

UFCG

AVALIAÇÃO DO EFEITO DA ADIÇÃO
DA CAL NA RESISTÊNCIA AO CISA-
LHAMENTO DE SOLOS LATERÍTICOS

Aluna: Gioconda Santos e Souza

Dissertação submetida ao corpo
docente do Curso de Pós Graduação
em Engenharia Civil, da Universida-
de Federal da Paraíba como requi-
sito para a obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil.

Orientador:

Prof. João Batista Queiroz
de Carvalho, Ph.D.

Co-orientador:

Prof. Ailton Alves Diniz, M.Sc

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
Centro de Ciências e Tecnologia

CAMPINA GRANDE - PB

Marco/1993

EP-E-11 MM



5726a Souza, Gioconda Santos e
Avaliacao do efeito da adicao da cal na resistencia ao
cisalhamento de solos lateriticos / Gioconda Santos e
Souza. - Campina Grande, 1993.
113 f. : il.

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

1. Solo - 2. Cisalhamento do Solo 3. Cal - 4. Solos
Lateriticos 5. Dissertacao I. Queiroz, Joao Batista, Dr.
II. Diniz, Ailton Alves, M.Sc. III. Universidade Federal da
Paraiba - Campina Grande (PB) IV. Título

CDU 624.12(043)

AVALIAÇÃO DO EFEITO DA ADIÇÃO
DA CAL NA RESISTÊNCIA AO CISA-
LHAMENTO DE SOLOS LATERÍTICOS


GIOCONDA SANTOS E SOUZA

Dissertação aprovada em

02 de março de 1993.



Prof. Ph. D. JOAO B. Q. DE CARVALHO



Prof. M. Sc. FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA



Profa. M. Sc. EDNA CELIE DA C. MACHADO

CAMPINA GRANDE-PB

02. MARÇO. 1993

DEDICATÓRIA

A meu querido pai LUIZ CARLOS, com saudades.



AGRADECIMENTOS

Ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, por ter fornecido suporte financeiro sem os quais seria impossibilitada esta pesquisa.

Ao orientador e amigo Prof. Dr. João Batista Queiroz de Carvalho, sempre incansável no ato de orientar.

Ao co-orientador Ailton Alves Diniz que removeu os entraves da parte laboratorial.

Aos funcionários do Laboratório de Solos II, especialmente a José de Assis Santana, cuja ajuda foi importante no cumprimento do cronograma.

A José Roberto da Silva, responsável pelo trabalho gráfico.

AGRADECIMENTO ESPECIAL

A ALBANISA SANTOS E SOUZA, responsável pelos serviços de digitação.

LISTA DE ABREVIACÖES

- JPPB - Solo da Jazida de João Pessoa / PB
SAPB - Solo da Jazida de Sapé-Mari / PB
ARPB - Solo de Jazida de Areia / PB
BAPB - Solo da Jazida de Bananeiras / PB
CTPB - Solo da Jazida de Cuité / PB
TEPB - Solo da Jazida de Teixeira / PB
K_i - Relação molecular sílica-sesquióxidos e
Relação molecular sílica-alumina
 $\sigma_{3,T3}$ - Pressao confinante
 $\sigma_{1,T1}$ - Pressao Axial
C - Coesao
 ϕ - Angulo de Atrito
 τ - Tensao Cisalhante
 σ_n - Tensao Normal
 $\sigma_1 - \sigma_3$ - Tensao Desviadora
 ϵ - Deformacao

ÍNDICE

Resumo	I
Abstract	II
CAPÍTULO 1	
1. Introdução e Objetivos	
1.1. Introdução	1
1.2. Objetivos	2
CAPÍTULO 2	
2. Revisão Bibliográfica	
2.1. Introdução	3
2.1.1. Solos Lateríticos	4
2.1.1.1. Definição	4
2.1.1.2. Origem e Formação	9
2.1.1.2. Classificação	12
2.1.2. Estabilização de Solos	15
2.1.3. Estabilização de Solos com Cal ..	16
2.1.3.1. Troca de Cátions	17
2.1.3.2. Floculação	18
2.1.3.3. Carbonatação	18
2.1.3.4. Reação Pozolânica	18
2.1.4. Influência da Cal nos Parâmetros Geotécnicos dos Solos Lateríticos.	20

CAPÍTULO 3

3. Materiais e Métodos de Ensaio	
3.1. Introdução	26
3.2. Materiais	28
3.2.1. Solos	28
3.2.1.1. Características Geológicas dos Solos	29
3.2.1.1.1. Jazida de João Pessoa	29
3.2.1.1.2. Jazida de Sapé-Mari.....	30
3.2.1.1.3. Jazida de Areia	31
3.2.1.1.4. Jazida de Bananeiras.....	32
3.2.1.1.5. Jazida de Cuité	33
3.2.1.1.6. Jazida de Teixeira.....	34
3.2.2. A cal	35
3.3. Métodos de Ensaio e Preparação das Amostras.....	37
3.3.1. Teor de Umidade	37
3.3.2. Análise Granulométrica por Peneiramento e Sedimentação	37
3.3.3. Compactação Dinâmica	37
3.3.4. Preparação dos Corpos de Prova e Cura	38
3.3.4.1. Estado Natural	39
3.3.4.2. Estabilizados	39
3.3.4.3. Compactação Estática.....	40

3.3.4.4. Cura	41
3.3.5. Ensaio para Determinação da Resistência Cisalhante, Coesão e Ângulo de Atrito	41
3.4. Análise Estatística	42

CAPÍTULO 4 :

4. Apresentação e Análise de Resultados	
4.1. Introdução	43
4.2. Granulometria e Outras Características dos Solos Estudados	44
4.3. Parâmetros de Compactação dos Solos	47
4.4. Resultados dos Ensaio Triaxiais tipo Não Consolidado Não Drenado	51
4.4.1. Análise de Resistência: Coesão de Atrito	
4.4.1.1. Para o teor de 2% de cal em peso	86
4.4.1.2. Para o teor de 4% de cal em peso	87
4.4.1.3. Para o teor de 6% de cal em peso	88
4.4.1.4. Para o teor de 8% de cal em peso	90
4.4.2. Análise da Tensão X Deformação..	92
4.5. Análise Estatística dos Resultados Obtidos..	93

4.5.1. Correlação Linear entre Coesão e Ângulo de Atrito	93
CAPÍTULO 5	
5. Conclusões	101
CAPÍTULO 6	
6. Sugestões para Pesquisas Futuras	104
BIBLIOGRAFIA	105

RESUMO

Esta dissertação apresenta os resultados de um estudo desenvolvido com seis Solos Lateríticos do Estado da Paraíba, visando avaliar o efeito da adição da cal na resistência ao cisalhamento dos mesmos, através de ensaios triaxiais tipo não consolidado não drenado que forneceram os valores dos parâmetros Coesão e Ângulo de Atrito. Apresenta ainda a evolução destes parâmetros quando da adição de 2%, 4%, 6% e 8% de cal em peso e a identificação do teor considerado como ótimo para efetuar o processo de estabilização. Para viabilizar este estudo os corpos de prova foram moldados na unidade ótima e massa específica aparente seca máxima, para cada solo e para cada teor de cal, nove corpos de prova, no mínimo, foram moldados e curados por um período de 28 dias, em câmara úmida com $100\% \pm 5\%$ de umidade relativa e temperatura de $22^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$.

Os resultados obtidos e analisados estatisticamente, mostraram que os solos estudados aumentaram, em geral, sua resistência ao cisalhamento e diminuíram a deformação dos corpos de prova, com a aplicação da tensão desviadora, à medida que o incremento de cal aumenta, sendo que o teor de 8% de cal em peso foi o que ocasionou maior ganho de coesão e ângulo de atrito.

ABSTRACT

This thesis present the results of an investigation carried out in order to assess the effect of the addition of lime to the strength of various lateritic soils, using the results from triaxial tests type unconsolidated undrained in terms of cohesion and friction angle. The evolution of cohesion and friction angle after the treatments of the soils with 2%, 4%, 6% and 8% of lime, is presented. This investigation was carried out with moulding of soil-samples for compaction at optimum moisture content e maximum dry density for each lime content. For each soil and each lime content, nine samples were prepared (at least), cured for 28 days at a moisture room keep at $22^{\circ} \pm 2^{\circ}$ degree and at $100\% \pm 5\%$ moisture.

The results obtained allowed it to be conclude that the soils studied, in general, have an increase in strength im terms of cohesion and friction angle with increase in the amount of added lime. Also the increase of lime percentage tended to change the state of the soils to the granular type, showed by the stress - strain relationships obtained.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

CAPITULO 1

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1. INTRODUÇÃO

Nos países tropicais já existe uma prática comum no que se refere à utilização dos solos lateríticos nas mais diversas obras de engenharia civil. Na área de geotecnia é comum o uso dos solos lateríticos nas construções principalmente de estradas e barragens. Esta prática é extensa em certas partes, devido à existência de enormes jazidas de solos lateríticos. Nestas partes ou regiões tipicamente tropicais, já se tem uma grande experiência do desempenho dos solos lateríticos, quando utilizados como material para as construções de barragens de terra e estradas. Por exemplo no Brasil e vários outros países da África, na Austrália e grande parte da Índia, os órgãos do governo já elaboraram normas e procedimentos práticos para a melhor utilização dos solos lateríticos.

Mesmo com a experiência já adquirida, em certas situações específicas, a utilização dos solos lateríticos requer um procedimento especial. Por exemplo, em casos em que os solos apresentem uma trabalhabilidade difícil ou mesmo apresentem um relativo baixo suporte de resistência, necessário se faz recorrer à prática da estabilização com asfalto, cimento e mais comumente

a cal. Todavia, em certas condições não se conhece o comportamento dos solos estabilizados com cal, principalmente no que se refere à resistência ao cisalhamento, representada pela coesão e ângulo de atrito. A escassez de conhecimento, além do ponto de vista prático, é nítidamente sentida na quase total ausência de trabalhos técnicos publicados. Devido a isto, é preciso desenvolver pesquisas que busquem um conhecimento adequado da resistência ao cisalhamento dos solos lateríticos quando estabilizados com cal.

1.2. OBJETIVOS

Esta pesquisa visa estudar o comportamento de solos lateríticos selecionados quando estabilizados com cal. Neste sentido, a resistência ao cisalhamento dos solos estudados, será determinada no estado natural e após estabilizados com diversos percentuais de cal e, a coesão e o ângulo de atrito, devidamente avaliados. A relação tensão x deformação também será avaliada.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

O objetivo desta revisão bibliográfica é fazer uma abordagem sobre os assuntos relacionados com o desenvolvimento desta pesquisa, apresentando pontos relevantes já realizados no campo da estabilização de solos lateríticos e mais especificamente sobre esta estabilização quando efetuada com cal. Inicialmente será feita uma breve revisão das definições, origem e formação e classificações de solos lateríticos, a fim de caracterizar os solos selecionados nesta pesquisa.

Serão abordados separadamente, visando uma ordenada convergência ao objetivo desta dissertação, os seguintes assuntos:

- solos lateríticos: definição, origem e formação, e classificação;
- estabilização de solos com cal;
- influência da ação da cal em parâmetros geotécnicos de solos lateríticos.

2.1.1. Solos Lateríticos

2.1.1.1. Definição

A designação solos lateríticos persistente até hoje, provém de um termo proposto inicialmente por um engenheiro inglês chamado Francis Buchanan, em 1807, para designar um material pétreo natural, encontrado por ele em Malabar e abundante em todo sul da Índia, material este que quando talhado em blocos endurecia quando da exposição ao ar, tomando as propriedades de um tijolo, que em latim designa-se "later", daí a derivação do termo. Esta definição, proposta por Buchanan, contudo, não restringiu os materiais que também poderiam ser considerados lateríticos, devido à variedade de características de engenharia apresentadas e aí iniciava-se um período de pesquisas a respeito destes solos, no qual levava-se em consideração as características pedológicas, geológicas e químicas para chegar-se a um consenso do que realmente seriam as lateritas.

A definição de ser a laterita o resultado da decomposição superficial sofrida por certas rochas, com remoção em solução, da combinação de sílica, cálcio, sódio e potássio e com acumulação residual, com ajuda da ação capilar, e trocas de misturas hidratadas de óxidos de ferro, alumínio e titânio e mais raramente com magnésio, foi dada por Fermor em 1911, que chamou estes óxidos de constituintes lateríticos.

Baseados na composição química vários autores começaram a lançar definições de laterita, surgindo primeiramente a dada por Mallet (1833) que afirmou serem os elementos ferro e alumínio os maiores responsáveis pela natureza da laterita. Posteriormente, Max Bauer (1898) realizou um estudo no qual concluiu ter a laterita características químicas da bauxita e verificou que o material era rico em alumina e menos em sílica.

Duas considerações do ponto de vista pedológico e geológico foram citadas por Queiroz de Carvalho (1979) e concebidas por Glinka e Holland (1899), respectivamente, na primeira há a explicação de que nos trópicos, devido ao intemperismo químico existente, os resíduos possuem uma razoável quantidade de alumínio hidratado e na segunda a afirmação de que durante o intemperismo dos silicatos aluminosos nos trópicos, a sílica, os alcalis e os alcalinos terrosos são removidos na solução, já a alumina e os óxidos de ferro continuam na solução de forma hidratada.

Gidigasu (1976) afirmou que geralmente os solos lateríticos são identificados como um solo residual, intemperizado, formado em regiões de recente atividade vulcânica e/ou com um clima cuja pluviometria geralmente atinge 60" (212,4mm). Sendo eles caracterizados por um teor de umidade natural alto, alto limite de liquidez, baixa massa específica natural (entre 20 e 70 lb/cu.ft) e friabilidade e/ou estrutura destorroável (Hirashima, 1948; Terzaghi, 1958; Millard, 1926).

Investigações destes solos nas Ilhas Havaianas e Kenya

mostram que eles são de baixa compressibilidade, altamente permeáveis e possuidores de um ângulo de atrito alto (Hirashima, 1948; Terzaghi, 1958). A friabilidade ou estrutura granular destes solos tem sua origem centrada na presença de sesquióxidos, especialmente óxidos de ferro livre os quais são absorvidos pela superfície do mineral argila (Alexander e Cady, 1962).

Outra definição baseada nos componentes químicos, citada por Braga (1979), foi proposta por Harrassowitz (1926) na qual enfatizava mais a importância da relação sílica - alumina e menos a do ferro, relação esta apresentada por k_i , devendo esta ser inferior a 2, para as lateritas.

Citado por Queiroz de Carvalho (1979), Martin e Doyne (1927, 1930) afirmaram num estudo que ressaltou a importância da fração coloidal e do processo de laterização, que a relação sílica-alumina da fração argila deveria ser menor que 1,33 para que o solo fosse considerado como laterita, sendo os restantes classificados como solos lateríticos ou não lateríticos. Todavia esta proposição foi sujeita a críticas por não considerar a presença de ferro, devido ao fato de autores, como por exemplo, Doyne e Watson (1933) que em estudo sobre concreções lateríticas observaram ser um material de relação sílica-alumina de 4,2, todavia um solo rico em ferro, que de acordo com o critério de Martin e Doyne não seria um solo laterítico.

Com base na relação sílica-sesquióxidos de ferro e alumínio da fração tamanho argila, foi apresentada por Winterkorn

e Chandrasenkaran (1951) uma classificação para solos lateríticos, segundo a qual seriam os mesmos aqueles que apresentassem a relação molecular sílica-sesquióxidos menor que 2,0 e possuam as propriedades seguintes: presença apreciável de sesquióxidos de ferro, tendência ao endurecimento e concrecionamento quando da exposição ao ar e baixa expansibilidade e teor de matéria orgânica.

Citada por Braga (1979) a afirmação do Road Research Laboratory que definiu a laterita como um solo tropical no qual o processo de meteorização oferece como resultado um acúmulo de sesquióxidos, principalmente de ferro.

Wernicke e Barros (1974) realizando um estudo sobre a importância da relação sílica-sesquióxidos concluíram que o melhor parâmetro para definir a laterita é usar esta relação e correlacionar a composição química com as propriedades geotécnicas dos solos.

Alexander e Cady (1962) afirmaram ser a laterita um material rico em óxidos secundários de ferro e alumínio, geralmente isentos de bases e silicatos primários, todavia podendo conter grandes quantidades de quartzo e caulinita.

Uma definição geotécnica de solos lateríticos foi proposta por Falcão (1973), que afirmou ser este solo, formado por intemperização sob condições tropicais, apresentando as características de : presença apreciável de sesquióxidos de ferro, tendência para o concrecionamento após exposição ao sol,

baixa expansibilidade e teor de matéria orgânica, na ocorrência de fração pedregulho esta deverá apresentar natureza concrecionária, na qual predominem os sesquóxidos de ferro com traços de quartzo.

Uma definição recente foi proposta por Grant (1974) na qual afirmou ser a laterita um material no qual ocorre uma considerável acumulação de óxidos de ferro secundários que podem concrecionar-se por si mesmos com oxidação e/ou desidratação e afirma ainda que se o solo for vermelho mas que após exposição ao ar não endurecer não será considerado como laterita.

No DNER (Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, 1977) a definição adotada é a baseada na classificação de Winterkorn (1951).

Uma definição que está se tornando usual é a proposta por Novais Ferreira (1963), que afirma ser a laterita um material concrecionado natural, pisolítico, individualizado ou constituindo um maciço, vesicular, celular, venicular ou escoráceo, composto essencialmente de óxidos de ferro e alumínio, de silicatos e quantidades variáveis de óxidos de titânio, magnésio e outros, com ou sem quartzo ou pedaços de rochas mecanicamente envolvidas; os seus minerais são do tipo 1:1 (caoliníticos). É de dureza variável, mas usualmente fácil de fragmentar. Aparece quando fragmentado com aspecto mortizado, em regra com cores variando do amarelo ao vermelho mais ou menos escuro e mesmo claro. Solo de laterita é o solo coexistente no mesmo horizonte pedológico que a laterita, o mesmo não constitui

um material laterítico, a menos que seja um solo laterítico, cuja fração argilosa tenha uma relação molecular sílica/sesquióxido menor que 2,0 e apresente natureza laterítica.

Assim, independentemente de discussões minuciosas e observando que cada objetivo específico tem sua interpretação distinta, podemos concluir que os vários autores concordam em afirmar que a laterita é um material concrecionado natural, produto do intemperismo químico, rico em óxidos de ferro e alumínio, cuja tendência ao endurecimento se dá quando da exposição ao ar. É este tipo de material (solo) objeto desta pesquisa.

2.1.1.2. Origem e formação dos solos lateríticos

A origem e formação dos solos lateríticos, segundo Lucena (1976) representam, sem dúvida, a parte mais controvertida do estudo destes solos, surgindo, com o passar dos tempos, várias teorias com a finalidade de esclarecer o assunto.

A laterização é o processo de formação dos solos lateríticos e é compreendida basicamente de alterações químicas e físico-químicas e/ou transformações dos materiais constituintes da rocha de origem em materiais ricos, principalmente, em argilo-mineral 1:1 e constituintes lateríticos (Fe, AL, Ti e Mg) (Martins, 1983), isto acontece devido a lixiviação total ou parcial de

silica combinada e bases e a acumulação relativa de óxidos, hidróxidos e sesquióxidos de ferro, alumínio e titânio provenientes de outras fontes.

As principais teorias de alteração foram sintetizadas por D Hoore (1964) 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 do perfil ou entre perfis, Lucena (1976).

Na teoria de acumulação relativa considera-se a remoção dos materiais solúveis provindos da rocha primária, originalmente rica em constituintes de ferro e alumínio. E na teoria de acumulação absoluta considera-se a remoção do ferro em solução, imigração desta solução e a subsequente fixação no solo laterítico.

A teoria de laterização dos solos, citada por Gidigasu (1971 e 1976), afirma ser a laterização juntamente com os fatores de formação dos solos, as características morfológicas e composição química e mineralógica os principais fatores influenciadores da estrutura e propriedades de engenharia destes solos. Afirma ainda que o desenvolvimento de estruturas concrecionárias nos solos lateríticos envolve três fases:

- a) intemperismo físico e químico de materiais de origem e liberação de partículas primárias de ferro ou alumina com o

- carreamento de sílica combinada e bases;
- b) coagulação e/ou floculação de partículas de ferro ou alumina gels; e
 - c) endurecimento devido a desidratação de hidróxidos de ferro e alumínio.

Sendo o óxido de ferro livre o maior responsável no desenvolvimento das estruturas concrecionárias do solo laterítico.

Segundo Braga (1979) os principais mecanismos de formação das lateritas foram sintetizados por Grant, (1974) e são: mobilização por lixiviação, transporte em solução e precipitação sob condições críticas do ferro, alumínio ou sílica.

Os efeitos da atividade química, desintegração física e ação microbiana, dentro da zona intemperizada, provocam a hidrólise, dissolução, transformação de novos minerais, sendo estes processos caracterizados pela remoção de elementos alcalinos e alcalinos ferrosos, diminuição no conteúdo da sílica e acúmulo de óxidos hidratados de alumínio e ferro. Daí a afirmação de ser o fenômeno de laterização, de predominância química, que se desenvolve fortemente na zona intertrópica úmida, (Infanti e Kanji, 1974).

Como um consenso entre as considerações feitas podemos afirmar que as lateritas são formadas em regiões de clima tropical, nas quais a hidrólise é muito intensa, com o ataque dos silicatos das rochas e a subsequente liberação das bases

solúveis, como ferro, magnésio, alumínio, potássio e sílica, esta última nos climas tropicais é lixiviada, ficando o solo rico em óxidos de ferro e alumina e assim pobre em sílica.

2.1.1.3. Classificação dos solos lateríticos

A classificação dos solos lateríticos bem como dos outros solos é de suma importância no sentido de se ter uma previsão das propriedades e características das quais se dispõe, para uma melhor condução das condições de projeto, visando um aproveitamento integral dos solos disponíveis.

Segundo Braga (1979) os métodos empregados para classificação de solos são, quase em sua totalidade, baseados em critérios de granulometria e limites de liquidez e plasticidade. Métodos estes que, segundo cita Queiroz de Carvalho (1979), baseado na afirmação de Little (1969), são desenvolvidos para solos de regiões temperadas e tem limitações ou são inapropriados quando aplicados a solos de regiões tropicais.

Afirma Harrassowitz (1926) que o comportamento de um solo laterítico não depende apenas da distribuição granulométrica das partículas e plasticidade, mas os principais influenciadores de suas propriedades são gênese, história, geologia, características morfológicas, tipo de mineralogia da argila, natureza dos íons trocáveis e condições de umidade, que são modificadores inclusive dos parâmetros de granulometria e plasticidade, mostrando a ineficácia dos métodos existentes.

Com base nestas considerações e diante de várias tentativas de classificações, que tem sido feitas e na impossibilidade de citarmos todas, escolhemos algumas.

Através da relação molecular sílica/alumina, K_i , Martin e Doyné (1930) classificaram as lateritas, baseados na proposta de Harrassowitz, em 1926, que classificaram as lateritas da seguinte forma:

$$\begin{aligned} K_i < 1,33 & - \text{Solo de laterita} \\ 1,33 < K_i < 2 & - \text{Solo laterítico} \\ K_i > 2 & - \text{Solo não laterítico} \end{aligned}$$

De acordo com Lucena (1976) esta classificação sofreu muitas críticas por considerar apenas os sesquióxidos de alumínio, sem ter em conta a importância dos sesquióxidos de ferro e outros.

Conforme Correia (1967) e Correia et al (1969) o conteúdo da sílica, alumínio e ferro de fração menor que 2 microns eram a base da classificação que considerava o solo como fersialítico e ferralítico.

Segundo Dumbenton (1966), a composição mineralógica da fração argila pode ser usada como meio classificador e identificador. Assim, se o solo contiver uma alta quantidade de haloisita hidratada, geotita ou gibsita, será considerado um solo laterítico problemático, se o conteúdo, for de montmorilonita e illita, poderá apresentar baixa resistência, variação de volume e outras propriedades indesejáveis que nos

solos cujo conteúdo de caulinita e clorita, elas inexistem.

Novais e Ferreira, (1963), apresentaram uma classificação para os solos lateríticos, de acordo com a relação sílica/sesquióxidos, considerando os solos com laterite soil, lateritic soil, lateritic terrain e lateritic gravel.

Como afirmam os autores Vallerga e Vantil (1970) o sistema mais adequado aos solos lateríticos seria o sistema unificado de classificação, com a condição da inclusão de símbolos para definir as características de durabilidade das partículas de pedregulho e areia e a plasticidade dos materiais finos.

Uma classificação tipo pedológica foi proposta por Little (1967, 1969), similar a proposta por Noye (1955) e afirmava ser a rocha de origem e o grau de laterização os parâmetros de uma classificação para fins de engenharia. Apesar de não ser considerada como uma classificação geral, a classificação de Little fornece ao engenheiro um excelente instrumento para classificar o material disponível e é muito útil na avaliação do comportamento para fins de fundações.

A classificação proposta por Fermor (1911) classifica os materiais de acordo com o teor de constituintes lateríticos, sendo as verdadeiras lateritas as que contiveram 98%, ou mais de constituintes lateríticos (óxidos de Fe, Al, Ti e Mg), as lateríticas litomárgicas as que contiverem entre 50 e 90% dos óxidos e as Litomargas lateríticas as com 25 a 50% de

constituintes lateríticos.

Para os solos desta pesquisa, utilizou-se a classificação baseada na relação molecular sílica/sesquióxidos. Isto permitiu classificar os solos estudados como solos lateríticos.

2.1.2. Estabilização de solos

A estabilização de solos, como vários autores concordam em afirmar, é uma técnica altamente necessária para que se possa dispor de solos que, devido ao fato de não atenderem as propriedades de engenharia necessárias, poderiam ser rejeitados. A estabilização é então a técnica capaz de modificar determinadas características destes solos, para que os mesmos satisfaçam certas exigências.

Numa abordagem inicial a estabilização proporciona primeiramente a economia de custo nas obras de engenharia, através do aproveitamento de materiais próximos ao local da obra e em segundo lugar oferece as condições de projeto semelhantes as que se estaria dispondo, caso se trabalhasse com materiais de 1ª categoria.

Segundo Ingles e Metcalf (1972), as principais propriedades de solo que são alteradas proporcionando vantagem as obras de engenharia são: estabilidade de volume, resistência, permeabilidade e durabilidade. Enfatiza ainda que a estabilização não deve ser usada apenas em termos de tratamento

corretivo, mas também como uma medida preventiva contra as condições adversas que surgem durante a construção ou durante a vida da estrutura.

2.1.3. Estabilização de solos com cal

Segundo Ingles e Metcalf (1972) a estabilização de solos com cal é aplicável a solos argilosos e é muito usada como recurso de construção, visando um tratamento adicional e uma melhoria nas condições de suporte ao tráfego. Na pavimentação a estabilização com cal é frequentemente usada para construção de sub-base ou melhoramento do sub-leito.

Citado por Garcia (1973), a estabilização de um solo com cal, segundo Henrrin e Mitchell (1961) produz um câmbio químico e uma ação cimentante. Entre as várias formas de se avaliar a resistência de uma mistura solo-cal, a resistência a compressão não confinada é uma das mais usadas.

O trabalho de Diamond e Kinter (1965) permite uma maior apreciação quanto aos efeitos das reações dos solos argilosos estabilizados com cal e a respeito do incremento na resistência.

A cal, apesar de seu pequeno efeito em solos altamente orgânicos ou com baixo teor da fração tamanho argila, é o melhor agente estabilizante nos solos argilosos, nestes a cal produzirá imediatamente uma estrutura mais friável, proporcionando uma melhor trabalhabilidade, melhor grau de compactação e redução da

plasticidade. As propriedades que podem ser alteradas, devido a estabilização são: aumento da resistência e capacidade de suporte, aumento na durabilidade e diminuição da permeabilidade e, são estes fatores em conjunto que favorecerão sobremaneira as condições de projeto.

A resistência à compressão não confinada aumenta em geral proporcionalmente com o teor de cal até um certo nível, usualmente por volta dos 8% para os solos argilosos, (Ingles e Metcalf, 1972).

A estabilização com cal é ocasionada pelo ataque químico da cal ao argilo mineral o qual libera Silica e Alumina para a reação. Também pode ocorrer que a cal reaja com os elementos livres Si, Al ou Fe, ocasionando o processo de estabilização. As reações verificadas que resultam do mecanismo de estabilização do sistema solo-cal são: Troca de cátions, floculação, carbonatação e reação pozolânica.

Detalhes destas reações, segundo Queiroz de Carvalho (1990), são descritos a seguir:

2.1.3.1. Troca de Cátions

Esta reação ocorre quando o cátion (Ca^{+}) da cal substitui o íon metálico na superfície do argilo-mineral, este íon metálico pode ser por exemplo o potássio ou hidrogênio. É esta reação que, juntamente com a floculação, proporcionam uma redução na plasticidade, uma melhoria na trabalhabilidade e uma

redução nos mecanismos de contração e expansão do solo.

2.1.3.2. Floculação

A tendência dos cátions (Ca^+) da cal se aglomerarem na superfície do argilo-mineral é que produz a floculação. Isto porque a aglomeração dos cátions (Ca^+) muda a concentração eletrolítica do sistema solo-cal, causando a floculação.

2.1.3.3. Carbontação

A reação de carbontação ocorre quando o dióxido de carbono da atmosfera reage com a cal, com a subsequente formação do carbonato de cálcio ou magnésio, dependendo do tipo de cal. Segundo Ferro (1976) o processo de carbonatação é considerado um fraco agente cimentício, o qual é prejudicial ao ganho final da resistência.

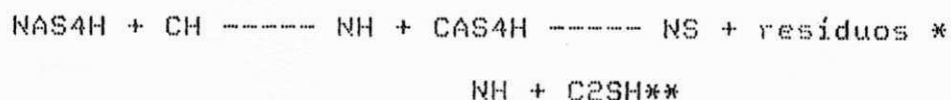
2.1.3.4. Reação Pozolânica

A elevação na resistência do solo devido ao tratamento com cal é atribuída à reação pozolânica, que é a que ocorre entre a cal, a água e a sílica ou alumina formando compostos cimentícios. Existe na literatura, indícios de que para os solos lateríticos, o ferro pode participar da citada reação.

Na reação pozolânica ocorre o ataque químico da cal e remoção da sílica presente no argilo-mineral deste tipo de solo, formando um gel, que segundo Diamond e Kinter (1965) são compostos cimentícios e podem aparecer na forma de cálcio silicato hidratado, cálcio aluminato hidratado ou ainda cálcio silicato aluminato hidratado. nos solos lateríticos pode haver formação de composto de ferro, por exemplo, cálcio-silicato hidratado de ferro. Note que esta reação ocorre na presença d'água, sendo a mesma capaz de carrear cálcio e íons hidroxila para a superfície da argila. Este gel é o responsável pela cimentação das partículas do solo, ligando as partículas da argila e bloqueando os poros do solo como mostra a Figura 4.2.1.

O ataque químico, que resulta na formação do gel, pode ser explicitado através de dois princípios: o primeiro, conforme Eades et alii (1962), considera que a adição da cal a um solo produz um meio altamente alcalino onde há a distribuição da estrutura do argilo-mineral e assim a liberação de silício, alumínio ou ambos, para reagirem com a cal. O segundo, postulado por Diamond e Kinter (1965), na consideração de que a alta alcalinidade do meio, devido à adição da cal, dissolve as bordas das partículas do argilo-mineral, com a conseqüente reação entre a cal, o silício e o alumínio e a precipitação dos produtos formados. Estes, no caso dos solos lateríticos, são produtos cimentícios que podem contar com a participação do ferro presente neste tipo de solo.

Segundo Ingles e Metcalf(1970), os mecanismos de reação podem ser representados pela equação:



e uma representação esquemática deste mecanismo é mostrada na Figura 2.1.

* Como a sílica é progressivamente removida, o cálcio aluminato e alumina são formados residualmente

** Du CSH

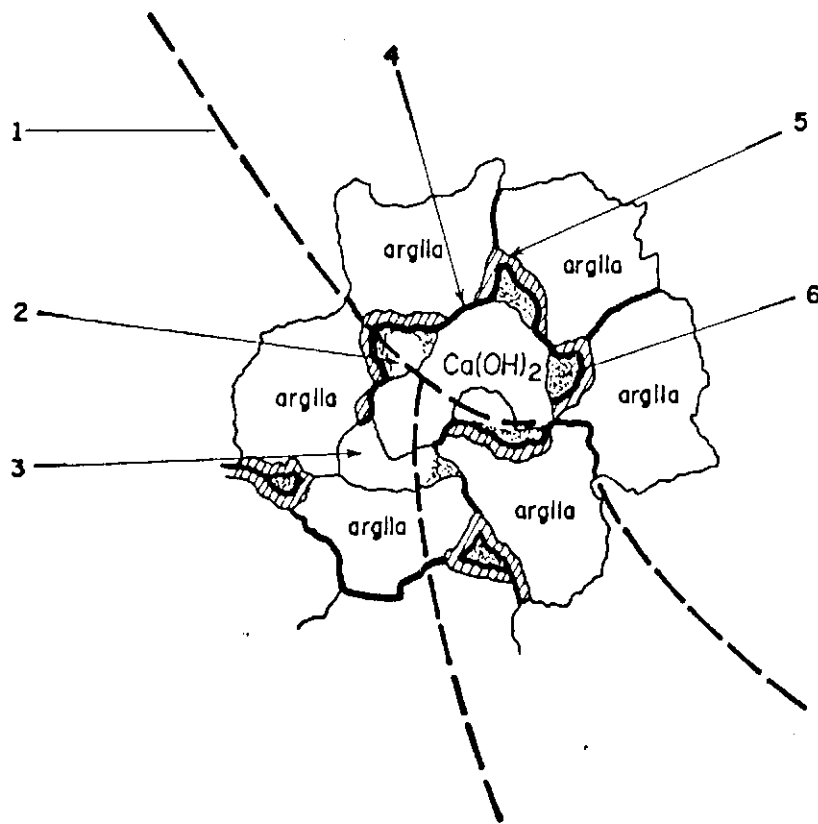
onde: S=SiO₂, H=H₂O, A=Al₂O₃, C=CaO, N=Na₂O

Ainda, segundo Ingles e Metcalf (1972), em termos de resistência, o que ocorre com a adição da cal é um aumento da resistência em função do acréscimo da cal, até um certo nível, usualmente 8%.

2.1.4. Influência da cal nos parâmetros geotécnicos de solos lateríticos

Como podemos observar através da abordagem feita, a adição da cal proporciona, através das reações desenvolvidas, um aumento na resistência final da mistura solo-cal, obtida suportamente através da elevação dos valores da coesão e/ou ângulo de atrito. Na inexistência desta resposta á adição de cal, podemos afirmar que o solo não é possuidor de certas propriedades que influenciam positivamente a reação.

Laguros(1960) observou que a reação na estabilização de



- 1 - Superfície de fratura típica
- 2 - Reação ocorrida pela retração da água
- 3 - Vazio original, impossibilidade de reação
- 4 - Gel de Ca SiO_3
- 5 - Ca SiO_3 cristalizado
- 6 - Fase saturada com Ca^+ , OH difuso na argila e SiO_2 difuso fora do líquido e precipitado como Ca SiO_3 , O que se cristaliza muito devagar na borda da argila, retirando a água dos poros até a conclusão da reação.

Fig. 2.1 Mecanismo de estabilização de solos argilosos (Ingles, 1970).

solos argilosos depende em geral da quantidade de argila e do tipo de mineral argiloso contido no solo.

Queiroz de Carvalho (1980) afirmou que a adição da cal modifica a resistência à compressão simples em diferentes graus, podendo-se aferir este comportamento a presença de materiais amorfos, silício e alumínio que foram parâmetros altamente correlacionados com a reatividade à cal. Afirmou ainda que o conjunto de fatores que influenciam positiva ou negativamente na reação solo-cal é constituído pelos seguintes fatores: fontes de sílica, alumínio e ferro; o potencial hidrogeniônico, o percentual da fração ativa, a matéria orgânica, a cristalinidade do argilo mineral, os componentes amorfos e o grau de laterização.

Castro e Vaine (1978) observaram que a adição de cal aumentou a resistência à compressão de misturas solo-cimento, quando o solo continha argila montmorilonítica e que a existência de um teor ótimo de cal que determina a máxima resistência à compressão, aumenta com o teor de argila.

Mesmo quando, estudando a estabilização através de ensaios de resistência simples, nos quais não se tem a possibilidade de avaliar a coesão, vários autores experimentaram o aumento na resistência ao adicionar-se cal e na ausência deste aumento, o comportamento foi atribuído a não reatividade à cal, como podemos verificar através das afirmações que se seguem.

