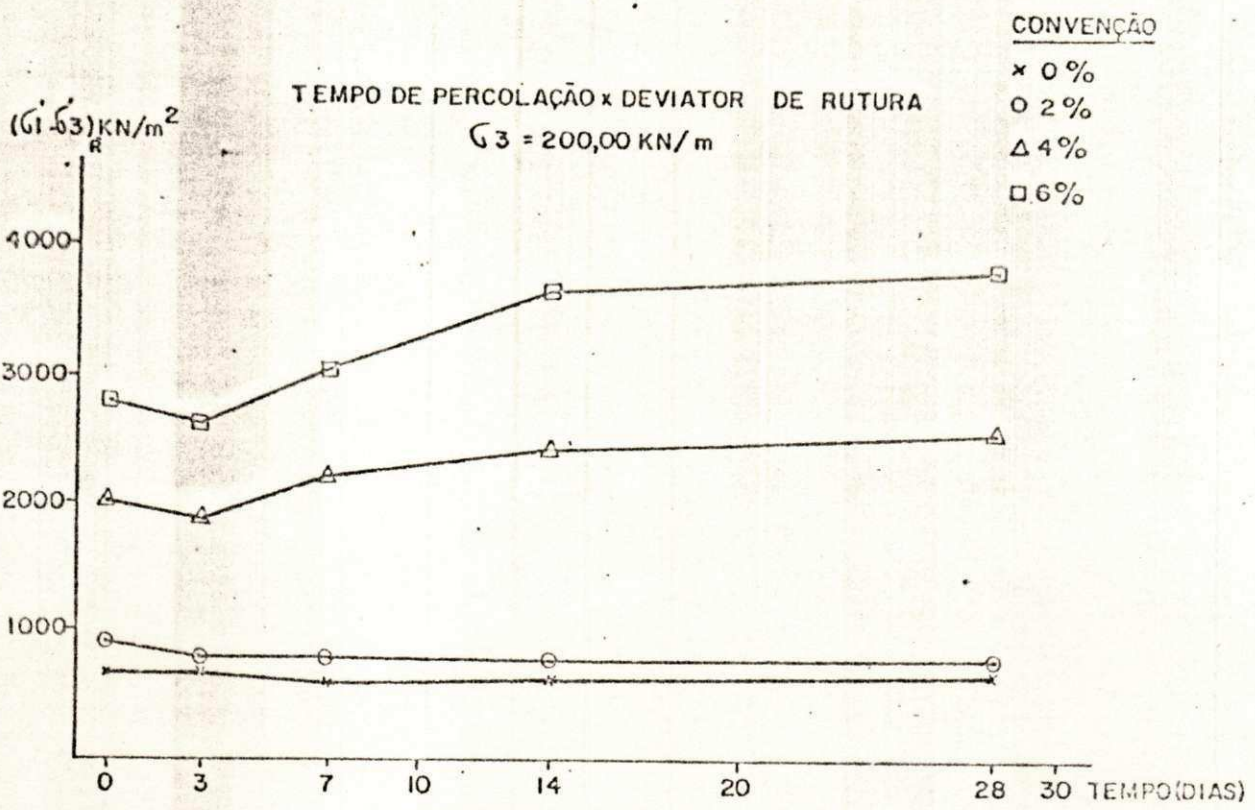


FIGURA 7.6

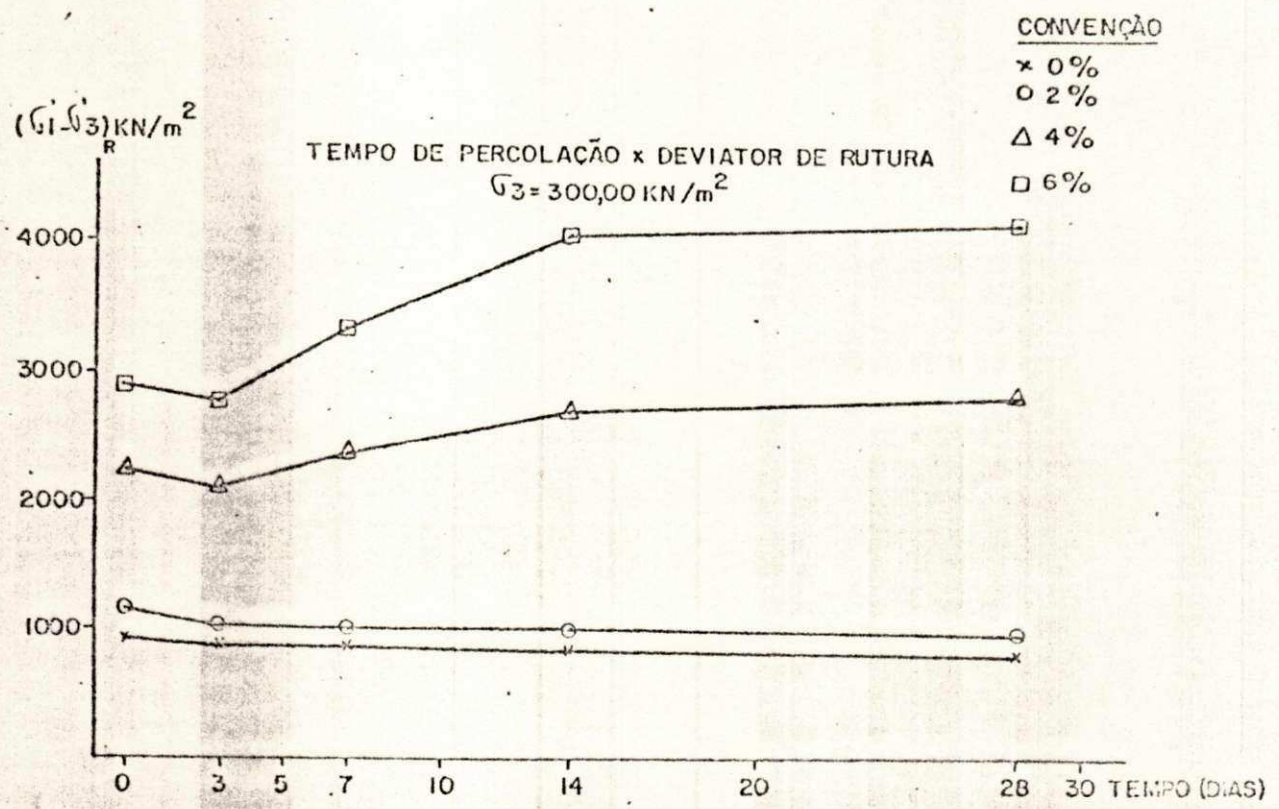


FIGURA 7.7

FIGURAS 7.8, 7.9 E 7.10 - RELAÇÃO DEVIATOR RESIDUAL - TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA OS DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

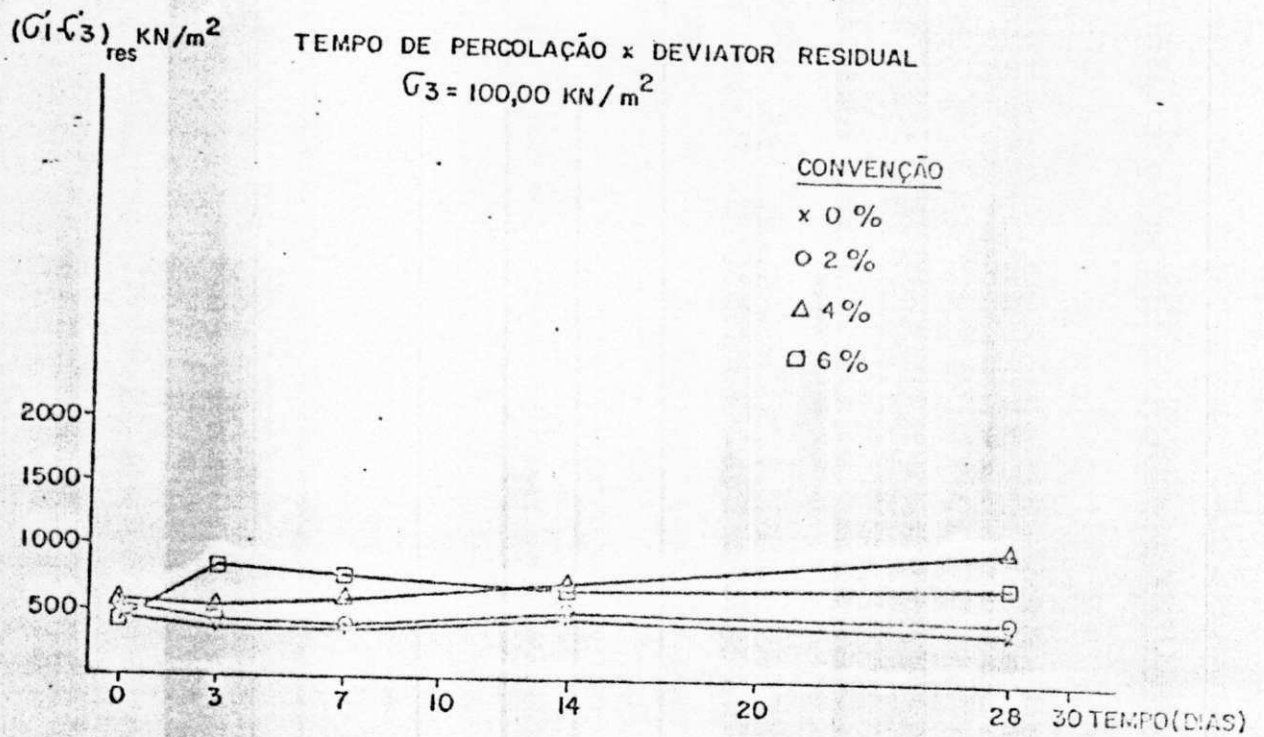


FIGURA 7.8

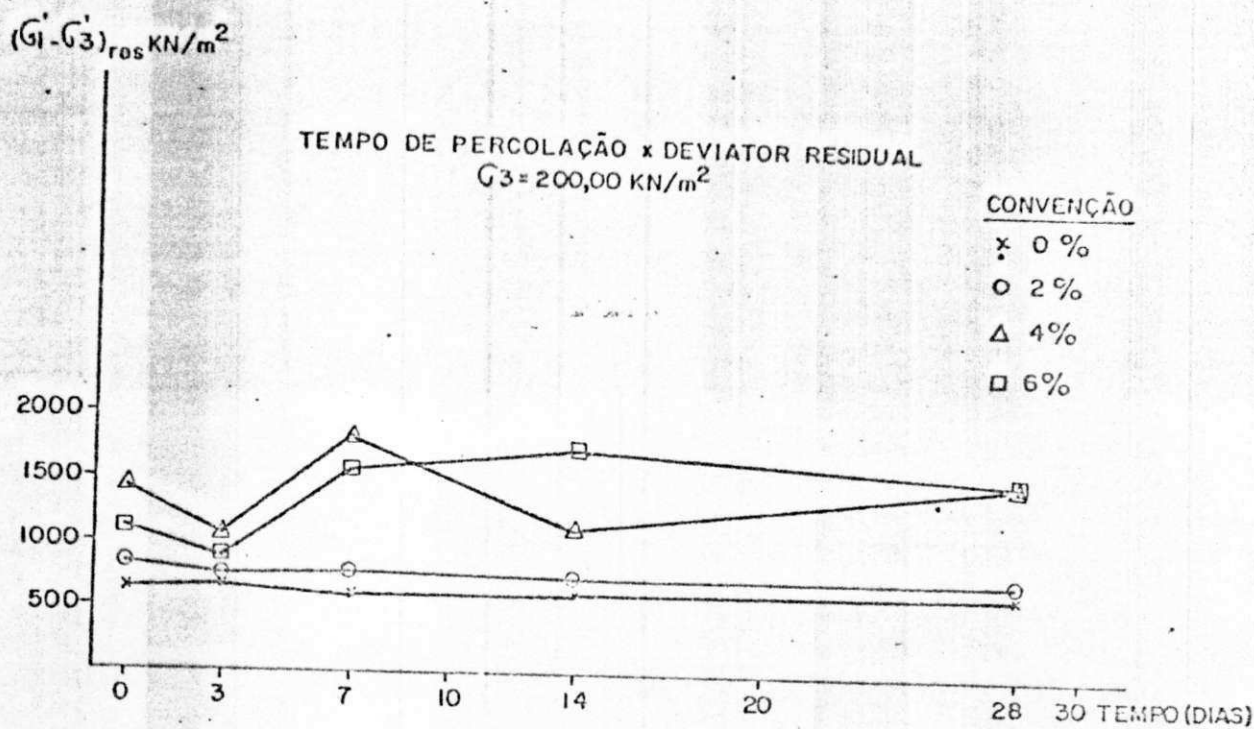


FIGURA 7.9

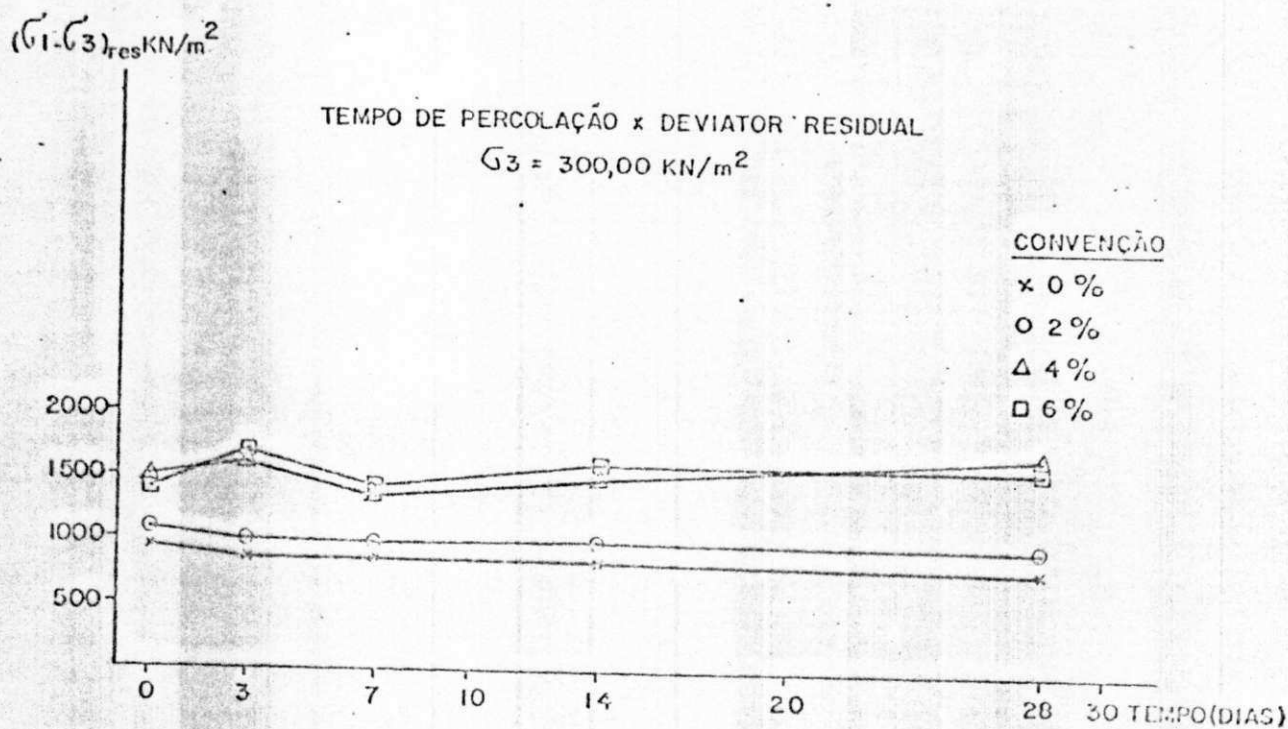
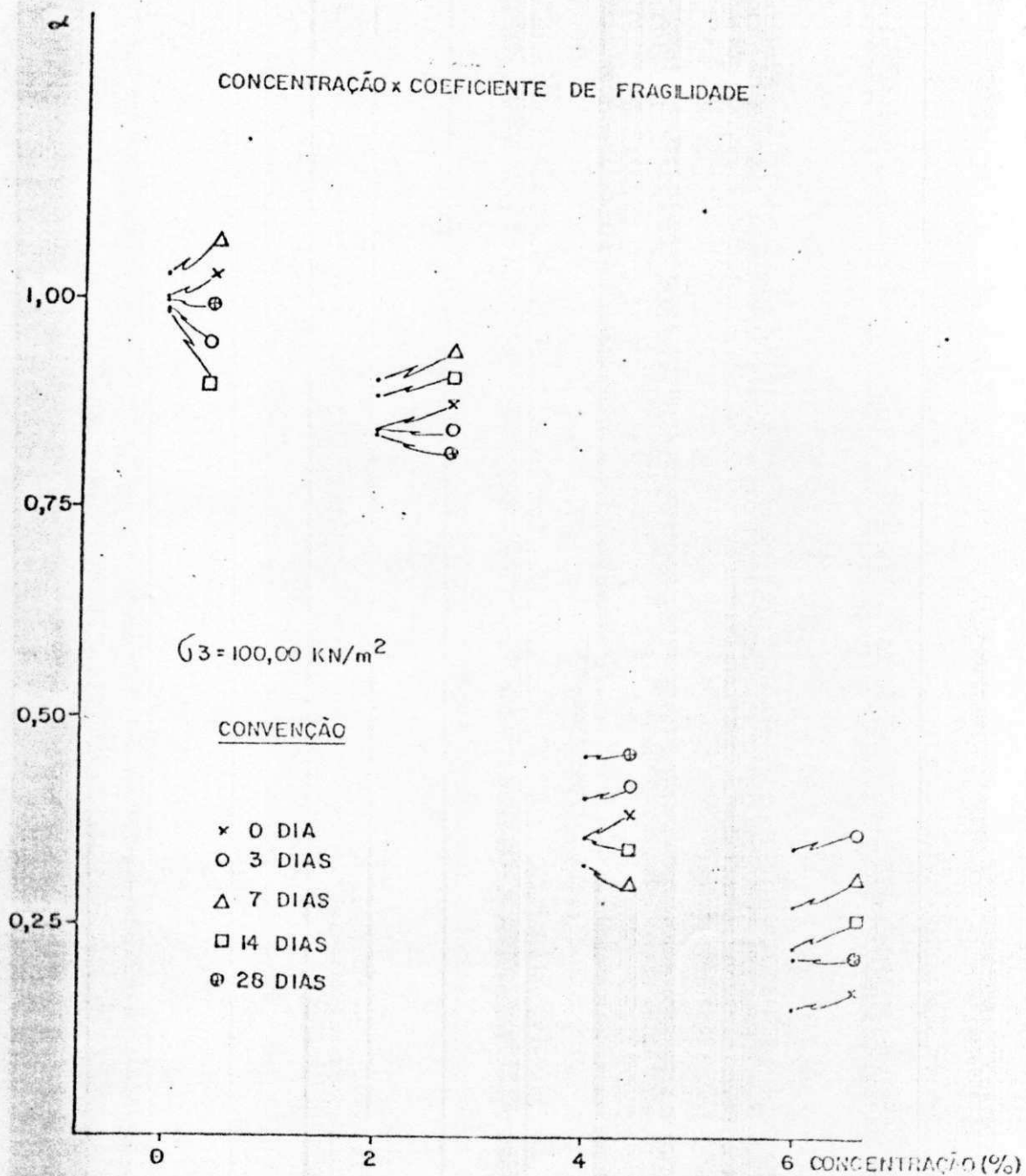


