

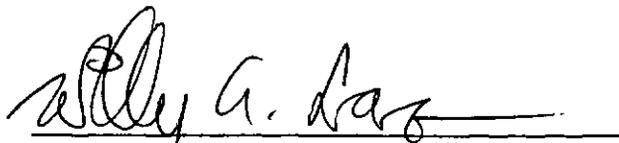
ENSAIOS TRIAXIAIS DE COMPRESSÃO E EXTENSÃO NA ARGILA

CINZA DO RIO DE JANEIRO EM BOTAFOGO

*Amaro Henrique Pessoa Lins*

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

Aprovado por:



WILLY ALVARENGA LACERDA

(Orientador)



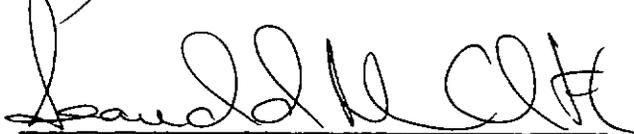
MAURO LUCIO GUEDES WERNECK



FRANCISCO DE REZENDE LOPES



MARCIO MIRANDA SOARES



LEANDRO MOURA COSTA FILHO

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

SETEMBRO DE 1980

Ao meu Pai  
À minha Mãe (In Memoriam)  
Aos meus irmãos  
À minha noiva

AGRADECIMENTOS

- Ao Prof. Willy Alvarenga Lacerda pela orientação efetiva neste trabalho e pela amizade durante todo o curso.
- Aos Professores Francisco de Rezende Lopes, Leandro M. Costa Filho, Marcio Miranda Soares e Mauro Lucio G. Werneck pelas críticas e sugestões que permitiram um maior aperfeiçoamento deste trabalho.
- Aos Professores da Área de Mecânica dos Solos da COPPE-UFRJ que, conscientes do seu dever, se dispuseram a transmitir os seus conhecimentos.
- A todo pessoal do Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE: Prof. Mauricio Ehrlich, Técnicos Álvaro Augusto Dellê Vianna, Gilson Fernandes e Sérgio Iório pelas sugestões e participação no trabalho experimental; ao Luiz Mario Fernandes e ao Sr. Roberto Florentino Guimarães por contribuírem no bom funcionamento do laboratório.
- À Engenheira Imaculada Conceição Soares pela grande amizade e pela sua participação dedicada em todas as etapas de elaboração desta tese.
- À Sandra Nogueira Leão pelo paciente e cuidadoso trabalho datilográfico.
- Ao Gilmar Fernandes pelos excelentes e trabalhosos desenhos.
- Ao Sr. Edir T. Mendes e ao Eng<sup>o</sup> Antonio Jorge Dellê Vianna pela construção e auxílio na montagem de parte do equipamento utilizado no trabalho experimental.
- À amiga Laura Maria Goretti da Motta pela revisão do texto.

- Aos amigos Antonio Soares, Everaldo Alencar, Fernando Jucá e Fernando Vieira pelo incentivo e amizade.
- À Universidade Federal de Pernambuco e ao CNPq pelo auxílio financeiro.
- Aos Professores da Área de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da U.F.Pe. pelo incentivo ao estudo da Mecânica dos Solos que me levaram à realização deste trabalho.

SUMÁRIO

O presente trabalho visa a obtenção de parâmetros geotécnicos de uma camada de argila média, constante do perfil geológico do local das escavações do lote 09 do Metropolitan do Rio de Janeiro, em Botafogo, através de ensaios triaxiais adensados - não drenados de compressão e extensão.

Procurou-se eliminar o efeito da amostragem através da utilização do Método SHANSEP, o qual requer o adensamento dos corpos de prova sob pressões efetivas várias vezes superiores às pressões efetivas verticais de campo. Através do conceito de "Parâmetros Normalizados", pode-se obter informações sobre o comportamento ideal do solo para as condições de campo. Foram feitas comparações entre os parâmetros obtidos de ensaios triaxiais de compressão e extensão.