Queiroz de Carvalho (1980) observou uma variação na

formação de uma ligeira cimentação e como resultado o solo torna-se granulado com uma conseqüente redução nas características de plasticidade. A estrutura flokulada que é formada absorve mais água, com o acréscimo do limite de plasticidade, até um valor constante.

Em tese sobre a estabilização com cal de solos expansivos, Garcia (1973) observou em ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado (CD) um incremento na coesão e no ângulo de atrito, devido aos efeitos da cal, de 641% e 17,5%, respectivamente.

Fosseberg (1965) em estudo sobre características das argilas estabilizadas com cal observou que a cal tem um efeito imediato com um incremento do ângulo de atrito e a longo prazo um aumento na resistência é alcançado essencialmente através de um incremento na coesão.

Em estudo sobre a resistência ao cisalhamento de uma argila mole estabilizada com cal, Costa (1977) observou um aumento de 740% ao adicionar-se 8% de cal sob cura de 180 dias, sendo este aumento de resistência devido ao incremento de 250% na coesão e o restante ao ângulo de atrito.

Diante do exposto podemos concluir que o aumento na resistência do sistema solo-cal está vinculado a dois fatores que são o percentual de cal adicionado e a presença de características no solo que proporcionarão a reatividade à esta cal adicionada, fatores estes que em conjunto mostram

especialmente em ensaios do tipo triaxial, o incremento na coesão e ângulo de atrito.

Observa-se ainda que com relação a Coesão e Ângulo de atrito muito pouco tem sido estudado, já que a maioria dos estudos estão centrados nos efeitos na resistência à compressão simples, o que fortalece o desenvolvimento de estudos sistemáticos no sentido de verificar os efeitos da cal nos parâmetros de cisalhamento.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS DE ENSAIO

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS DE ENSAIO

3.1. Introdução

Este capítulo descreve os solos e agente estabilizante utilizados nesta pesquisa, como também, os principais métodos de ensaios utilizados para determinação dos parâmetros selecionados. Quando aplicável, os solos foram usados no estado natural e após estabilizados com cal.

Os métodos de ensaio, que constam em normas técnicas, serão apenas citados, caso contrário serão descritos detalhadamente.

A Figura 3.1. apresenta o fluxograma das atividades envolvidas nesta pesquisa. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Solos II, do Departamento de Engenharia Civil, do Centro de Ciências e Tecnologia, da Universidade Federal da Paraíba.

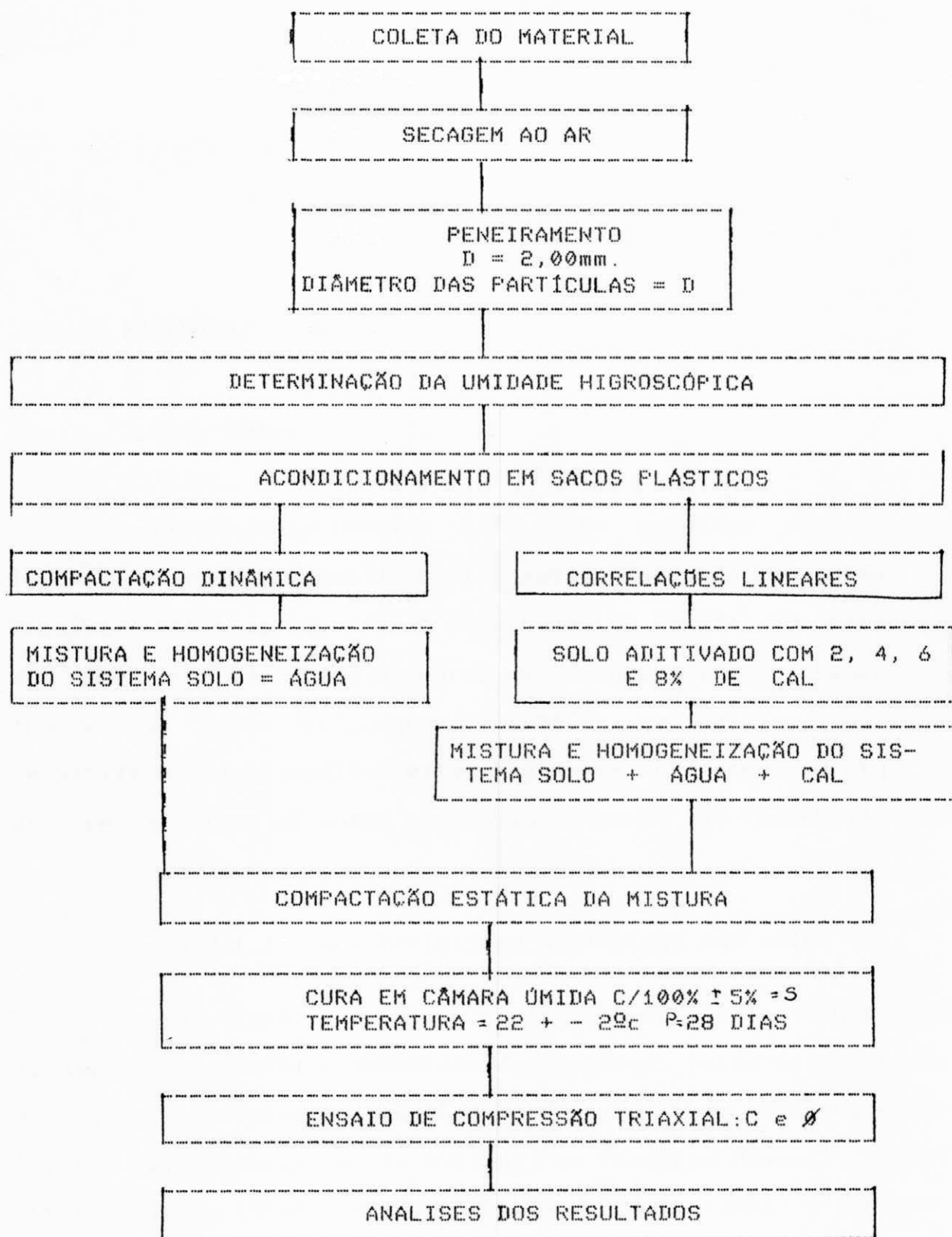


Fig. 3.1. Fluxograma de atividades / ensaios envolvidos nesta pesquisa.

3.2. MATERIAIS

3.2.1. Solos

Foram selecionados para esta pesquisa seis solos lateríticos provenientes de várias jazidas situadas no estado da Paraíba. Estas jazidas foram escolhidas em função do potencial que pode ser oferecido às obras de engenharia, como também em função de suas diferentes formações geológicas, o que possibilitou uma análise mais abrangente do comportamento dos diferentes tipos de solos quanto ao processo de estabilização.

3.2.1.1. Características geológicas dos solos

As características geológicas dos solos, bem como localização e perfil esquemático das jazidas, estão apresentadas a seguir, conforme informações do Ministério da Agricultura / SUDENE (1972), Departamento Nacional de Produção Mineral (1974), SUDENE (1974A, 1974B, 1977), citações de Borba (1981) e Queiroz de Carvalho, (1979).

3.2.1.1.1. Jazida de João Pessoa (JPPB)

Localização: Conjunto dos Bancários à 2km do Campus Universitário de João Pessoa.

Formação Geológica: Formação Barreiras constituída de sedimentos pouco consolidados, de estratificação predominantemente horizontal, afossilíferos, apresentando sedimentos areno-argilosos, argilo-arenosos, arenosos, argila de coloração variegada, intercalando muitas vezes com camadas de seixos rolados e concreções lateríticas. Esta formação é datada do terciário.

Pedologia : PV5 (Podzólico Vermelho Amarelo Latossólico de textura arenosa).

Clima: Quente de seca atenuada, com índice xerotérmico variando de 40 a 100, apresentando de 3 a 4 meses secos.

Precipitação : 1720mm.

-----	Humus c/espessura máxima de 50cm
.....	

!#####!	Material laterítico com concreções
!#####!	de diâmetros variados (2 a 40 cm).
-----	Espessura: 7cm.
!#####!	
!#####!	Zona pálida. Material com diâmetro
!#####!	máximo de 2: . Espessura 4 m.

!#####!	Material laterítico com pequenas
!#####!	concreções. Espessura 5m.

!#####!	Rocha

Perfil esquemático da jazida de João Pessoa.

3.2.1.1.2. Jazida de Sapé-Mari (SAPB)

Localização: Rodovia PB-055, margem direita, a 6km da cidade de Mari.

Formação Geológica: Formação Barreiras constituída de sedimentos pouco consolidados, de estratificação predominantemente horizontal, afossilíferos apresentando sedimentos areno-argilosos, argilo-arenosos, arenosos, argila de coloração variegada intercalando muitas vezes com camadas de seixo rolados e concreções lateríticas. Esta formação data do terciário.

Pedologia: PV6 (Podzólico Vermelho Amarelo com a proeminente textura argilosa)

Clima: Quente de seca atenuada com índice xerotérmico variando de 40 a 100, apresentando de 3 a 4 meses secos.

Precipitação: Média anual de 1100 mm.

.....	Solo muito fino (Podsol)
.....	Profundidade até 1,40 m

#####	Pequenas concreções lateríticas -
#####	pisólitos. Espessura entre 60 e 80
-----	cm.

*****	Argila vermelha roxa com concreções
*****	lateríticas duras. Espessura máxima
*****	de 1,00m.

++++++	Argila vermelha mais solta.
*****	Espessura entre 20 e 40 cm.

!!!!!!	Argila arenosa. Espessura
!!!!!!	desconhecida, com aproximadamente 20
!!!!!!	cm. descoberto.

Perfil Esquemático da Jazida de Sapé-Mari.

3.2.1.1.3. Jazida de Areia (ARPB)

Localização: Rodovia PB-079, margem esquerda à 5Km da cidade de Remigio-PB.

Formação Geológica: Pré-Cambriano representado na Paraíba por gnaisses e migmatitos.

Pedologia: PE-13 com textura proeminentemente argilosa e Solos Litolíticos Eutróficos.

Clima: Sub-seco com índice xerotérmico de 0 a 40 apresentando de 1 a 2 meses secos.

Precipitação : Média anual de 1000 mm.

.....	Material areno-siltoso de cor escura
.....	
.....	
.....	Espessura entre 60 e 80 cm.

!00000000000000000000!	
!00000000000000000000!	Material de cor avermelhada com
!00000000000000000000!	cascalho laterítico em grande
!00000000000000000000!	quantidade. Espessura entre 40 e 50
!00000000000000000000!	cm.

!*****!	
!*****!	Material de cor avermelhada com
!*****!	cascalho laterítico com $\phi < 2,54$ cm
!*****!	em pequena quantidade.

!+++++	
!+++++	Profundidade visível até 4m.

Perfil Esquemático da Jazida de Areia.

3.2.1.1.4. Jazida de Bananeiras (BAPB)

Localização: Margem esquerda da rodovia, sentido Campina Grande/Bananeiras, à 4km da cidade de Bananeiras.

Formação Geológica: Formação Barreiras datada do terciário, constituída de arenitos argilosos e caulínicos, arenitos conglomeráticos.

Pedologia: PELL - Associação de podzólico vermelho amarelo equivalente eutrófico com a proeminente textura argilosa, fase floresta subperenifólia relevo forte e ondulado e solos litólicos eutróficos.

Clima: As' - Quente com chuva de outono inverno.

Precipitação: 1000 a 1200 mm.

.....	Camada de Humus. Espessura de 30 cm.

0000000000000000	Camada de argila marrom-avermelhada
-----	Espessura de 60 cm.
#####	
#####	Camada de pedregulho laterizado na
#####	matriz de um material argiloso
#####	avermelhado. Espessura de 5,00 m.

+++++++	Material argiloso vermelho-escuro
+++++++	mesclado de marron e argila mais
+++++++	clara. Espessura de 4 m.

Perfil Esquemático da Jazida de Bananeiras.

3.2.1.1.5. Jazida de Cuité (CTPB)

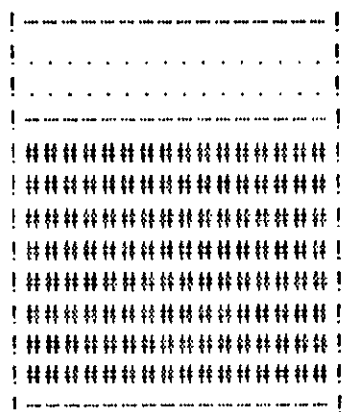
Localização: Rodovia PB-149, margem direita, a 700m da cidade de Cuité-PB.

Formação Geológica: Formação Serra dos Martins consistindo de sedimentos argilosos, arenitos silicificados, arenitos ferruginosos fortemente cimentados por limonita além de cangas lateríticas, repousando sobre terrenos do Pré-Cambriano. A formação é datada do terciário.

Pedologia: LVEL (Latosolo Vermelho Amarelo Eutrófico, apresentando textura argilosa.

Clima: Quente de seca média com índice xerotérmico variando de 100 a 150, apresentando de 5 a 6 meses secos.

Precipitação : Média anual de 400 mm.



Humus com grande quantidade de cascalho. Profundidade até 20 cm.

Material fino de cor amarela com grande quantidade de concreções de dimensões variadas de cor vermelho escuro. Espessura visível até 2.00m.

Perfil Esquemático da Jazida Cuité.

3.2.1.1.6. Jazida de Teixeira (TEPB)

Localização: Margem esquerda da rodovia PB-306, a 8km da cidade Teixeira-PB.

Formação Geológica: Formação Serra dos Martins consistindo de sedimentos argilosos, arenitos silicificados, arenitos ferruginosos fortemente cimentados por limonita, além de cangas lateríticas, repousando sobre terrenos do Pré-Cambriano. A formação é datada do Terciário.

Pedologia: REe3 (Regosol Eutrófico e Solos Litólicos Eutróficos apresentando textura arenosa).

Clima: Tropical quente se seca atenuada com índice xerotérmico variando entre 150 e 200 sendo a temperatura do mês mais frio superior a 15°.

Precipitação: 500 mm.

-----	Material areno-argiloso com
.....	
.....	cascalhos lateríticos. Profundidade
.....	
.....	entre 20 e 30 cm.

!oooooooooooooooooooo!	
!oooooooooooooooooooo!	Solo fino, de cor variegada
!oooooooooooooooooooo!	
!oooooooooooooooooooo!	(vermelho, amarelo e branco), com
!oooooooooooooooooooo!	
!oooooooooooooooooooo!	grande quantidade de solo areno-
!oooooooooooooooooooo!	
!oooooooooooooooooooo!	siltoso. Espessura visível de camada
!oooooooooooooooooooo!	
!oooooooooooooooooooo!	2,70 m.

Perfil Esquemático da Jazida de Teixeira.

3.2.2. A cal

A cal utilizada no processo de estabilização foi uma cal calcítica, conhecida comercialmente pelo nome de cal hidratada Garça, fabricada pela SOCAL Indústria e Comércio Ltda. A mesma foi adquirida em sacos plásticos, na chegada ao laboratório foi logo acondicionada em depósito hermeticamente fechado para não alterar suas propriedades.

A composição química da cal encontra-se apresentada no Quadro 3.2.

3.3. MÉTODOS DE ENSAIO E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Para determinação dos parâmetros de engenharia selecionados para a pesquisa, as amostras foram submetidas aos ensaios para determinação do teor de umidade, análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, compactação dinâmica e estática, e compressão triaxial, deste ensaio foram determinados os parâmetros de coesão e ângulo de atrito e as curvas tensão x deformação.

Ressalta-se ainda que, na compactação dinâmica, em cada ponto da curva, era usada uma amostra virgem do solo, visando-se evitar a conseqüente quebra da estrutura do esqueleto sólido dos corpos de prova.

AMOSTRA	LOCALIZAÇÃO
1	JOÃO PESSOA PB
2	SAPÉ - MARI PB
3	AREIA PB
4	BANANEIRAS PB
5	CUITÉ PB
6	TEIXEIRA PB

QUADRO 3.1. Localização das jazidas selecionadas

PR (Perda ao rubro)	32,02%
S;O ₂ (óxido de silício).....	6,42%
Al ₂ O ₃ (óxido de alumínio).....	0,75%
Fe ₂ O ₃ (óxido de ferro).....	0,15%
CaO (óxido de cálcio).....	47,04%
MgO (óxido de magnésio).....	11,89%

Quadro 3.2. Composição Química da Cal

3.3.1. Teor de umidade

O teor de umidade foi determinado com as amostras secas ao ar e acondicionadas em sacos plásticos e posteriormente por secagem em estufa a $105^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, o resultado final foi considerado como a média aritmética de duas amostras.

3.3.2. Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação

Os métodos empregados para análise granulométrica por peneiramento e sedimentação foi o preconizado pela Norma da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 7181/84.

3.3.3. Compactação dinâmica

O método empregado para compactação dinâmica, visando obtenção dos parâmetros de massa específica aparente seca máxima e umidade ótima no estado natural foi o da Norma da ABNT-MB33, sendo os parâmetros para os solos no estado estabilizado, com 2%, 4%, 6% e 8% obtidos por correlações lineares, segundo estudos de de Queiroz de Carvalho(1980). Estas correlações avaliaram estaticamente a relação existente entre a interação solo-cal e determinadas propriedades de engenharia.

Dentre as relações apresentadas no trabalho as selecionadas foram:

$$Y_3 = 1,094 X_3 - 3,31 \quad R = 0,92; DF = 17; S = 0,001$$

$$Y_4 = 0,901 X_4 + 0,235 \quad R = 0,83; DF = 17; S = 0,001$$

onde:

Y_3 = teor de umidade ótimo (%), solo natural

X_3 = teor de umidade ótimo (%), solo estabilizado

Y_4 = Massa específica aparente seca máxima (g/cm³),
solo natural

X_4 = Massa específica aparente seca máxima (g/cm³),
solo estabilizado

DF = graus de liberdade S = nível de significância

R = coeficiente de correlação

Estas relações são altamente significativas visto que , relacionam os valores de Umidade ótima e massa específica aparente seca máxima para os solos no estado natural e estabilizados com 4,5% de cal em peso e por apresentarem alto grau de significância, pois $S = 0,0001$ em todas as correlações lineares.

3.3.4. Preparação dos corpos de prova e cura

As amostras retiradas das jazidas foram separadas em frações menores através do processo de quarteamento, logo após foram submetidas à secagem ao ar e ao peneiramento na peneira da

ABNT-2,00mm, a opção por este diâmetro se deu em função de estudos de Borba (1976) e Queiroz de Carvalho (1979), em seguida foram determinadas as umidades higroscópicas e as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos, até data da moldagem.

3.3.4.1. Estado natural

Quando da moldagem dos corpos de prova no estado natural a preparação prosseguiu com as seguintes etapas:

- 1 - pesagem e mistura do solo e água de acordo com as quantidades referentes à umidade ótima e densidade máxima;
- 2 - homogeneização do material durante o tempo de três minutos no misturador mecânico, ou quando não, pelo processo manual, visto que a experiência em laboratório mostrou que resulta na mesma homogeneização;
- 3 - transferência para o molde de 20 cm de altura por 5 cm de diâmetro interno e encaminhamento para a compactação estática;
- 4 - Foram preparados, para cada tipo de solo, 09 corpos de prova, no mínimo.

3.3.4.2. Estabilizados

Para os corpos de prova estabilizados a preparação se deu com a mistura do solo, água e cal oferecendo os teores de 2%, 4%, 6% e 8% em peso e prosseguindo conforme as etapas:

- 1 - pesagem e mistura do solo, cal e água de acordo com as quantidades referentes à umidade ótima e densidade máxima conforme as correlações;
- 2 - homogeneização do material durante o tempo de três minutos no misturador mecânico, ou quando não pelo processo manual;
- 3 - transferência para o molde e encaminhamento para a compactação estática;
- 4 - para cada tipo de solo, em cada teor de cal foram preparados 09 corpos de prova, no mínimo.

3.3.4.3. Compactação Estática

Os corpos de prova usados no ensaio de compressão triaxial foram compactados estáticamente, sendo a energia de compactação tal qual obtidas na curva de compactação dinâmica. As etapas para realização da compactação, consistiram de :

- 1 - aplicação da carga no topo do cilindro até obtenção do corpo de prova com altura de $12,5\text{cm} \pm 0,2\text{cm}$. Esta altura refere-se à primeira aplicação de carga;
- 2 - inversão do corpo de prova e reaplicação da carga, até obtenção da altura de $10,00\text{cm} \pm 0,2\text{cm}$. Esta altura refere-se à segunda aplicação de carga.

Após estas etapas, eram verificadas a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima, para real reprodução dos valores do ensaio dinâmico, valores estes que se saíssem do

intervalo de 5% para umidade ótima e 10% para massa específica aparente seca máxima eram rejeitados e novos corpos de prova preparados.

3.3.4.4. Cura

Finalmente, os corpos de prova já moldados e etiquetados eram acondicionados em sacos plásticos e levados para a cura em câmara úmida. Nesta câmara havia uma camada de areia que sendo umedecida diariamente, oferecia uma saturação de 100% e temperatura de $22^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. O período de cura compreendia 28 dias.

3.3.5. Ensaios para determinação da resistência cisalhante, coesão (C) e ângulo de atrito (θ)

Após término do período de cura os corpos de prova foram retirados da câmara úmida e levados para a célula triaxial para serem submetidos ao ensaio do tipo não-adensado não-drenado (UU) e de acordo com Bishop e Henkel (1957). Estes ensaios consistiram de utilização de uma câmara cilíndrica de material resistente e transparente, no interior da qual o corpo de prova era colocado, envolto por uma membrana de borracha, ligada a duas placas de metal. A câmara cilíndrica era cheia d'água com a finalidade da aplicação da pressão confinante T_3 , cujos valores foram de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

Após a aplicação das tensões confinantes aplicava-se à

força normal ao corpo de prova através do pistão axial. Esta força normal dividida pela seção transversal do corpo de prova e somada a T3, é que constitui a pressão axial T1. O ensaio prosseguia, numa velocidade de 0,1143 cm/min. até que a tensão cisalhante alcançasse a resistência ao cisalhamento, sendo atingido um valor de ruptura para um T3 de confinamento.

Para cada tensão de confinamento eram ensaiados três corpos de prova, de modo que os nove corpos de prova moldados resultassem em três valores de coesão e três de ângulo de atrito, obtidos pelo critério de Mohr.

3.4. ANÁLISE ESTATÍSTICA

A análise estatística foi desenvolvida, utilizando o programa de computador STATGRAPHICS, o qual pode avaliar a correlação linear simples entre duas variáveis, baseado no nível de significância de 0,001. Na ocorrência de outra correlação importante, mas que não alcance o nível $S = 0,0001$ (altamente significativa), este programa fornece a correlação rebaixando este nível para $S = 0,0002$ (significativa).

CAPÍTULO 4
APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta e analisa os resultados obtidos com os ensaios realizados, visando avaliar o efeito da adição da cal na resistência ao cisalhamento dos solos estudados, representados pelos valores de coesão e ângulo de atrito, obtido através dos ensaios triaxiais do tipo não consolidado não drenado.

Estão também apresentados os resultados da fase de caracterização, inclusive os de compactação dinâmica, cujos valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima foram necessários para a moldagem dos corpos de prova a serem submetidos ao ensaio triaxial.

4.2. GRANULOMETRIA E OUTRAS CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS ESTUDADOS

Na tabela 4.2.1. encontram-se as análises granulométricas dos solos estudados e as curvas granulométricas correspondentes são mostradas na figura 4.2.

Na tabela 4.2.2. estão as características de Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP), Resistência à Compressão Simples (RCS), Potencial Hidrogeniônico (PH) e Matéria Orgânica (MO).

Pela Classificação Unificada dos Solos, com base nos dados acima, os solos ficaram classificados da seguinte forma : Os solos JPPB e SAPB são SC-areias argilosas, misturas de areia e argila e os solos ARPB, BAPB, CTPB e TEPB são SM-areias siltosas, e misturas de areia e silte. São solos com baixa média plasticidade, praticamente livres de matéria orgânica e característica meia ácida e possuidores de considerável resistência à compressão simples.

GRANULONETRIA: Porcentagem que passa

SOLO	Peneiras (mm)								
	25,5	19,1	9,5	4,8	2,0	0,42	0,074	0,05	0,002
JPPB	100,00	95,02	88,82	85,52	83,51	63,91	31,00	28,00	20,00
SAPB	100,00	87,72	70,01	60,60	18,07	14,11	22,20	21,00	12,30
ARPB	97,67	94,35	88,39	85,84	84,84	66,25	35,00	31,00	13,00
BAPB	100,00	100,0	99,72	98,72	97,84	78,64	47,50	45,00	38,00
CTPB	100,00	97,57	69,55	52,45	43,53	31,52	11,00	6,00	2,00
TEPB	100,00	100,0	98,31	97,20	95,53	59,02	10,00	8,00	4,00

Tabela 4.2.1 Análise Granulométrica dos solos estudados.

SOLO	CLASS.	LL,%	LP,%	IP,%	RCS(kPa)	PH	MO %
JPPB	SL	31,6	19,0	12,6	157,9	4,40	0,90
SAPB	SL	36,6	24,5	12,1	61,4	4,35	1,10
ARPB	SL	46,7	31,5	15,2	155,8	4,30	1,39
BAPB	SL	29,4	17,5	11,9	192,0	5,10	0,06
CTPB	SL	23,7	18,0	5,7	140,0	3,75	1,41
TEPB	SL	38,7	28,0	10,7	205,0	4,35	0,55

SL = Solo Laterítico

Tabela 4.2.2 Valores dos Limites de Liquidez (LL) e Plasticidade (LP), Índice de Plasticidade (IP) Resistência à Compressão Simples (RCS), Potencial Hidrogeniônico (PH) e Matéria Orgânica dos solos, (Borba, 1981 e Diniz, 1984), (Telino, 1992), (Trajano, 1990) e Queiroz de Carvalho, 1975).

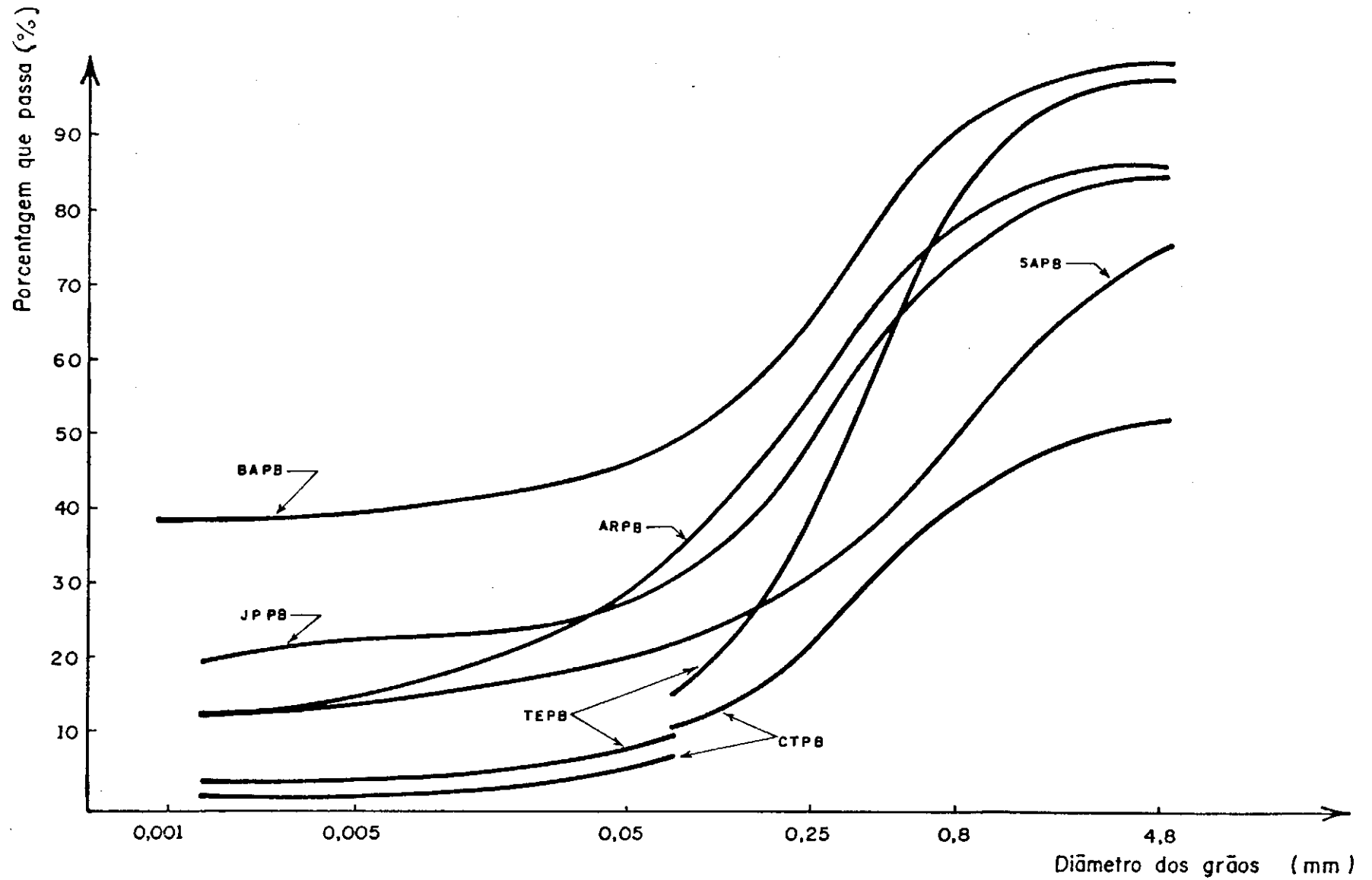


Fig. 4.2. Curvas Granulométricas dos solos estudados.

4.3. PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

Os parâmetros de compactação dos solos, obtidos através das curvas de compactação, foram determinados conforme indicado no item 3.3.3, cujas curvas de massa específica aparente seca versus teor de umidade são apresentadas na Figura 4.3. Na Tabela 4.3.1. encontram-se os valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, obtidos através da compactação dinâmica e pelas correlações lineares, para os corpos de prova no estado natural e estabilizado respectivamente

Conforme se observa na Tabela 4.3.1 os valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima variam em função da adição da cal. Nota-se que ocorre um aumento na umidade ótima e decréscimo da massa específica aparente seca máxima da mistura estabilizada. Esta modificação é devido ao fato de que, como discutido no item 2.1.4, a adição de cal promove um agrupamento das partículas de solo, floculando-o em estruturas granuladas, o que diminui a massa específica aparente seca máxima e favorece a adsorção de água. Este comportamento é verificado então, pela modificação dos valores para cada solo, como relacionados a seguir: Os solos JPPB, SAPB, ARPB, BAPB, CTPB e TEPB tiveram modificações na umidade ótima do estado natural para o estabilizado de, respectivamente, 16,73%, para 18,34%, 19,54% para 20,91%, 17,90% para 19,41%, 17,77% para 19,29%, 16,12% para 17,78% e de 16,79% para 21,13%, fornecendo aumentos percentuais de 9,62%, 7,01%, 8,44%, 8,55%, 10,31% e de 6,77%, respectivamente.

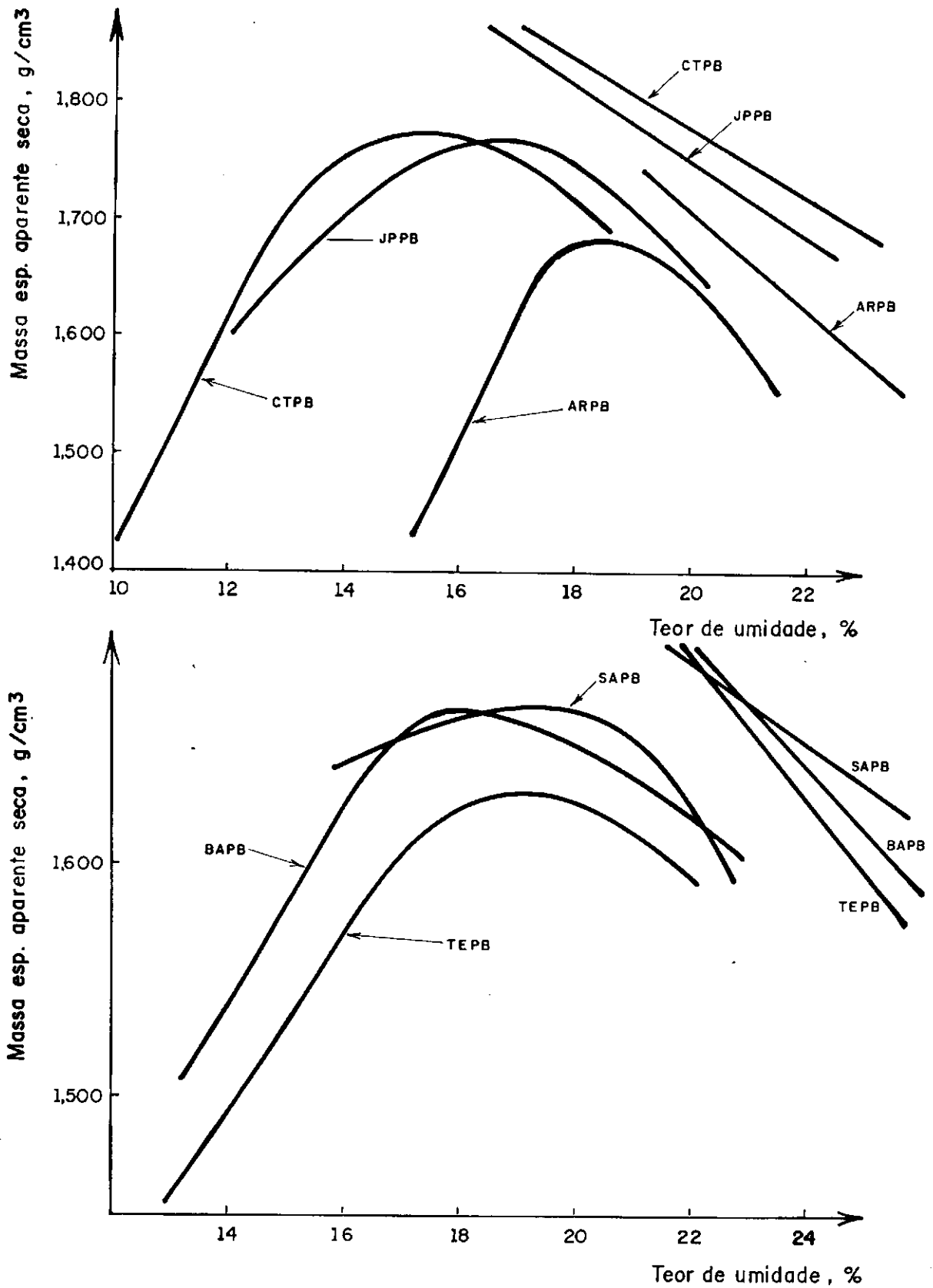


Fig. 4.3. Curvas de massa específica aparente seca, (g/cm³) X teor de umidade (%) para os solos no estado natural. Curva de Saturação.

As variações na massa específica aparente seca para os solos JPPB, SAPB, ARPB, BAPB, CTPB e TEPB, foram no sentido do decréscimo da mesma, com estas diminuições sendo relacionadas respectivamente a seguir: 1,767g/cm³ para 1,700g/cm³, 1,666g/cm³ para 1,588g/cm³, 1,685g/cm³ para 1,609g/cm³, 1,668g/cm³ para 1,590g/cm³, 1,771g/cm³ para 1,705g/cm³ e de 1,632g/cm³ para 1,550g/cm³ fornecendo decrescimos da ordem de 3,79%, 4,51%, 4,68%, 3,73% e 5,02% respectivamente, em relação aos valores no estado natural. O que fornece um aumento médio de 8,45% na umidade ótima e decréscimo médio de 4,40% na massa específica aparente seca máxima confirmando o comportamento esperado. Os valores que fornecem esta análise estão agrupados na tabela que se segue:

SOLO	Umidade ótima (%)		Massa esp aparente seca máxima (g/cm ³)	
	Estado natural	Estabilizada	Estado Natural	Estabilizada
JFPB	16,73	18,34	1,767	1,700
SAPB	19,54	20,91	1,666	1,588
ARPB	17,90	19,41	1,685	1,609
BAPB	17,77	19,29	1,668	1,590
CTPB	16,12	17,78	1,771	1,705
TEPB	16,79	21,13	1,632	1,550

Tabela 4.3.1. Teores de Umidade ótima (%) e Massa específica aparente seca máxima (g/cm³) para resistência à compressão máxima, com a mistura no estado natural e estabilizada com 2%, 4%, 6% e 8% de cal em peso.