FIGURA 7.10

FIGURA 7.11, 7.12 E 7.13 - RELAÇÃO COEFICIENTE DE FRAGILIDADE-CONCENTRAÇÃO, PARA OS DIFERENTES TEMPO DE PERCOLAÇÃO.



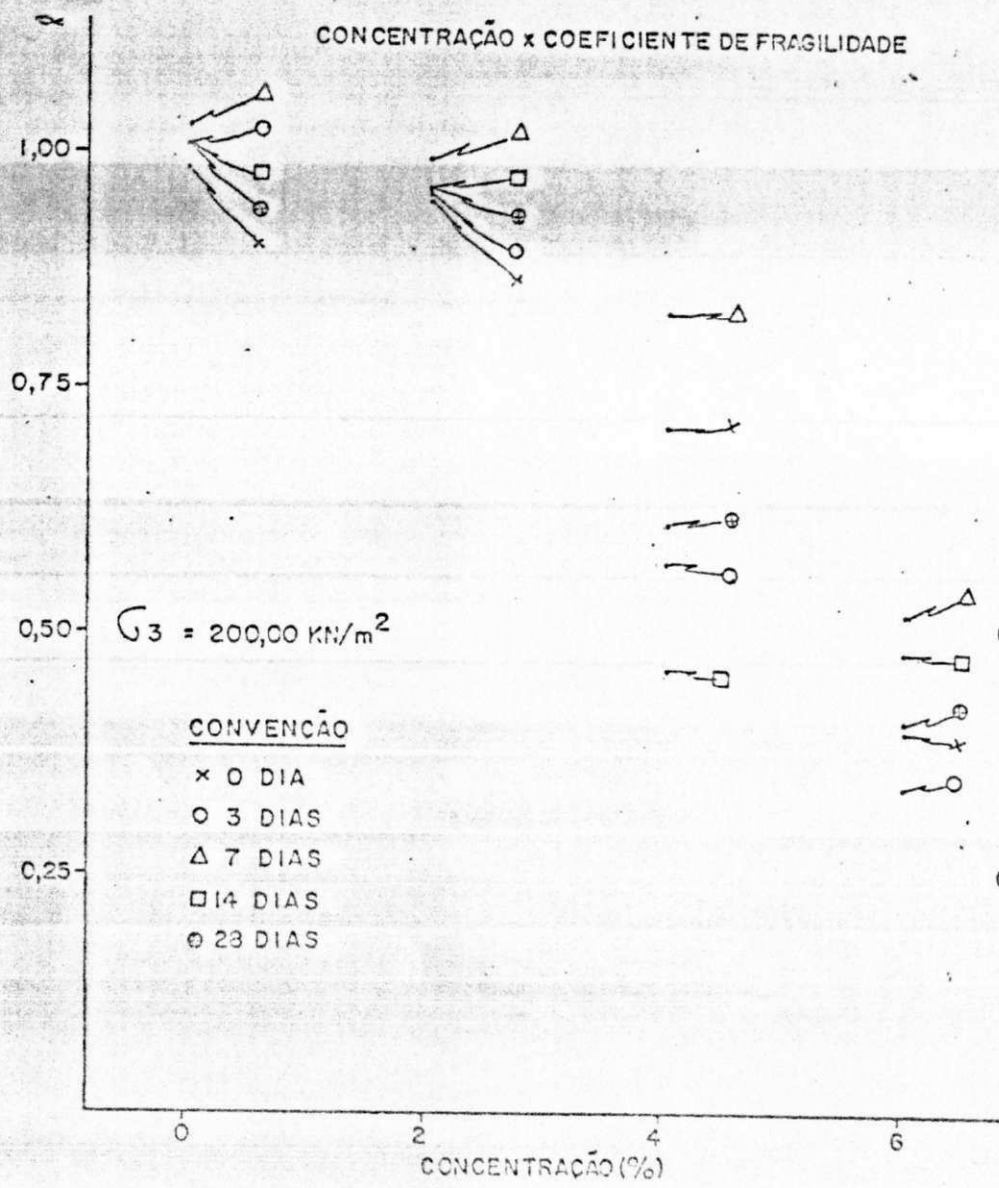


FIGURA 7.12

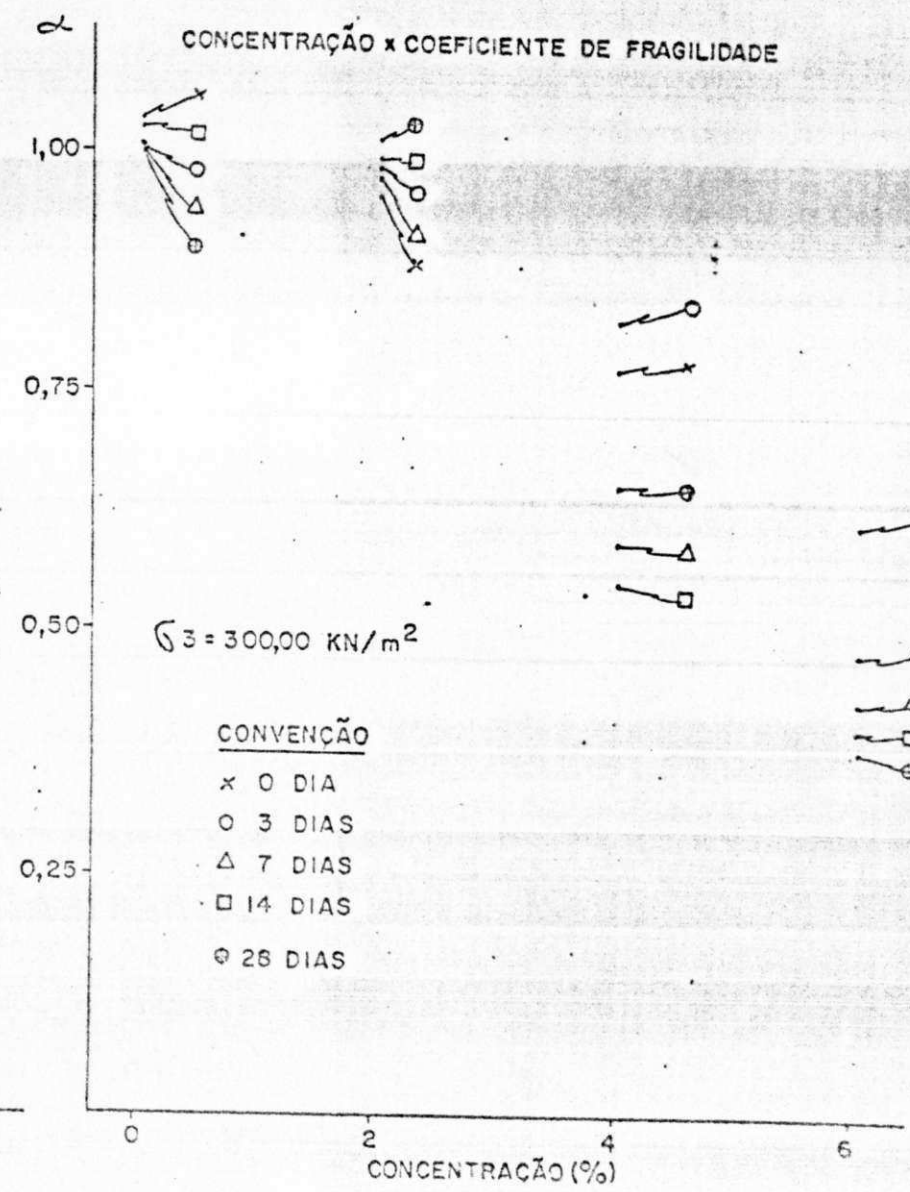
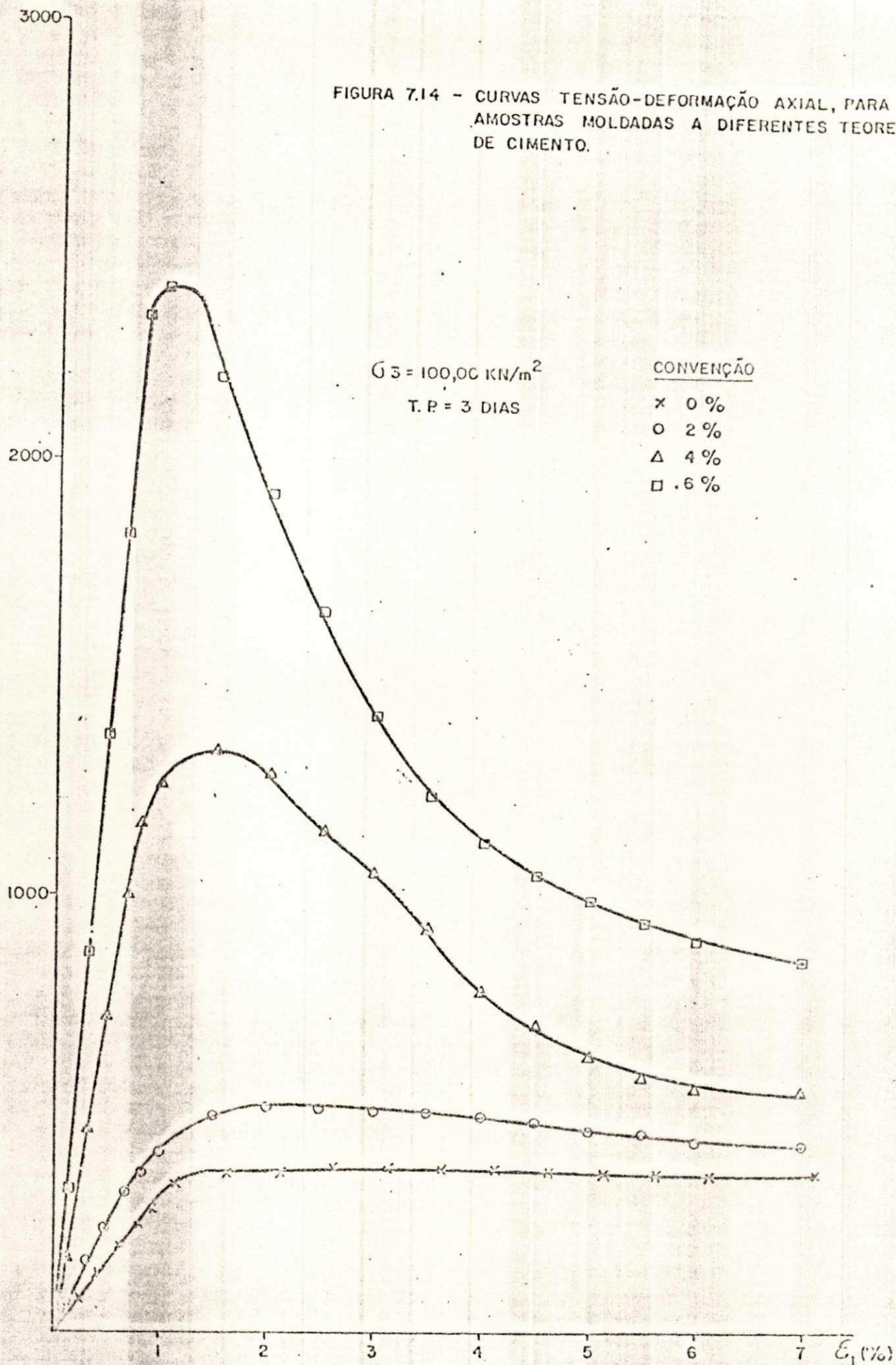


FIGURA 7.13

$(\sigma_1 - \sqrt{3}) \text{ KN/m}^2$

FIGURA 7.14 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO AXIAL, PARA AMOSTRAS MOLDADAS A DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.