Utilizou-se a formulação hiperbólica proposta por Kondner (1963) e posteriormente desenvolvida por Duncan e Chang (1970), na obtenção de módulos tangentes de deformação, comparando-se os resultados com valores obtidos na argila mole cinza do Rio de Janeiro, na Baixada Fluminense, por Ortigão e Lacerda (1979). Estas informações serão utilizadas oportunamente em programas de Elementos Finitos que simularão a escavação do Metrô naquele local.

ABSTRACT

This dissertation deals with the determination of stress-strain-strength parameters of a medium clay layer at an excavation site of the Rio de Janeiro subway at Botafogo, section 09, through compression and extension consolidated-undrained triaxial tests.

The disturbance of the block soil samples was dealt with by means of the SHANSEP Method, which requires consolidation of the soil specimens under effective stresses several times higher than the existing field effective stresses. Through the "Normalized Parameters" approach of the Method, field conditions can be estimated with a better degree of confidence. Parameters obtained from extension and compression triaxial tests were compared.

The hyperbolic formulation for the stress-strain curves suggested by Kondner (1963) and developed by Duncan and Chang (1970) was used, and the tangent moduli were compared with those obtained by Ortigão and Lacerda (1979) with the Rio de Janeiro soft grey clay.

These informations will be used in a forthcoming Finite Element analysis that will simulate the subway excavation at that site.

Í N D I C E

## Capítulos

- I       INTRODUÇÃO GERAL
- II       REVISÃO BIBLIOGRÁFICA
  - II.1   - Introdução
  - II.2   - Equipamentos e Técnicas de Ensaio
  - II.3   - Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb
  - II.4   - Caminho de Tensões
  - II.5   - Amostragem Perfeita
  - II.6   - Parâmetros Normalizados
  - II.7   - Método SHANSEP
  - II.8   - Parâmetros de Pressão Neutra
  - II.9   - Influência do Adensamento Anisotrópico
  - II.10  - Influência da Rotação dos Planos Principais
  - II.11  - Influência da Tensão Principal Intermediária
  - II.12  - Módulos de Deformação
- III      ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS NÃO DRENADOS DE COMPRESSÃO
  - III.1  - Caracterização das Amostras
  - III.2  - Adensamento Triaxial
  - III.3  - Aplicação do Método SHANSEP
  - III.4  - Parâmetros de Resistência
  - III.5  - Resistência Não-Drenada
  - III.6  - Parâmetros de Pressão Neutra

## Capítulos

### IV ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS NÃO DRENADOS DE EXTENSÃO

- IV.1 - Introdução
- IV.2 - Parâmetros de Resistência
- IV.3 - Resistência Não Drenada
- IV.4 - Parâmetros de Pressão Neutra

### V MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO NÃO DRENADOS

- V.1 - Formulação Hiperbólica
- V.2 - Módulo Tangente Inicial
- V.3 - Variação do Módulo Tangente

### VI CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISA

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

## APÊNDICE A - EQUIPAMENTOS E TÉCNICAS DE ENSAIO

- A.1 - Equipamentos
- A.2 - Obtenção de Amostras e Moldagem dos corpos de prova
- A.3 - Montagem do Corpo de Prova
- A.4 - Saturação e Adensamento
- A.5 - Cisalhamento Não-Drenado
- A.6 - Calibração da Célula de Carga Interna

APÊNDICE B - CORREÇÕES EM ENSAIOS TRIAXIAIS

- B.1 - Introdução
- B.2 - Drenos de Papel Filtro
- B.3 - Resistência da Membrana
- B.4 - Atrito no Pistão

CAPÍTULO IINTRODUÇÃO

As variações de tensões a que são submetidas as amostras nos ensaios triaxiais nem sempre correspondem às variações impostas a um elemento de solo no campo. Por isso, torna-se necessário conhecer-se a influência dos diversos sistemas de tensões no comportamento tensão-deformação-resistência dos solos.

Nos ensaios triaxiais convencionais as amostras só podem ser submetidas a variações de tensões axi-simétricas, mas dentro desta limitação pode-se aplicar um grande número de caminhos de tensões às amostras, variando-se as tensões axial e radial.