4.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAS TIPO NÃO CONSOLIDADO NÃO DRENADO

Uma avaliação dos ensaios triaxial tipo não consolidado não drenado foi feita analisando-se, através de gráficos e tabelas, a evolução dos parâmetros de cisalhamento coesão e ângulo de atrito, através das envoltórias de Mohr, obtidas ensaiando-se um mínimo de nove corpos de prova idênticos, para cada teor de cal. Os dados obtidos forneceram envoltórias de Mohr perfeitamente aceitáveis dentro dos critérios estabelecidos.

Nas Figuras 4.4.3 à 4.4.32 são apresentadas as curvas de tensão deviatora versus deformação axial, com os relativos círculos de Mohr, indicando os valores de coesão e ângulo de atrito, sendo estas as mais representativas com referência ao solo e ao teor de cal em questão, isto para ilustrar o comportamento da resistência à compressão do solo com a variação da deformação axial, quando os corpos de prova foram sujeitos à pressões de confinamento de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. A velocidade de cisalhamento foi de 0,1143 cm/min.

Nas Tabelas 4.4.1 e 4.4.2 são apresentados todos os valores de média aritméticas, seus desvios padrões e amplitudes da coesão e ângulo de atrito agrupada em amostras de três dados, em função do teor de cal utilizado, com uma ilustração da evolução desta relação sendo apresentada nas Figuras 4.4.34 e 4.4.35.

Teor de cal	0 %			2 %			4 %			6 %			8 %		
	X	Tu-1	A	X	Tu-1	A	X	Tu-1	A	X	Tu-1	A	X	TU-1	A
JPPb	88,33	10,41	15,00	106,7	11,55	20,00	71,70	2,89	5,00	90,00	0,00	0,00	163,3	15,28	30,00
SAPB	78,33	7,64	15,00	46,67	5,77	10,00	103,33	5,77	10,00	143,33	5,77	10,00	200,00	0,00	0,00
ARPB	180,00	0,00	0,00	100,00	6,11	15,00	310,00	70,71	100,00	503,33	20,12	40,00	383,33	35,12	70,00
BAPB	86,67	11,55	20,00	80,00	0,00	0,00	200,00	0,00	0,00	293,33	11,55	20,00	413,33	11,55	20,00
CTPB	95,00	7,07	10,00	80,00	0,00	0,00	160,00	0,00	0,00	110,00	17,32	30,00	130,00	10,00	20,00
TEPB	96,67	11,55	20,00	70,00	14,14	20,00	193,33	11,55	20,00	186,67	11,55	20,00	253,33	11,55	20,00

TABELA 4.4.1. Variação da coesão (kPa) ou função do teor de cal (X), seu desvio padrão e amplitude, para cada solo.

Legenda: X = Média aritmética de 3 valores de coesão (kPa)
 Tu-1 = Desvio padrão da amostra
 A = Amplitude da amostra

Teor de cal	0%			2%			4%			6%			8%		
	X	Tu-1	A	X	Tu-1	A	X	Tu-1	A	X	Tu-1	A	X	TU-1	A
JPPb	18,0	3,0	5,5	26,3	2,1	3,0	21,3	1,2	2,0	25,0	0,0	0,0	29,5	0,5	1,0
SAPB	28,8	1,3	2,5	27,3	2,5	5,0	26,3	3,2	6,0	29,2	0,8	1,5	34,7	0,6	1,0
ARPb	31,5	2,1	3,0	33,3	1,7	5,0	39,0	5,7	8,0	35,3	3,7	7,0	44,3	2,08	4,0
BAPB	17,5	1,0	2,0	21,5	0,7	1,0	27,0	1,0	2,0	29,0	1,0	1,0	32,0	0,0	0,0
CTPB	15,0	0,0	0,0	19,3	1,8	2,5	22,0	0,7	1,0	32,3	2,3	4,0	33,7	1,5	3,0
TEPB	16,5	2,0	4,0	18,0	1,4	2,0	28,5	1,7	2,5	27,8	2,6	5,0	37,0	2,2	4,0

Tabela 4.4.2. Variação do ângulo de atrito (θ) em função do teor de cal (X), seu desvio padrão e amplitude, para cada solo.

Legenda: X = Média aritmética de 3 valores de ângulo de atrito, graus.
 Tu-1 = Desvio padrão da amostra.
 A = Amplitude da amostra.

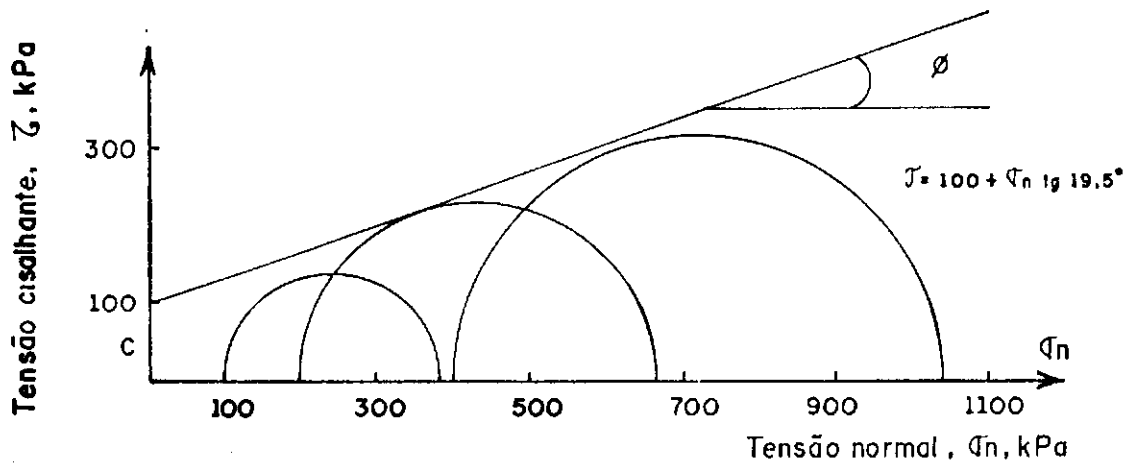
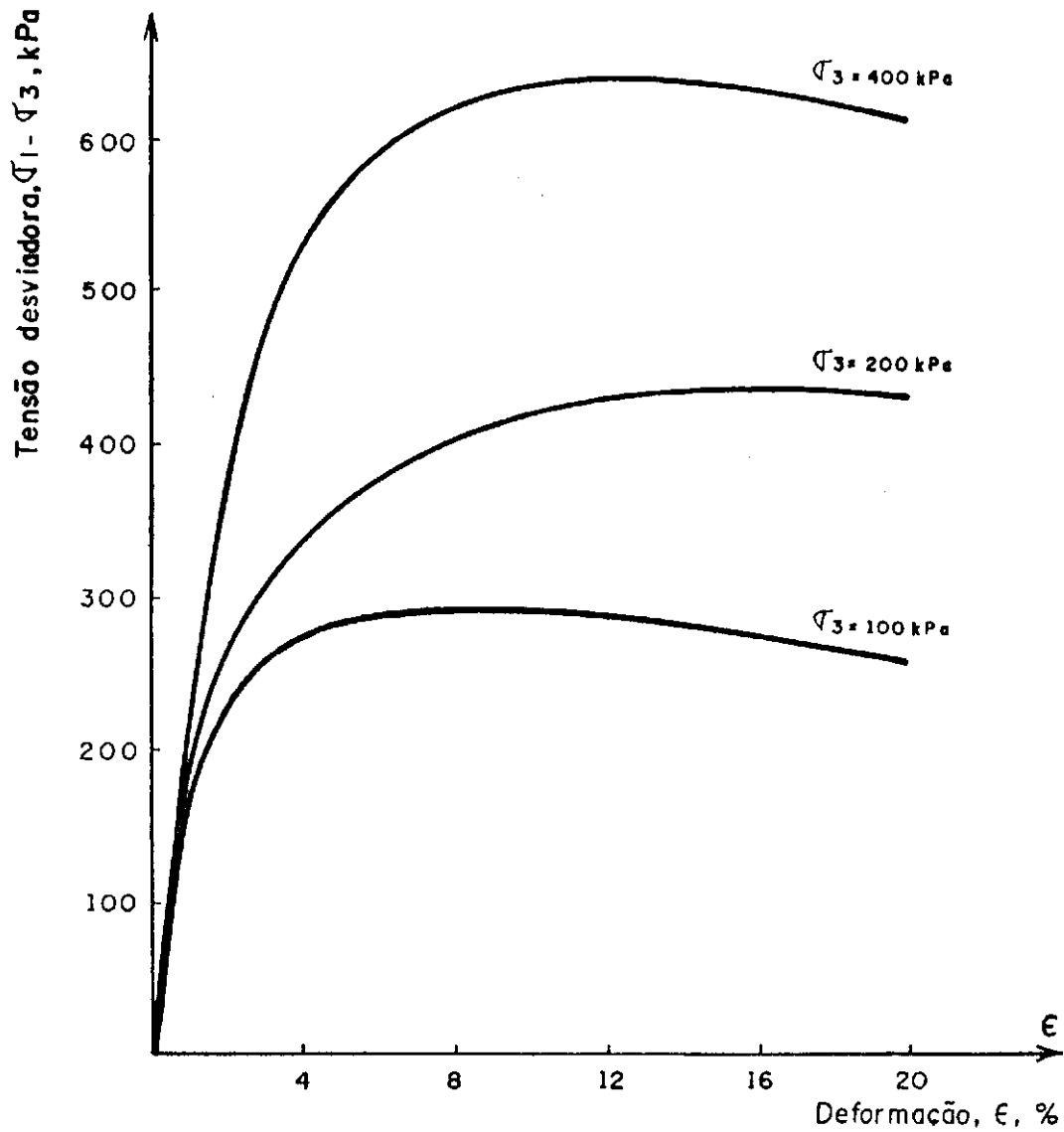


Fig. 4.4.3. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$, para Solo JPPB no estado natural

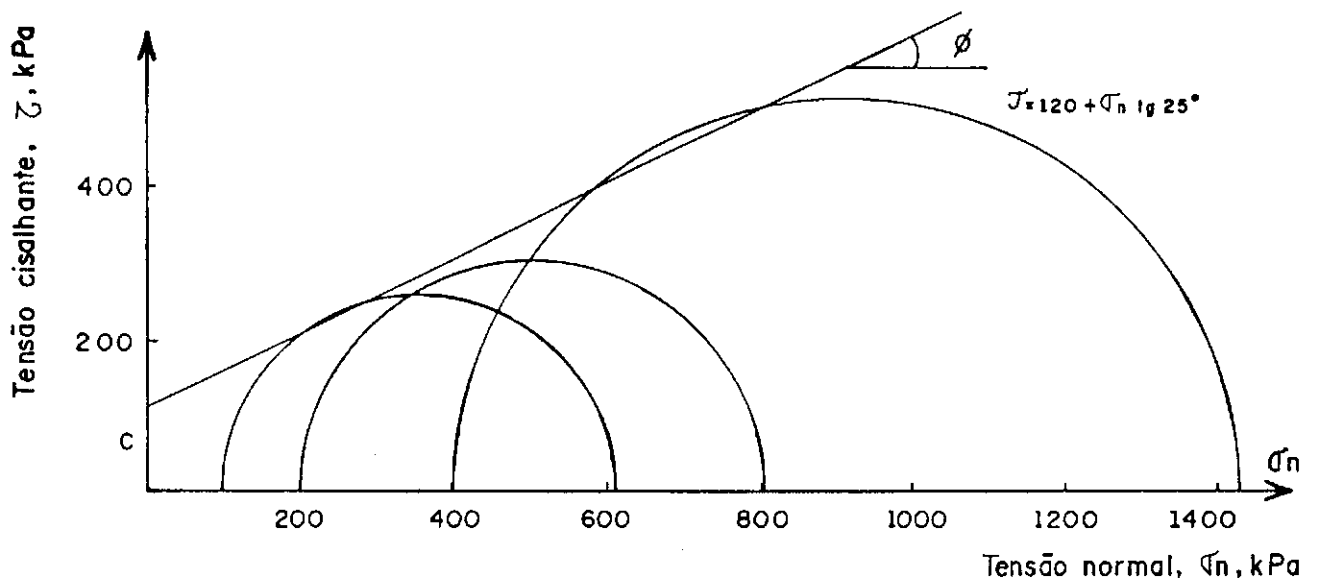
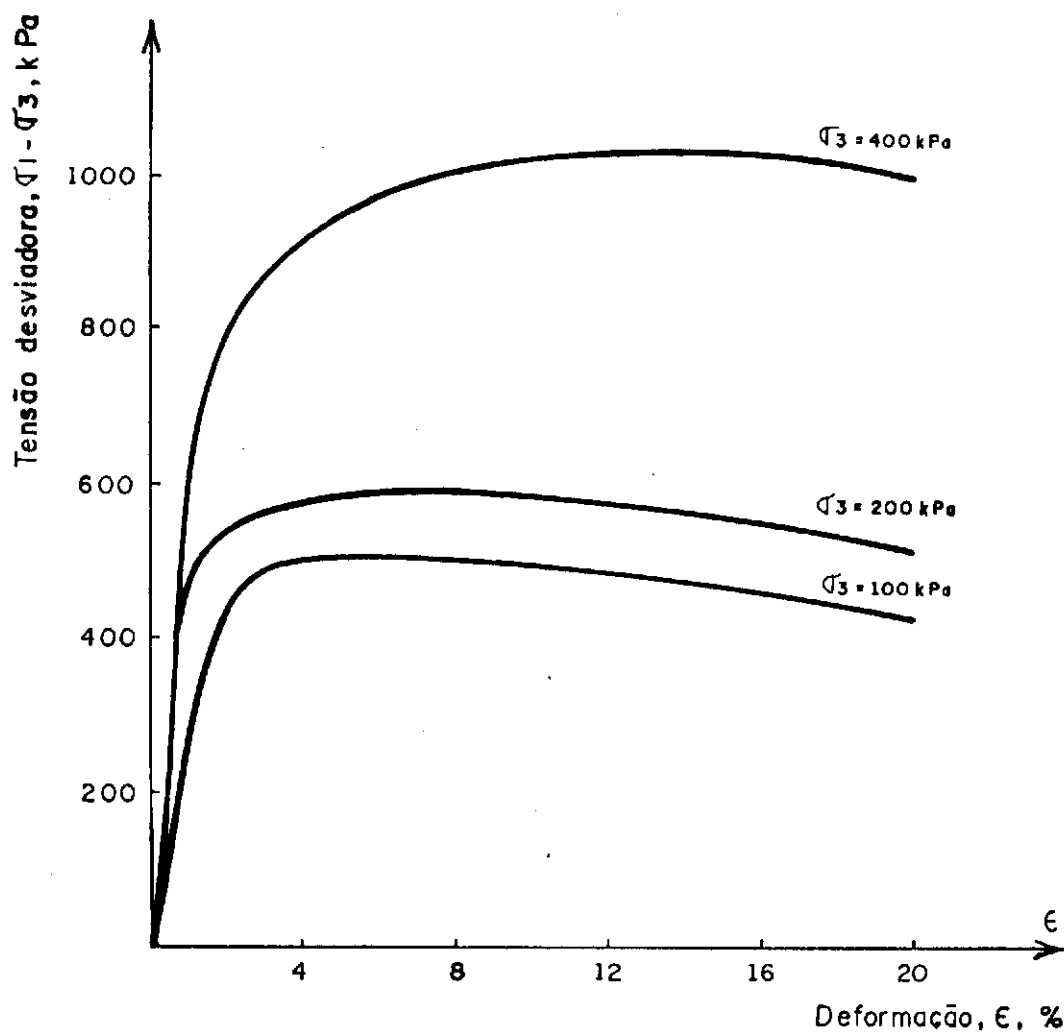


Fig.4.4.4. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo JPPB estabilizado com 2% de cal em peso.

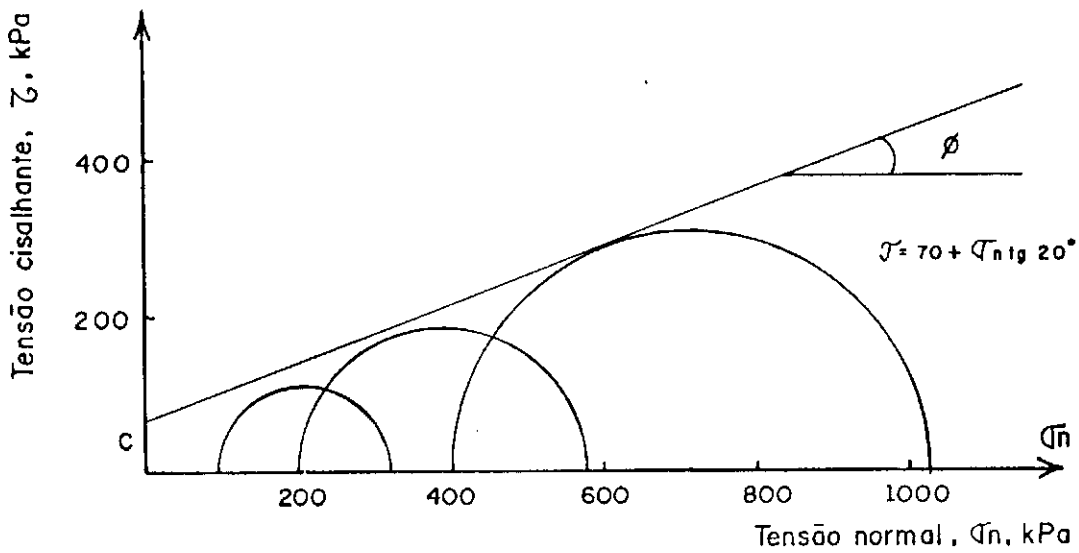
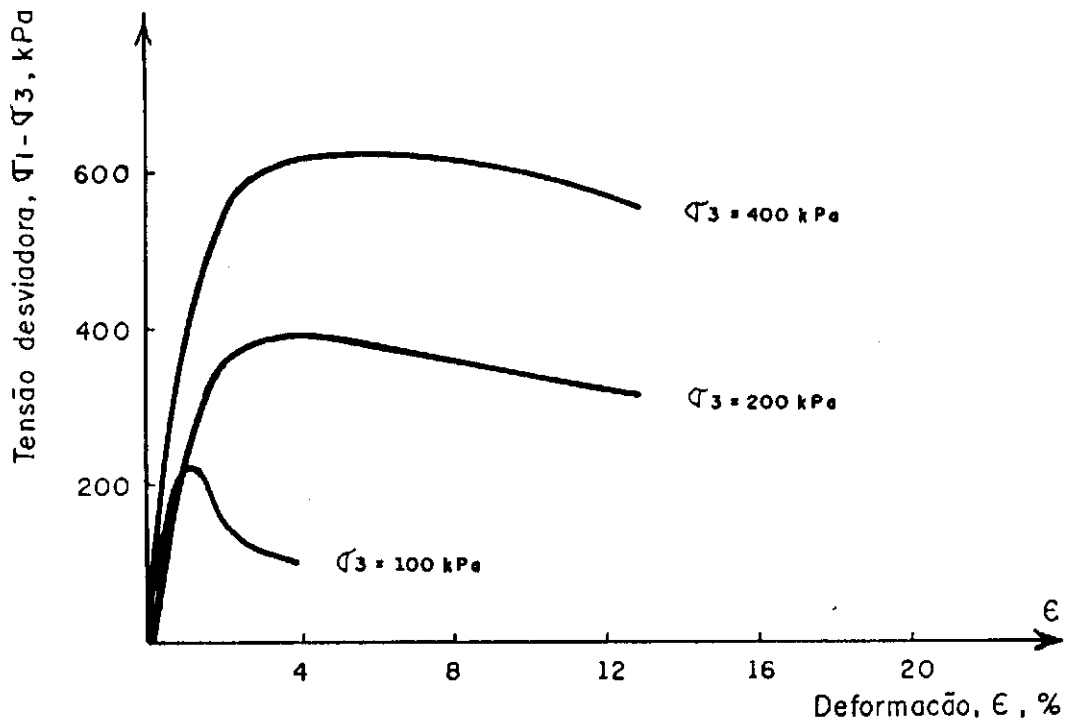


Fig. 4.4.5. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo JPPB estabilizado com 4% de cal em peso.

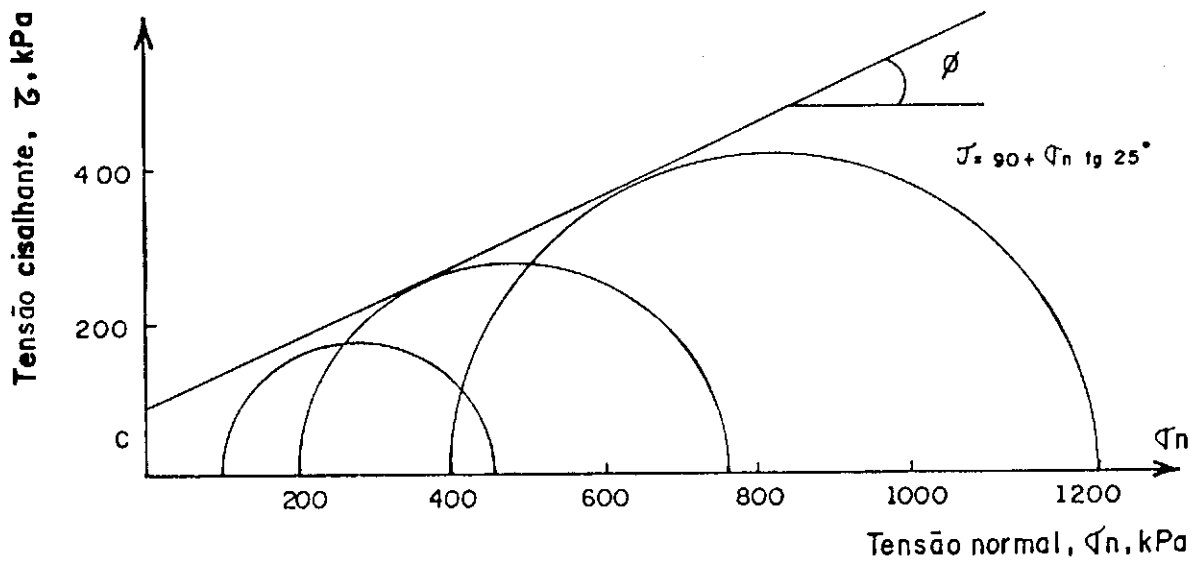
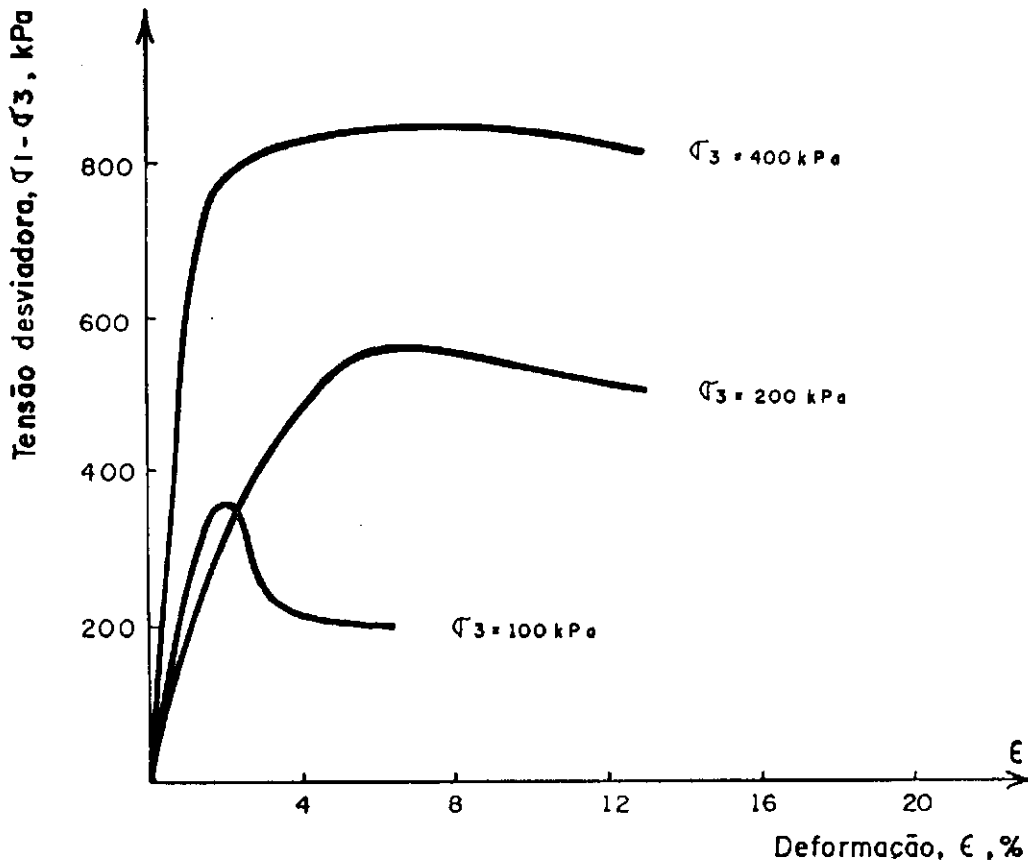


Fig.4.4.6. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo JPPB estabilizado com 6% de cal em peso.

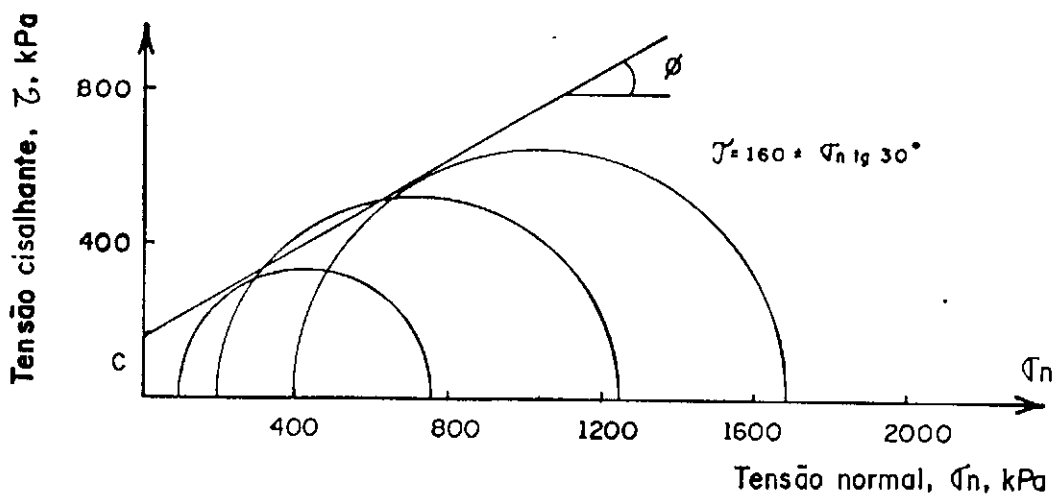
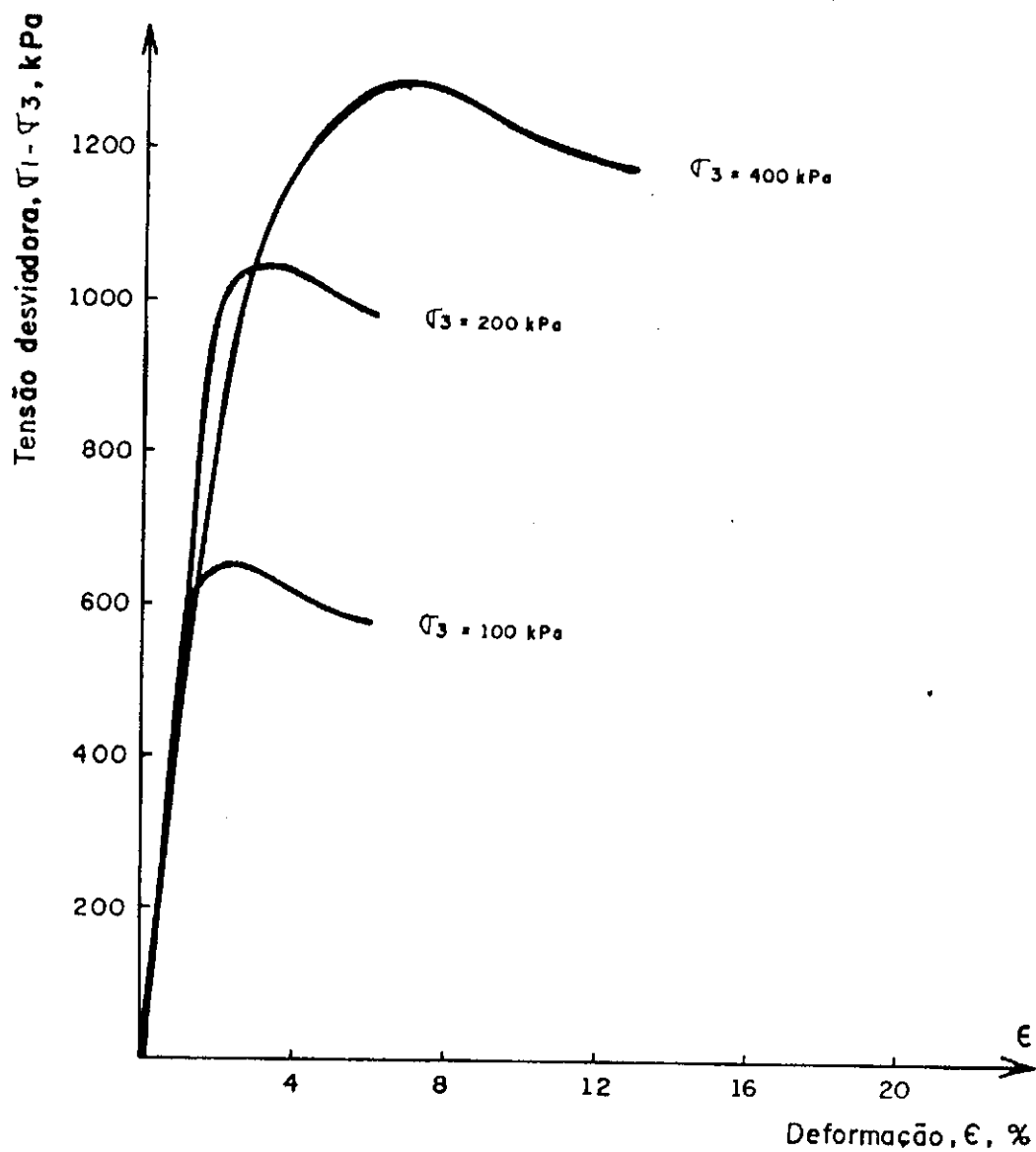


Fig.4.4.7. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo JPPB estabilizado com 8% de cal em peso.

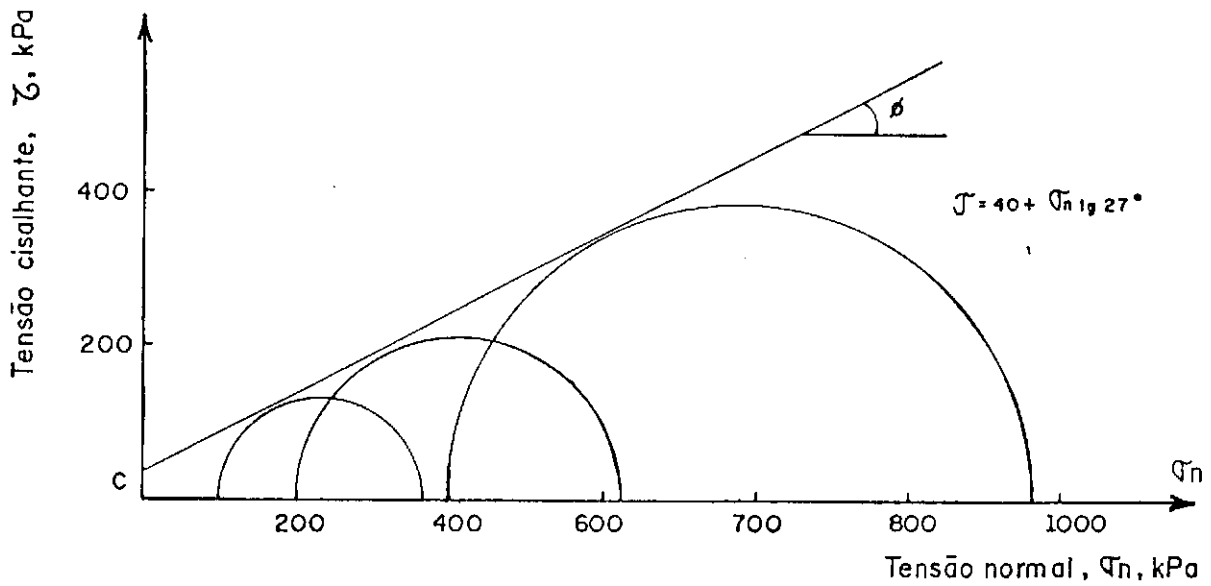
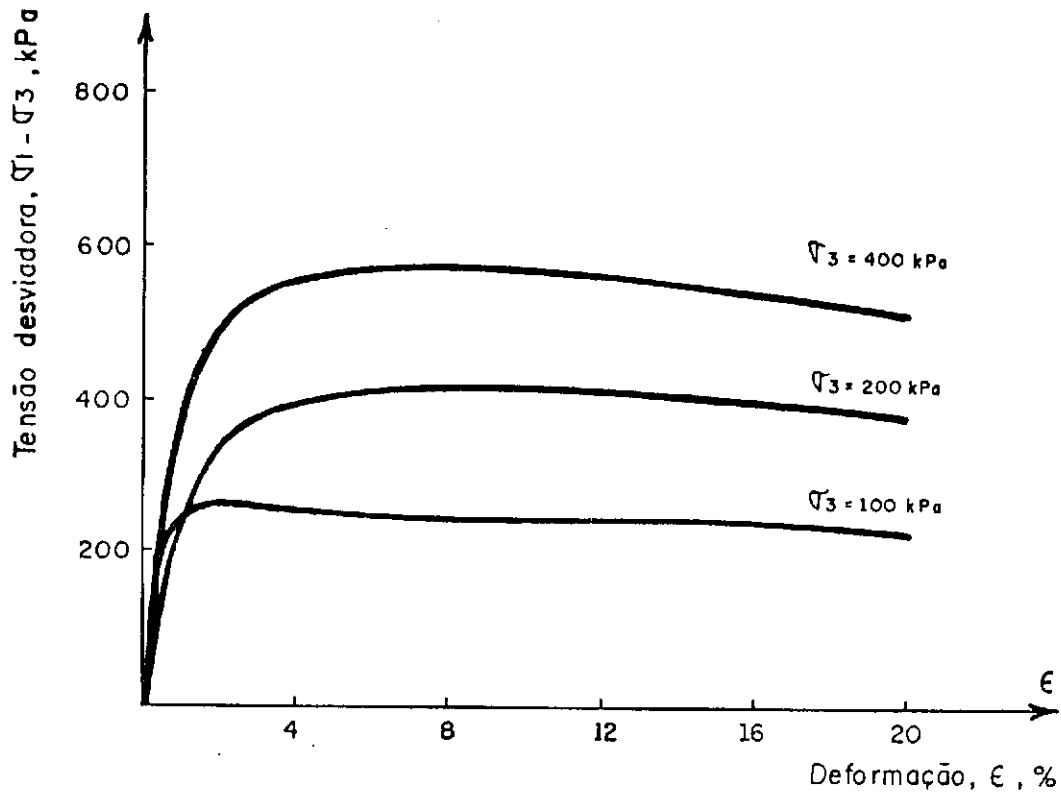


Fig. 4.4.8. Curvas $\sigma_1 = \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo SAPB no estado natural.