TEMPO DE PERCOLAÇÃO x COESÃO EFETIVA

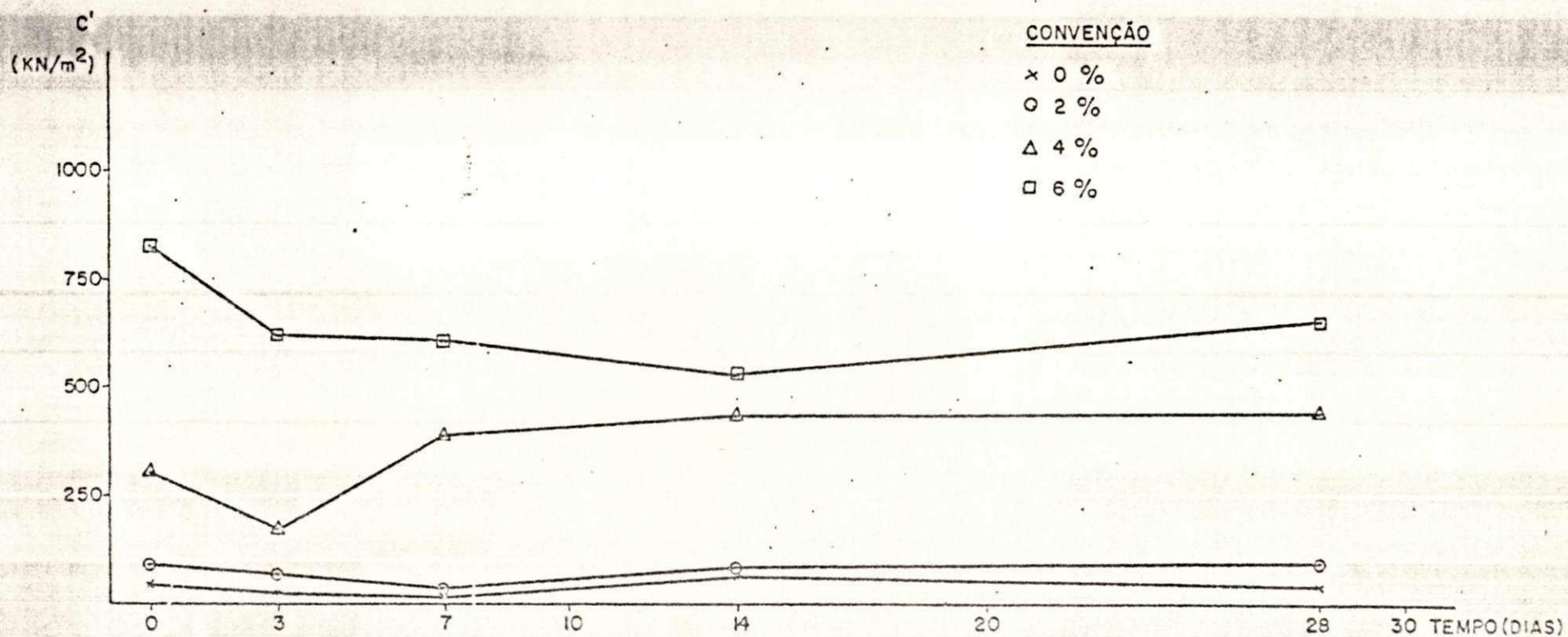


FIGURA 7.15 - RELAÇÃO COESÃO EFETIVA - TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA OS DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

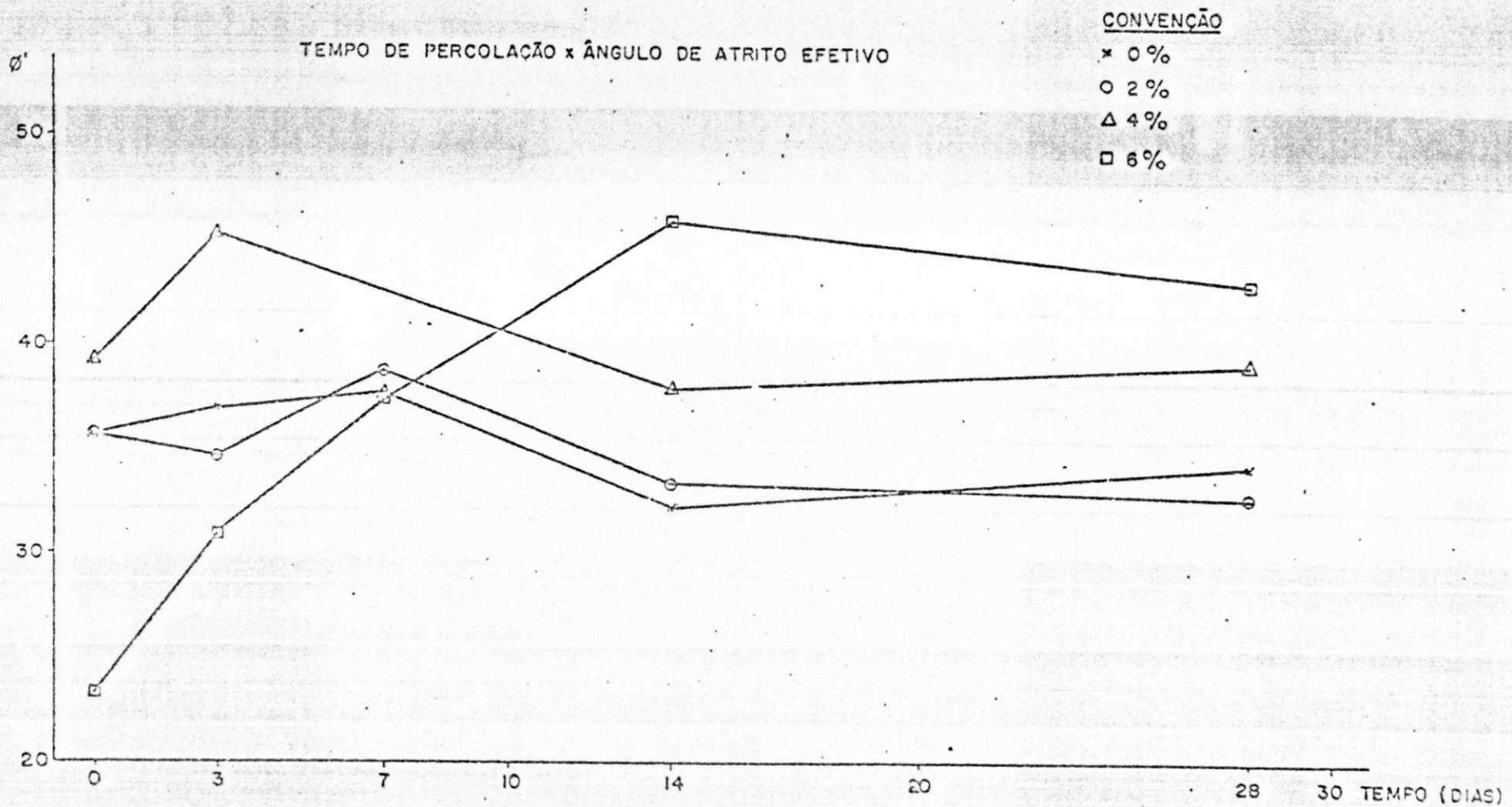


FIGURA 7.16 - RELAÇÃO ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO - TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA OS DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

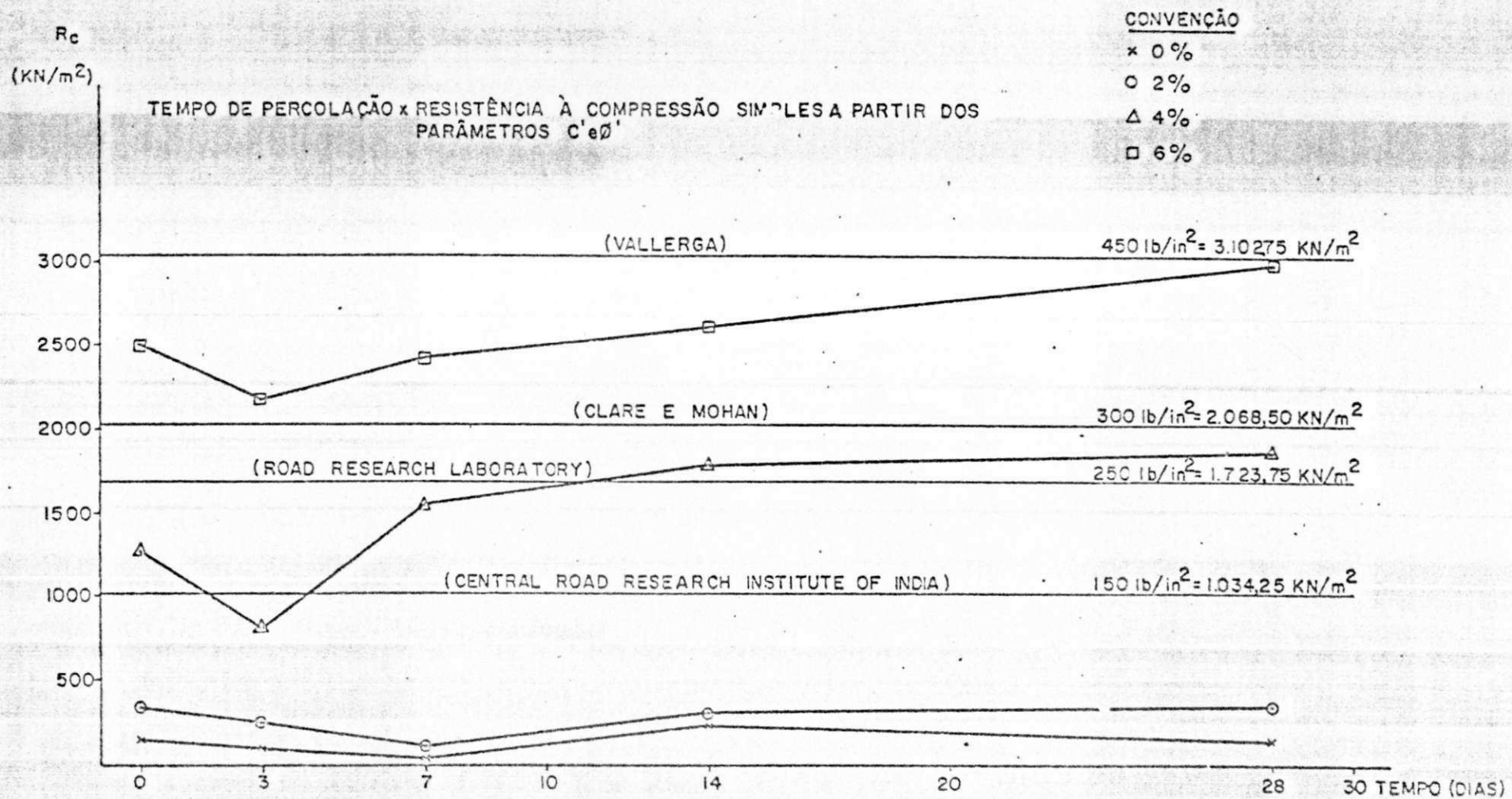


FIGURA 7.17 — RELAÇÃO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES - TEMPO DE PERCOLAÇÃO PARA OS DIFERENTES TEORES DE CIMENTO, E CRITÉRIOS PROPOSTOS POR DIFERENTES AUTORES OU INSTITUIÇÕES, PARA ACEITAÇÃO DO SOLO-CIMENTO.

TEMPO DE PERCOLAÇÃO x COESÃO RESIDUAL

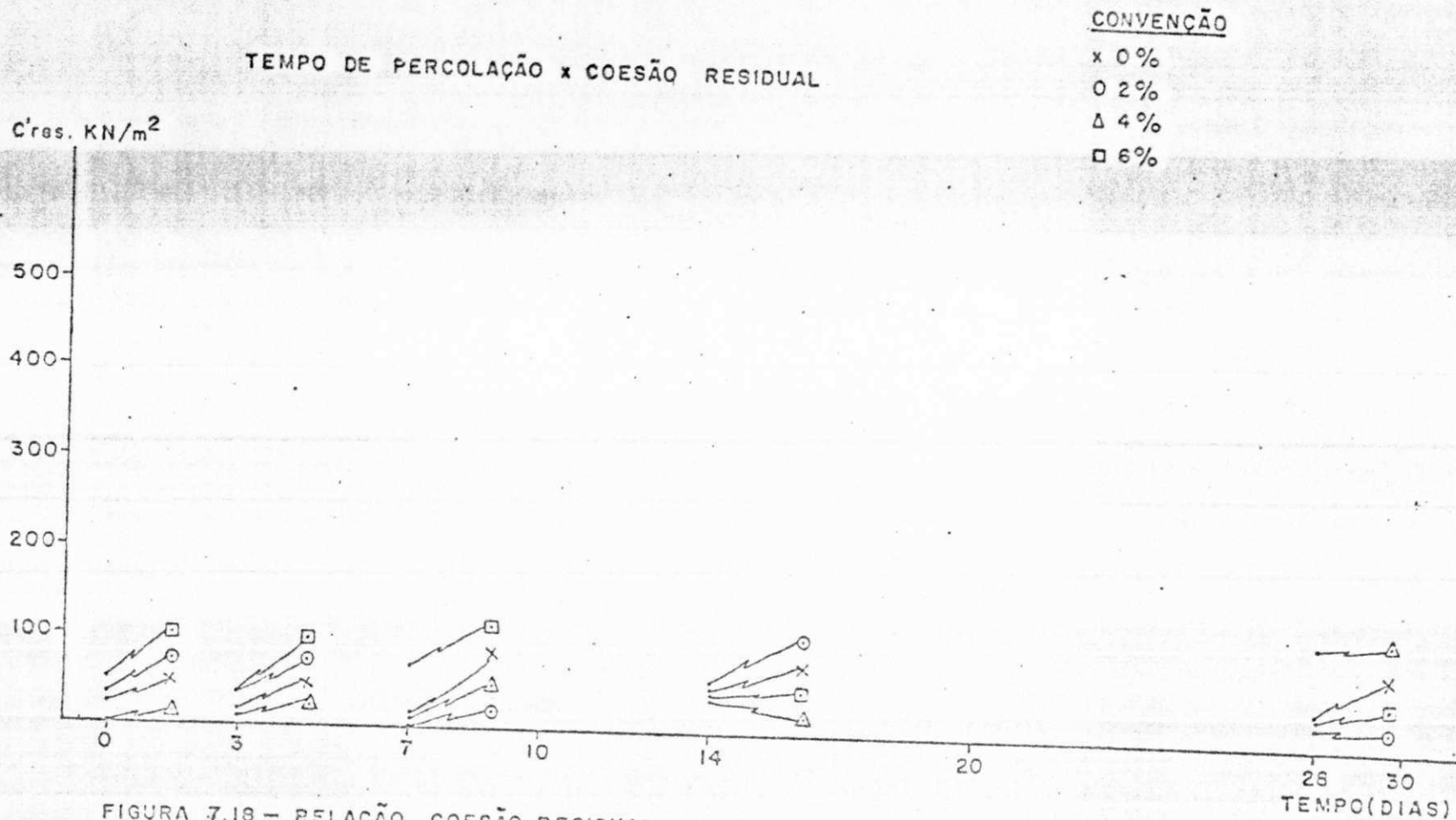


FIGURA 7.18 - RELAÇÃO COESÃO RESIDUAL - TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA OS DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

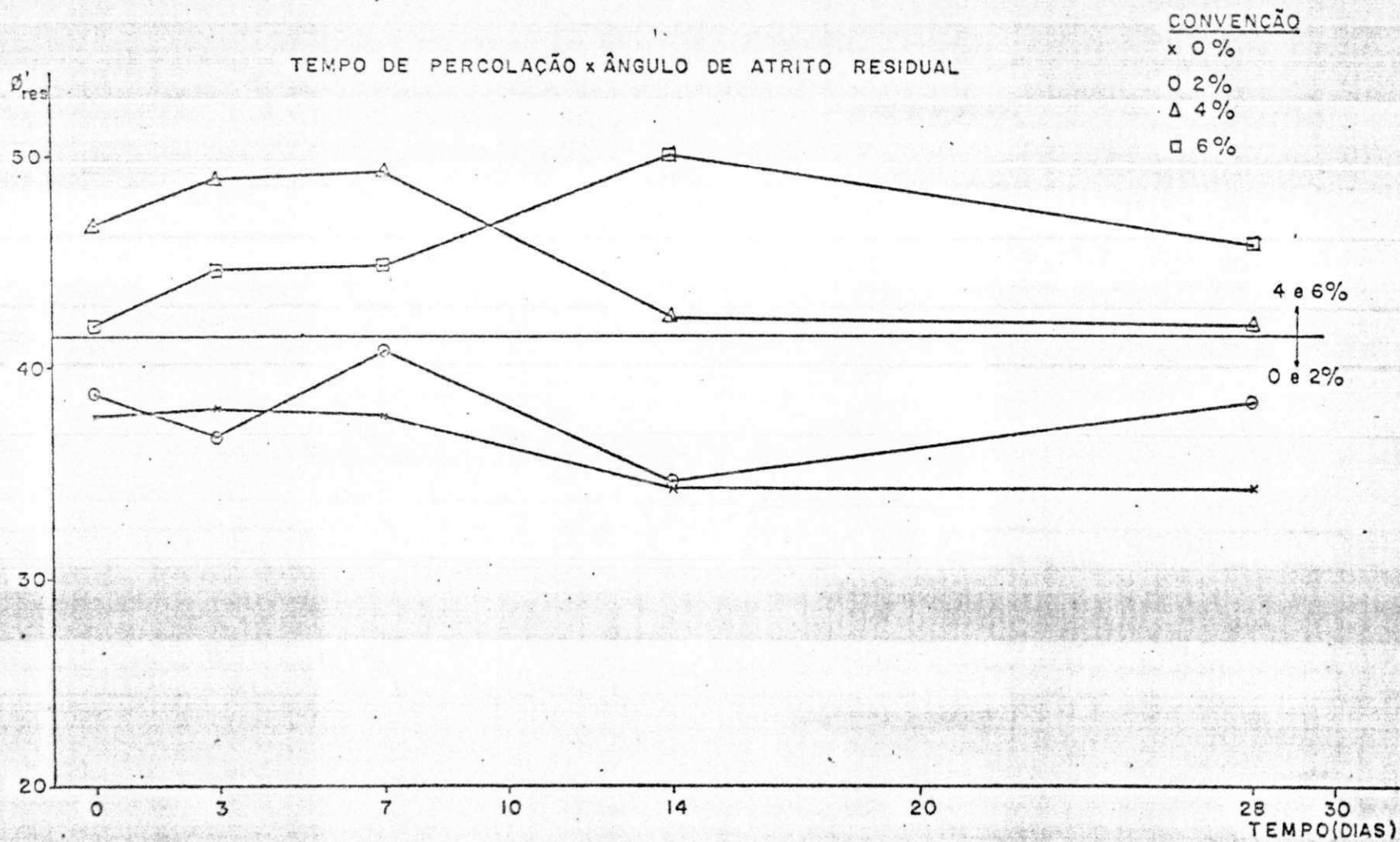


FIGURA 7.19 - RELAÇÃO ÂNGULO DE ATRITO RESIDUAL - TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA OS DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

FIGURAS 7.20, 7.21, 7.22, 7.23 E 7.24 - RELAÇÃO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO-CONCENTRAÇÃO DE CIMENTO, PARA AS DIFERENTES PRESSÕES CONFINANTES.