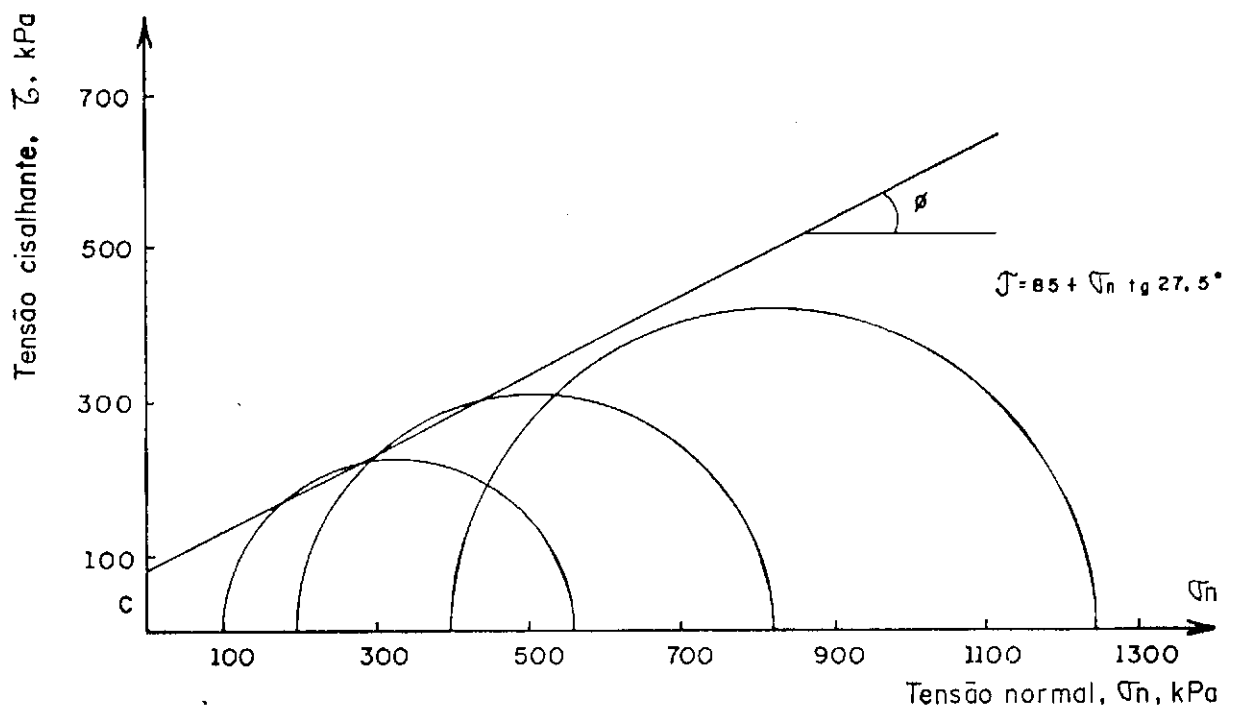
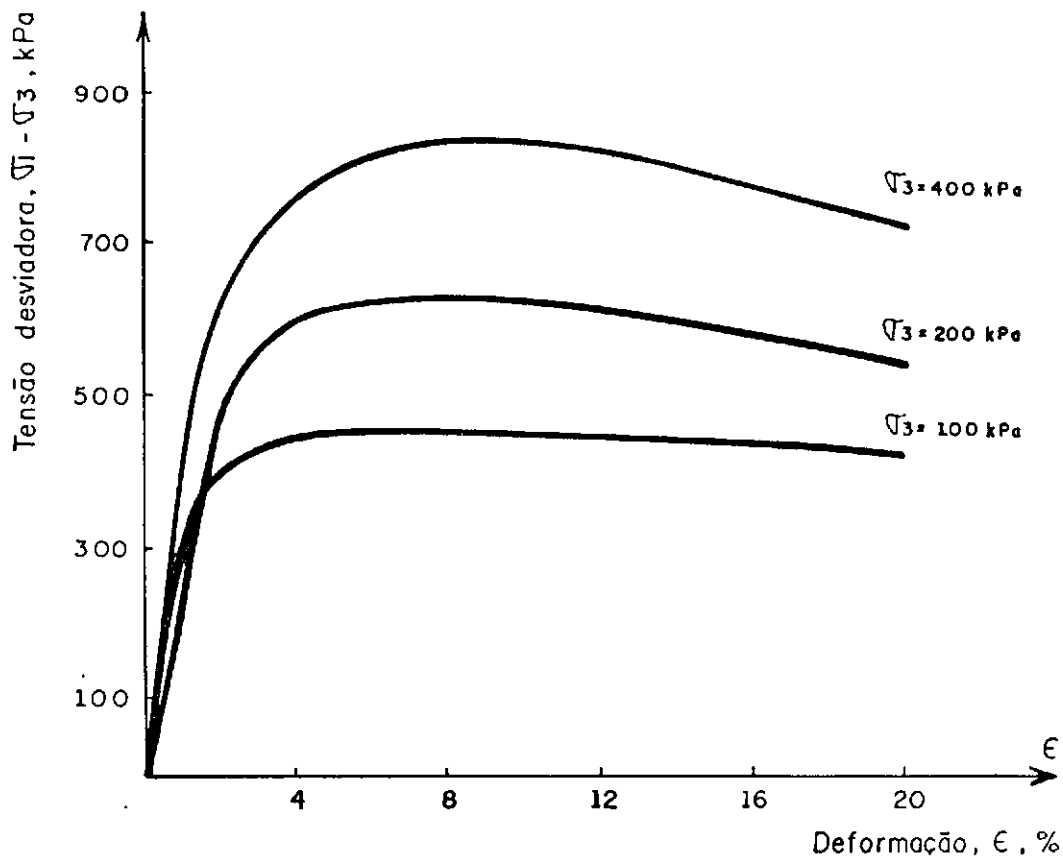


Fig. 4.4.9. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo SAPB estabilizado com 2% de cal em peso.

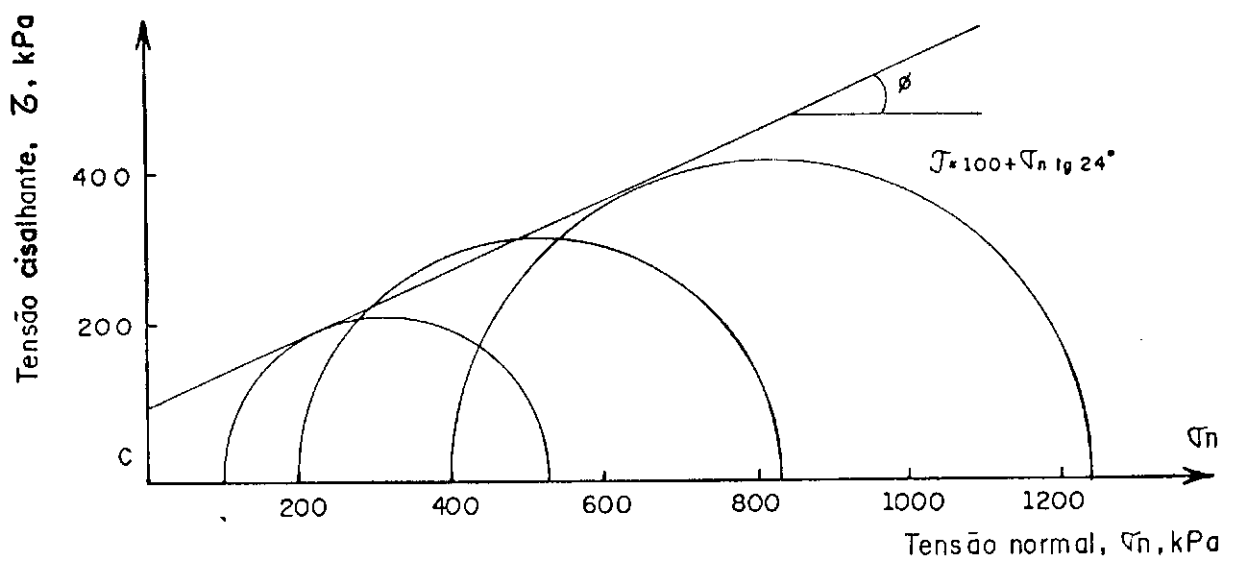
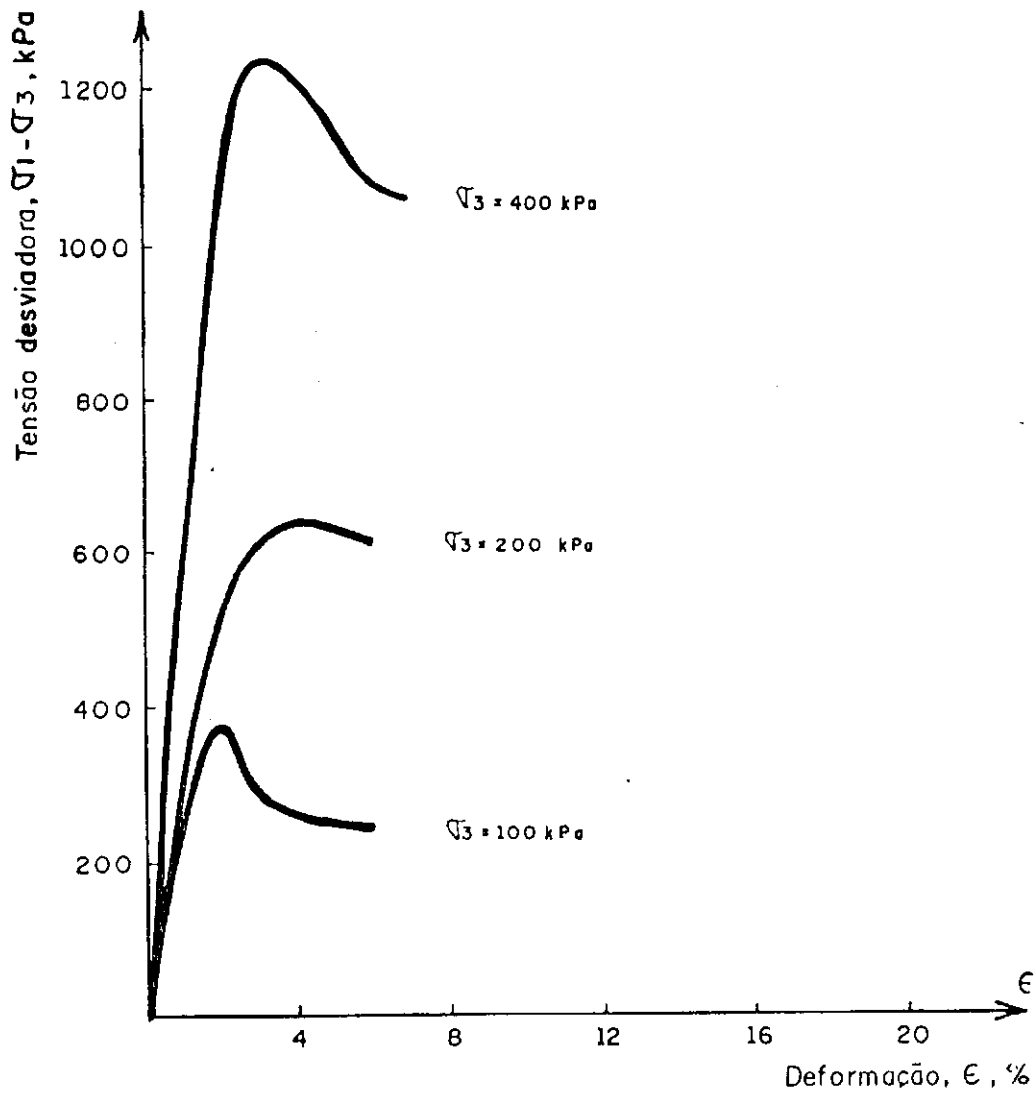


Fig.4.4.10. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo SAPB estabilizado com 4% de cal em peso.

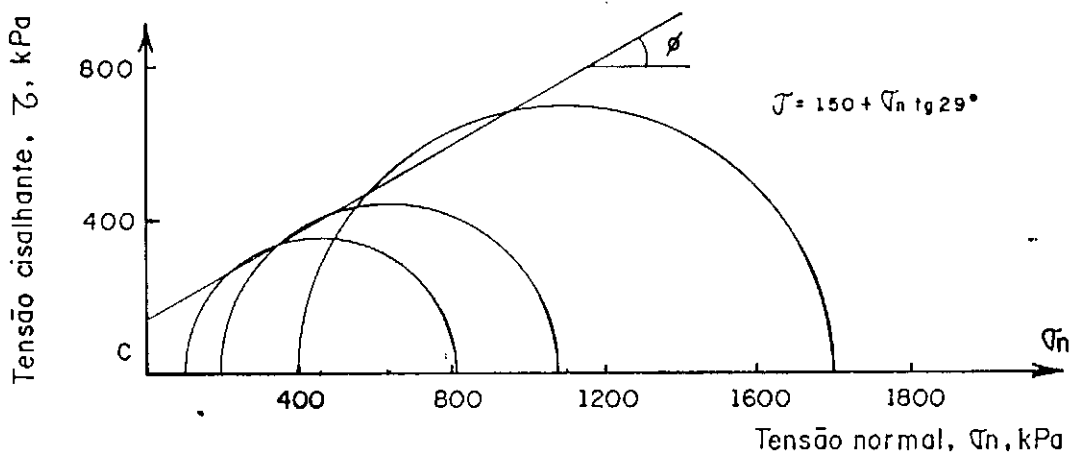
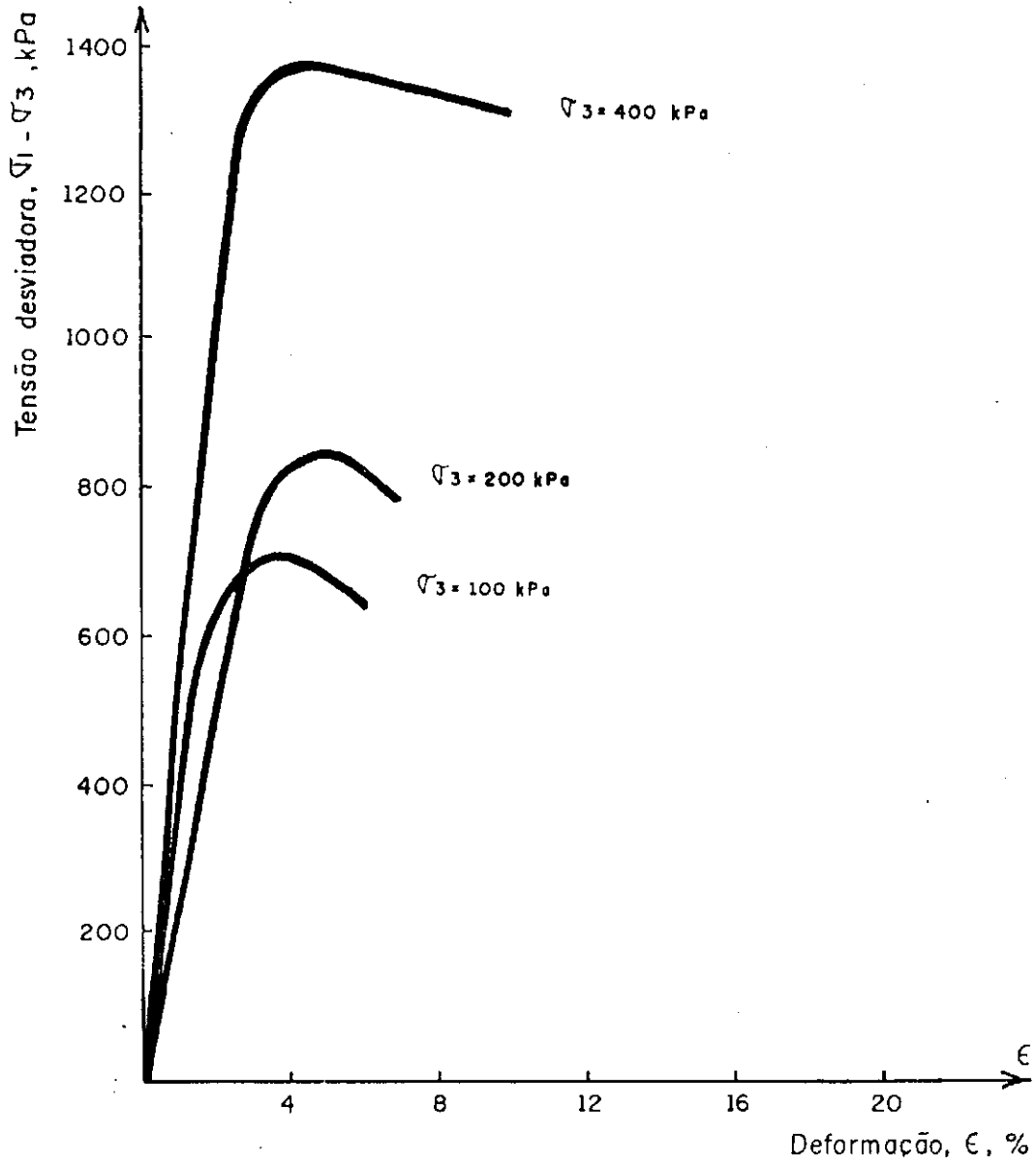


Fig. 4.4.11. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo SAPB estabilizado com 6% de cal em peso.

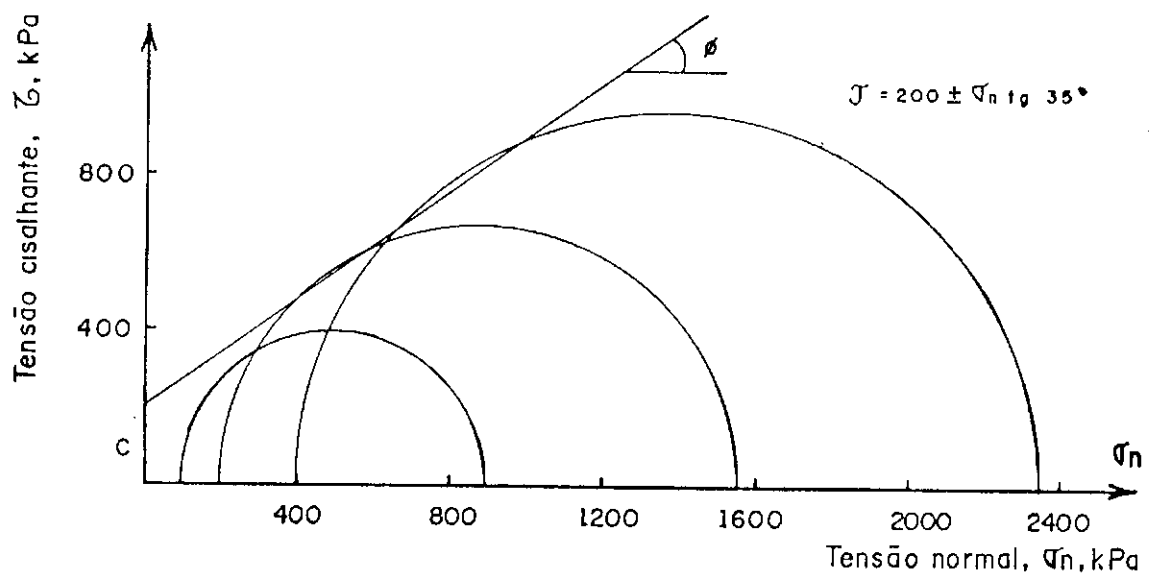
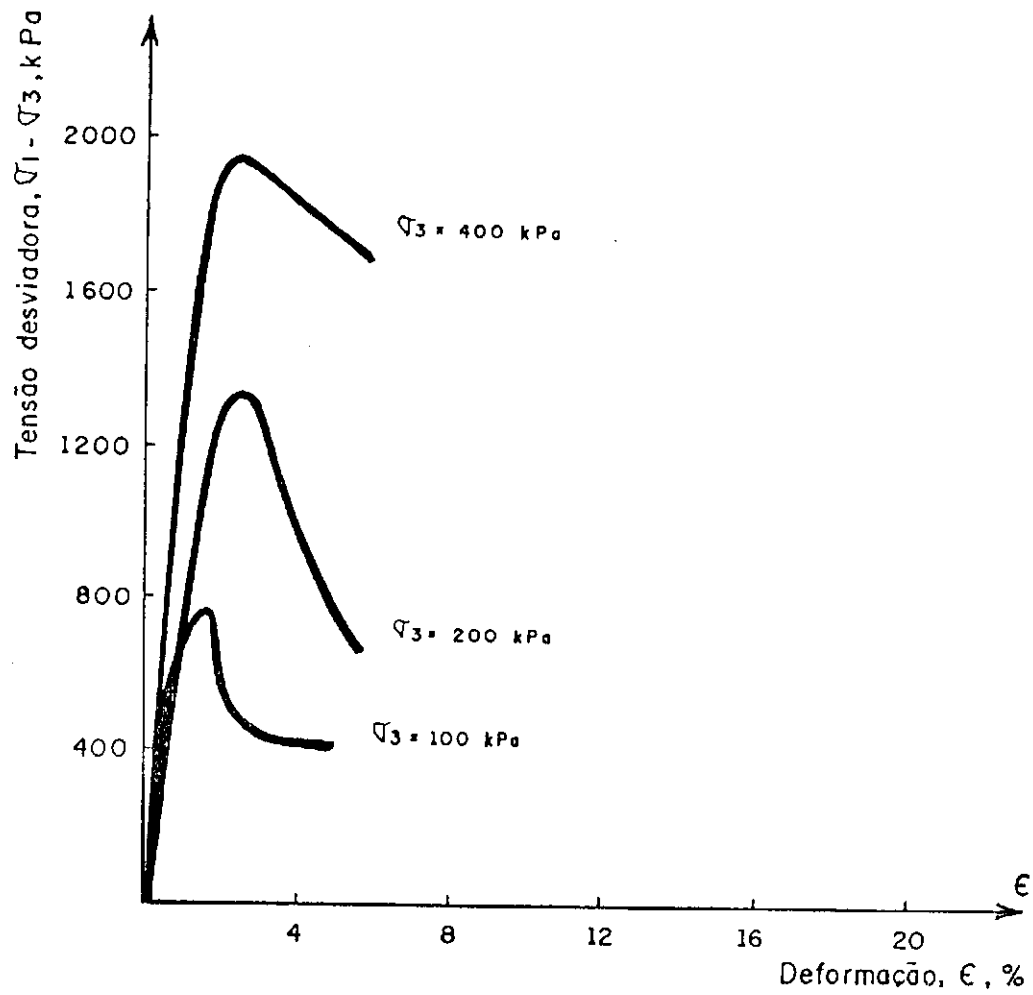


Fig. 4.4.12. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo SAPB estabilizado com 8% de cal em peso.

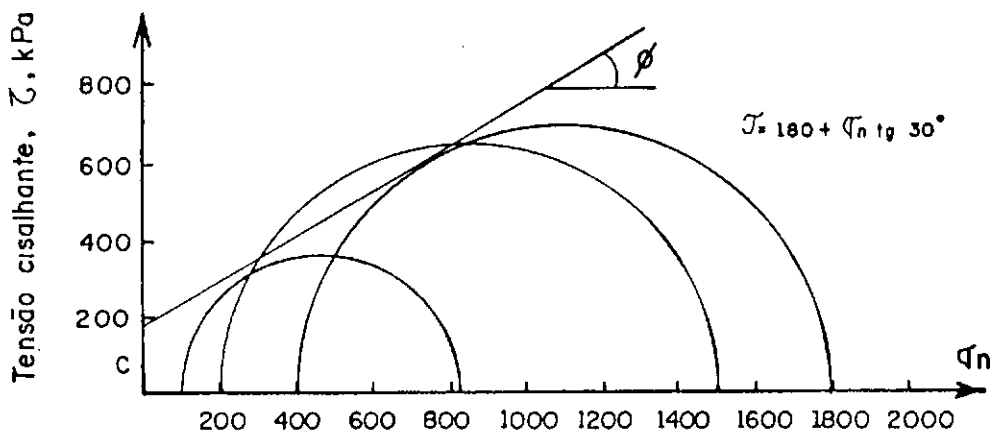
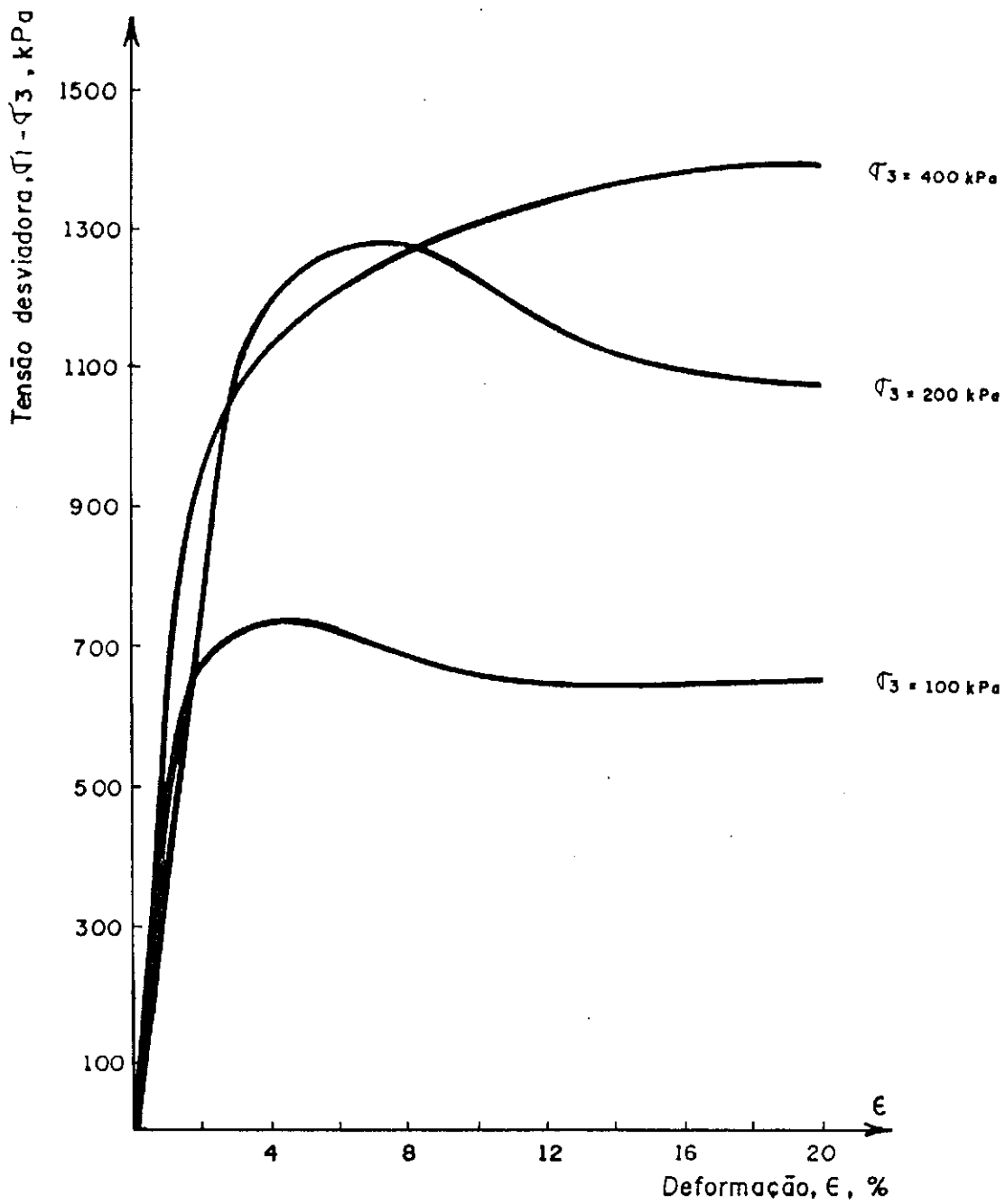


Fig.4.4.13. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo ARPB no estado natural.

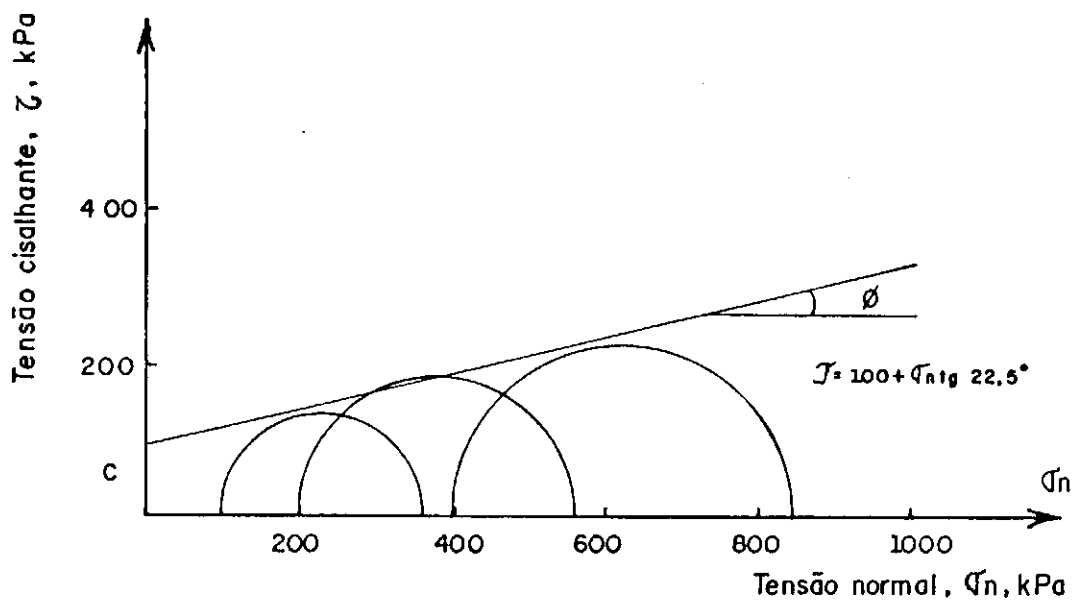
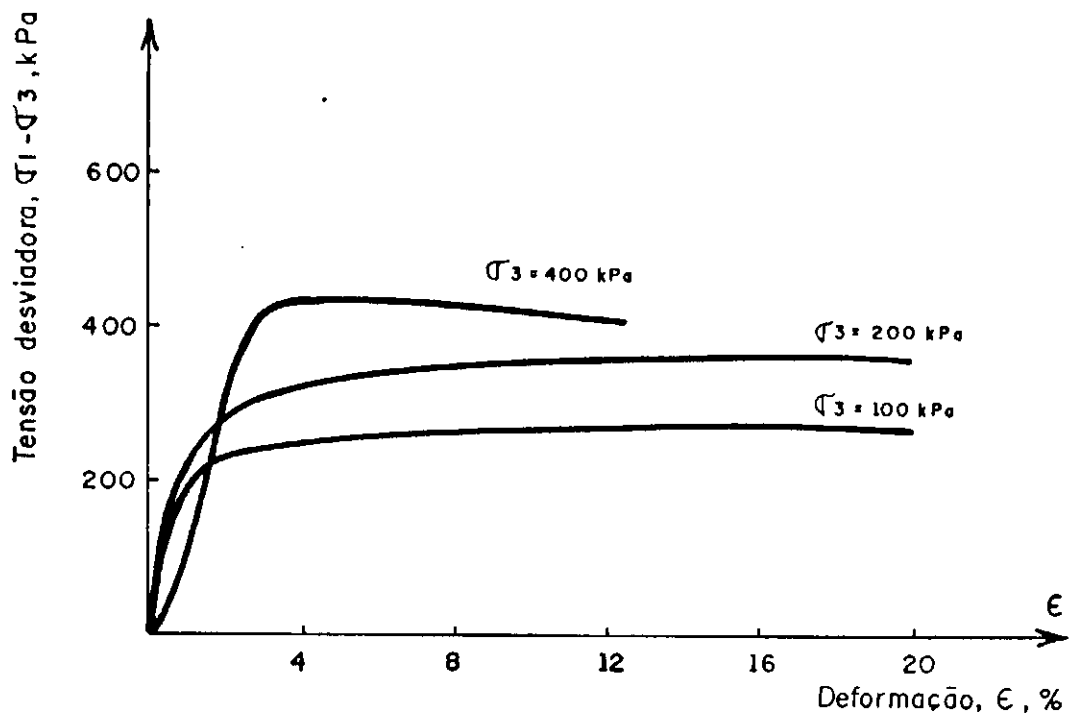


Fig. 4.4.14. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo ARPB estabilizado com 2% de cal em peso.

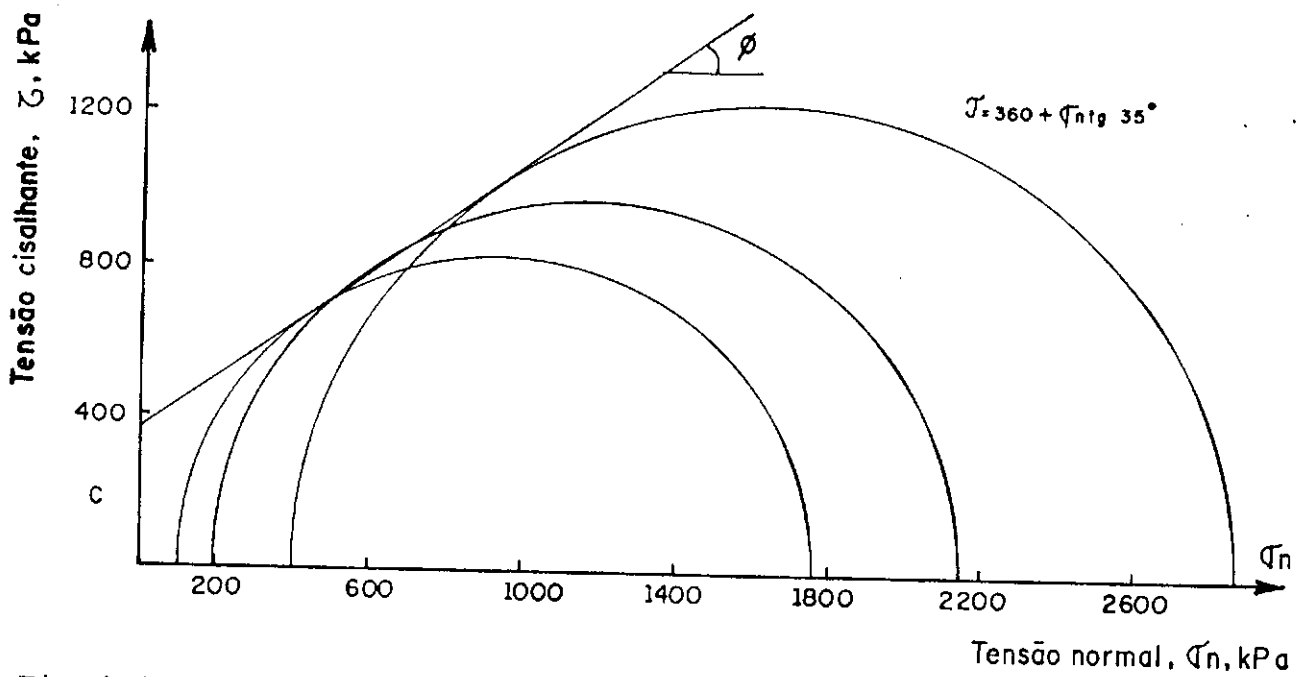
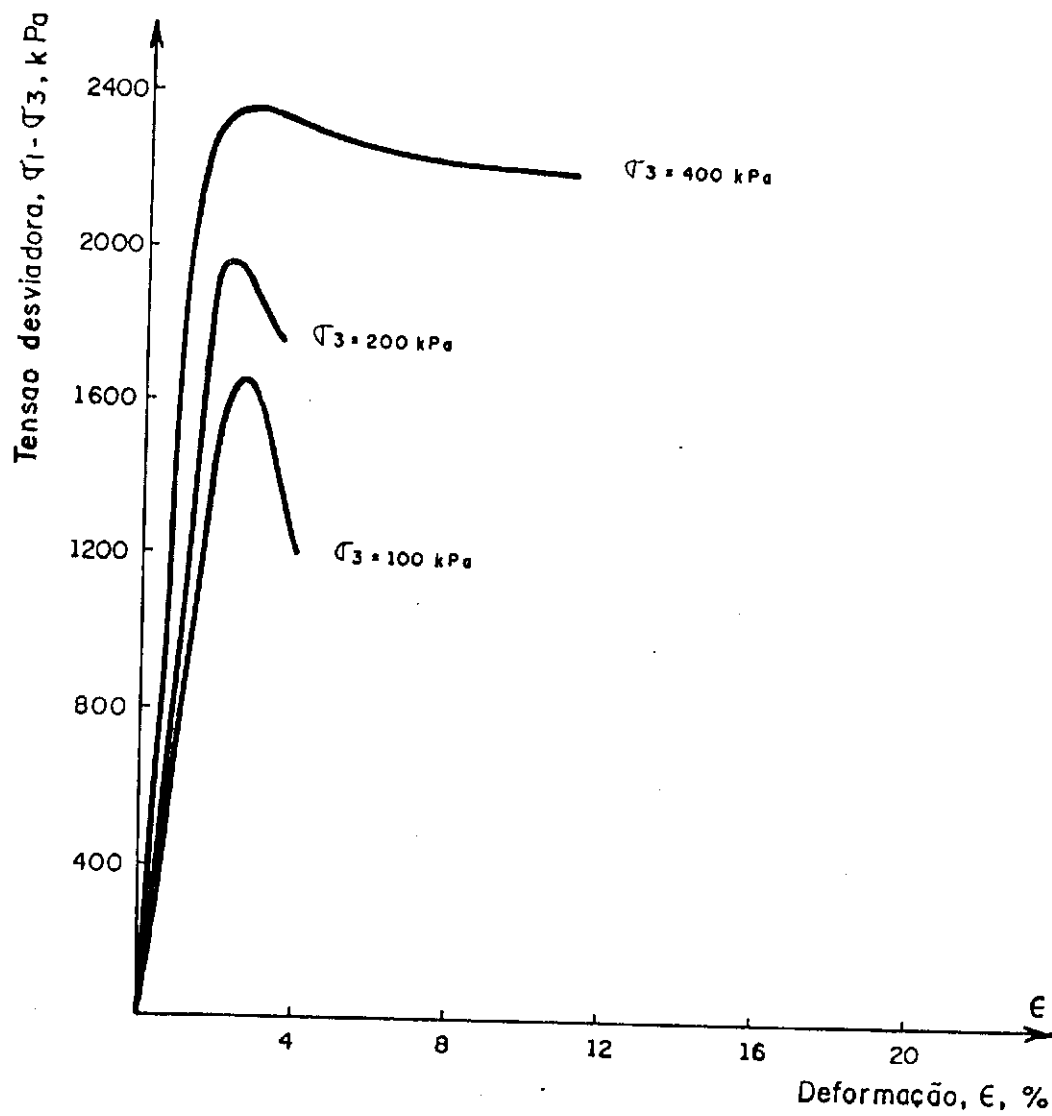


Fig.4.4.15. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3$ x ϵ e τ x σ_n para Solo ARPB estabilizado com 4% de cal em peso.

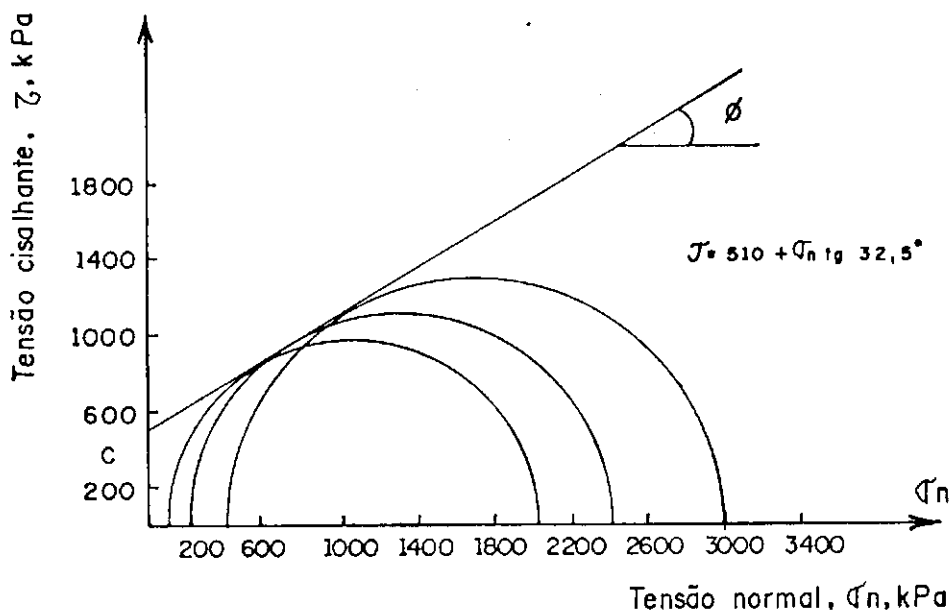
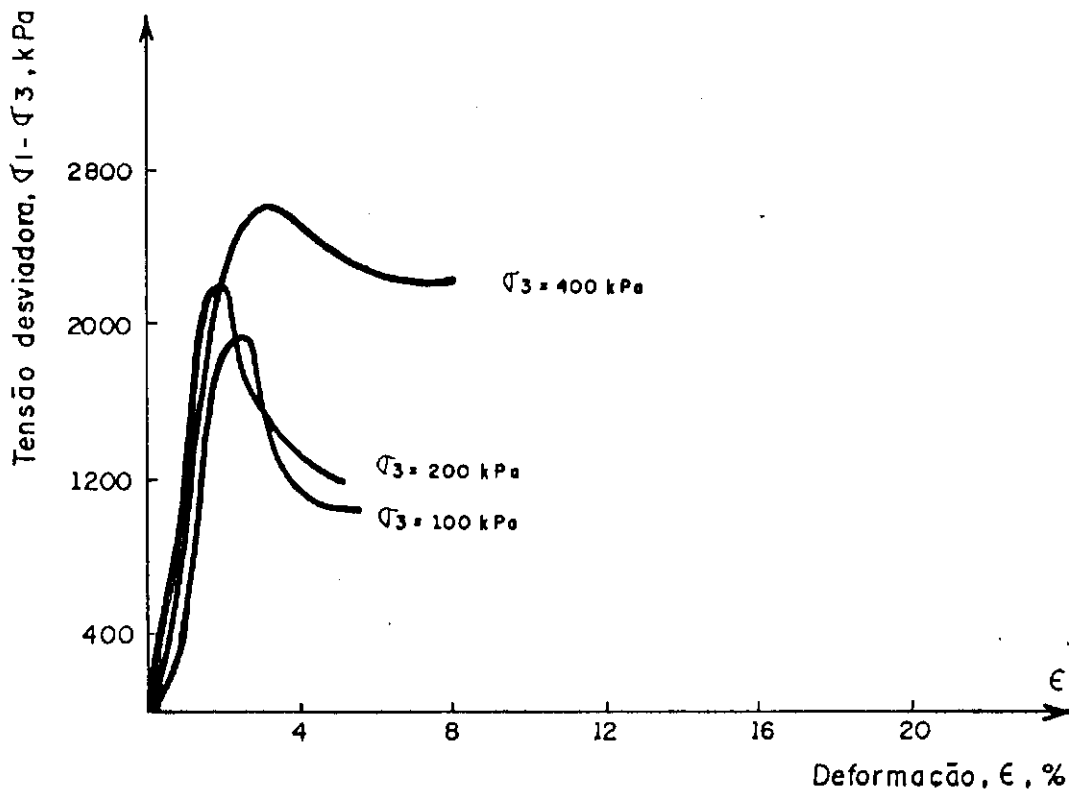


Fig.4.4.16. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo ARP estabilizado com 6% de cal em peso.

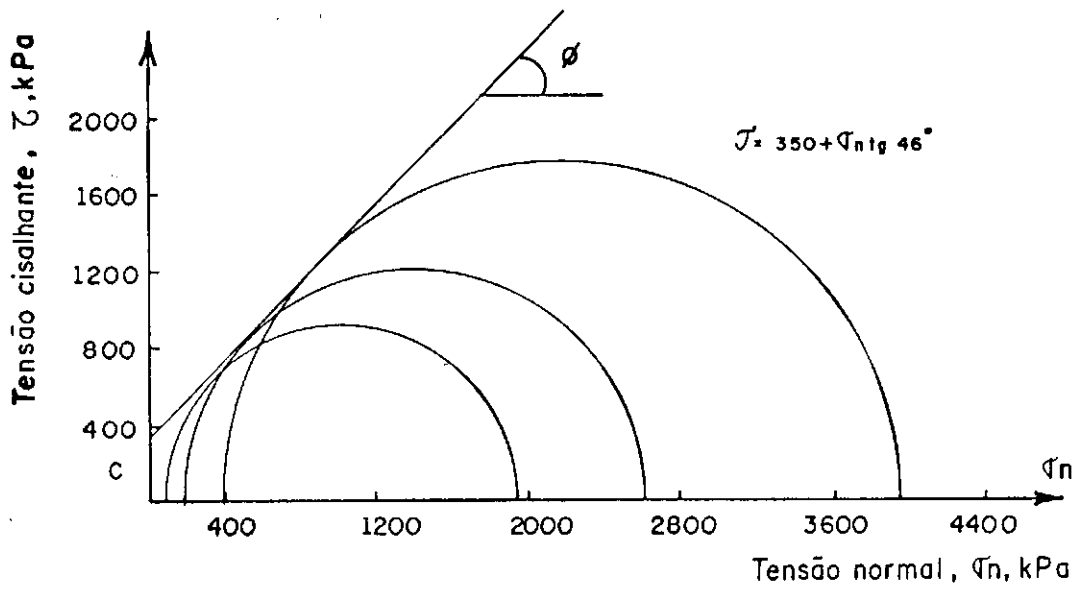
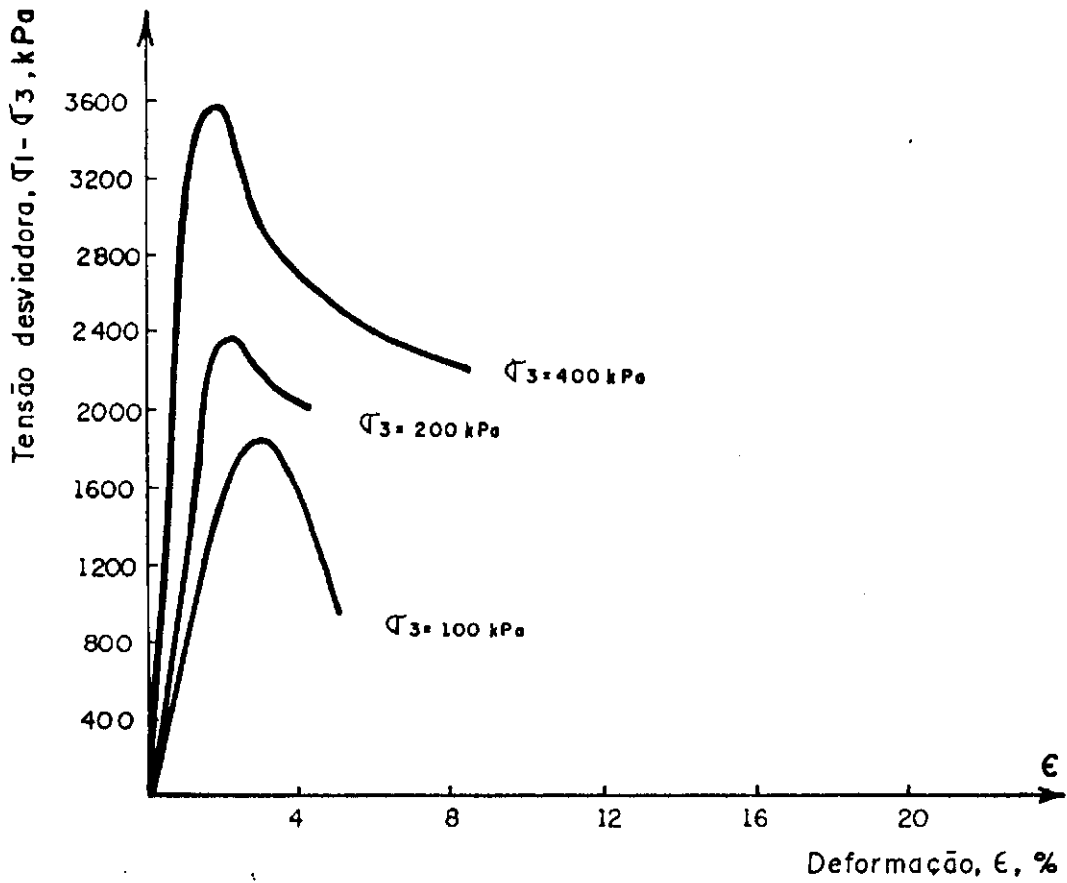


Fig. 4.4.17. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo ARP estabilizado com 8% de cal em peso.

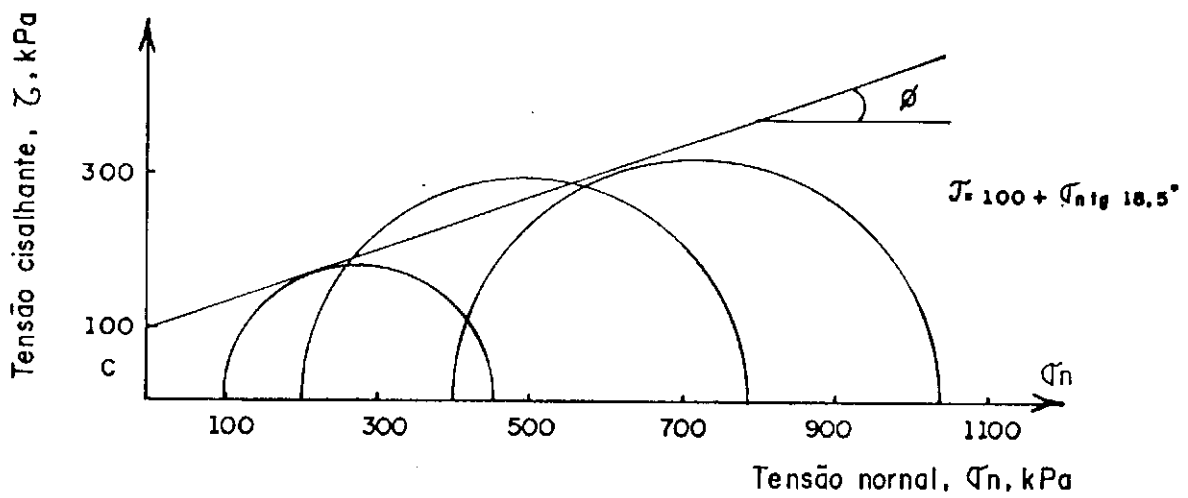
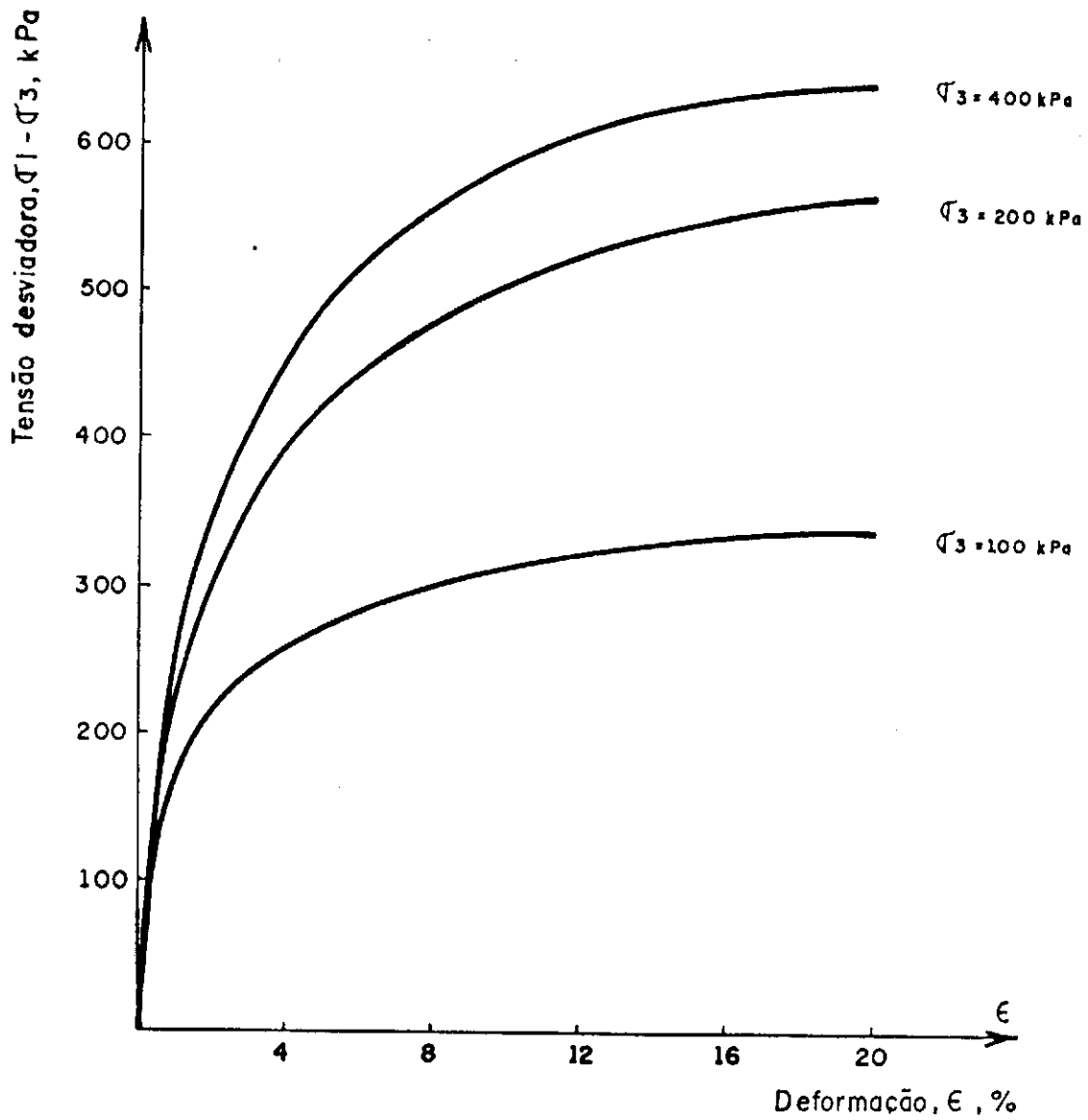


Fig. 4.4.18. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo BAPB no estado natural.

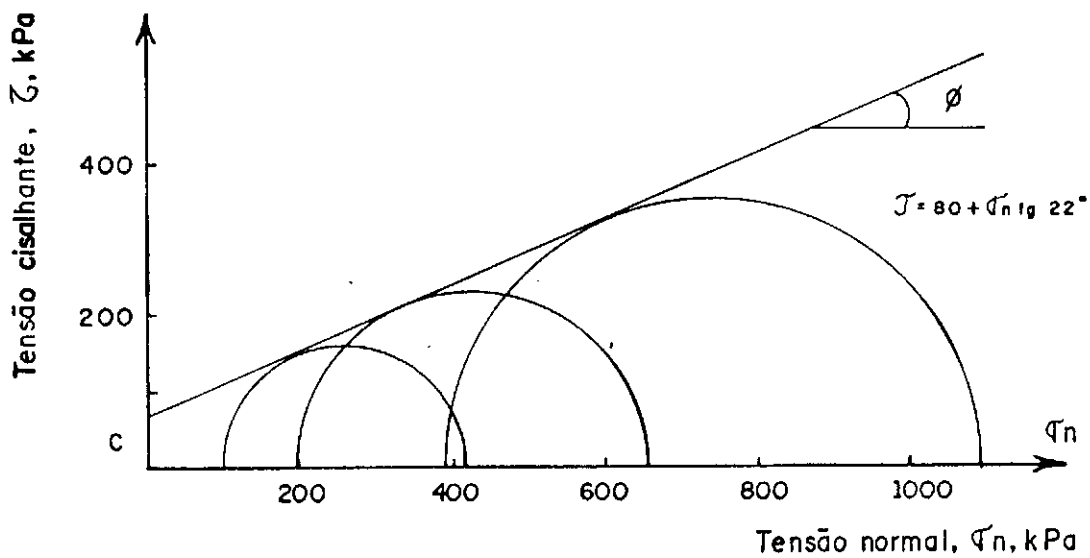
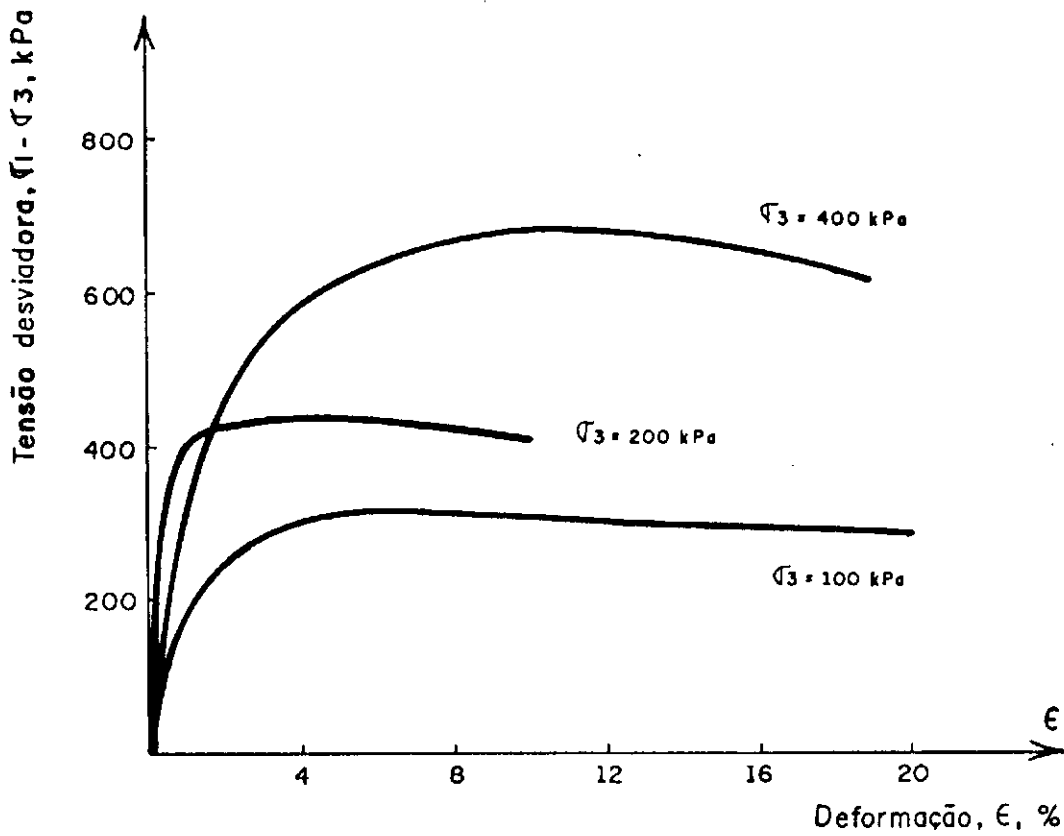


Fig. 4.4.19. Curvas $\tau_1 - \tau_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo BAPB estabilizado com 2% de cal em peso.

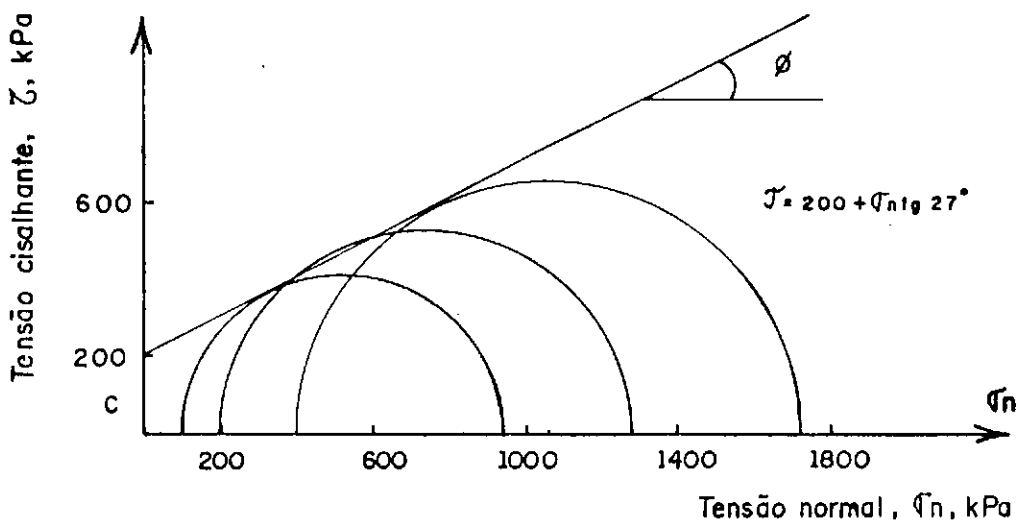
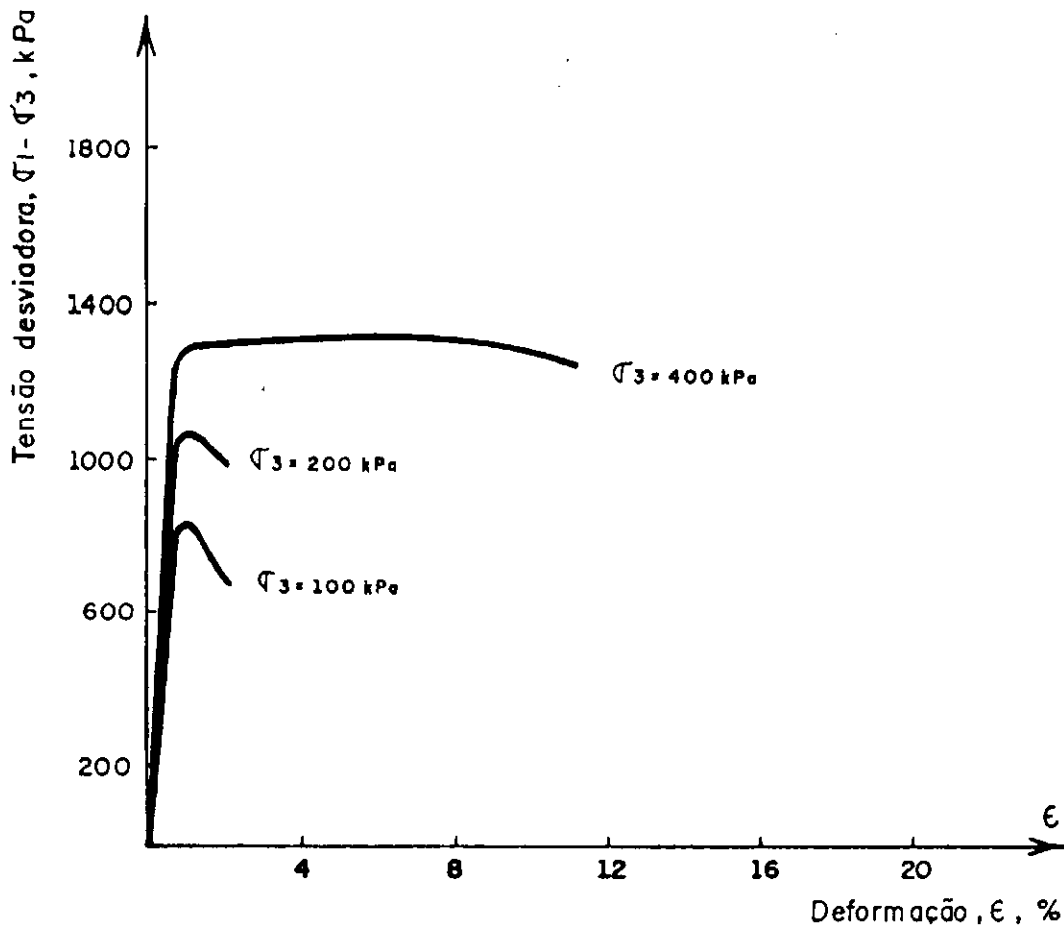


Fig. 4.4.20. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo BAPB estabilizado com 4% de cal em peso.

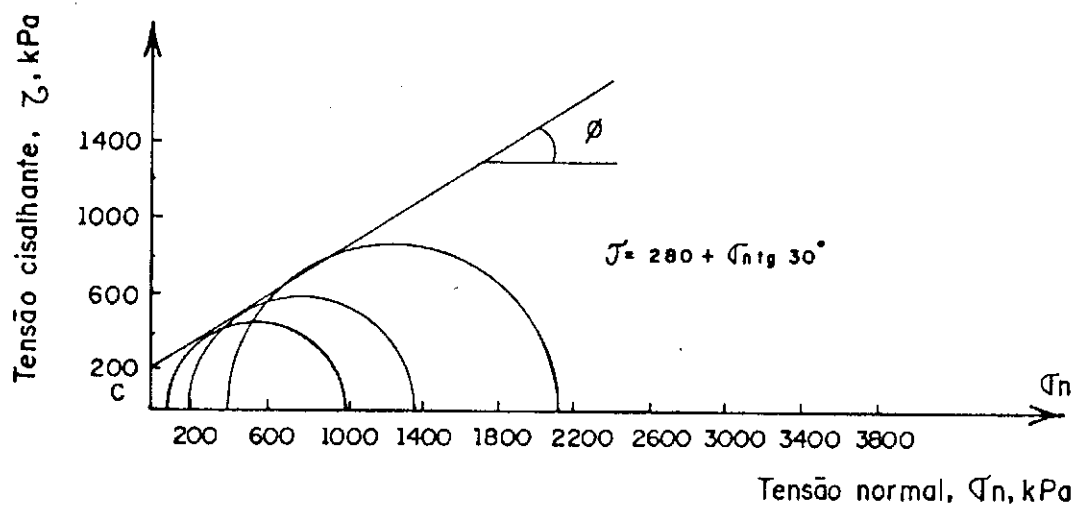
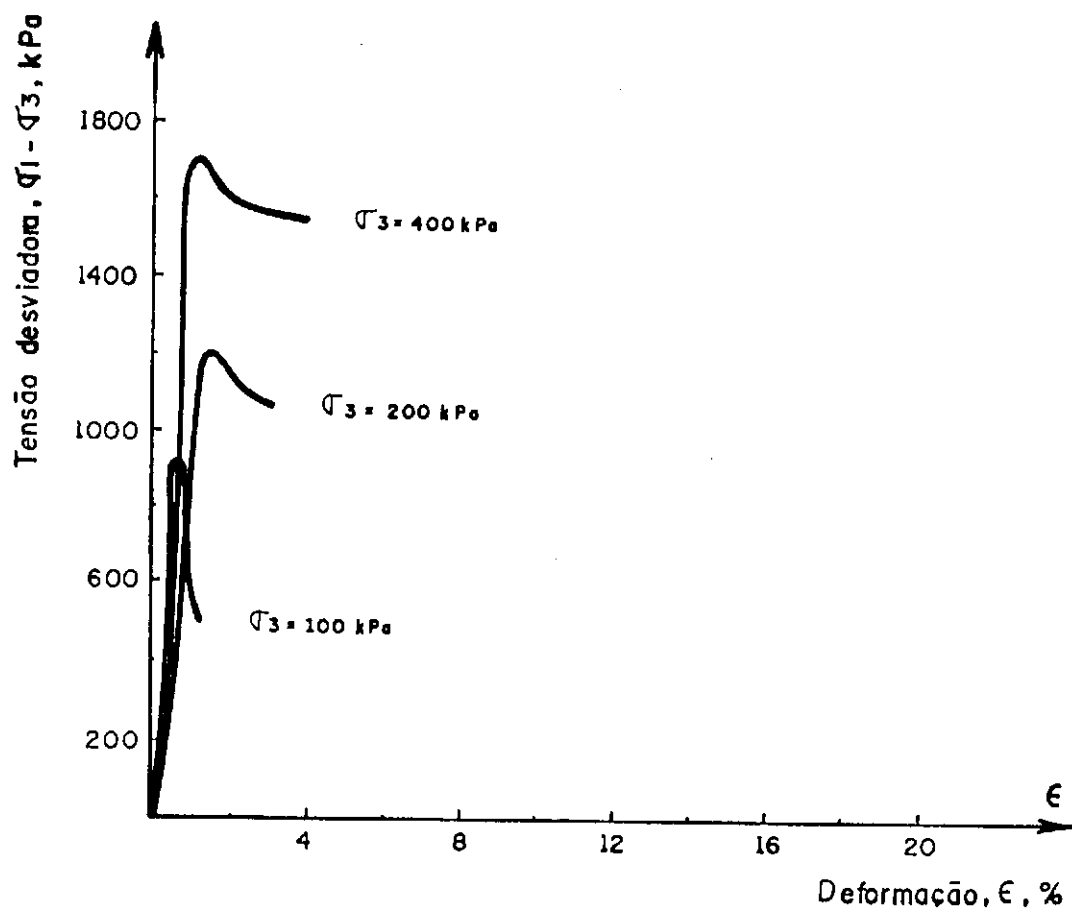


Fig. 4.4.21. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo BAPB estabilizado com 6% de cal em peso.

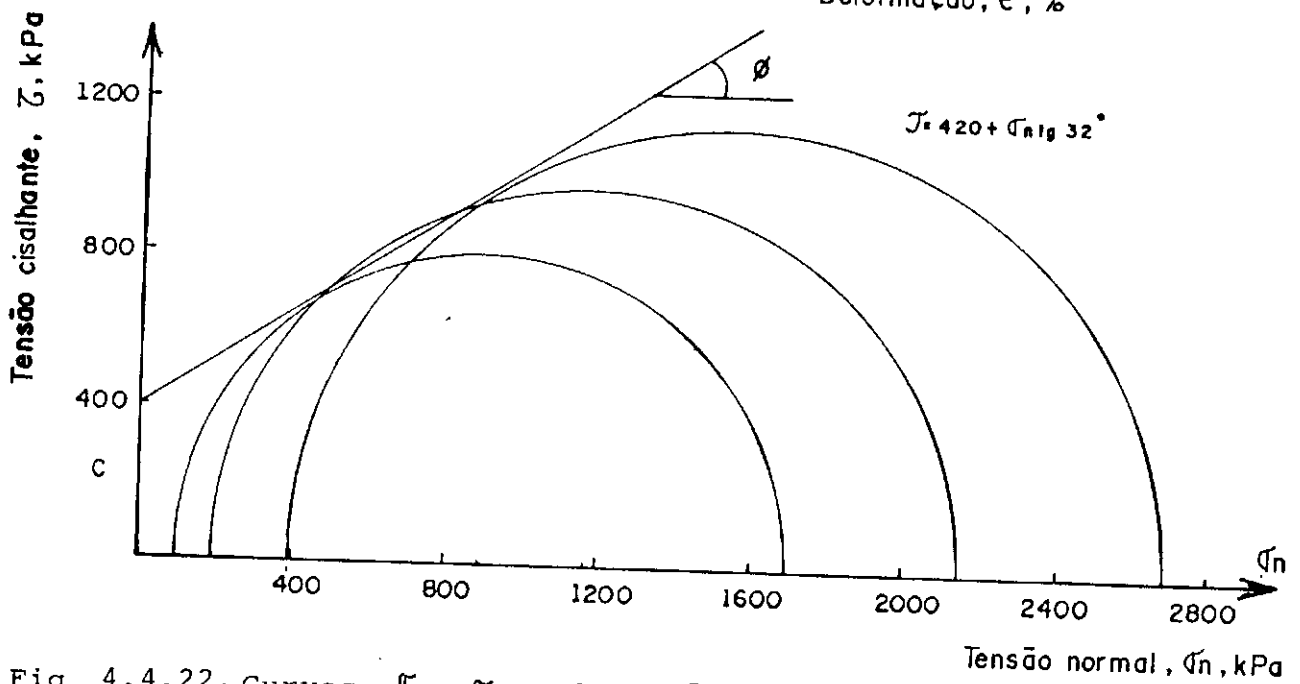
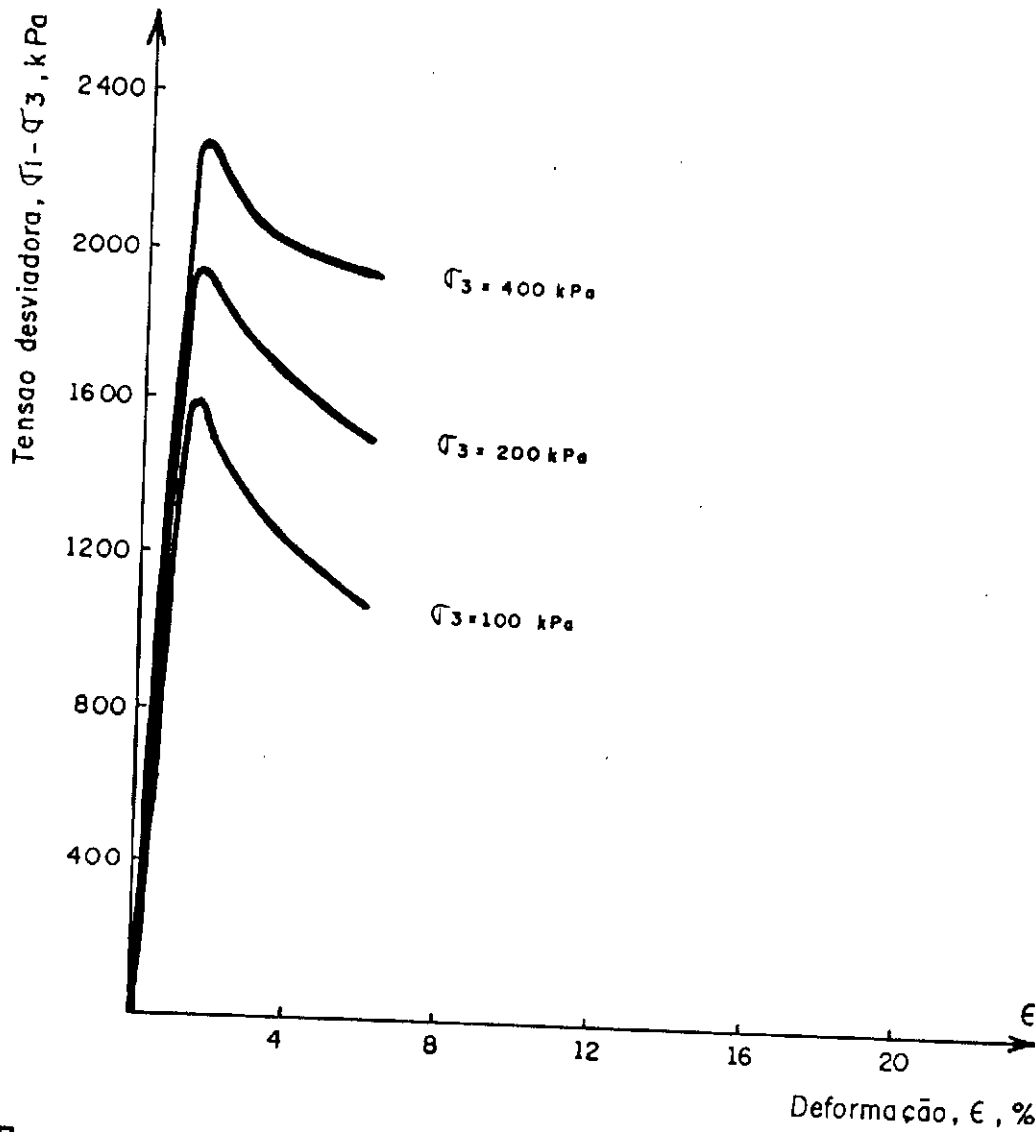


Fig. 4.4.22. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo BAPB estabilizado com 8% de cal em peso.