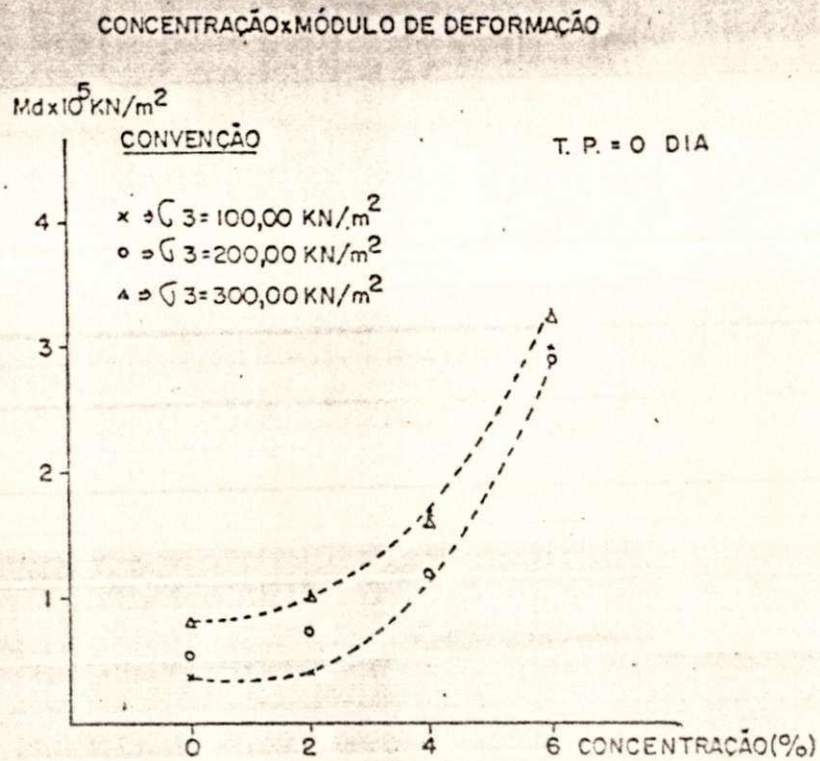


FIGURA 7.20

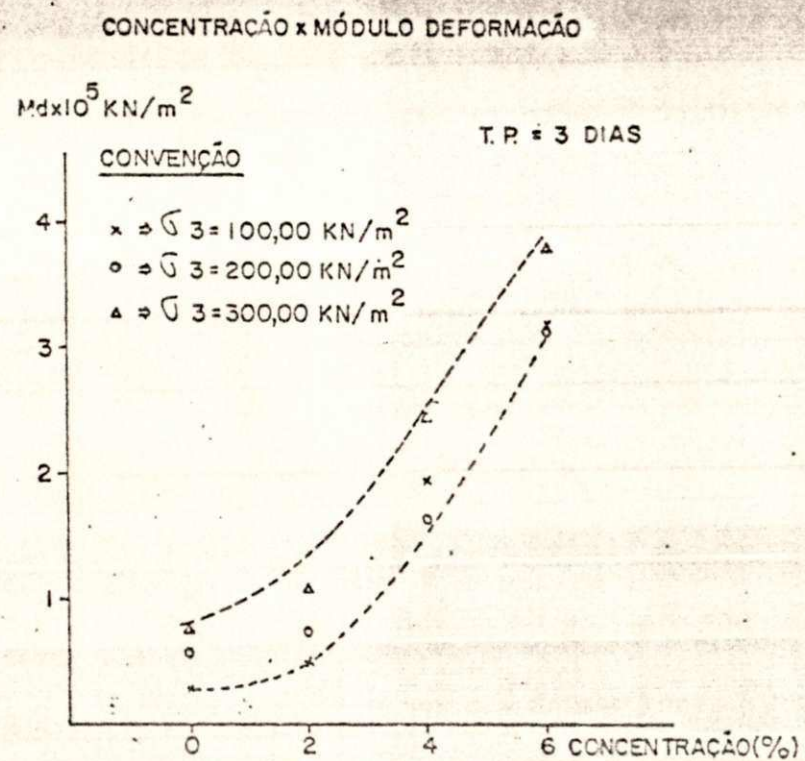


FIGURA 7.21

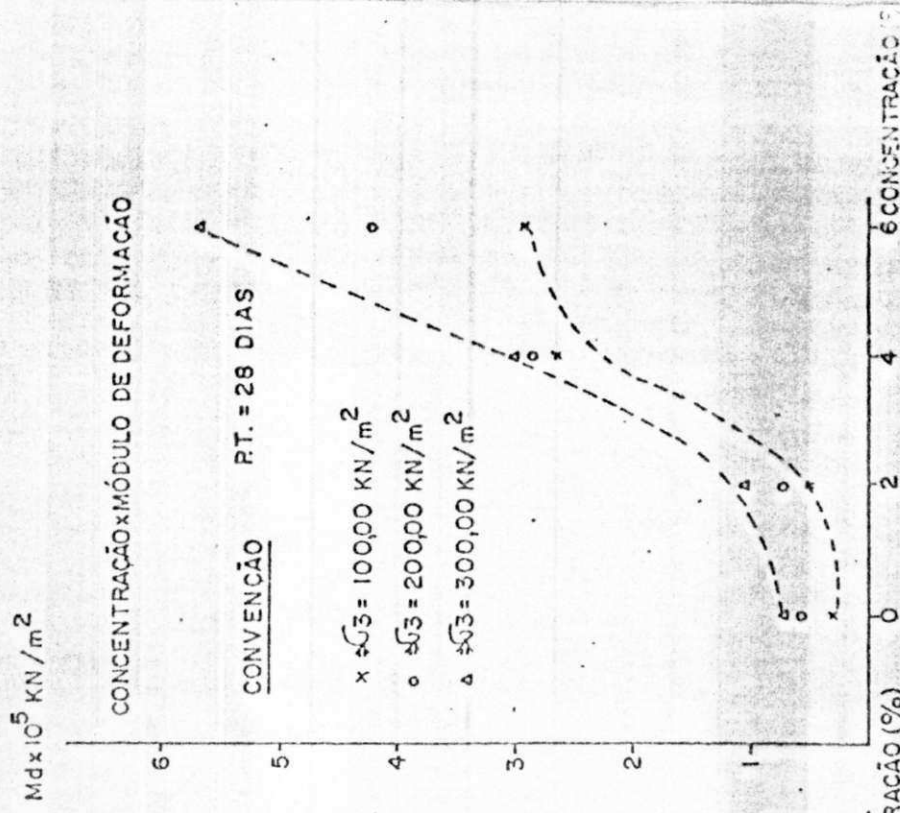


FIGURA 7.22

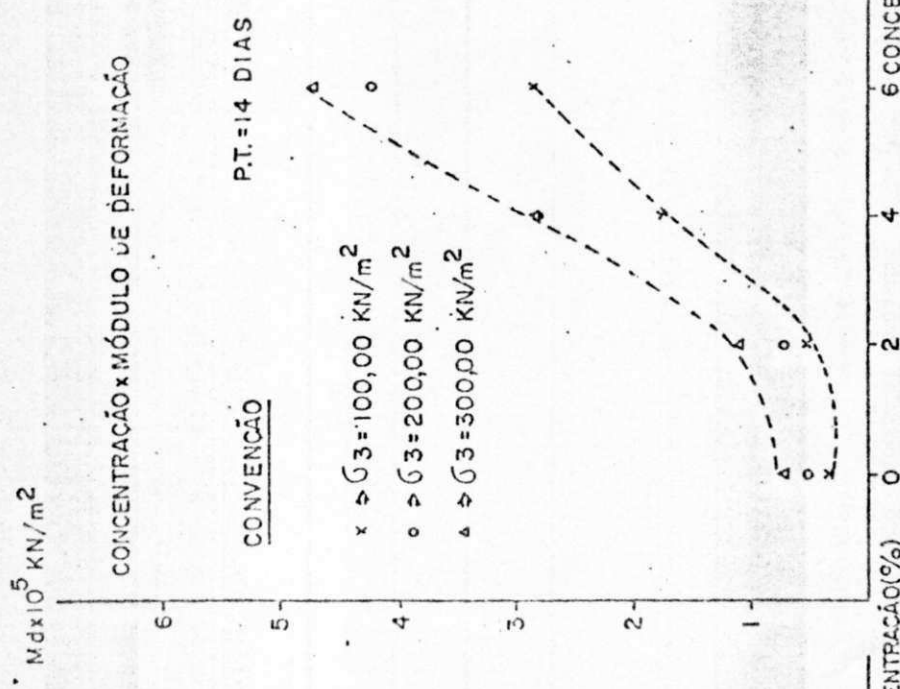


FIGURA 7.23

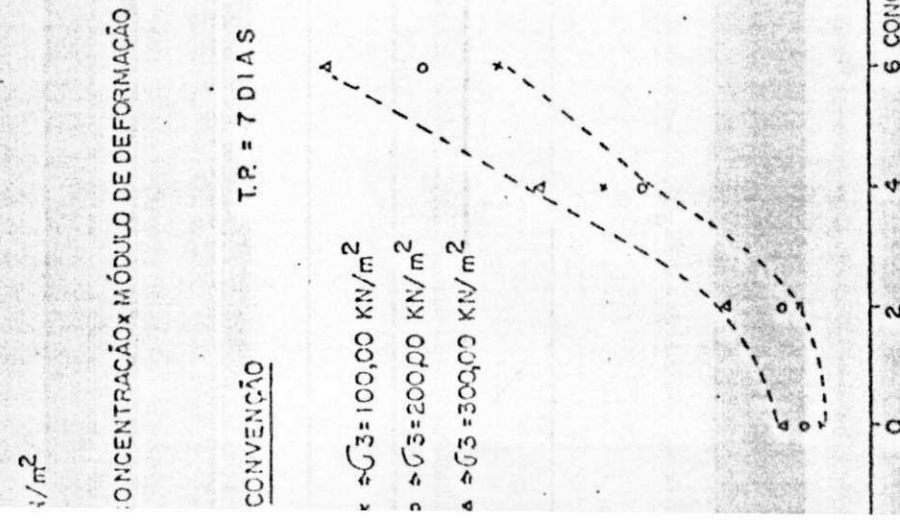


FIGURA 7.24

FIGURAS 7.25, 7.26 E 7.27 - RELAÇÃO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO-TEMPO DE PERCOLAÇÃO, PARA OS DIFERENTES TEORES DE CIMENTO.