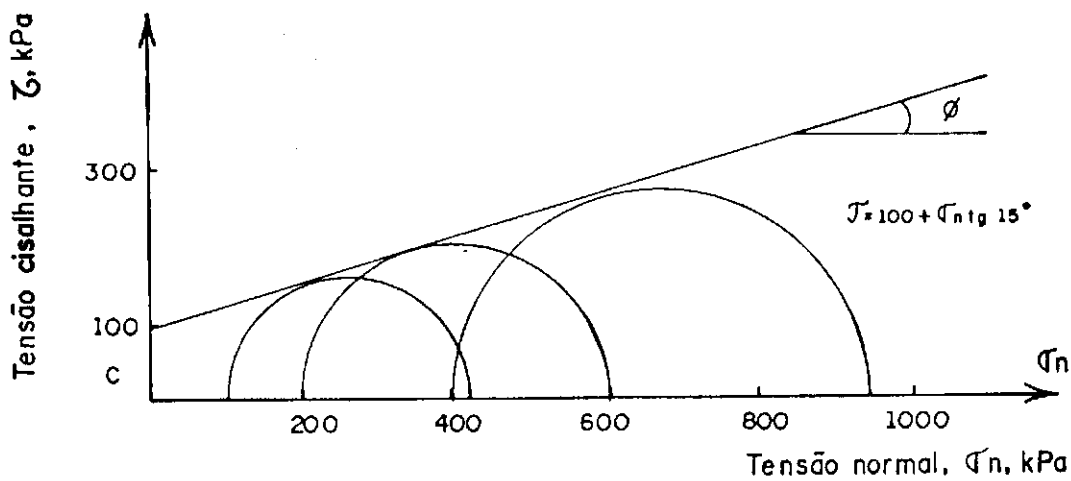
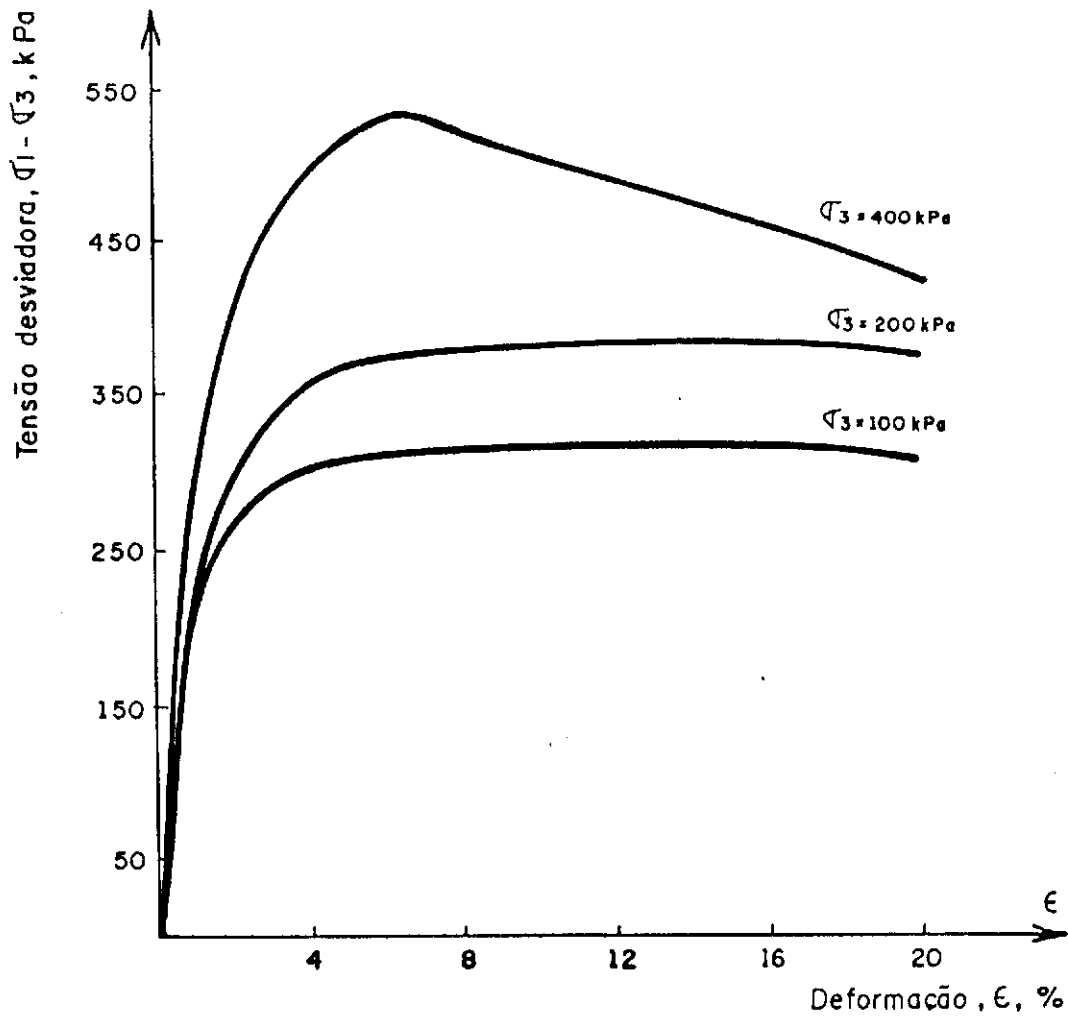


Fig.4.4.23. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo CTPB no estado natural.

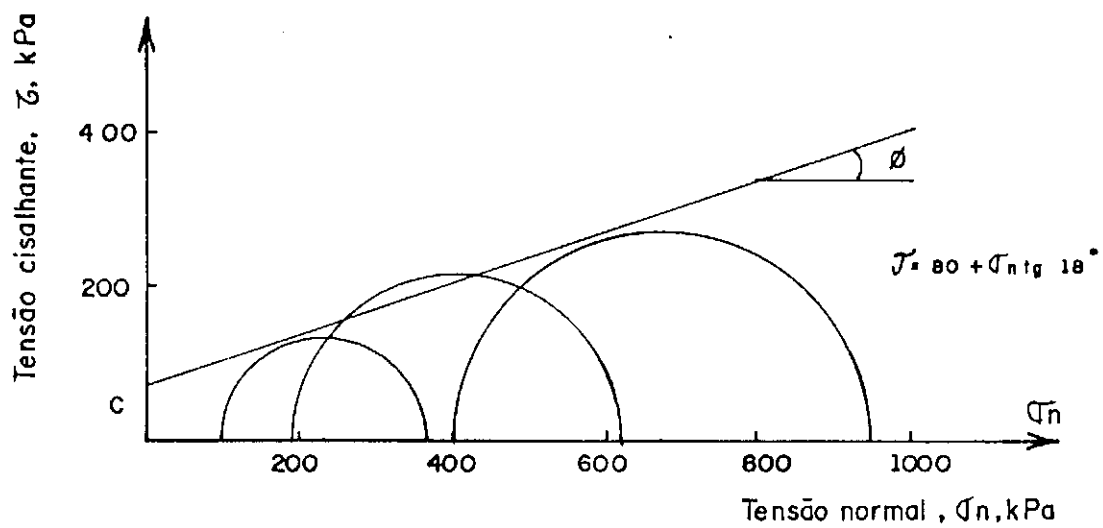
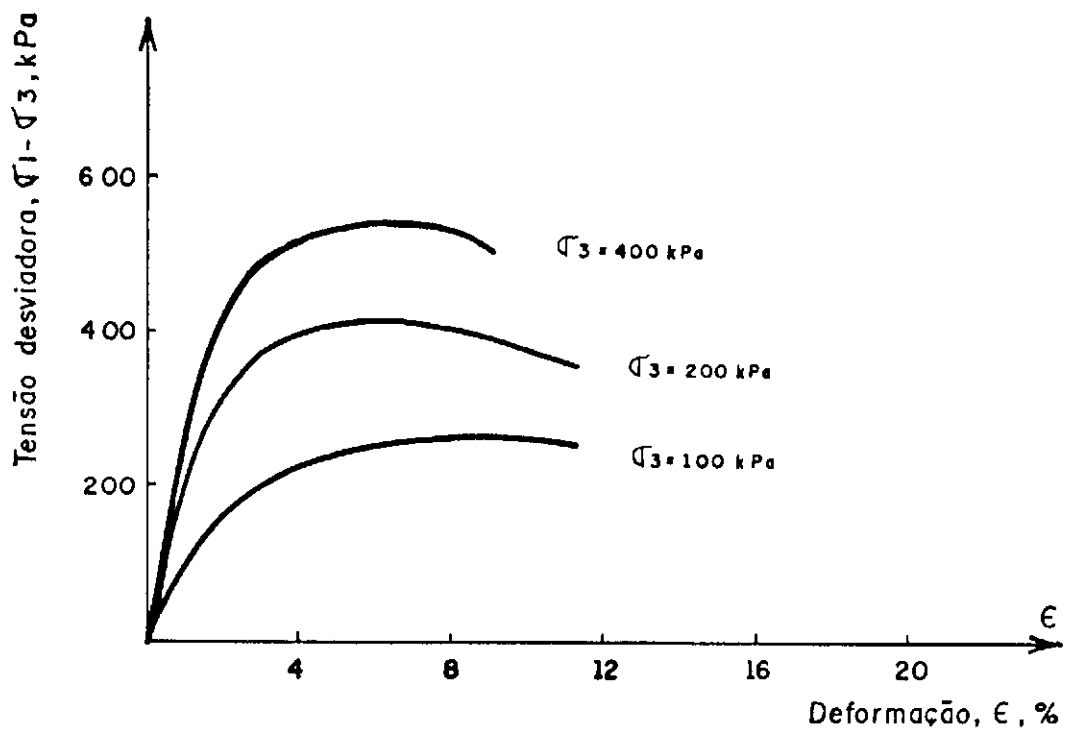


Fig. 4.4.24. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo CTPB estabilizado com 2% de cal em peso.

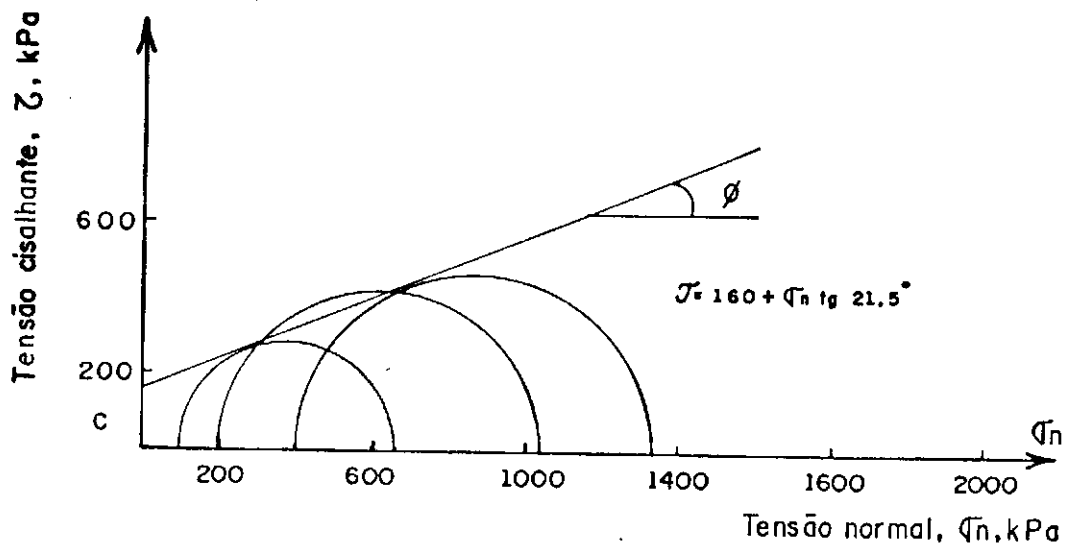
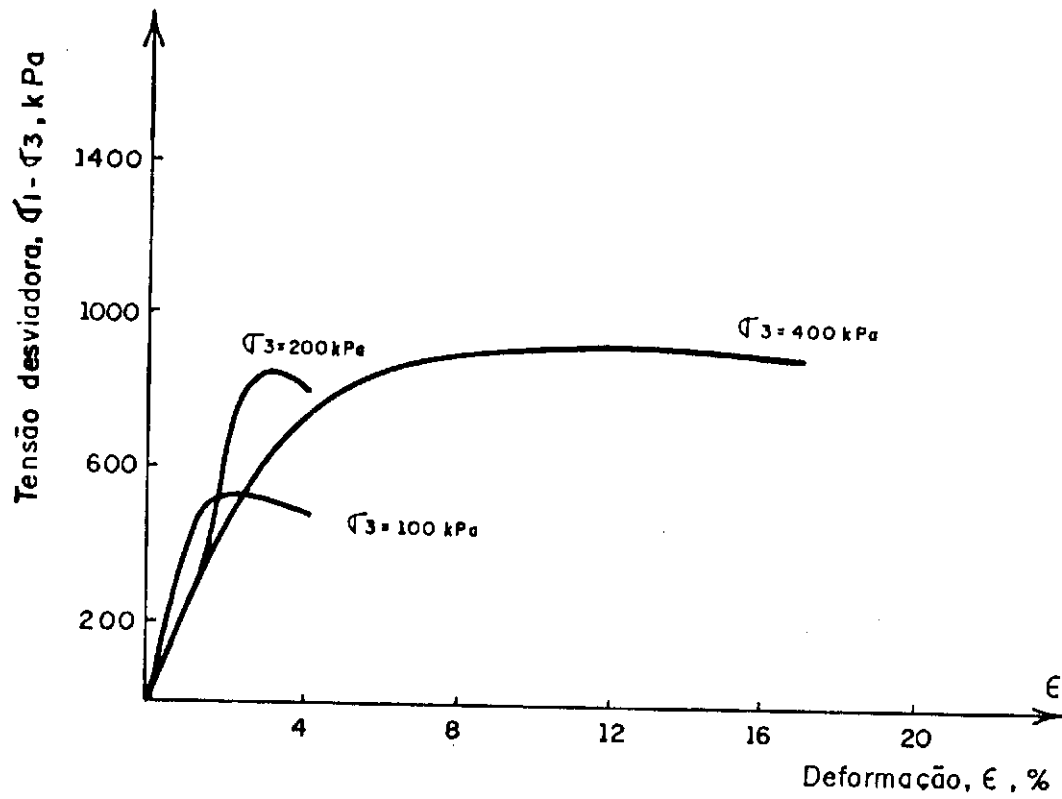


Fig. 4.4.25. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo CTPB estabilizado com 4% de cal em peso.

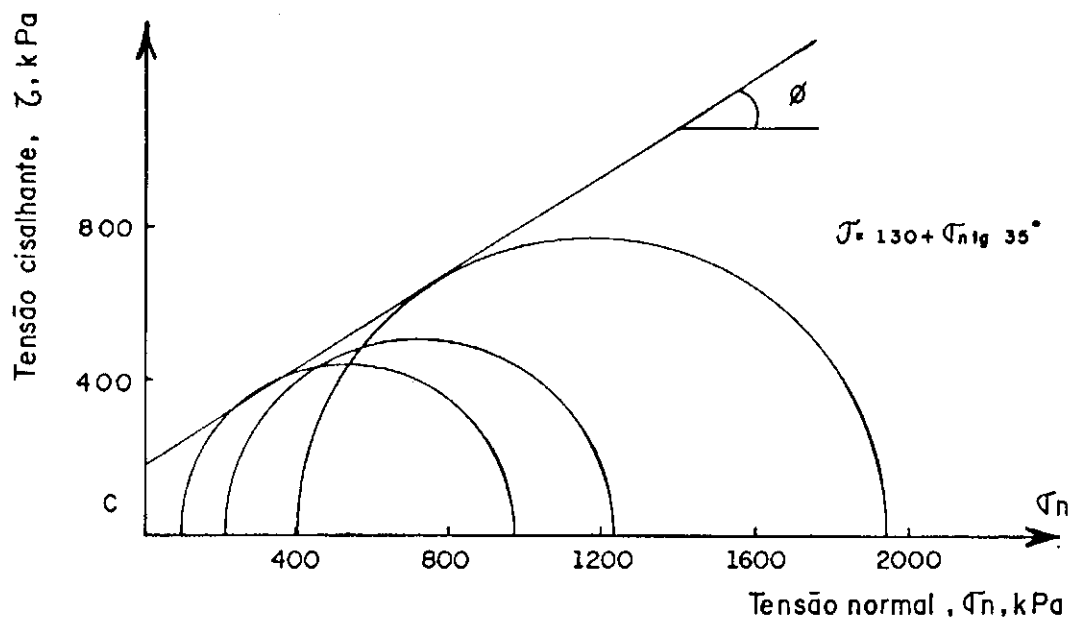
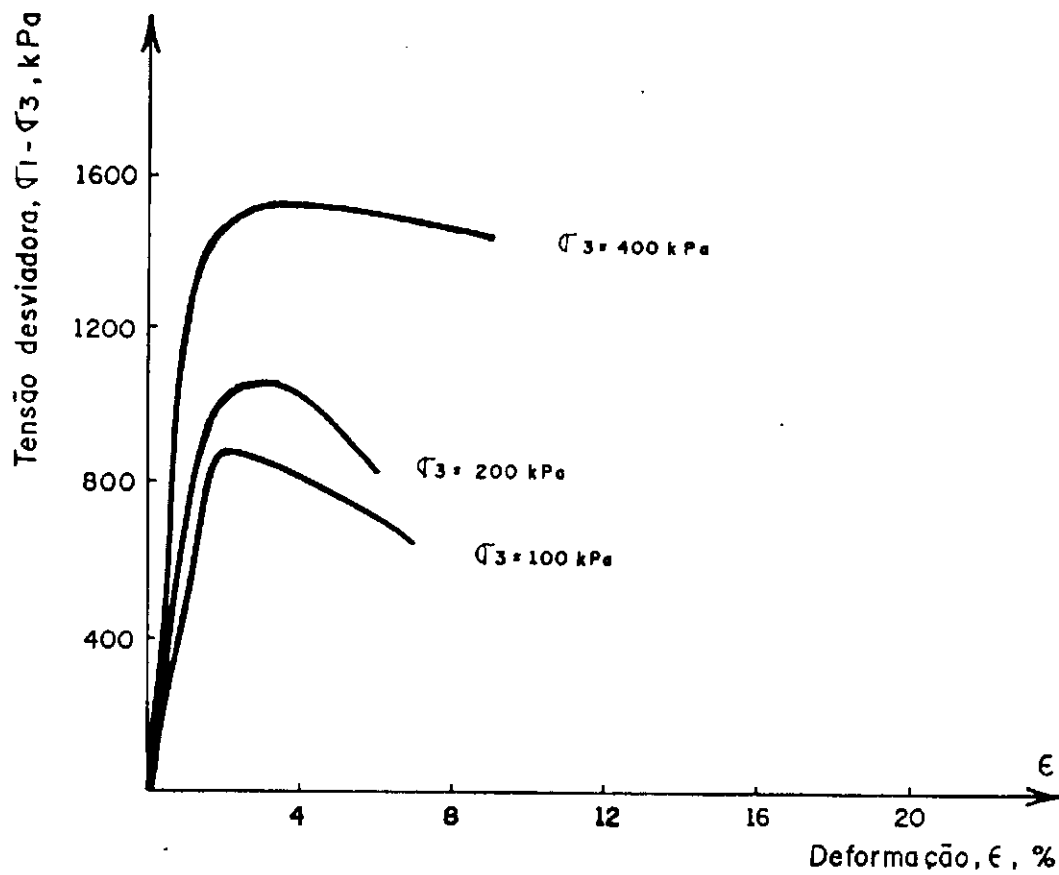


Fig. 4.4.26. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo CTPB estabilizado com 6% de cal em peso.

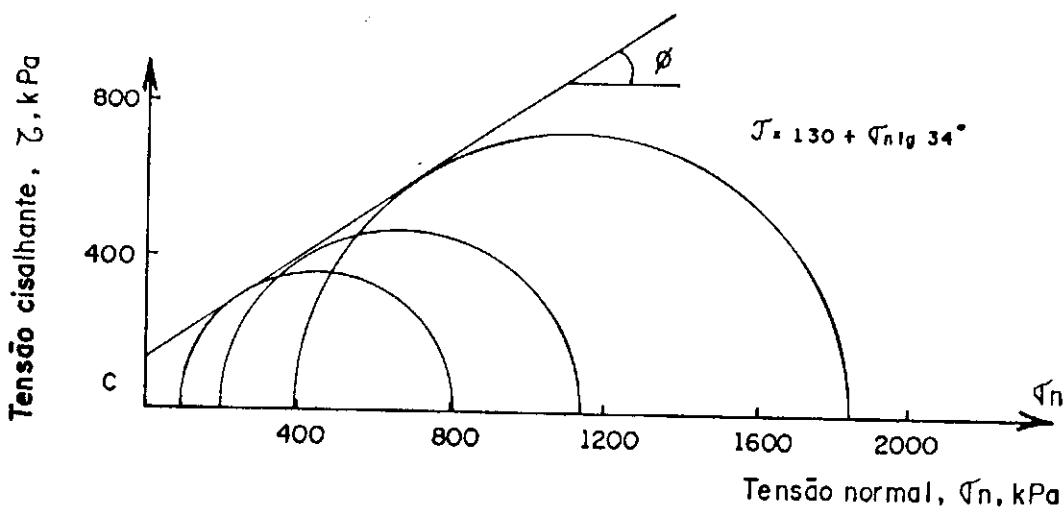
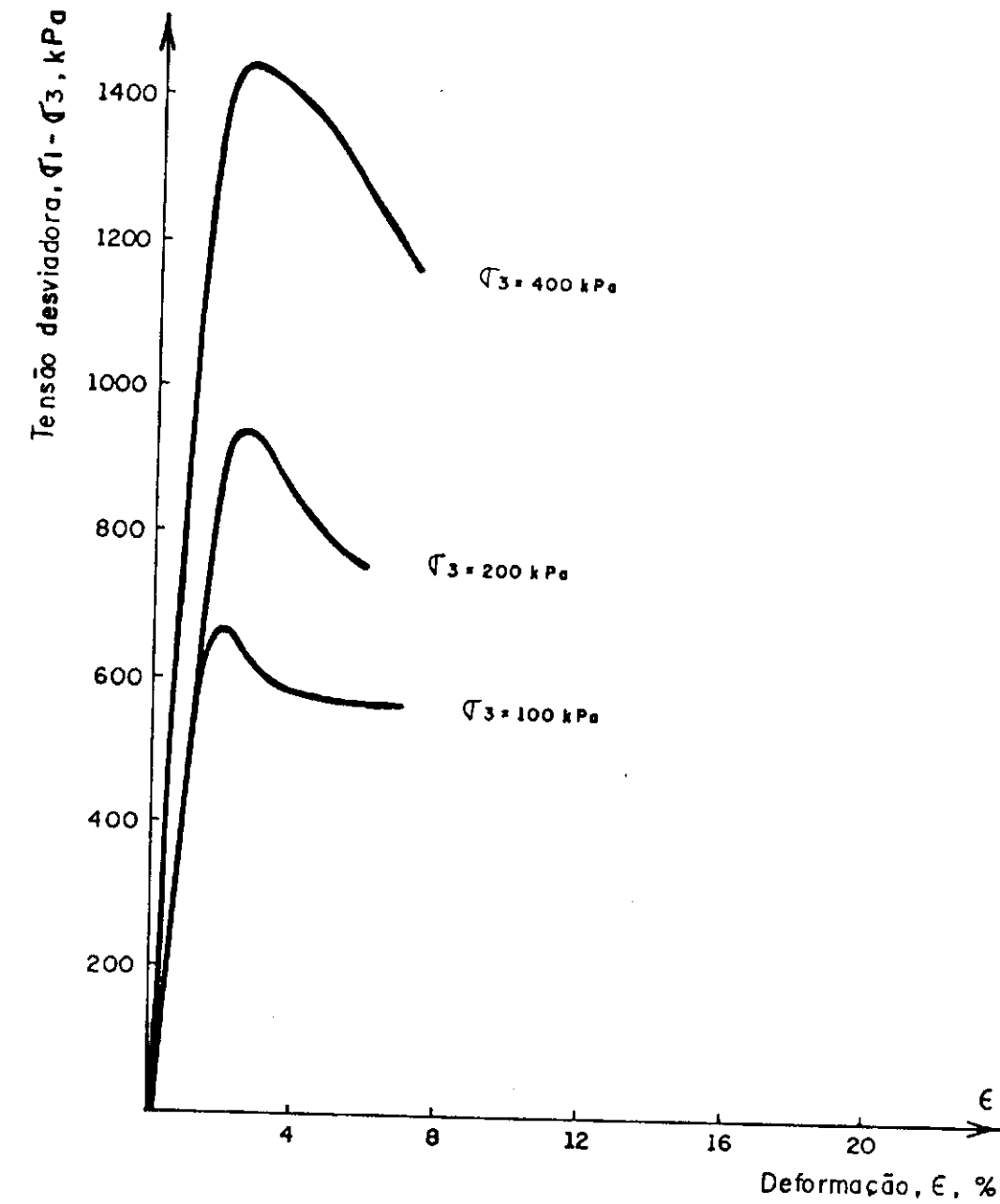


Fig. 4.4.27. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo CTPB estabilizado com 8% de cal em peso.

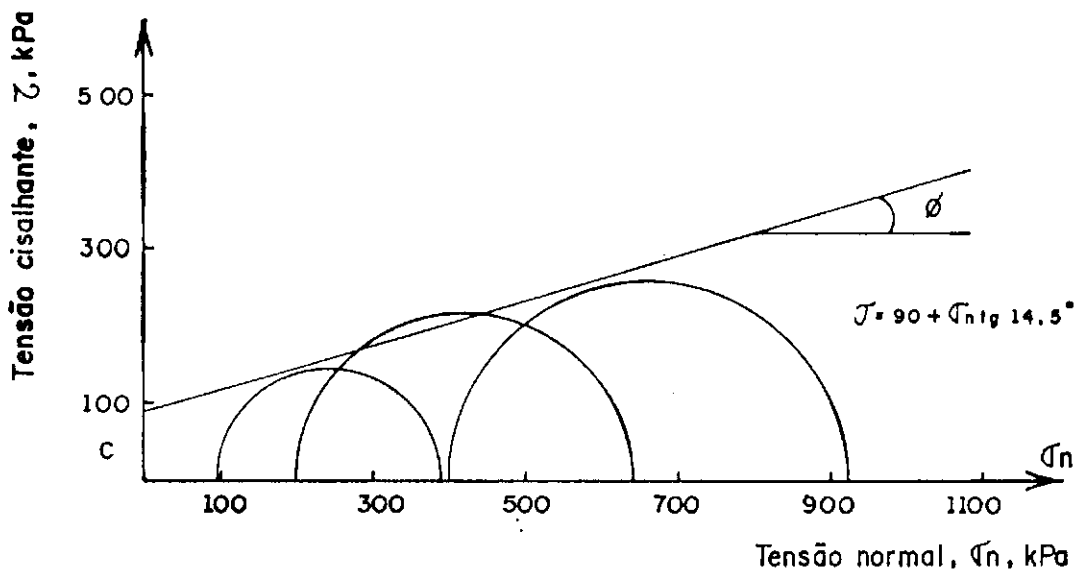
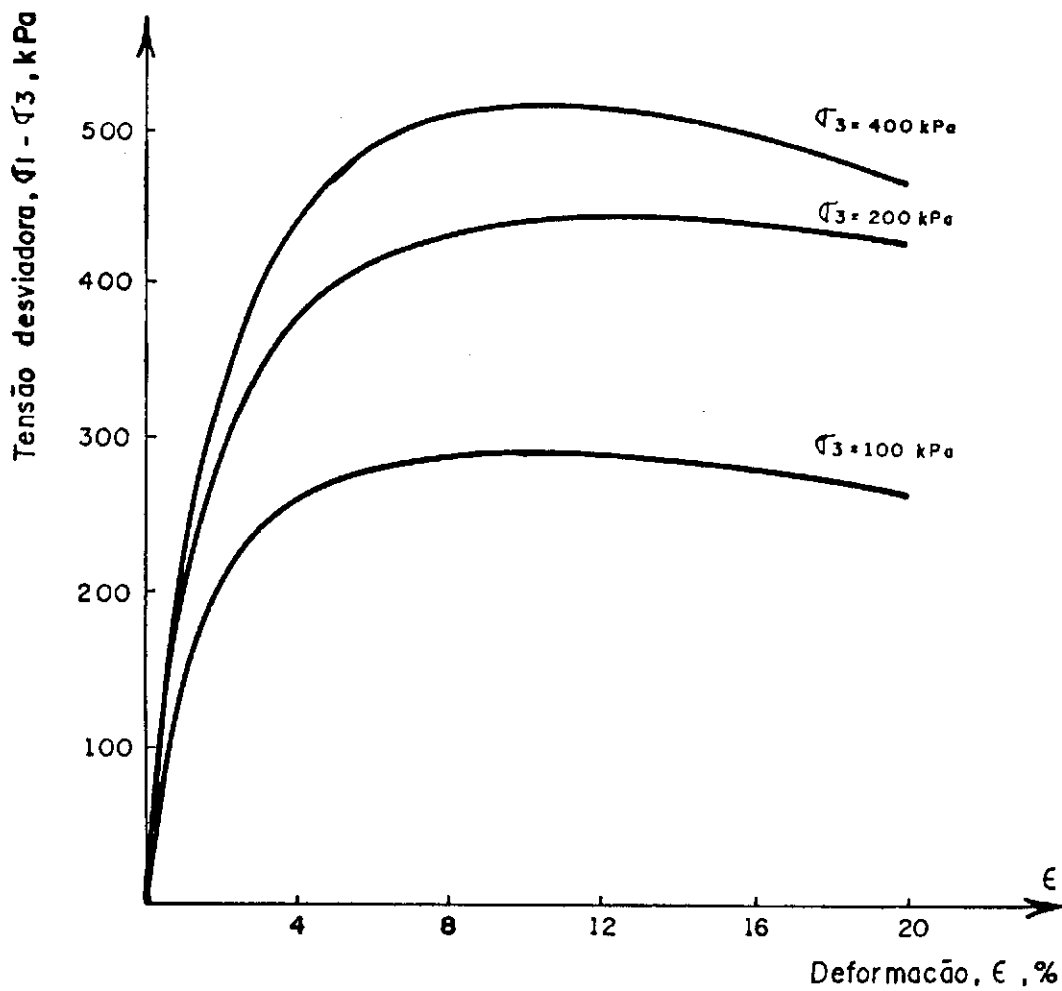


Fig. 4.4.28. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo TEPB no estado natural.

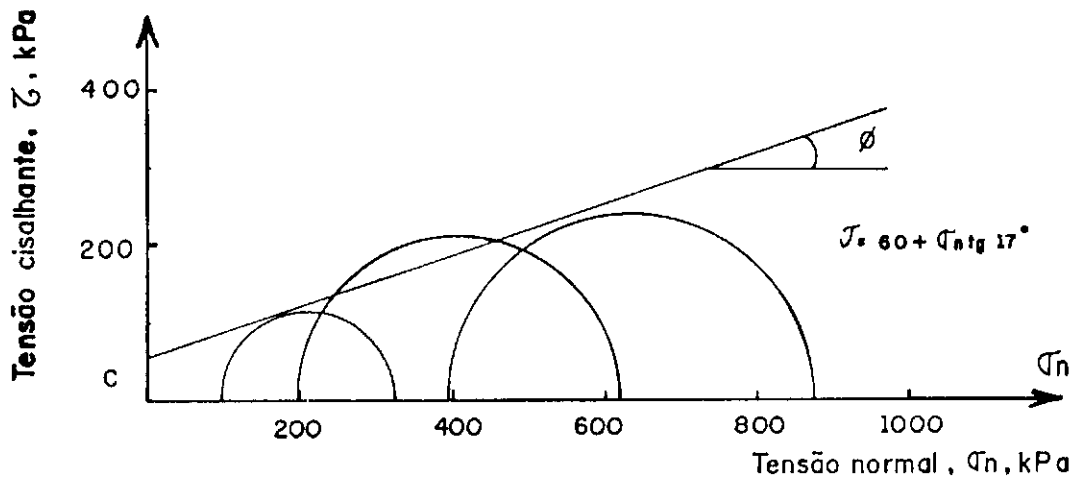
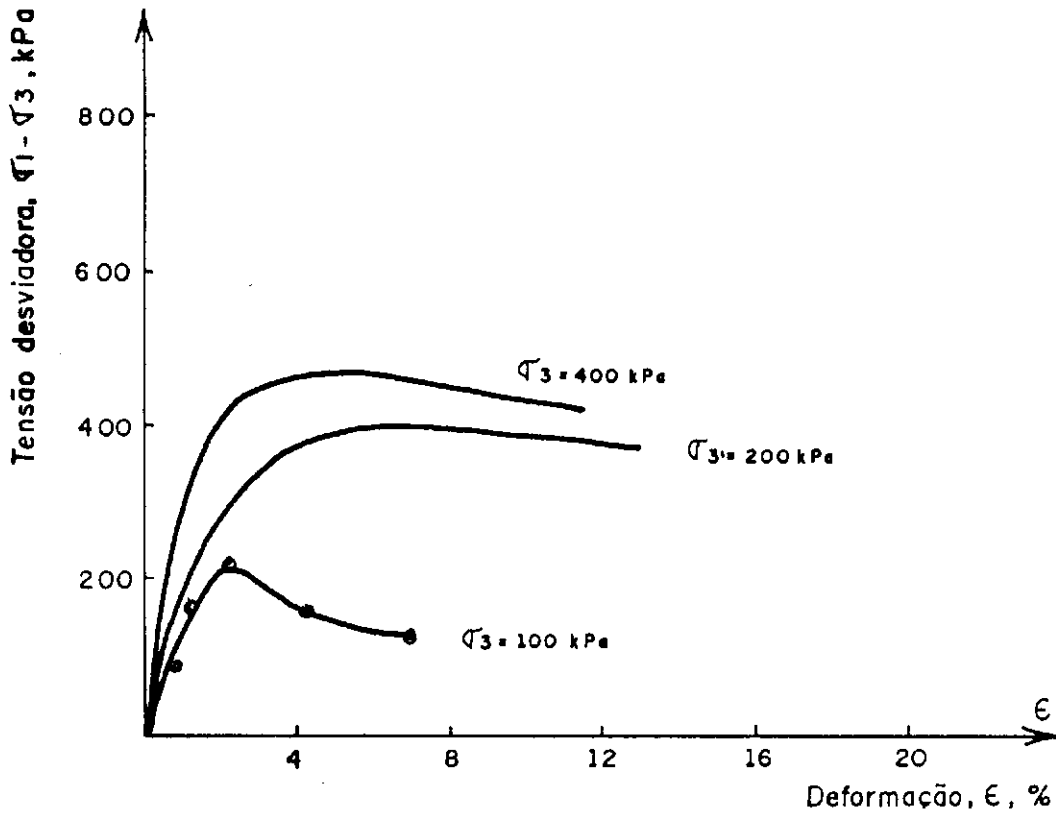


Fig. 4.4.29. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ $\tau \times \sigma_n$ para Solo TEPB estabilizado com 2% de cal em peso.

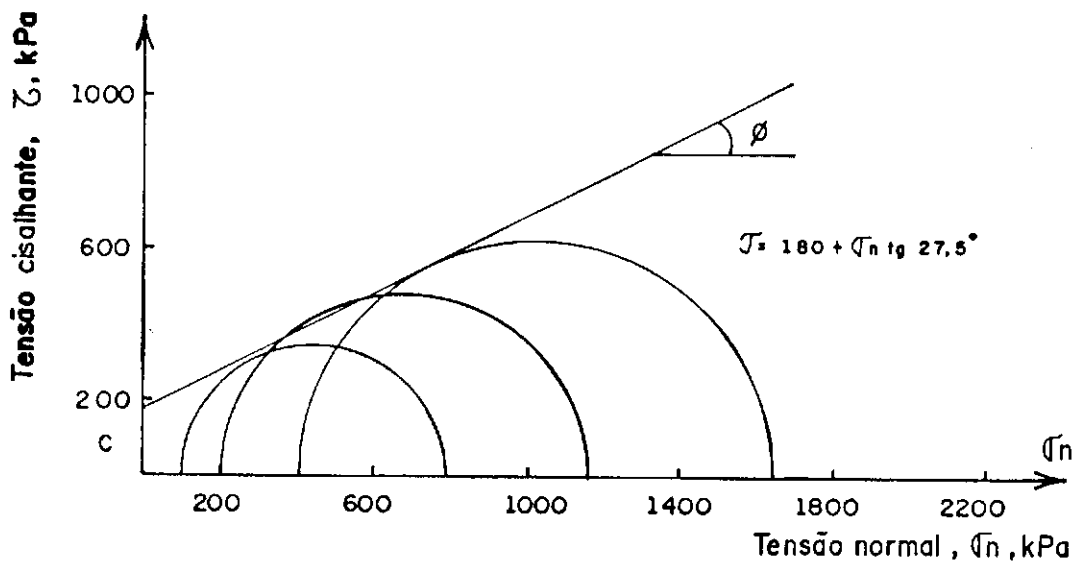
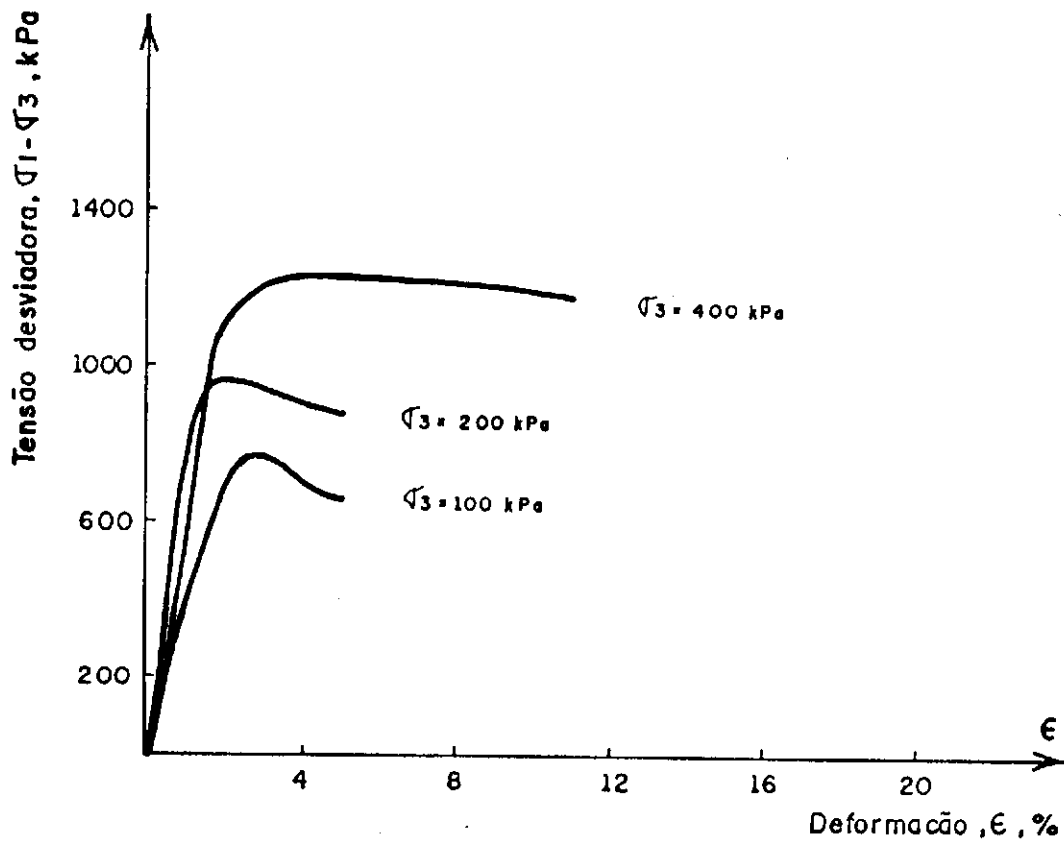


Fig. 4.4.30. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo TEPB estabilizado com 4% de cal em peso.

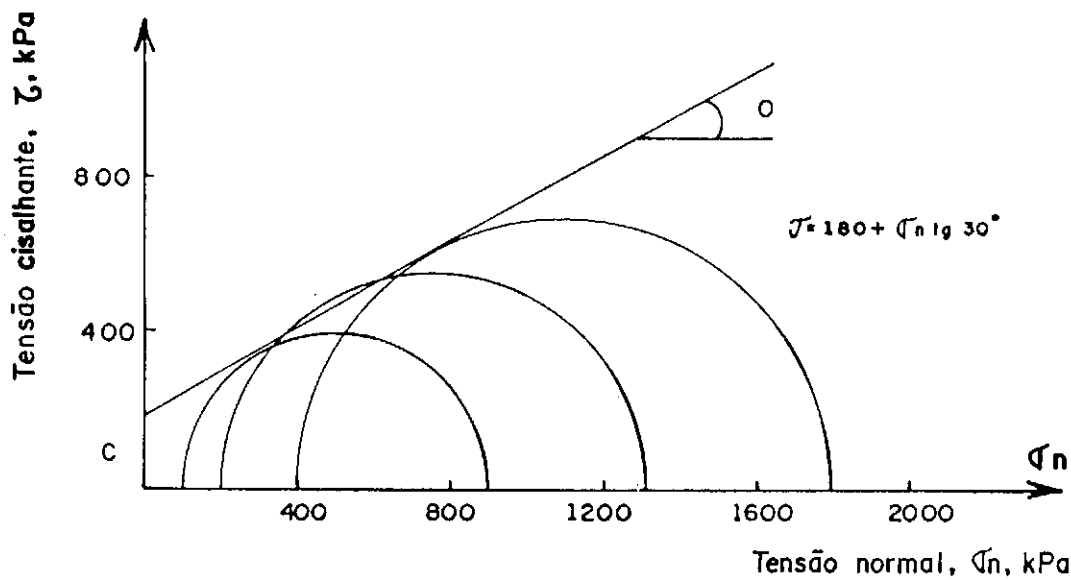
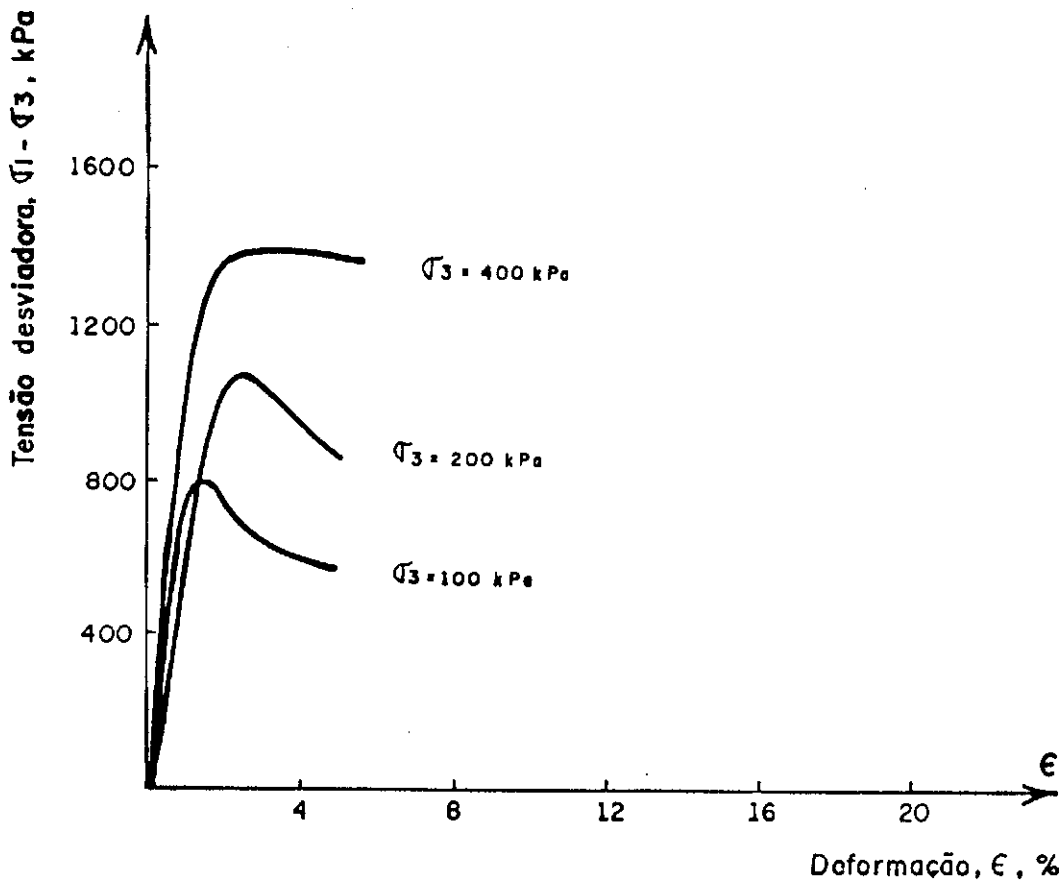


Fig. 4.4.31. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo TEPB estabilizado com 6% de cal em peso.

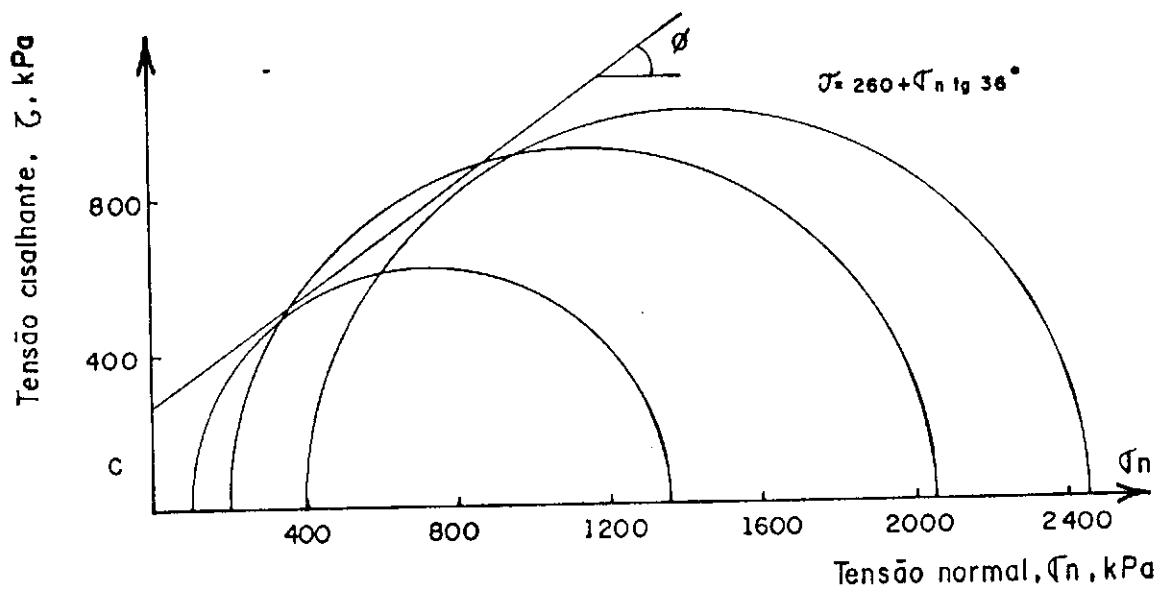
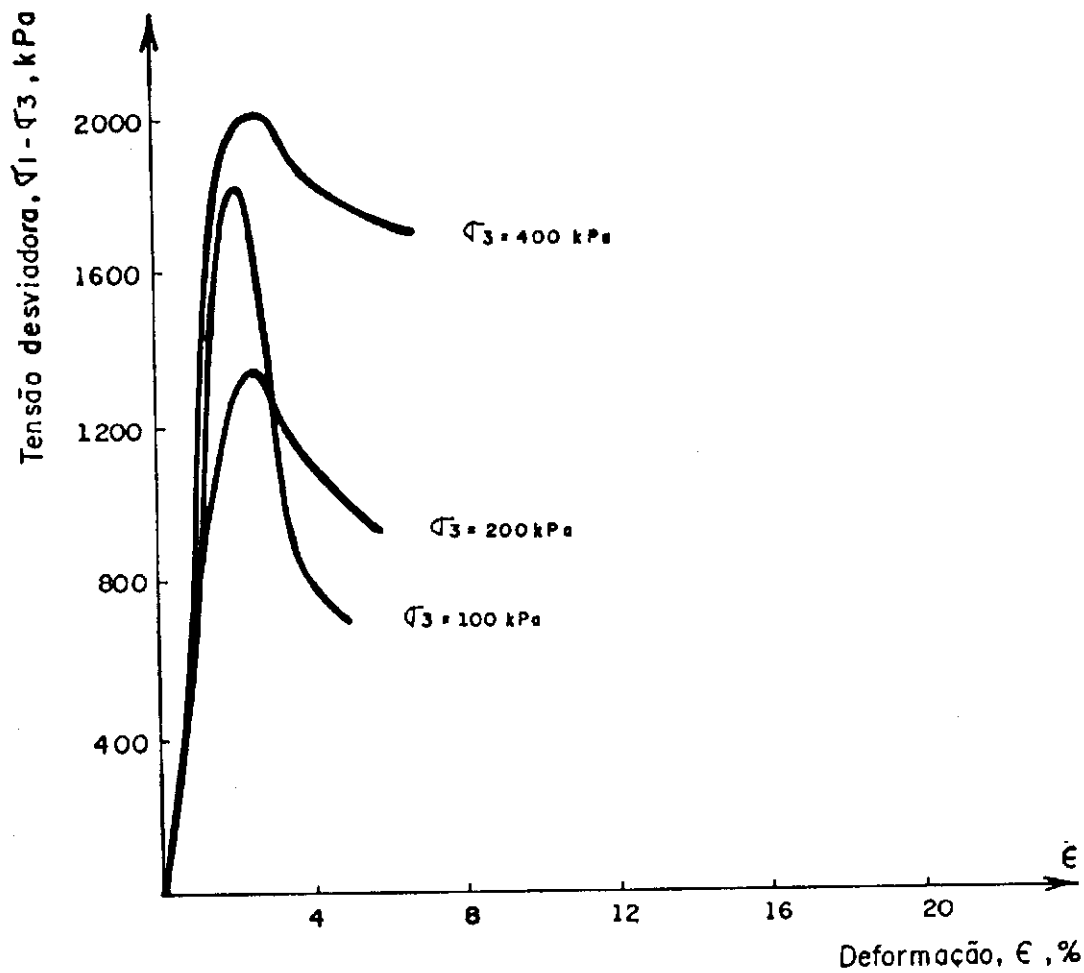


Fig. 4.4.32. Curvas $\sigma_1 - \sigma_3 \times \epsilon$ e $\tau \times \sigma_n$ para Solo TEPB estabilizado com 8% de cal em peso.

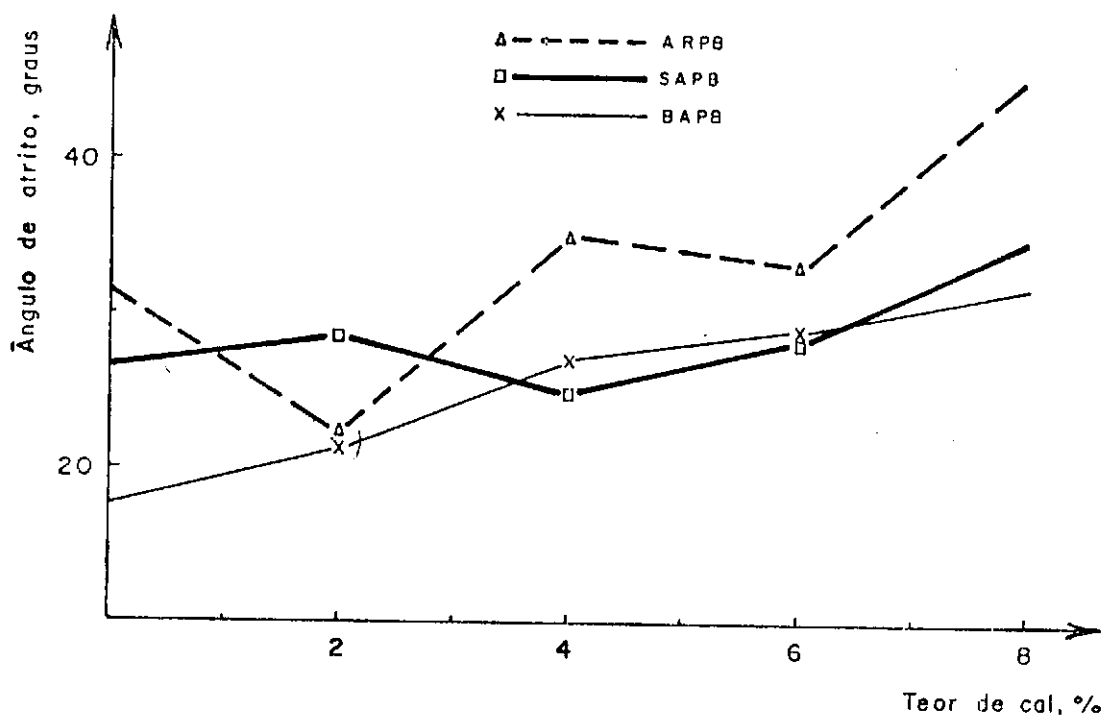
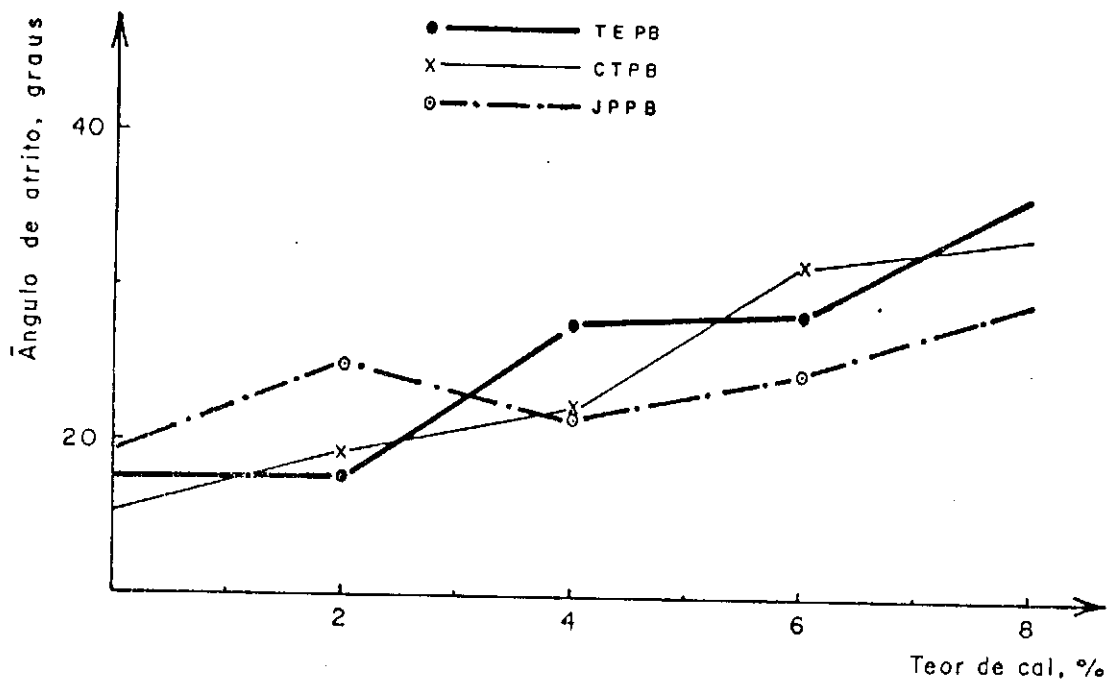


Fig.4.4.34. Variação do Ângulo de Atrito em função do Teor de cal.

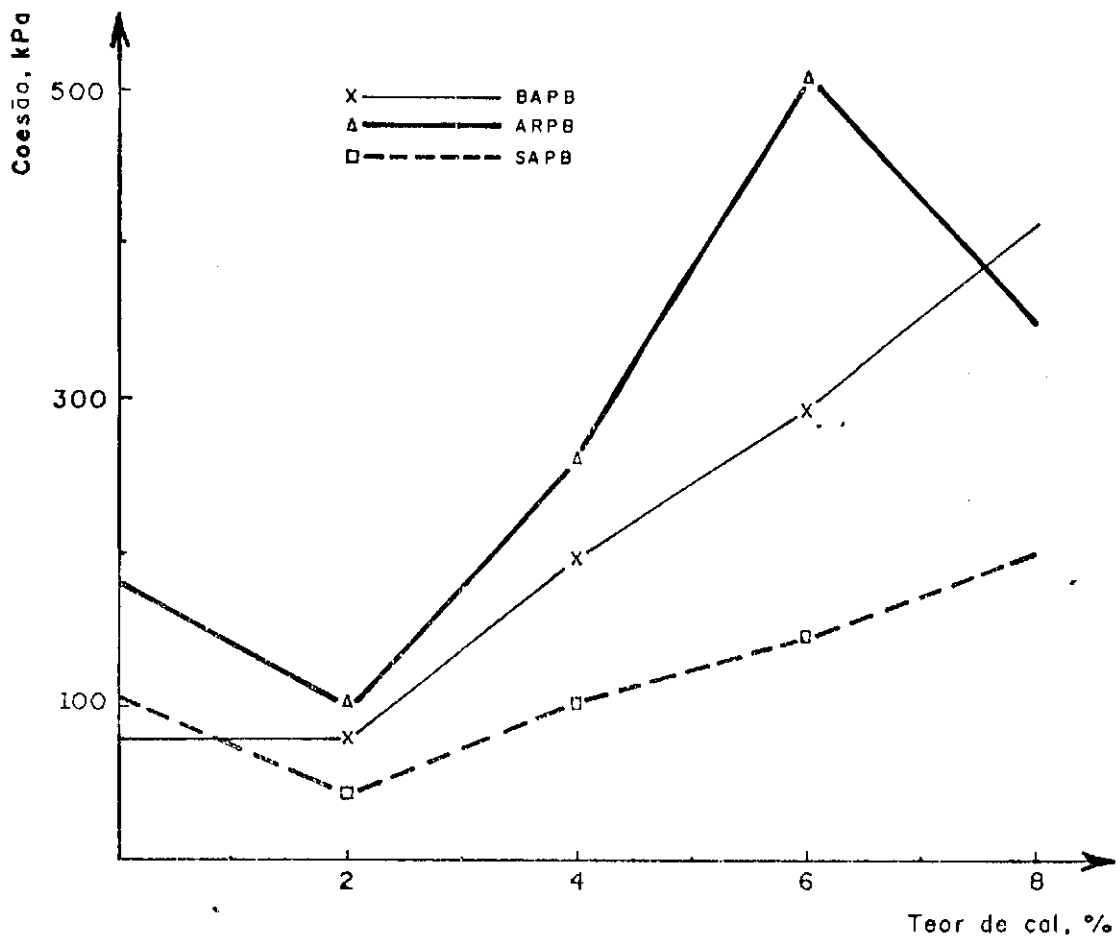
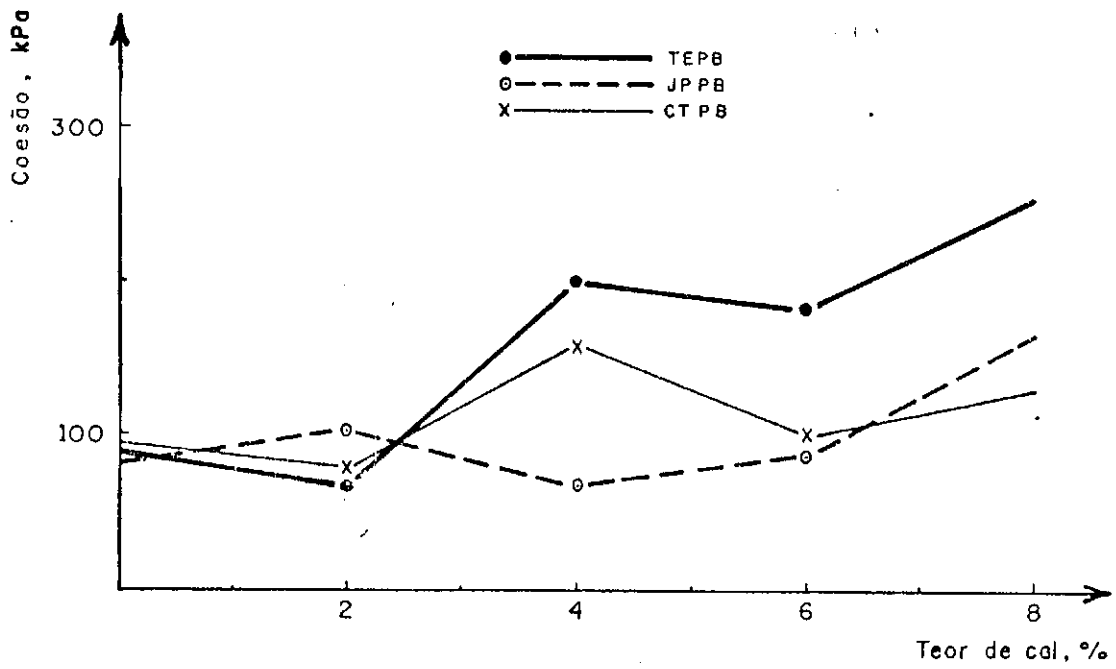


Fig.4.4.35. Variação da Coesão em função do Teor de Cal.

4.4.1. ANÁLISE DA RESISTÊNCIA, COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO

4.4.1.1. Para o teor de 2% de cal em peso

Quando do incremento de 2% de cal em peso, ocorreu uma queda na coesão em cinco dos seis solos estudados, como verifica-se a seguir: Solo SAPB a coesão diminuiu de uma média de 78,33 kPa para 46,67kPa, no solo ARPB de 180,00kPa para 160,00kPa, no solo BAPB de 86,67 kPa para 80,00 kPa, no solo CTPB de 95,00 para 80,00kPa e no solo TEPB a diminuição na coesão foi de 96,67 kPa para 70,00 kPa, a exceção ocorreu com o solo JPPB. Como primeiro fator para justificar este comportamento, acredita-se que este baixo teor de cal não contenha material estabilizante suficiente para que sejam formados os gels que aglutinarão os pontos de contato dos grãos, responsáveis pela estruturação do solo (Braga, 1979).

Como segundo fator tem-se que a umidade ótima para o solo estabilizado, obtida por correlações lineares citadas no item 3.3.3, são para o teor de 4,5% de cal em peso, assim no caso do teor em questão ser de 2% de cal em peso, existe carência de material agindo na reação e conseqüentemente absorvendo parte da umidade, donde pode-se afirmar que a compactação deve ter acontecido no início do ramo úmido da curva de compactação, o que proporcionou o decréscimo da coesão. Outro

fator a ressaltar, é o fato da correlação utilizada possuir coeficiente de correlação $R=0,92$ o que mostra que o comportamento da variável umidade ótima estabilizada não é explicado totalmente pelo comportamento da variável umidade ótima no estado natural.

Com relação aos ângulos de atrito, verifica-se que o teor de 2% de cal proporcionou um aumento em relação ao solo no estado natural, em cinco dos seis solos, sendo este aumento quantificado como se segue: Solo JPPB passou de uma média de 18° para $26,3^\circ$ Solo ARPB passou de uma média de $31,5^\circ$ para 33° , solo BAPB passou de uma média de $17,5^\circ$ para $21,5^\circ$, Solo CTPB passou de uma média de 15° para 19° e no Solo TEPB a média passou de $16,5^\circ$ para 18° , a exceção dessa análise foi o solo SAPB cuja média passou de 29° para 27° . Como se observa na maioria dos casos o aumento foi pequeno e portanto não muito significativo. Isto de certa forma ilustra que a cal não deve ter reagido integralmente com o solo e, sua presença, serviu possivelmente para tornar o solo um pouco mais granular, pois a cal adicionada deve ter funcionado também como partículas discretas na matriz solo.

4.4.1.2. Para o teor de 4% de cal em peso

Com a adição de 4% de cal observa-se uma evolução positiva nos valores de coesão em cinco dos seis solos, em relação ao estado natural, as médias das coesões se comportaram da seguinte forma: Solo SAPB aumento de 31,92%, passando de 78,33kPa para 103,33kPa, Solo ARPB aumento de 72,22%,

passando de 180,00 kPa para 310,00kPa, Solo BAPB aumento de 130,76% passando de 86,67 kPa para 200,00kPa, Solo CTPB aumento de 52,38% passando de 95,00 kPa para 160,00kPa e no Solo TEPB o aumento foi de 100,00% passando de 96,67kPa para 193,33kPa. A exceção se deu com o Solo JPPB cuja média decresceu de 88,33kPa para 71,70kPa mas o desvio padrão da primeira média foi de 10,41 e da segunda média de 2,89kPa. Portanto, neste último caso, pode-se até afirmar que a variação não foi, do ponto de vista prático, sensível. Todavia, a análise mostra que o solo JPPB, parece ser diferente dos demais em termos de estabilização. observa-se que também com 2% de adição de cal, este solo teve um comportamento diferente dos demais.

Os ângulos de atrito obtiveram acréscimos em cinco dos seis solos com relação ao estado natural, sendo quantificados como se segue: Solo JPPB aumento de 18,33% passando de 18,0º para 21,3º (embora o aumento com o teor de 2% tenha propiciado o percentual de 35,17%), Solo ARPB, aumento de 23,81% passando de 31,5º para 39,0º, Solo BAPB aumento de 54,29% passando de 17,5º para 27,0º, Solo CTPB aumento de 46,67% passando de 15º para 22º, e Solo TEPB aumento de 72,73% passando de 16,5º para 28,5º.

4.4.1.3. Para o teor de 6% de cal em peso.

O teor de 6% de cal em peso como era de se esperar proporcionou um significativo aumento na coesão em cinco dos seis solos em relação ao estado natural e também em relação ao teor de 4% de cal em peso, como se verifica a seguir: Solo

SAPB aumento de 82,98% em relação ao estado natural e de 38,71% em relação ao teor de 4% de cal em peso ficando com o valor de 143,33kPa, Solo ARPB, aumento de 179,63% em relação ao estado natural e de 62,36% em relação ao teor de 4% de cal em peso, ficando com a média de 503,33kPa, Solo BAPB aumento de 238,44% em relação ao estado natural e de 46,67% em relação ao teor de 4% ficando com o valor de 293,33kPa, o Solo CTPB e o Solo TEPE foram as exceções a esta análise, não aumentando suas médias de coesão em relação ao teor de 4%, mas com evolução em relação ao estado natural, aumentando de 95,00 kPa para 110,00kPa e de 96,67kPa para 186,67kPa, respectivamente. No solo JPPB, embora o aumento percentual em relação ao estado natural, tenha sido insignificante 1,89%, a média de 90,00kPa com o teor de 6% obteve desvio padrão e amplitude nulas, o que não ocorreu com a média de 88,33% no estado natural que obteve um desvio padrão de 10,40 kPa e amplitude de 15,00kPa, o aumento em relação ao teor de 4% foi de 25,52%.

Com relação ao ângulo de atrito o que se verifica é um aumento geral em relação ao estado natural e um aumento em quatro dos seis solos em relação ao teor de 4%. No solo JPPB aumento de 38,89% em relação ao estado natural e de 17,37% em relação ao teor de 4% ficando com o valor de 25º, Solo SAPB aumento de 1,01% em relação ao estado natural e de 1,11% em relação ao teor de 4% ficando com 29,2º, Solo ARPB aumento de 12,16% em relação ao estado natural, ficando com 35,3º, Solo BAPB aumento de 65,71% em relação ao estado natural e de 7,41% em relação ao teor de 4% de cal ficando com o valor de 29º, solo CTPB aumento de 111,55% em rela

ção ao estado natural e de 46,95% em relação ao teor de 4% ficando com o valor de 32,32, e no solo TEPB o aumento em relação ao estado natural foi de 68,67%, embora este tenha sido inferior ao aumento em relação ao teor de 4% que foi de 72,73%. De um modo geral para 6% de cal, pode-se afirmar que houve uma interação solo-cal a ponto de se verificar que o processo de estabilização ocorreu. Neste caso, deve ter ocorrido a formação de gels e conseqüente produtos do tipo calcio-silicato-aluminato hidratado, ou aluminato hidratado, típicos da reação pozolânica.

4.4.1.4. Para o teor de 8% de cal em peso

O teor de 8% de cal em peso foi o que proporcionou maior aumento na coesão em relação ao estado natural em quatro dos seis solos como se verifica a seguir: Solo JPPB aumento de 84,87% em relação ao estado natural e de 31,44% em relação ao teor de 6% ficando com a coesão média de 163,3kPa, Solo SAPB aumento de 155,33% em relação ao estado natural e de 39,54% em relação ao teor de 6% ficando com a coesão média de 200,00kPa, Solo BAPB aumento de 376,90% em relação ao estado natural e de 40,91% em relação ao teor de 6% ficando com a coesão média de 413,33%, Solo TEPB aumento de 162,06% em relação ao estado natural e de 35,71% em relação ao teor de 6% ficando com 253,33kPa.

Os solos de ARPB e CTPB foram as exceções para o aumento máximo no teor de 8%, tendo obtido valores máximos de

suas coesões situados nos teores de 6% e 4%, respectivamente.

Com relação ao ângulo de atrito o quadro que se apresenta, mostra que o teor de 8% de cal foi o que incrementou em maior grau todos as médias aritméticas dos ângulos de atrito em todos os solos, com relação ao estado natural e aos teores de 2%, 4% e 6%. Solo JPPB aumento de 63,88% em relação ao estado natural e de 18% em relação ao teor de 6%, ficando uma média de 29,5º. Solo SAPB aumento de 20,26% em relação ao estado natural e de 18,85% em relação ao teor de 6% ficando com 34,7º.

Solo ARPB aumento de 40,73% em relação ao estado natural e de 13,67% em relação ao teor de 4% ficando com 44,3º, Solo BAPB aumento de 82,86% em relação ao estado natural e de 10,46% em relação ao teor de 6% ficando com 32º, Solo CTPB aumento de 124,47% em relação ao estado natural e de 4,14% em relação ao teor de 6%, embora este aumento em relação ao teor de 6% tenha sido pequeno, a média dos valores de coesão com 8% de cal ofereceu desvio padrão inferior, levando a acreditar ser este o melhor teor de cal para estabilizar este solo ficando com 33,7º e com o Solo TEPB o aumento foi de 124,24% em relação ao estado natural e de 29,82% em relação ao teor de 4% de cal ficando com 37º.