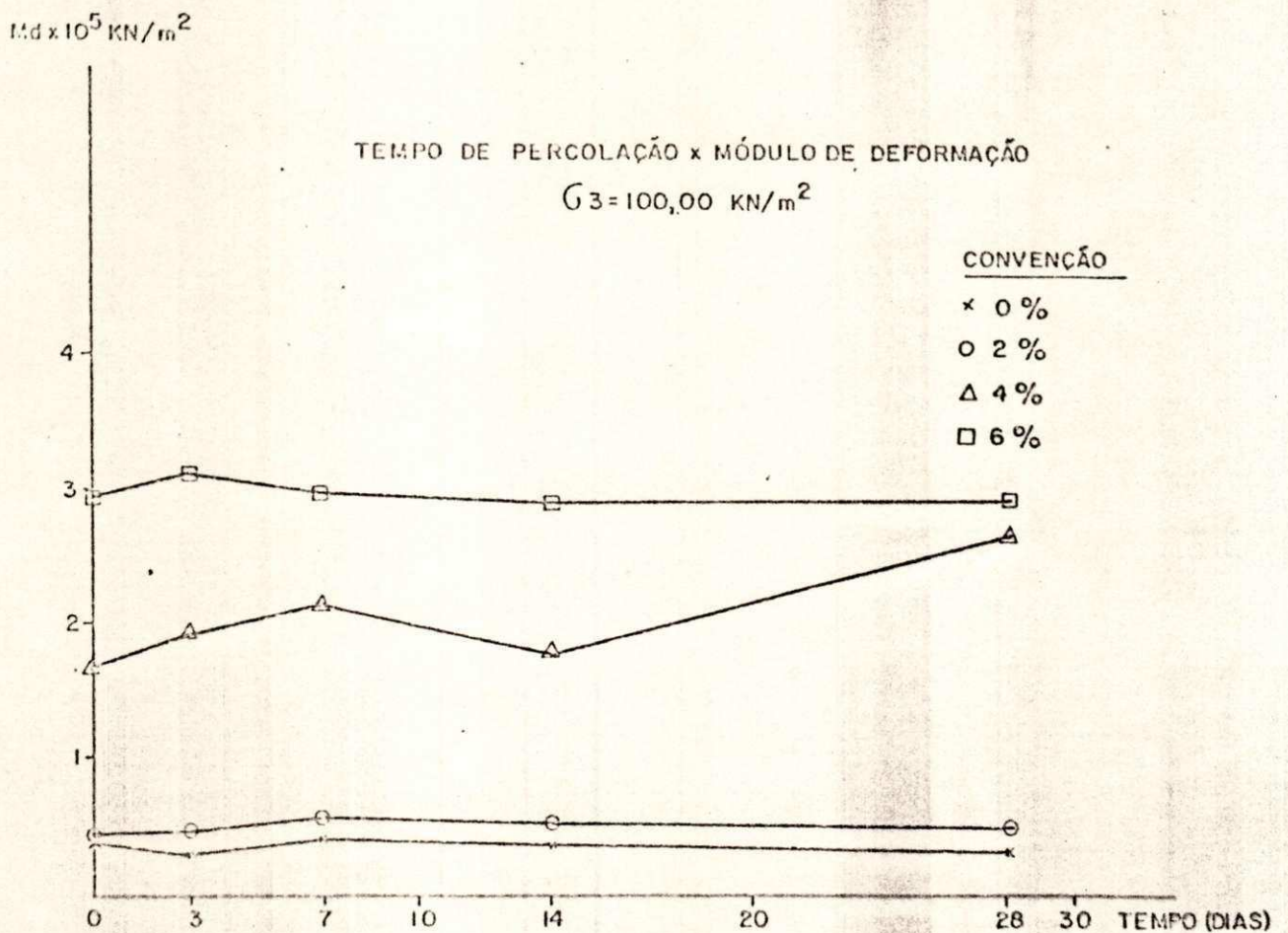


FIGURA 7.25

$Md \times 10^5 \text{ KN/m}^2$

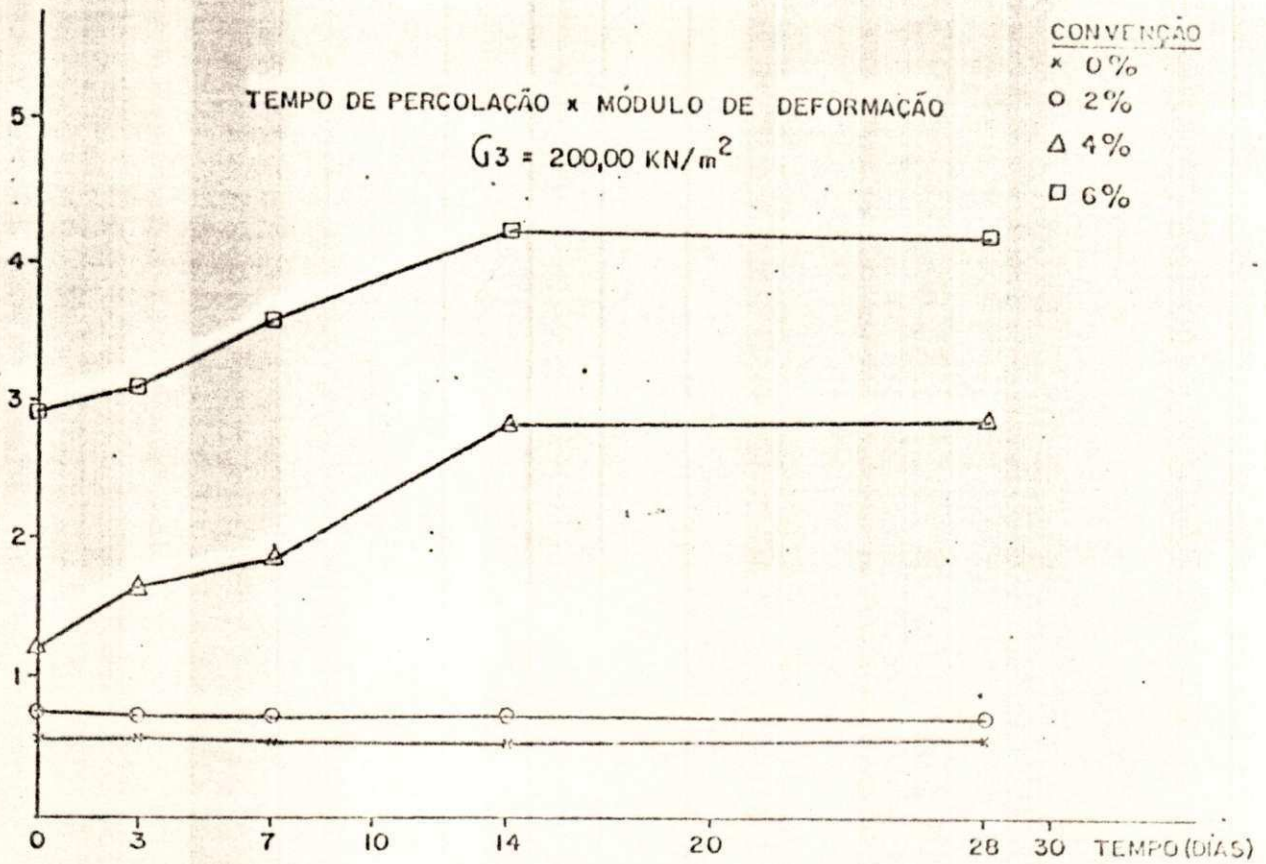


FIGURA 7.26

$Md \times 10^5 \text{ KN/m}^2$

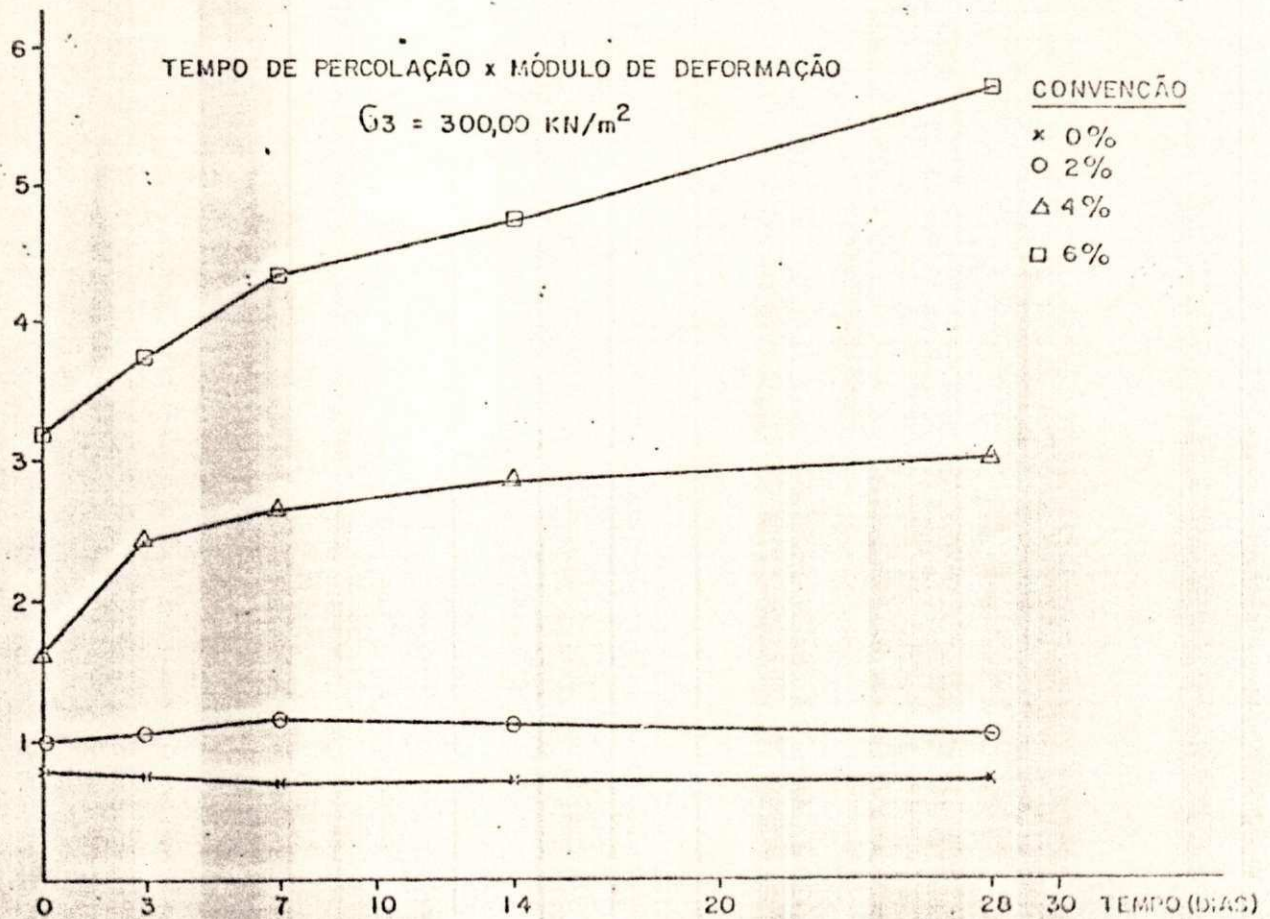


FIGURA 7.27

FIGURAS 7.28, 7.29, 7.30 e 7.31 - RELAÇÃO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO - PRESSÃO CONFINANTE, PARA OS DIFERENTES TEMPOS DE PERCOLAÇÃO.

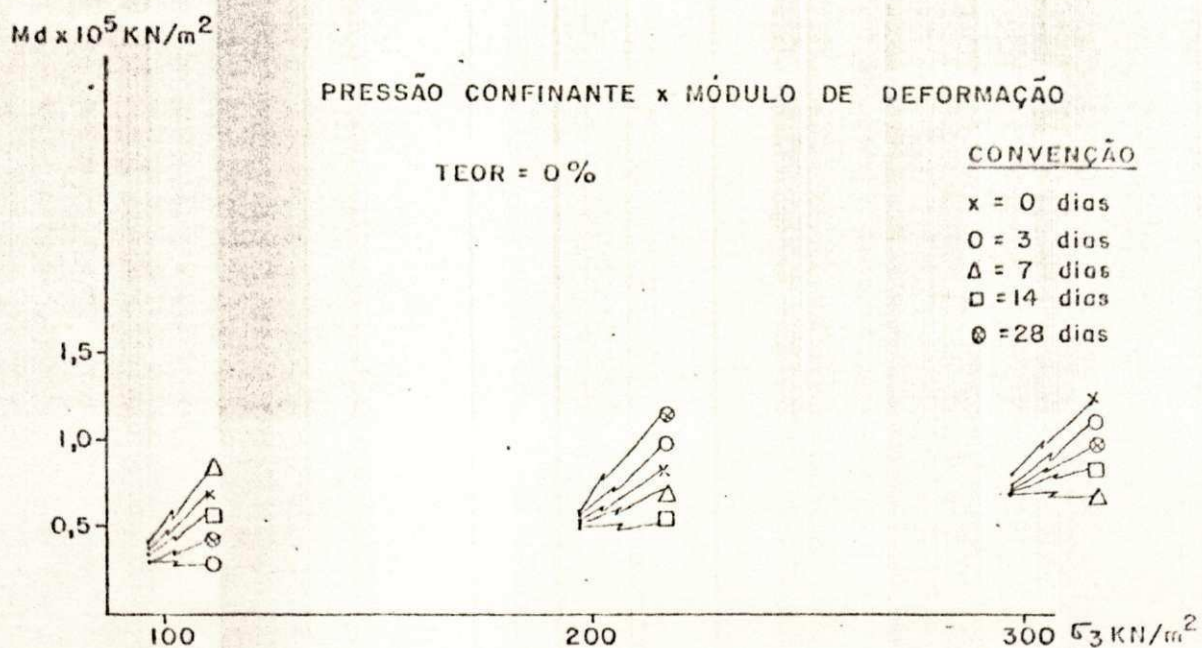


FIGURA 7.28

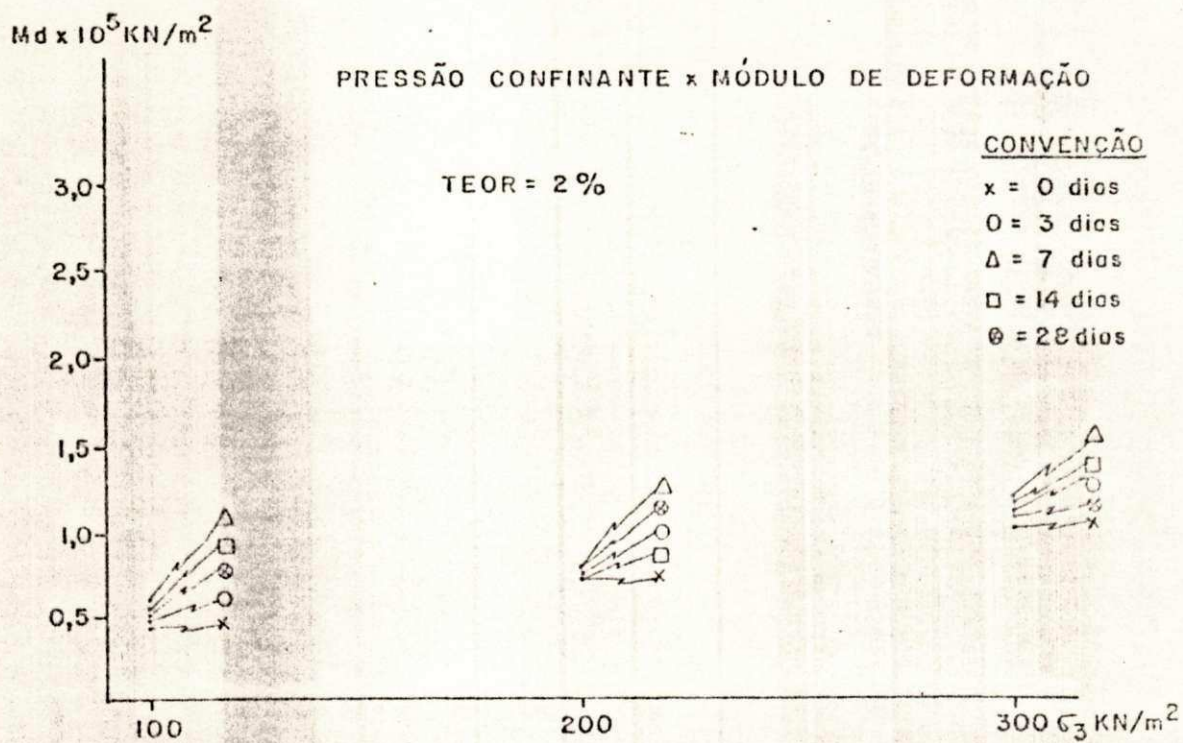


FIGURA 7.29

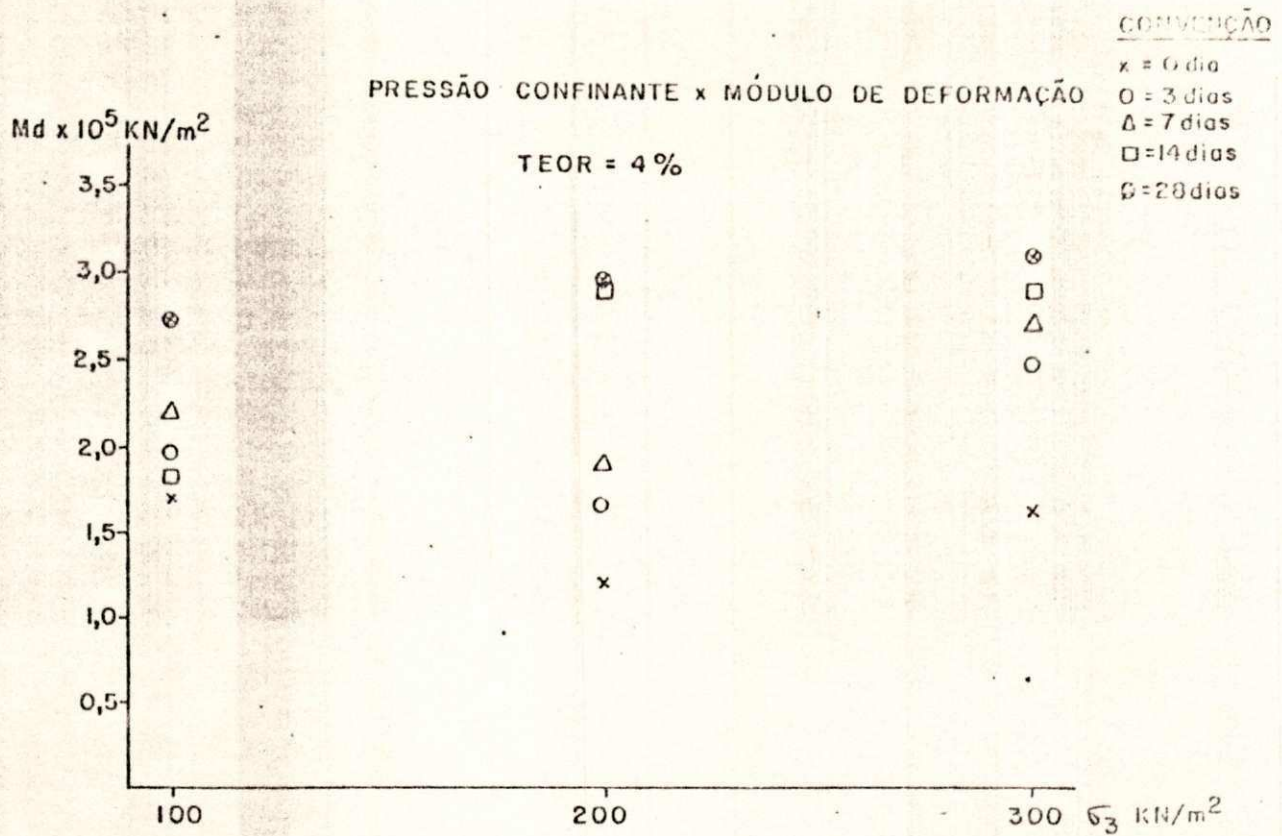


FIGURA 7.30

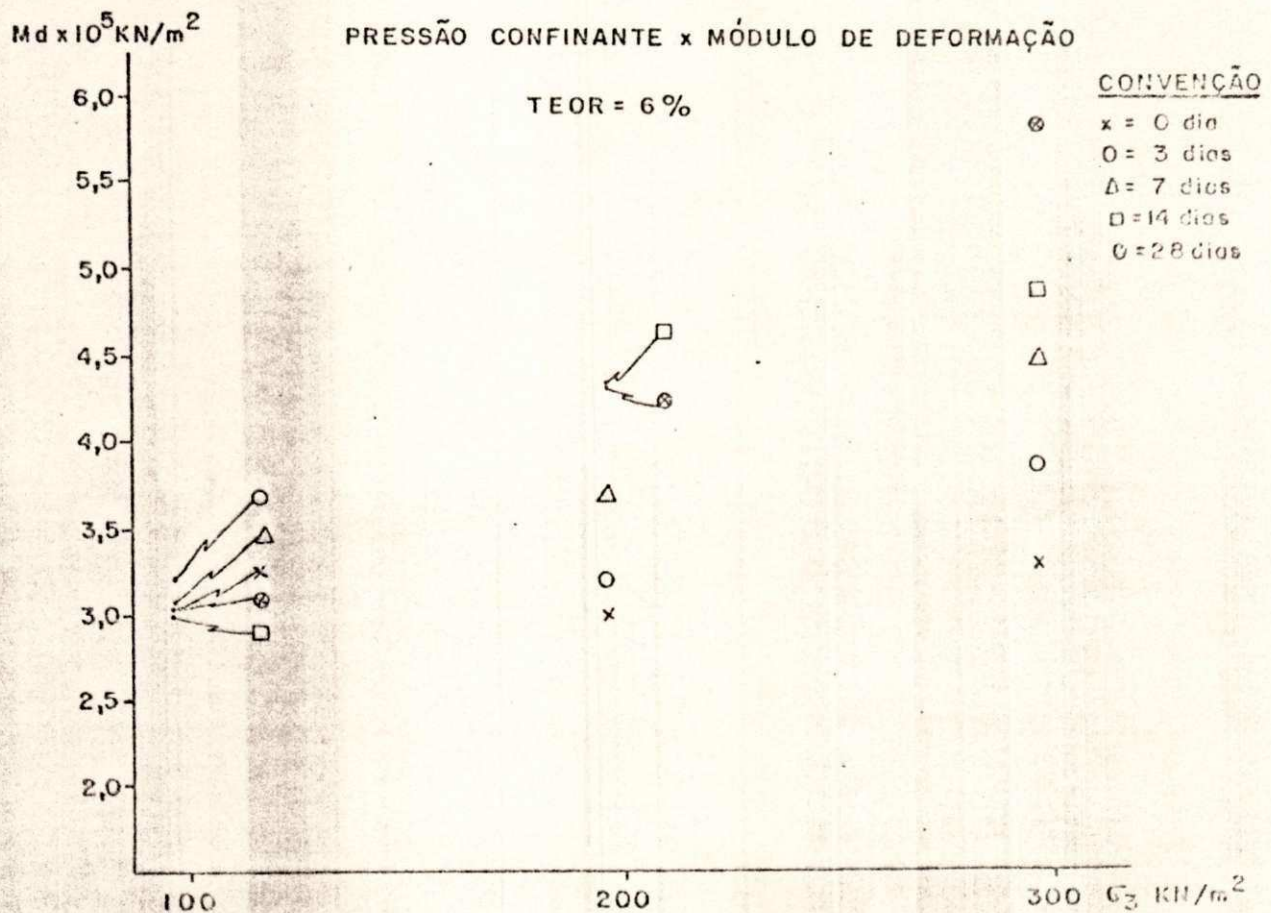


FIGURA 7.31

FIGURAS 7.32 E 7.33 — RELAÇÃO DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA NA RUTURA —
 CONCENTRAÇÃO, PARA AS DIFERENTES PRESSÕES
 CONFINANTES.

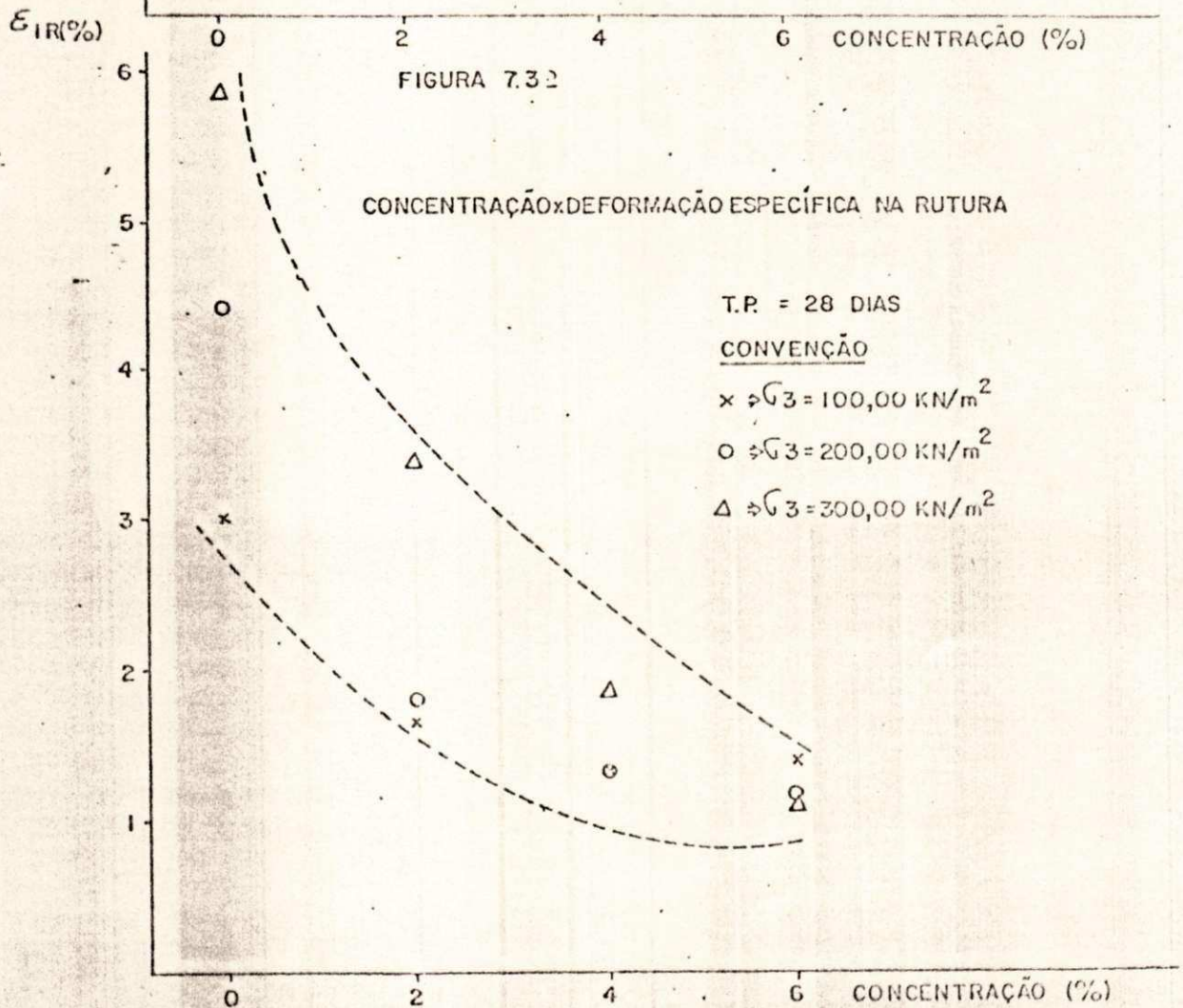
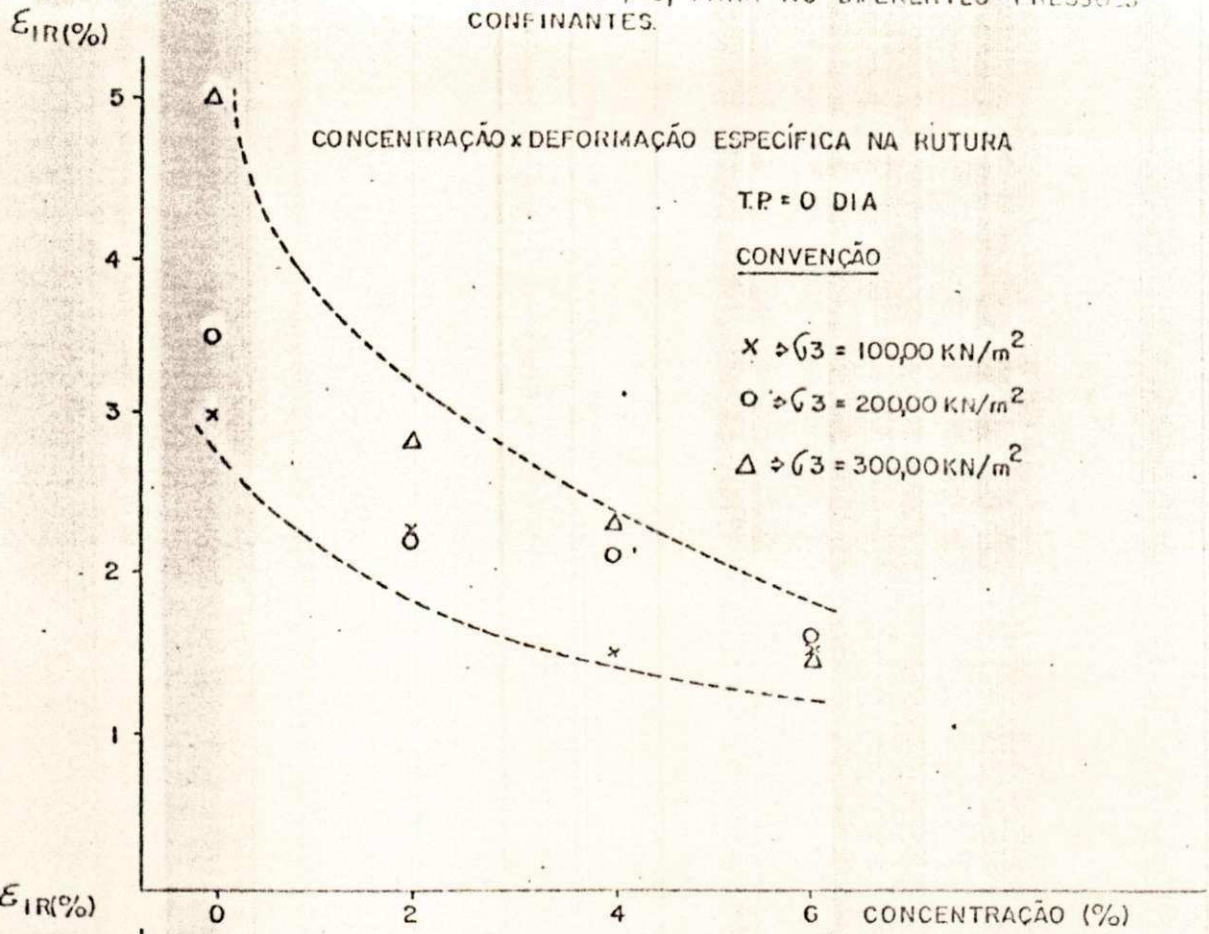


FIGURA 7.33

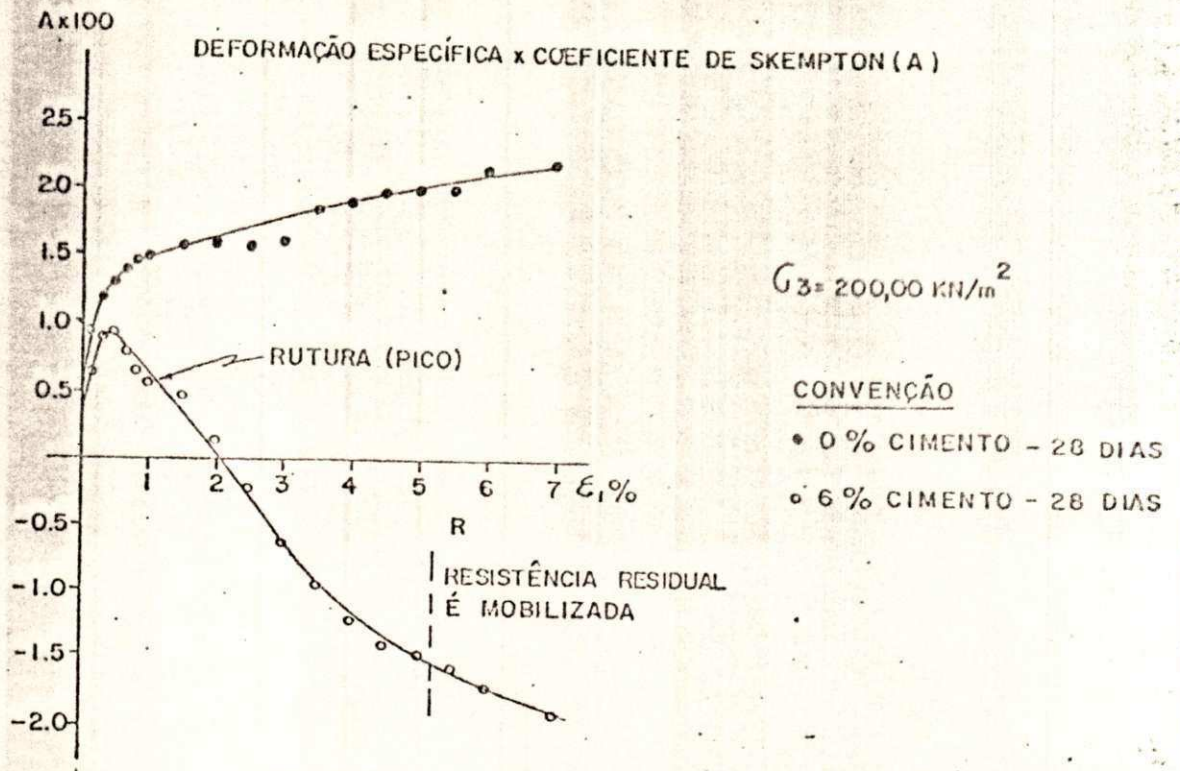


FIGURA 7.34

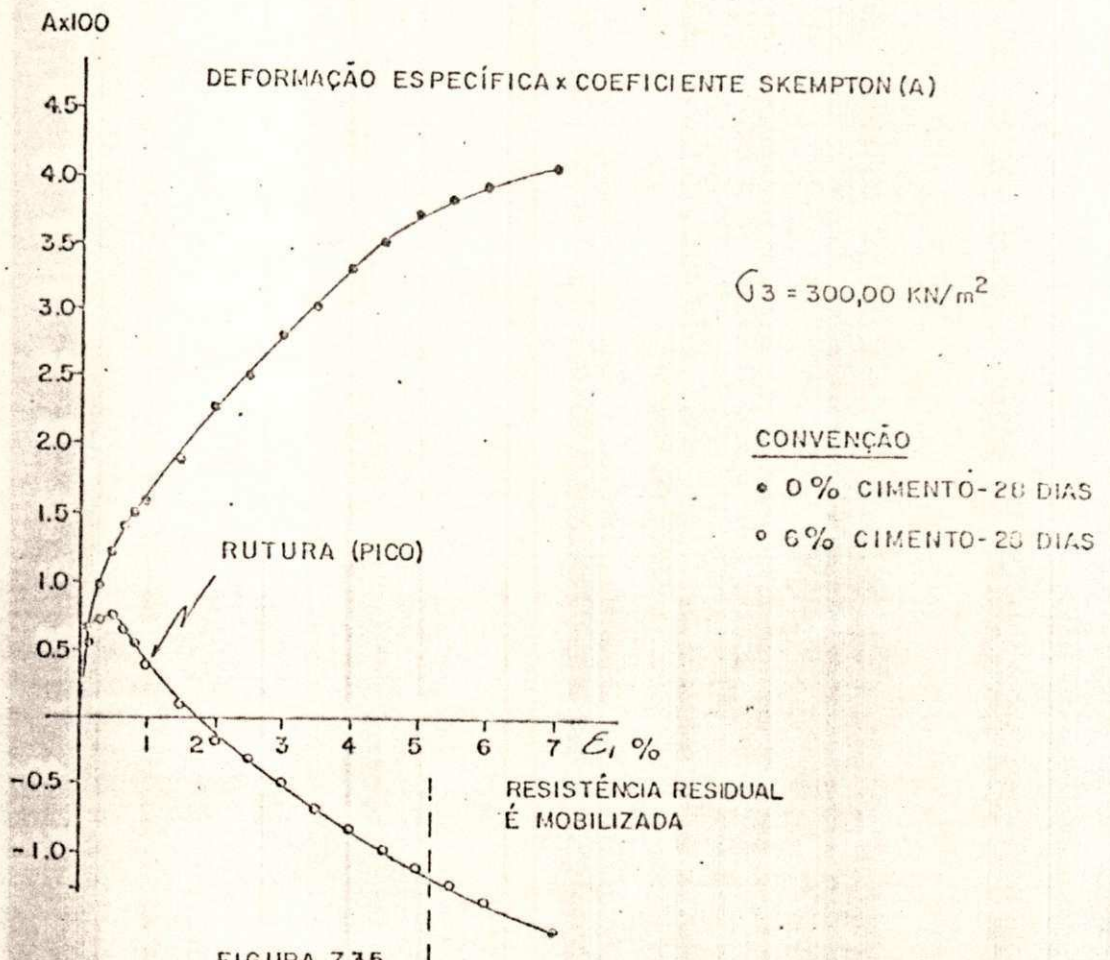


FIGURA 7.35

FIGURAS 7.34, 7.35 - RELAÇÃO COEFICIENTE DE SKEMPTON (A) - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA.