Podemos afirmar que este comportamento distinto, caracterizado por algumas exceções feitas nesta análise é devido muito provavelmente ao processo de formação dos solos lateríticos, que proporciona diferentes características de compactação e granulometria, o que interfere sobremaneira no processo de estabilização dos solos. Outra provável interferência,

embora em escala muito pequena, no comportamento é ocasionado quando da confecção dos corpos de prova, por ser um trabalho manual, na fase de mistura e colocação nos moldes, susceptível a variações de manipulação.

Da análise global, sobre o efeito da adição da cal nos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos estudados, em termos de coesão e ângulo de atrito, pode-se concluir que de um modo geral a coesão e o ângulo de atrito tiveram seus valores aumentados. Por outro lado, nota-se por exemplo que o solo JPPB, somente para teores de cal maiores do que 4%, é que começa a ocorrer uma mudança nos valores de C e θ .

4.4.2 ANÁLISE DA TENSÃO X DEFORMAÇÃO

A característica de comportamento do material estudado é de não definir claramente os pontos de máximo, na tensão desviadora, dentro do intervalo de deformação dos ensaios ão consolidados não drenados, quando o percentual de cal situa-se entre 0% e 2%, já quando da adição de 4% de cal, estes pontos de máximo tiveram melhor definição situando-se em até, no máximo, 8% de deformação. Ao adicionar-se 6% de cal o que se nota é o ponto de máximo situando-se em até 6% de deformação para o solo JPPB, 5% para o solo SAPB e em até 3% para os demais. Finalmente, com o percentual de 8% de cal, nota-se que a deformação não ultrapassa os 3% Isto mostra que a medida que o incremento de cal aumenta, a deformação dos corpos de prova

diminui com o aumento da tensão desviadora. Evidencia-se assim que a adição de cal, causa a tendência dos solos a tornarem-se com características granulares. Como se sabe, isto tende a diminuir a deformação e aumentar o ângulo de atrito, proporcionando um avanço conjunto na resistência ao cisalhamento dos solos lateríticos.

4.5. ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS OBTIDOS

A análise estatística foi desenvolvida utilizando o programa de computador STATGRAPHICS que, baseado na teoria dos mínimos quadrados, pesquisa a correlação linear simples do tipo $Y = A x + B$, com o nível de significância definido, de valor $S = 0,0001$.

4.5.1. Correlação Linear Simples Entre Coesão e Ângulo de Atrito

Pesquisou-se a correlação entre os valores coesão e ângulo de atrito, obtidos com os solos no estado natural e após estabilizados com cal. Procurou-se verificar a relação entre coesão e ângulo de atrito de acordo com 90 pares de valores obtidos, conforme Tabela 4.5.1. Assim, buscou-se estatisticamente pesquisar a evolução da coesão e do ângulo do atrito para todos os solos, quando da adição da cal.

Os solos de Sapé-Mari, Bananeiras e Teixeira foram os

que forneceram as melhores correlações, sendo classificadas como altamente significativas, como pode-se observar a seguir:

$$\text{Solo SAPB: } Y = 0,0454446X + 24,0042; \text{ DF} = 13; \text{ R} = 0,73; \text{ S} = 0,02$$

$$\text{Solo BAPB: } Y = 0,0402876x + 16,5355; \text{ DF} = 12; \text{ R} = 0,92; \text{ S} = 0,0001$$

$$\text{Solo TEPB: } Y = 0,109801X + 7,8331; \text{ DF} = 12; \text{ R} = 0,94; \text{ S} = 0,0001$$

onde = Y = ângulo de atrito, graus.

X = coesão, kPa

R = Coeficiente de Correlação

S = Nível de significância

Podemos afirmar que, embora os demais solos não tenham apresentado correlações significativas, devido às dispersões de valores em torno da reta, não significa que não tenham apresentado o comportamento esperado geotecnicaamente, mas que não se conseguiu uma percentagem alta de explicar a variação do ângulo de atrito através do valor da coesão, para estes solos.

Uma correlação global envolvendo os solos SAPB, BAPB e TEPB juntos, foi verificada, devido aos mesmos terem apresentados melhores valores de coeficiente de correlação e obteve-se a seguinte correlação:

$$Y = 0,0350848X + 21,1073; \text{ DF} = 41; \text{ R} = 0,58; \text{ S} = 0,0001.$$

A correlação envolvendo todos os seis solos foi indicada pela seguinte equação:

$$Y = 0,0261299X + 22,5909; DF = 80, R = 0,49, S = 0,0001$$

mostrando que se pode explicar a variação do ângulo de atrito em até 45% através do comportamento da coesão e podemos supor que em aumentando-se os graus de liberdade a dispersão dos pontos tenderá a convergir para o intervalo de confiança como um conseqüente aumento do coeficiente de correlação.

As Figuras 4.5.1. à 4.5.4 representam o posicionamento dos pontos que compõem as retas de regressão linear, e a Tabela que relaciona os mesmos é a Tabela 4.5.5.

JFPB		SAPB		ARPB		BAPB		CTPB		TEPB	
C	θ	C	θ	C	θ	C	θ	C	θ	C	θ
100	19,5	70	29,0	180	30,0	100	18,5	100	15,0	90	14,5
85	14,5	80	30,0	180	30,0	80	16,5	95	15,0	110	16,5
80	20,0	85	27,5	180	35,0	80	17,5	90	15,0	90	18,5
120	25,0	40	27,0	110	35,0	80	22,0	80	18,0	80	19,0
100	28,0	50	30,0	360	35,0	80	21,5	80	19,5	60	17,0
100	26,0	50	25,0	310	39,0	80	21,0	80	20,5	70	18,0
70	20,0	100	24,0	260	43,0	200	27,0	160	22,5	180	27,5
75	22,0	100	25,0	510	32,5	200	26,0	160	21,5	200	30,5
70	22,0	110	30,0	520	29,0	200	28,0	130	35,0	200	27,5
90	25,0	150	29,0	480	28,0	280	30,0	100	31,0	180	30,0
90	25,0	140	30,0	420	32,0	300	29,0	100	31,0	200	25,0
90	25,0	140	28,5	400	32,0	420	32,0	140	32,0	180	28,5
60	30,0	200	34,0	420	32,0	400	32,0	120	35,0	240	39,5
80	29,0	200	35,0	-	-	420	32,0	130	34,0	260	36,0
150	29,5	200	35,0	-	-	-	-	-	-	260	35,5

Tab. 4.5.1. Pares de valores entre Coesão (kPa) e Ângulo de Atrito (graus) fornecedores das correlações lineares obtidas.

Regression of ϕ on c

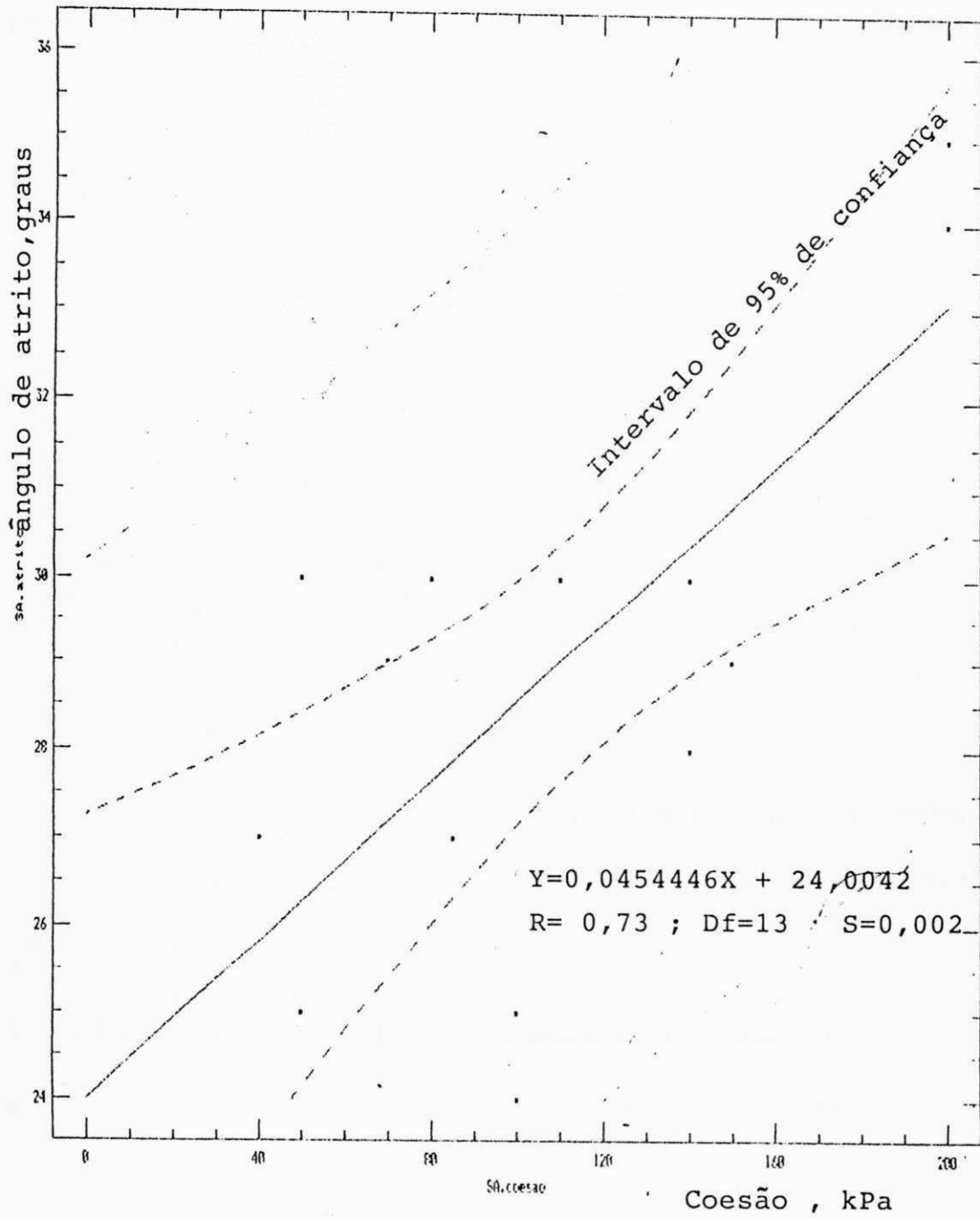


Fig.4.5.1. Regressão do Ângulo de Atrito Sobre a Coesão Para o Solo de Sapé-Mari

Regression of ϕ .atrito on σ .coesao

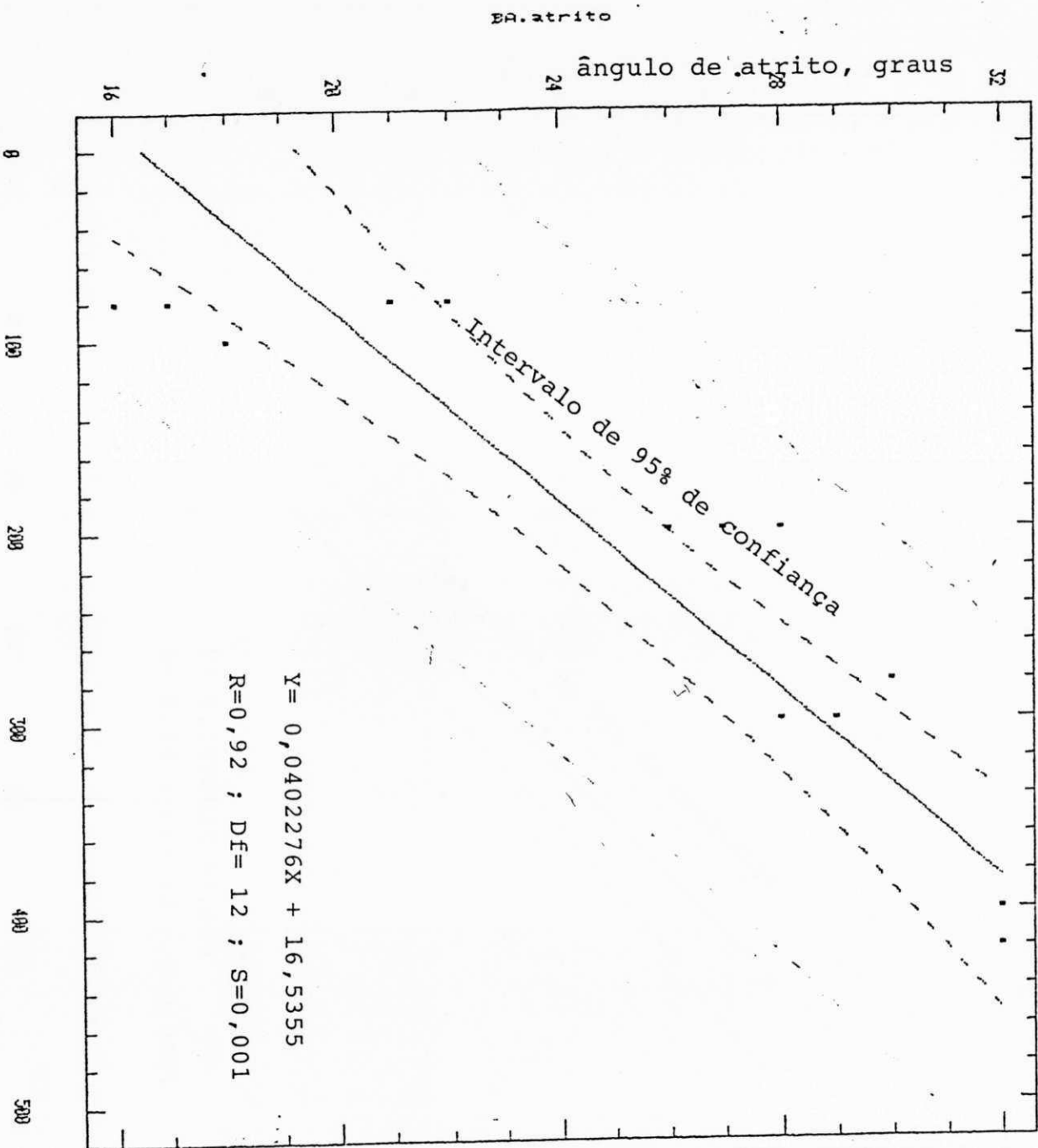


Fig.4.5.2. Regressão do Ângulo de Atrito Sobre a Coesão Para o Solo de Bananeiras

Regressao de angulo de atrito

sobre a coesao - Teixeira

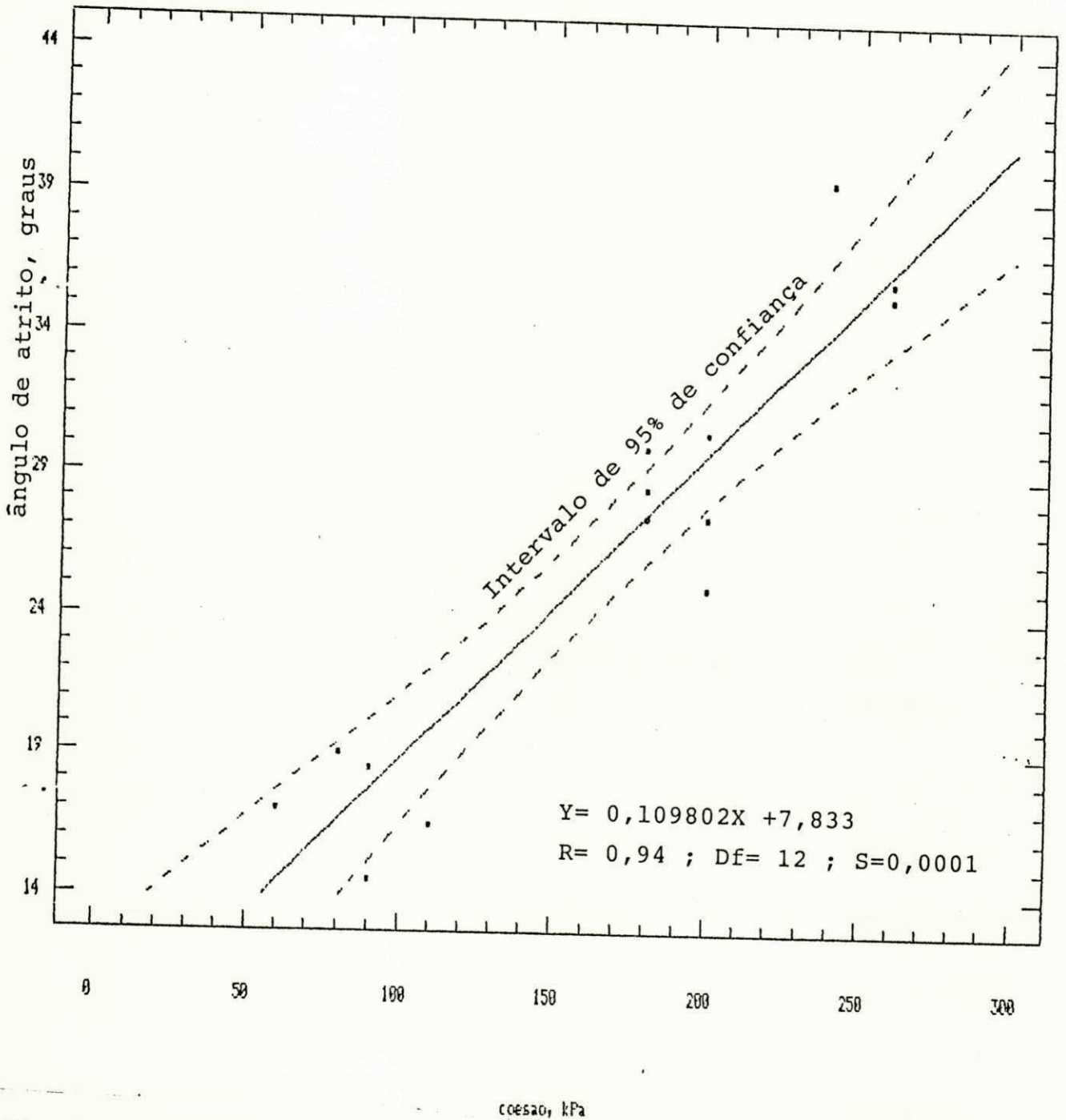


Fig.4.5.3. Regressão do Ângulo de Atrito Sobre a Coesão Para o Solo de Teixeira

Regressão de ângulo de atrito sobre

a coesão - Bananeiras, Sapé e Teixeira

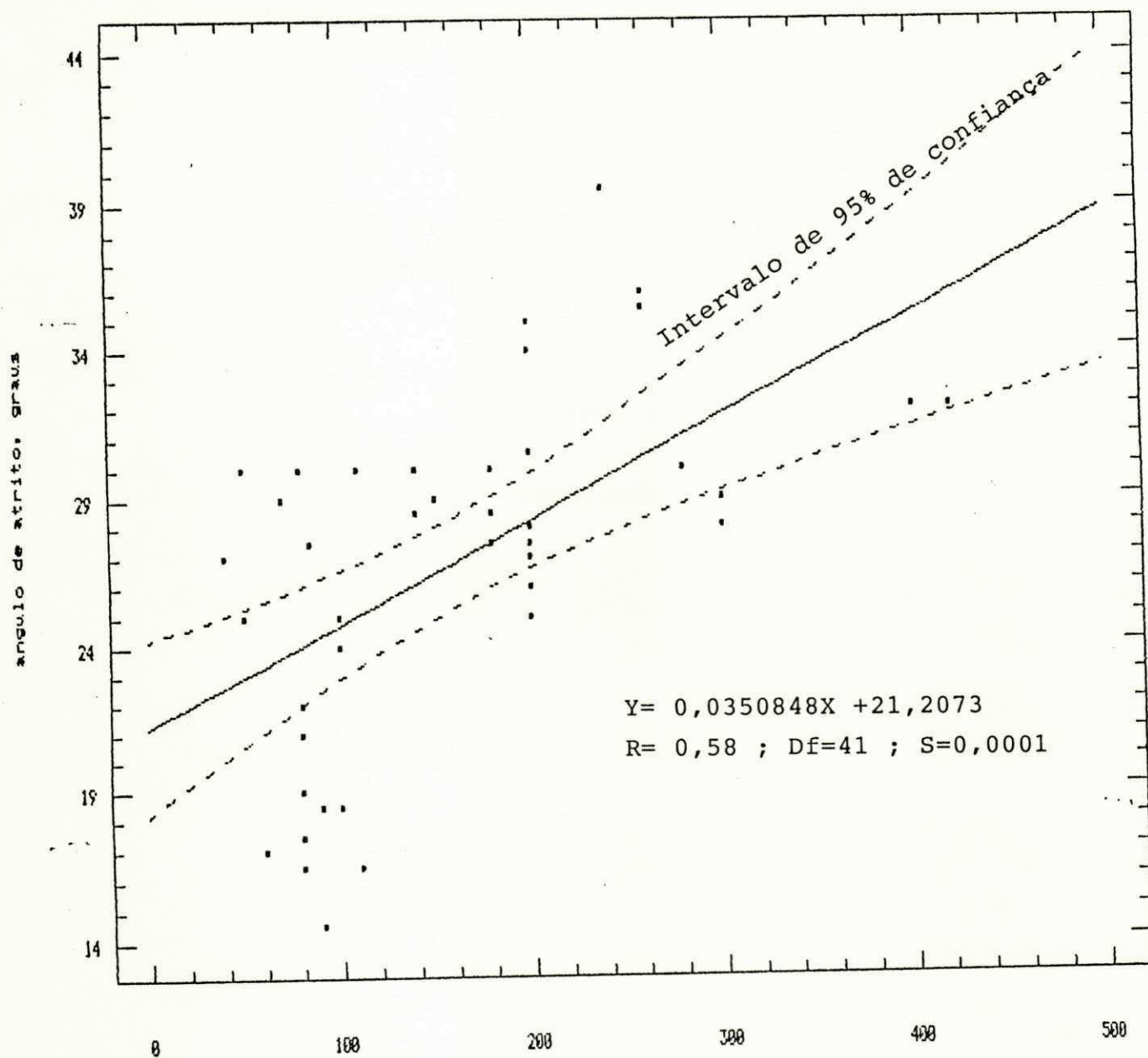


Fig.4.5.4. Regressão do Ângulo de Atrito Sobre a Coesão Para os Solos de Bananeiras, Sapé e Teixeira, Considerados como os mais significativos.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÃO

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

Baseado nos resultados obtidos na presente pesquisa e, tomando como base a análise dos mesmos, realizada no capítulo 4, pode-se concluir que:

1. Com relação à metodologia utilizada:

- Esta satisfaz plenamente as expectativas para verificação da evolução da resistência ao cisalhamento, em função do teor de cal e do percentual desta mais favorável a este tipo de estabilização, com relação à execução de ensaios. Quanto ao aproveitamento das correlações lineares utilizadas, estas forneceram dados de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima para o solo estabilizado, plenamente aceitáveis.

2. Com relação ao efeito da adição da cal:

- Quanto à deformação dos corpos de prova, obteve-se que a mesma diminui com a aplicação da tensão desviadora, à medida que o incremento de cal aumenta.

- Quanto à coesão, verificou-se que esta não foi beneficiada com o incremento de 2% de cal em peso. Com 4% de cal em peso houve uma reação positiva e proporcionou maiores elevações na resistência ao cisalhamento quando do incremento de 6% para o Solo ARPB e 8% para os Solos: JPPB, SAPB, BAPB e TEPB.

- Quanto ao ângulo de atrito, este foi incrementado deste o teor de 2% de cal em peso até o de 8% em peso com uma relação de proporcionalidade entre o ângulo de atrito e o teor de cal, sendo verificada na maior parte dos solos.

4. De uma forma geral o teor de 8% de cal em peso foi considerado o que ocasionou maior ganho de coesão e ângulo de atrito na maior parte dos solos.

5. Com relação à análise estatística:

- O programa de computador Statgraphics forneceu correlações lineares entre a coesão e o ângulo de atrito que, em três dos seis solos, foram consideradas significativas, de onde pode-se concluir que em aumentando-se os valores de coesão, aumenta-se o valor do ângulo de atrito, com uma relação de proporcionalidade sendo observada, quando o percentual de cal situa-se em até 8% de cal em peso. Sendo que no caso dos demais solos esta relação não foi verificada devido a dispersão dos pontos em torno da reta,

fato que se pode corrigir com um aumento dos graus de liberdade da amostra.

Estas conclusões são limitadas ao presente estudo e, não devem ser extrapoladas indevidamente.

CAPÍTULO 6

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

CAPÍTULO 6

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Ao longo do desenvolvimento desta pesquisa, foi observado que alguns pontos precisam ser estudados mais adequadamente e em profundidade. Sendo assim, sugere-se:

- prosseguir os estudos para o sistema solo-cal, aumentando-se o número de solos e submetendo-os a ensaios triaxiais com medida de pressão neutra.
- verificar a influência da saturação dos corpos de prova, visando o estudo dos solos em condições desfavoráveis.
- desenvolver estudo similar com aproveitamento das correlações lineares, que forneçam dados de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima para o solo estabilizado, com correção dos teores de umidade.
- avaliar o processo de estabilização, relacionando os parâmetros geotécnicos entre si.

BIBLIOGRAFIA

- ALDER, H. L. and ROESSLER, E. B., Introduction to Probability and Statistics, University of California, 5ed., 1972.
- ALEXANDER, L. T. and CADY, Y. G., Genesis and Hardening of Laterite in Solis, Technical Bull 1282, U. S. Department Agriculture, 1962, 90 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, Normas de Ensaios, NBR 7181/84, MB 342, ME 47-64, NBR 6457, NBR 5734, NBR 7182, MB33.
- BAUER, M., Beitrage Zur Geologie der Seyschellen Insbesondere zur Kenntnis des Laterits, Neues Jahrb. F. Min. vol. 2, 1898. pag. 163/219.
- BISHOP, A. W. M. A. and HENKEL, D. J., The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, 1a. ed. 1957, 1982 (última edição).
- BORBA, S. M. C., Estudos das Propriedades Químicas e Mineralógicas de Solos Vermelhos Tropicais do Norte e Nordeste do Brasil, Tese M. Sc., UFRS, 1981.

BRAGA, C. C. A., Contribuição ao Estudo da Permeabilidade e das Características Mecânicas de um Solo Laterítico Estabilizado com Cimento, Tese M. Sc., UFPE, 1979.

BUCHANAN, F. A., Journey from Madras Throught the Contries of Mysore, Konora and Malabar, Vol. 2, East Indian Company, p.p. 436-461, London, 1807.

CARVALHO, J. C., Influência das Energias Térmica e Mecânica em Propriedades de Engenharia Seleccionadas de Alguns Solos Lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, Tese M. Sc., UFPE, 1981.

CARVALHO, J. C., MIEUSSENS, C. e QUEIROZ de CARVALHO, J. B., Problèmes de Reconstitution des Éprouvetes de Sol en Laboratoire-Proposition d'une Méthode, 1985.

CASTRO, N. L. e VAINÉ, R. E., Estabilização de Solos com Cal e Cimento, XIV Reunião Anual de Pavimentação, João Pessoa, 1978.

CHADDA, L. R. and UPPAL, H. L., Laboratory Studies on the Chemical Stabilization of Laterites in Road Construction, Roads and Road Construction, 1971.

Companhia de Desenvolvimento de Recursos Minerais, Mapa Geológico do Estado da Paraíba, 1982.

Companhia de Desenvolvimento de Recursos Minerais, Mapa Exploratório, Reconhecimento de Solos, 1971.

COSTA, M. A., Resistência ao Cisalhamento de uma Argila Mole

- Estabilizada com Cal (CaO), Tese M. Sc., UFPB, 1977.
- CORREIA, J. A., Some Results of Chemical Analysis of Laterites, 4th Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. and Found. Engrg., Cape Town, South Africa, Dec. 1967, pp. 57-60.
- CORREIA, J. A., Antunes, A. M. C. and Teixeira, J.A.P.G.
Results of the Fractional Identification of Three Lateritic Gravels, Proc. Spec. Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Mexico, Vol. 1, 1969, pag. 37-51.
- Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, 1977, Materiais para Obras Rodoviárias, Métodos e Instruções de Ensaios, Brasil.
- D HOORE, J. L. Soil Map of Agrica, Explanatory Monograph, Comm. for Tech. Co-op. in Africa, Publication no. 93, 1964, pag 205.
- DIAMOND, S. and KINTER, E. R., Mechanics of Soil, Lime Stabilization, An Interpretive Review, HRR, N. 92, PP. 83-102, 1965.
- DINIZ, A. A., Resistência à Compressão Simples para Solos Lateríticos, Avaliação da Metodologia e Influência dos Efeitos da Temperatura de Secagem e Energia Mecânica. Tese M. Sc., UFPB, 1984.
- DOYNE, H. C. and WATSON, W.A., Soil Formation in Southern Nigeria, J. Agric. Science, Vol 23, 1933, pag. 208-215.
- DUMBLETON, M. J. and WEST, G., Some Factor Affecting the Relation

- Between the Clay Minerals in Soil and their Plasticity, Clay Min. Bull., Vol. 6, 1966, pp. 179-193.
- EADES, J. L., Nichols F. P. e Grim R. E., Formation of new Minerals with Lime Stabilization as Proven by Field Experiment in Virginia, HBR, Bul 335, 1962, pag. 31-39.
- FALCÃO, J. M., Sugestão para Definição Geotécnica de Solo Laterítico. Curso de Fortificação e Construção, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, 1973.
- FERMOR, L. L., What is Laterite, The Geological Magazine, New Series Decade, Vol. VIII, 1911.
- FERRO, J. G. O., Influência da Cal nas Propriedades de Engenharia de Solos Lateríticos, Tese M. Sc., UFPB, 1976.
- FOSSBERG, D. E., Some Fundamental Engineering Properties of a Lime-Stabilized Clay, Sixth Internacional Conf. on Soil Mech. and Found., Vol I, Montreal, 1965.
- GARCIA, J. J. J. M., Suelos Expansivos su Estabilizacion con Cal, Tese M. Sc., UFRJ, 1973.
- GIDIGASU, M. D., A Contribution to the study of the Physico-Chemical Implication of Wethering and Laterisation, Geotechnical Engineering, (Bangkok), no 2, Vol. 2, 1971, pag 131-149.
- GIDIGASU, M. D., Laterite and Soil Engineering, Developments in Geotechnical Engineering, 9, Elsevier Scient, Pub. Co., Amsterdam, 1976, pag. 554.

- GLINKA, K. D., Studies on the Mineralogical Composition of the Glacial Clays of the Pskov and on their Types of Weathering,, Trans. Russ, Imp. Mis. Soc. Ser., vol 2, n^o 37, pp. 334-341, 1899.
- GRANT, K., Laterites, Ferricretes, Bauxites and Silcretes, 2nd International Congress of the International Association of Engineering Geology, 1974.
- HARRASSOWITZ, H., Laterite, Fortschire der Geologie and Palaentologie, Vol. 4, 1926, pp. 253-566.
- HENRRIN, M. and MITCHELL, H., Lime-Soil Mixture, Highway Research Board, Bull. 304, 1961, pag. 99-138.
- HIRASHIMA., K. B. Highway Experience with Thixotrope Volcanic Clay, H. R. B.Proc., Vol. 28, pag. 481/494, 1948.
- HOLLAND, T. H., On the Constitution, Origen and Dehydration of Laterite, Geology Magazine, vol. 4, 10, 1903, pag 59-69.
- HOLTZ, R. D. and KOVAS, K. D., An Introduction to Geotechnical Engineering, Frentice-Hall, New Jersey,
- INFANTI, J. and KANJI, Preliminary Considerations on Geochemical Factores Affecting the Safety of Earth Dams., 2nd International Congress of the Association of Engineering Geology, Brasil, 1974.
- INGLES, O. G. and METCALF, J. B., Soil Stabilization , Butterworks, 1972.

- INGLES, O. G. and Neil, R. C., Lime Group Penetration and Associated Moisture Movements in Soil, Symposium on Soils and Earth Structures in Arid Climates, 28-32, Inst. Engrs. Aust. Adelaide, 1970.
- LAGUROS, J. G., Diferenças de Reação na Estabilização de Solos Argilosos, 1960.
- LIMA, C. G., Estudos sobre a Reatividade à Cal de Solos Lateríticos visando sua Estabilização. Aplicação a um Solo Laterítico de Nova Flores, Tese M.Sc., UFPB, 1983.
- LITTLE, A. L., Laterites, Proc. 3rd Asian Regional Conf. Soil Mech. Found. Engineering, Vol. II, Haifa, 1967.
- LUCENA, F. B., A Natureza e Propriedades dos Solos Vermelhos do Estado da Paraíba., Tese M. Sc. UFRJ, 1976.
- MALLET, F. R., On laterit and Other Maganese ore Occuring at Gosolpur Jabalpur District, Geol. Suru. India, Vol. 16, pp. 103/118, 1933.
- MARTIN, F. J. and DOYNE, H. C., Laterite and Lateritic Soil in Sierra Leone, Journal of Agricultural Science, Vol. 20, 1930, pag. 135-143.
- MARTIN, F. J. and DOYNE, H. C., Laterite and Laterite Soils in Sierra Leone, Journal of Agricultural Science, Vol. 17, August 1927, pag. 530/547.
- MARTINS, L. B., Localização e Descrição de Várias Jazidas de

- Solos Lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, Tese M. Sc., UFPB, 1983.
- MILLARD, R. S., Road Building in the Tropics, Journal Applied Chemistry, London, 1926, Vol. 12, pag. 342-357.
- MILLARD, R. S., Soil Stabilization in the Tropics, Part I, The Need for Soil Stabilisation, Roads and Road Construction, Vol. 39, nº 468, 1961, pp. 355-357.
- NOVAIS FERREIRA, H., O conceito da Laterita na Engenharia Civil, Vol. 1, nº 1, 1963, pp. 35-51.
- NOYE, P. H., Some Soil Forming Process in the Humid Tropics - IV The Action of the Soil Fauna, J. Soils Science, Vol. 6. pp. 73-83, 1955.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B., Amorphous Materials and Lime Stabilization Soils, X International Congress on Soil Mech. and Foundation Engineering, Secção 12, Estocolmo, Suécia, 1981.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B., Relações entre Parâmetros de Engenharia de Solos Vermelhos Tropicais Estabilizados com Cal, 15ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPV, D ERMG, Belo Horizonte, 1980.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B., Soil Properties Affecting the Lime Stabilization of Red Tropical Soil from North East Brazil, Tese de Doutorado, Universidade de Leeds, Inglaterra, 1979.

QUINTANS, F. A., Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Compactado submetido a Estado de Tensões Triaxiais, Tese M. Sc., UFPE, 1979.

SHELLMANN, W., Considerations on the Definition and Classification of Laterites, Proceeding of the International Seminar on Laterisation Process, 1980.

SING, A. and JOSHI, R. C., Current Practices in Geotechnical Engineering International Overviews, ISSN 0253-5122, vol .1 .1985.

SUDENE, Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste, Capacidade de Uso das Terras, Série Edafologia, nº 4, Recife, Brasil, 1974a.

SUDENE, Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste, Mapa de Regiões Bioclimáticas e Mapa de Isoietas, Recife, Brasil, 1974b

SUDENE, Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste, Inventário Hidrogeológico Básico do Nordeste, Recife, Brasil 1977.

TELINO, T. M. M., Avaliação da Metodologia para Avaliar a Determinação da Plasticidade de Solos Lateríticos Estabilizados com Cal, Tese M. Sc. em andamento, UFPB.

TERZAGHI, K., Design and Performance of Sasumua Dam., Proceeding Institution of Civil Engineers, London, vol. 9, pp. 369/395, 1958.

- TRAJANO, C. M. V., Influência do Dopping de Silicato de Sódio e Hidróxido de Sódio na Resistência a Compressão Simples de Solos Lateríticos Estabilizados com Cal, Tese M. Sc., UFPB, 1991.
- VALLERGA, B. A., VAN TIL, C. J. and RANANAND, N., Engineering Properties of Lateritic Materials Used in Thailand Road Construction Proc. Spec. Session Engrg. Prop. of Lateritic Soils, 7 th Int. Cong. Mech. Found. Engineering, Vol 2, General Report, Mexico, 1970. pag. 109-121.
- VARGAS, M., Introdução à Mecânica dos Solos, Mc-Graw-Hill, do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, 1977.
- WERNICKE, J. e BARROS, J. H. R., A relação Silica/Sesquióxidos e as Propriedades Características dos Solos Lateríticos, Pub. Técnicas CPM 21/74, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, 1974, pag. 14.
- WINTERKORN, F. H. and CHANDRASEKHARAN, E. C., Laterites and Their Stabilization, Highway Reserach Board Bulletin, nº 44, pag. 10-29, 1951.