ANEXOS DO CAPÍTULO 7

FIGURA 7.1A—CORPOS DE PROVA MOLDADOS A 0% DE CIMENTO

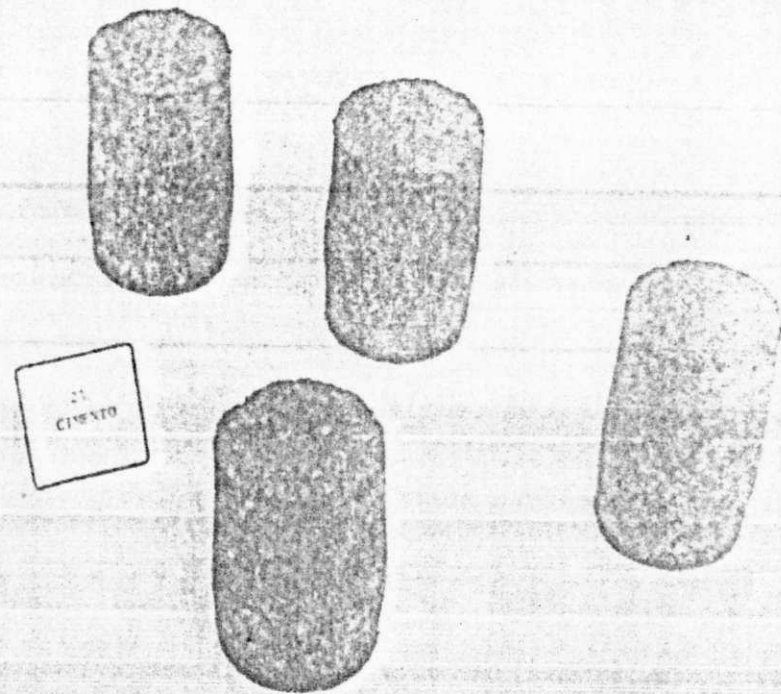
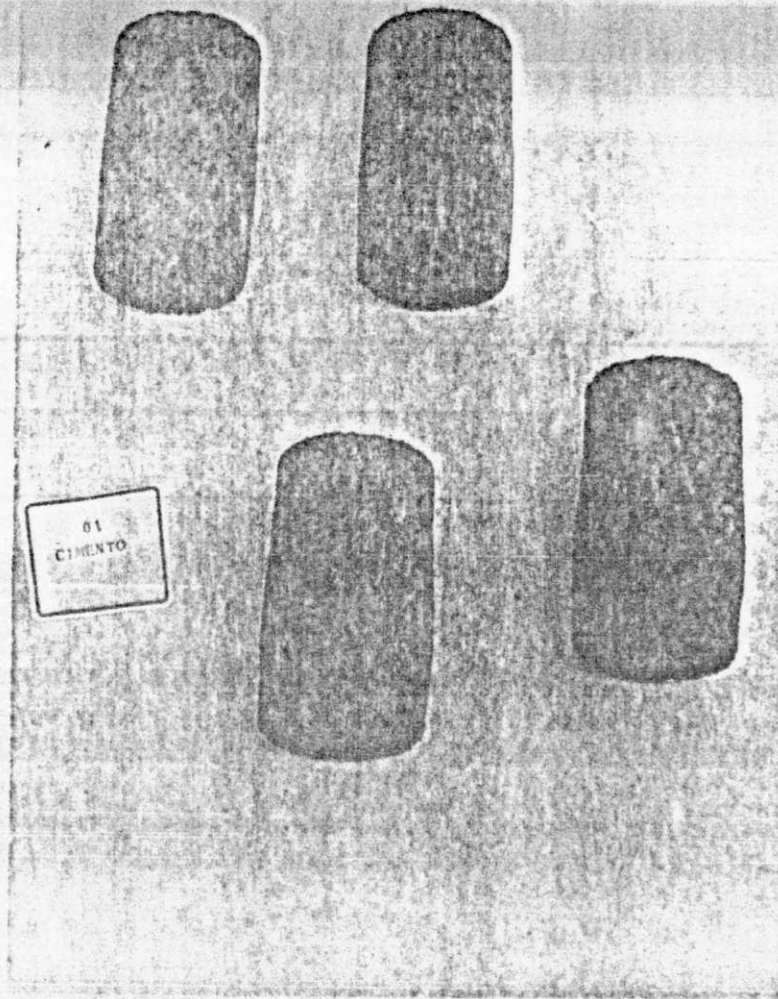


FIGURA 7.2A—CORPOS DE PROVA MOLDADOS A 2% DE CIMENTO

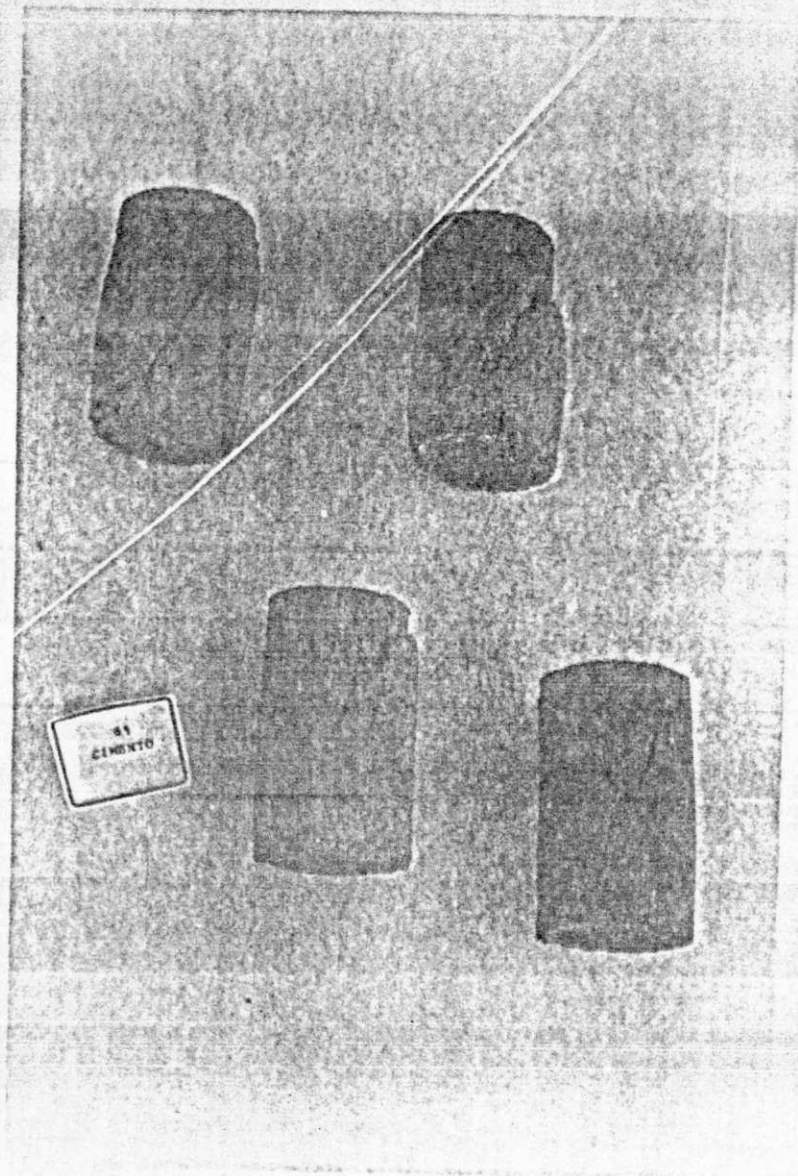
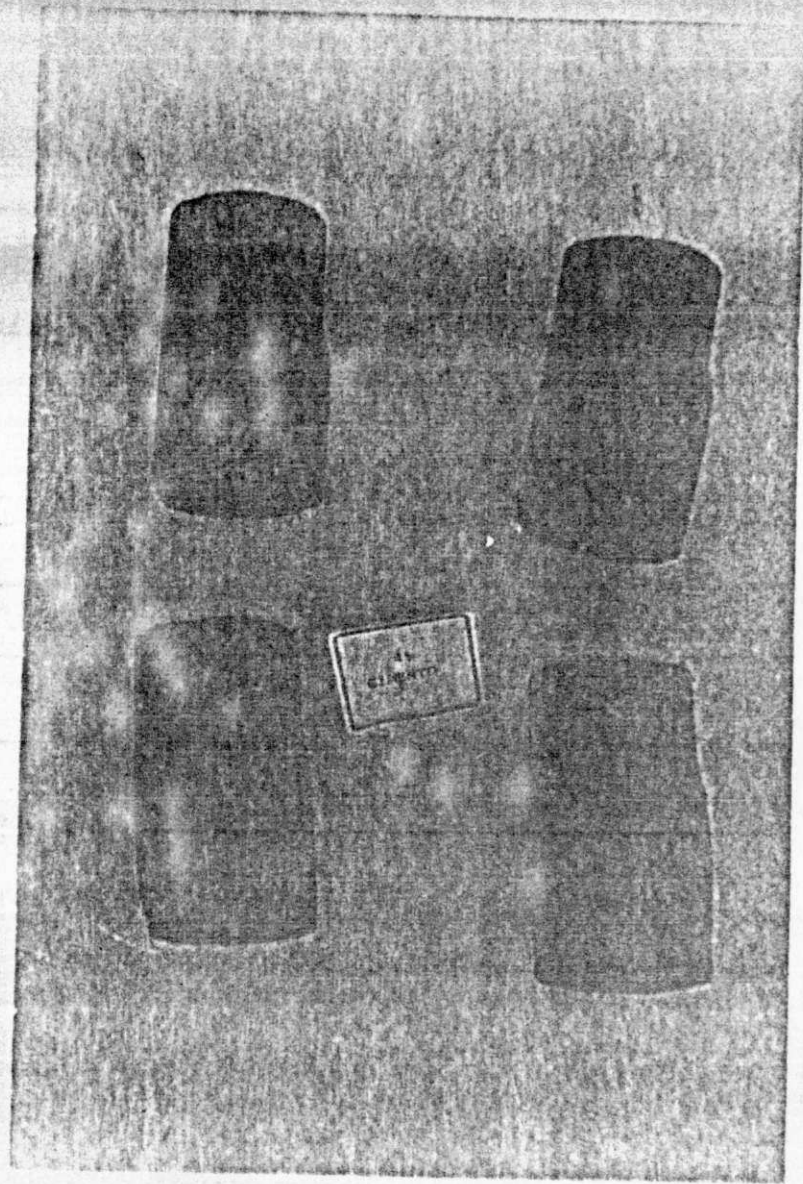


FIGURA 74.A - CORPOS DE PROVA MOLDADOS A 6% DE CIMENTO

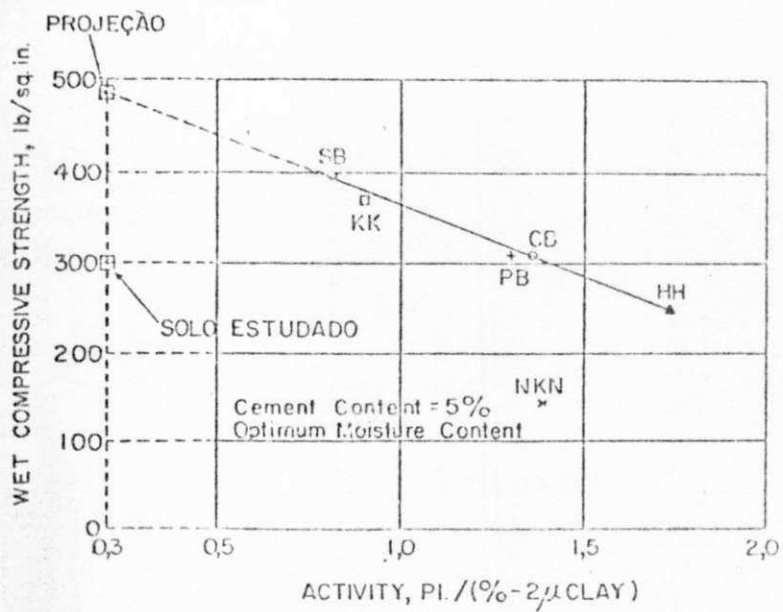


FIGURA 7.5.A - RELAÇÃO RESISTÊNCIA DA MISTURA SOLO-CIMENTO-
ATIVIDADE DO SOLO. PROPOSTA POR MOH (69).

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos durante a realização dos ensaios e o desenrolar da pesquisa, permitiram, através de uma análise da influência do teor de cimento sobre o comportamento mecânico e a permeabilidade, a formulação das seguintes conclusões:

1. A adição de cimento Portland ao material laterítico, mesmo em pequena quantidade, como seja 2%, provoca uma redução na densidade máxima e aumento da umidade ótima nas curvas de compactação.
2. Quanto ao aspecto de permeabilidade, a adição de cimento somente se torna benéfica quando colocado em quantidade suficiente para que os produtos cimentícios obstruam os vazios do solo. E se colocado em pequenas porcentagens, o mesmo somente irá contribuir para incrementar a permeabilidade, através de processos de floculação. Para o caso estudado, uma redução na permeabilidade somente se verificou quando da adição de 6% de cimento. Para menores concentrações, observou-se um aumento neste parâmetro.
3. A permeabilidade, quer para o solo estabilizado, quer para o natural, diminui com o tempo de percolação, tendendo a assumir um valor constante após o 20º dia.

4. Torna-se necessária a utilização de uma quantidade maior que 2% de cimento, para a estabilização mecânica do material estudado; concentrações até aquele valor, irão promover pouca influência nas diferentes características mecânicas do material.
5. Para o material estudado, conseguem-se elevados valores de resistência, com relativamente pequenas quantidades de cimento. Para um teor de 6%, obteve-se resistência superior a 300 lb/sq.in. (2.068 KN/m^2), desde o primeiro dia.
6. Elevada resistência, desde os primeiros dias; possuindo, para 7 dias, uma resistência da ordem de 80% da resistência de 28 dias.
7. O material estabilizado a 4 e 6% possui, após a rutura, características puramente granulares com $C'_{res} (\approx 0)$ e elevados valores para ângulo de atrito residual.
8. A resistência residual da mistura estabilizada apresenta valores mais elevados do que a máxima oferecida pelo solo natural.
9. Incrementos na concentração, contribuem para uma maior rigidez do material na fase de pequenas deformações e para uma menor deformação de rutura. Isso indica que o material estabilizado poderá ser problemático em face de possível aparecimento de fissuras para pequenas deformações. A mistura torna-se, pois, inadequada para ser utilizada como núcleo de barragens, em superfícies que possam oferecer recalques diferenciais de valores significantes.
10. O material estabilizado, em condições drenadas, apresenta pequena diminuição de volume, no início do carregamento, mostrando, entretanto, um comportamento granular dilatante, na fase de cisalhamento, depois de deformações importantes.

CAPÍTULO 9

SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Diante da amplitude deste campo de conhecimentos, é natural que existam lacunas a serem preenchidas. Por isso, supomos que seria interessante a realização de futuras pesquisas, para as quais apontaríamos, especificamente:

a) Pesquisas que podem ser executadas em curto prazo. Estudos que não exigiriam utilização de equipamento mais sofisticado:

1. Realizar a mesma pesquisa para solos lateríticos oriundos de outras jazidas e regiões, procurando determinar correlações de comportamento que levem a um melhor entendimento das capacidades de estabilização dos solos lateríticos.

2. Analisar a influência da secagem a diferentes temperaturas e períodos, nas propriedades do solo laterítico, procurando correlacionar os resultados obtidos, com aspectos de desidratação dos componentes dos solos.

3. Estudar a influência da acidez da água de percolação, nas características de resistência e permeabilidade do solo estabilizado com cimento.

4. Realizar uma pesquisa nos mesmos moldes desta, utilizando entretanto uma outra energia de compactação, de modo a permitir uma análise da influência da energia nas caracte

terísticas mecânicas e de permeabilidade do solo.

5. Realizar pesquisa semelhante, estudando a influência da granulometria e da porcentagem de finos do solo, no processo de estabilização com cimento.

6. Estudar a influência do teor de umidade de compactação nas propriedades do solo estabilizado, moldando a a mostras não somente na umidade ótima, mas ao longo do ramo seco e úmido da curva, para um teor fixo de cimento.

Indicariamos o estudo nas porcentagens de 4 e 6% em virtude de havermos conseguido para tais concentrações modificações substanciais nas propriedades do material.

7. Desenvolver estudo no sentido de correlacionar valores de CBR com os parâmetros de resistência obtidos neste trabalho.

8. Efetuar análise química do produto da percolação.

9. Analisar a micro estrutura do solo cimento obtido através da estabilização.

As realizações destes estudos irão permitir a verificação de certas hipóteses emitidas neste trabalho.

b) Pesquisas que podem ser executadas a médio prazo. Estudo mais sofisticado do comportamento mecânico, sob outros tipos de solicitações.

1. Comportamento do material sob cargas repetidas a fim de estudar a natureza das deformações (elástica, plásticas), determinar o módulo de resiliência, e estudar a propagação das pressões neutras em condições de ensaios não drenados.

2. Estudo do rastejo do solo cimento, isto é, evolução das deformações em função do tempo, sob um estado de tensão fixada (evidenciando os diferentes tipos de rastejo).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

01. Alexander, L. T. and Cady, J. C. - Genesis and Hardening of Laterite. - U. S. Dept. of Agric.; Washington. - Bull. n° 1282. - 1962.
02. Anagnorti, P. - A Lateritic Soil as Watertight Dam Core. - Proc. 10th.; Conf. on Large Dams: Montreal: Vol. 1. - 1.970
03. Ashworth, R. - Some Investigations into the Use of Sugar as Admixture to Concrete. - Proc. Inst. Civ. Eng. - 1.965.
04. Associação Brasileira de Normas Técnicas. - Normas Técnicas - Rio de Janeiro, Brasil.
05. Bezerra, R. L. - A Durabilidade de Solos Lateríticos Estabilizados com Cimento e Aditivos. - Tese M. Sc. - Centro de Ciências e Tecnologia de UFPb. - 1.976.
06. Bhatia, H. S. - Soil-Cement; a Material of Construction for Road and Airfield Pavements. - Tech. Paper n° 1; Building & Rd. Res. Int. - Kumasi, Ghana. - 1.968.
07. Bhatia, H. S. and Hammond, A. A. - Durability and Strength Properties of Laterite Aggregates of Ghana. - Project Rept. 9: Building and Road Research Institute. - Kumasi, Ghana. 1.970.
08. Bishop, A. W. and Henkel, D. J. - The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Tests. - Edward Arnold; London - 1.972.
09. Biszewski, E. - The Effect of Time on the Strength of Laterite Clayey Gravel Stabilized with Hydrated Lime. - Proc. 3rd Reg. Conf. for Africa, on S.M.F.E. - Salisbury, Rhodesia. - 1.963.

10. Bjerrum, L. - Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays. - Geotechnique. - 1.954.
11. Bogue, R. H. - The Chemistry of Portland Cement. - Reinhold. 1.955.
12. Borba, G. R. - Propriedades de Resistência de um Solo Vermelho do Estado da Paraíba. - Tese M. Sc. - Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. - 1.976.
13. British Standard Institution. - Methods of Testing Soils for Civil Engineering Purposes. - The Institutions London - 1967
14. Cabrera, J. G. - Notas de Aula. - Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. - Campina Grande, Paraíba.
15. Cabrera, J. G. - The Effects of Vacuum Saturation on the Strength Behaviour of Fine Grained Soil. - Presented to Geotechnique. - 1.975.
16. Central Road Research Institute. India. - Weathering Qualities of Soil Cement Under Tropical Conditions. - M. Sc. Thesis; Puri; S. Punjab University; India.
17. Chandrasekhar, C. S. - Notas de Aula. - Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. - 1.976
18. Chaves, L. F. M. - Estabilização de Solos com Cimento. - Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. - 1.976.
19. Clare, K. E. and Mohan, D. - An Examination of Five Soils & an Aggregate from Nigeria. - R. N. 882: D.S.I.R. - 1.947.
20. Clarke, K. E. and Pollard, A. B. - The Effect of Curing Temperature on the Compressive Strength of Soil-Cement Mixtures - Geotechnique - 1.954.

21. Companhia Paraíba de Cimento Portland - Cimepar. - Análises Físicas e Químicas do Cimento Portland CP-320. - 1.978.
22. Crispel, J. J. - Estudos Avançados de Mecânica dos Solos. - Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. - 1.973.
23. Croft, J. B. and Nettleton, A. F. S. - Influence of Clay Mineralogy on the Development of Strength in Stabilized Clays from Podzolic Profiles with Particular Reference to the Sydney Area. - Proc. Conf. Aust. Road Res. Board; 2nd. - Melbourne, 2. - 1.964.
24. Davidson, D. T. - Soil Stabilization with Portland Cement. - Highway Research Board: Bull. n° 292. - 1.961.
25. Davidson, D. T. and Hilt, C. H. - Lime Fixation in Clayey Soils. - Highway Research Board: Bull. n° 262. - 1.960.
26. De Castro, L. - Swelling Test for the Study of Laterite Soils - Proc. Specialty Session, Engineering Properties of Lateritic Soils. - 7th. International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. - Mexico City, Vol. 1. - 1.969.
27. De Graft-Johnson, J. W. S. and Bhatia, H. S. - Engineering Characteristics of Lateritic Soils. - General Report. - Proceedings of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils. - 7th. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. - Mexico City, Mexico. - 1.969.
28. De Graft-Johnson, J. W. S. and Irwin, M. J. - A Laboratory Investigation of the Stabilization with Portland Cement of Two Gravels from Ghana. - Res. Note n° RN/3356. Rd. Res. Lab.
29. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens - D.N.E.R. - Especificações Gerais para Obras Rodoviárias. - 1.971.

30. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens - D.N.E.R. - Mé todos de Ensaios. - Divisão de Pesquisas Tecnológicas. - Rio de Janeiro, Brasil.
31. Diamond, S. and Kinter, E. B. - Mechanism of Soil-Lime Stabilization: an Interpretative Review. - Highway Research Record N° 92. - 1.965.
32. Dunbleton, M. J. - Investigations to Assess the Potentialities of Lime for Soil Stabilization in the United Kingdom. - Road Research Technical Paper N° 64. - London. - 1.962.
33. Dunbleton, M. J. - The Clay Mineralogy of Some Soils from Northern Borneo Considered in Relation to Their Origin and their Properties as Road Making Materials. - British Road Research Laboratory. - Laboratory Note LN/282/NJD - 1.963.
34. Engineering Laboratory Equipment - A Comprehensive Catalogue of Materials Testing and Site Investigation Equipment. - England. - 1.972.
35. Falcão, J. M. - Sugestão para Definição Geotécnica de Solo Laterítico. - Curso de Fortificação e Construção; Instituto Militar de Engenharia. - Rio de Janeiro, Brasil.
36. Felt, E. J. - Factors Influencing Physical Properties of Soil Cement Mixtures. - Highway Research Board. - Washington, D.C. - Bull. 108. - 1955.
37. Fermor, L. L. - What is Laterite; - The Geological Magazine; New Series Decade; V, VIII. --- 1.911.
38. Ferreira, A. M. - Influência do Tempo de Percolação e da Acidez da Água, nas Características de Resistência ao Cisalhamento e Permeabilidade de um Solo Vermelho do Estado da Paraíba. - Tese M. Sc. - Centro de Ciências e Tecnologia da UFPB - 1.976.

39. Ferreira, H. N. - O Conceito da Laterita na Engenharia Civil. - Laboratório de Engenharia de Angola, Luanda. - 1.963.
40. Ferro, J. G. O. - A Influência da Cal nas Propriedades de Engenharia de Solos Lateríticos. - Tese M. Sc. - Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. - 1.976.
41. Gidigasú, M. D. - Identification of Problem Laterite Soils in Highway Engineering: a Review. - H.R.K. N° 497. - 1.974.
42. Gidigasú, M. D. - The Importance of Soil Profiles to the Engineering Studies of Laterite Soils in Ghana. - Fifth Regional Conference for Africa, on Soil Mechanics and Foundation Engineering. - Luanda, Angola. - 1.971.
43. Gidigasua, M. D. - Laterite Soil Engineering Pedogenesis and Engineering Principles. - Development in Geotechnical Engineering, 9. - 1.976.
44. Gillot, J. E. - Clay in Engineering Geology. - Elsevier, Amsterdam. - 1.968.
45. Gomes Teixeira, J. A. P. - Acerca da Influência da Floculação na Determinação do Peso Específico de um Solo. - LEA, Memória n° 159. - Luanda, Angola. - 1.971.
46. Grant, K. - Laterites, Ferricretes, Bauxites And Silcretes. - 2nd. International Congress of the International Association of Engineering Geology. - 1.974.
47. Greenland, D. J. and Oades, J. M. - Iron Hydroxides and Clay Surfaces. - 9th. Internat. Conf. on Soil Science; Vol.1-1968
48. Grimer, F. J. - A Laboratory Investigation into Some of the Factors Affecting the Strength of Soil-Cement. - Road Research Laboratory Note N° RN/3288. - 1.958.

49. Hammond, A. A. - A Study of the Engineering Properties of some Lateritic Gravels from Kumasi District. - Project Rept. SM 5, - Building and Road Research Institute. - Kumase, Ghana-1970
50. Handy, R. L. - Cementation of Soil Minerals with Portland Cement. - Highway Research Board; Bull. 198. - 1.958.
51. Harrassowitz, H. - Laterite, Fortschritte der Geologie und Paläontologie. - 1.926.
52. Infanti, Jr. and Kanji - Preliminary Considerations on Geochemical Factors Affecting the Safety of Earth Dams. - 2nd. International Congress of the International Association of Engineering Geology; Brasil. - 1.974.
53. Jones, J. H. and Yimsirikul, C. - Cement Treatment of Selected Lateritic Soils. - Technical Note N° 22. - 1.965.
54. Katti, R. K., Davidson, D. T. and Sheeler, J. B. - Water in Cutback Asphalt Stabilization of Soils. - Highway Research Board; Bull. 241. - 1.959.
55. Lambe, T. W. - Soil Testing for Engineers. - New York -1951.
56. Lilley, A. A. - Cement-Stabilized Materials for Road and Airfield Pavements. - Cement and Concrete Association Tech.Rept. 42.458. - London - 1.971.
57. Lilley, A. A. and Williams, R. I. T. - Cement-Stabilized Materials in Great Britain. - Highway Research Record N° 442. - 1.973.
58. Little, A. L. - Definition, Formation and Classification. - General Report. - Proceedings of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils; Seventh International

- Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. - Mexico City, Mexico. - 1.969.
59. Lucena, F. B. - A Natureza e Propriedades dos Solos Vermelhos do Estado da Paraíba. - Tese M. Sc. - Universidade Federal do Rio de Janeiro. - 1.976.
60. Lukens, J. E. Chemical Properties of Tropical Soils - Cornell University. - 1.964.
61. Maclean, D. J. - Considerations Affecting the Design and Construction of Stabilized Soil Road Bases. - Journ. Institute Highway Engineers. - London - 1.956.
62. Maignien, R. - Review of Research on Laterites Natural Resources Research IV; UNESCO. - Paris. - 1.966.
63. Marinho, R. L. - Estudo da Variabilidade Estatística de Ensaios de Classificação de Solos. - Tese M. Sc. - Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. - 1.976.
64. Martin, F. D. and Doyne, H. C. - Laterite and Lateritic Soil in Sierra Leone. - Journal of Agriculture Science; Vol.20-1.930.
65. Mattson, S. - Anionic and Cationic Adsorption by Soil Colloidal Materials of Varying $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$ Ratio.-Proc. First. International Cong. of Soil Science; Vol. 2. - 1927.
66. Medina, J. - Estabilização do Solo com Cimento Portland. - COPPE, UFRj. - 1.968.
67. Millard, R.S. - Road Building in the Tropics. - Jour. Applied Chemistry. - London. - 1.962. (Vol. 12).
68. Moh, Z. C. - Reactions of Soil Minerals with Cement and Chem

78. Presa, E. P. - Efeito da Percolação de Água na Estabilidade de Maciços Construídos com Solos Estabilizados com Cimento. - Anais do 5º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. - Volume I. - 1.974.
79. Prescott, A. and Pendleton, R. L. - Laterite and Lateritic Soils. - Commonwealth Bureau of Soil Science Tech. Communication N° 47. - Commonwealth Agricultural Bureau. -England. 1.952.
80. Remillion, A. - Stabilization of Lateritic Soils. Washington, D. C. - Highway Research Board. - 1.955.
81. Road Research Laboratory. - Soil Mechanics for Road Engineers. - H. M. Stationery Office. - London.
82. Ruddock, E. C. - Residual Soils of the Kumasi District. - Geotechnique; London: Vol. 17. - 1.967.
83. Scott, R. F. - Principles of Soil Mechanics. - Addison-Wesley Publishing Company. - Massachusetts. - 1.963.
84. Sherman, G. D.; Kanchiro, Y. and Matsusaka, Y. - The Role of Dehydration in the Development of Laterite. - Pacific Science; Vol. 7. - 1.953.
85. Sherwood, P. T. - The Effect of Organic Matter on the Setting of Soil-Cement Mixture. - Tech. Paper N° 61; Rd. Res. Lab. - London - 1.962.
86. Sherwood, P. T. - The Properties of Cement Stabilized Materials. - Road Research Laboratory.- RRL Report LR 205. - 1.968.
87. Sherwood, P. T. and Sullivan, G. A. - A Study of the Factors Affecting the Strength of Cement-Stabilized Lateritic Gravel. - Brit. Road Res. Labo.; Note 3798. - 1.960.

88. Skempton, A. W. - The Colloidal "Activity" of Clays. - Proc. Third; Int. Conference Soil Mech. and Found. Eng. - Zurich. - 1.953.
89. Tateishi, H. - Basic Engineering Characteristics of High Moisture Tropical Soils. - Proc. Washo. Conf.- Honolulu.- 1.967.
90. Terzaghi, K. - Design and Performance of Sasuma Dam. - Proc. Institution of Civil Engineers. - London - (Vol. 9). 1.958 .
91. Terzaghi, K. e Peck, R. B. - Mecânica dos Solos na Prática de Engenharia. - Ao Livro Técnico. - Rio de Janeiro, Brasil 1.962.
92. Townsend, F. C.; Manke, P. G. and Parcher, J. V. - Effects of Remolding on the Properties of a Lateritic Soil. - Highway Research Record, 284. - 1.969.
93. Townsend, F. C.; Manke, P. G. and Parcher, J. V.- The Influence of Sesquioxides on Lateritic Soil Properties. - Highway Research Record N° 374. - 1.971.
94. U. S. Waterways Experiment Station. - Summary Reviews of Soil Stabilization Processes. - Report N° 3; Soil Cement Miscellaneous Paper N° 3, 122. - Vicksburg; Mississippi.
95. United States Agency for International Development. - Laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of Africa. - Report Prepared by Lyon Associates Inc., Building and Road Research Institute. - Kumasi, Ghana. - 1.971.
96. United States Agency for International Development. - Laterite and Lateritic Soils and Other Problems Soil of Tropics.- - Report Prepared by Lyon Associates Inc. and Road Research Institute. - Brazilian National Highway Department.- Rio de Janeiro, Brasil. - 1.975.

97. Vallerga, V. B. & Van Til, C. I. - Classification and Engineering Properties of Lateritic Materials. - Highway Research Record Nº 310. - 1.970.
98. Vargas, M. - Engineering Properties of Residual Soils from South-Central Region of Brasil, - 2nd. International Congress of the International Association of Engineering Geology.
99. Vargas, M. - Introdução à Mecânica dos Solos. - McGraw-Hill - Brasil. - 1.977.
100. Vargas, M. - Some Engineering Properties of Residual Clay Soils Occurring in Southern Brasil. - Proc.; 3rd. International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. - Zürich. (Vol. 1). - 1.953.
101. Wang, M. C. and Huston, M. T. - Direct-Tensile Stress and Strain of a Cement-Stabilized Soil. - Highway Research Record Number 379. - 1.972.
102. West, G. - A Laboratory Investigation into the Effect of Lapse Time After Mixing on the Compaction and Strength of Soil-Cement. - Geotechnique. - 1.959.
103. Winterkorn, H. F. and Chandrasekharan, C. - Laterite Soils and Their Stabilization. - Highway Research Board; Bull. Nº 44. - 1.951.
104. Winterkorn, H. F. and Fang, Hsai-Yan. - Foundation Engineering Handbook. - 1.975.