Na maioria das vezes, quando são utilizados ensaios triaxiais para obtenção dos parâmetros tensão-deformação-resistência dos solos, realizam-se ensaios de compressão. Entretanto, em algumas investigações tais como o levantamento do fundo de uma escavação, ou no projeto de paredes de estaca-prancha, é essencial ter-se um conhecimento das características de deformação sob condições de extensão. No presente trabalho foram realizadas duas séries de ensaios triaxiais de compressão e extensão em amostras de argila retiradas no local das escavações para execução de uma estação de passageiros do Metrô-Rio em Botafogo. Em obras deste tipo, encontram-se duas situações distintas: No fundo da escavação tem-se uma condição de extensão ver

tical pelo alívio da tensão vertical, enquanto que nas paredes laterais verifica-se uma condição de compressão vertical pelo alívio das tensões laterais.

Pretende-se neste trabalho dar uma pequena contribuição ao estudo da argila cinza do Rio de Janeiro. Diversos pesquisadores já tem se dedicado a este estudo tendo sido publicados diversos trabalhos utilizando-se amostras de argila obtidas de diversos locais da cidade e da Baixada do Rio de Janeiro. (Aragão, 1975; Collet, 1975; Costa Filho, Werneck, Collet, 1977; Lacerda, Costa Filho, Coutinho e Duarte, 1977; Ortigão, 1975; Ortigão e Lacerda, 1979; Ortigão, 1980; Vilela, 1977).

CAPÍTULO IIREVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## II.1 - INTRODUÇÃO

Os ensaios triaxiais constituem um valioso elemento na solução de problemas da Mecânica dos Solos, tornando possível simular, em laboratório, variadas condições de drenagem e estados de tensões correspondentes a situações de campo. Esta flexibilidade do ensaio permite a obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade adequados a cada situação em particular (Figuras II.1 e II.2).

De acordo com as condições de drenagem em cada estágio dos ensaios, estes se classificam em:

- 1) Ensaios não drenados (UU ou Q). Não se permite drenagem em nenhum estágio de ensaio.
- 2) Ensaios consolidados não drenados (CU,  $Q_c$  ou R). A drenagem é permitida durante um estágio, de adensamento, não sendo porém permitida no estágio que levará à ruptura do corpo-de-prova. O estágio de adensamento pode ser isotrópico ou anisotrópico.
- 3) Ensaios consolidados drenados (CD ou S). A drenagem é permitida durante todo o ensaio.

De acordo com as condições de aplicação de tensões, na ruptura, os ensaios triaxiais classificam-se em:

## 1) Ensaio de compressão

- a) Carregamento - A ruptura é obtida através do acréscimo da tensão vertical,  $\Delta\sigma_V$ , maior do que o acréscimo da tensão horizontal,  $\Delta\sigma_H$  ( $\Delta\sigma_V > \Delta\sigma_H$ ).
- b) Descarregamento - Neste caso, atinge-se a ruptura reduzindo-se as tensões horizontais, de forma que  $\Delta\sigma_H > \Delta\sigma_V$ .

## 2) Ensaio de Extensão

- a) Carregamento - Atinge-se a ruptura através de acréscimos na tensão horizontal maiores do que os acréscimos da tensão vertical ( $\Delta\sigma_H > \Delta\sigma_V$ ).
- b) Descarregamento - Atinge-se a ruptura através da redução da tensão vertical de modo que  $\Delta\sigma_V > \Delta\sigma_H$ .

Os ensaios consolidados não drenados podem ser classificados da seguinte forma:

$\overline{CIU}$  - C (L ou U) = Ensaio triaxial adensado isotropicamente, não drenado, de compressão, de carregamento ou descarregamento. A barra horizontal sobre  $\overline{CIU}$  indica que foram feitas medições da pressão neutra durante o ensaio.

$\overline{CAU}$  - C (L ou U) = Ensaio triaxial adensado anisotropicamente, não drenado, de compressão, de carregamento ou descarregamento.

$\overline{CIU}$  - E (L ou U) = Ensaio triaxial adensado isotropicamente, não drenado, de extensão, de carregamento ou descarregamento.

$\overline{\text{CAU}} - E (L \text{ ou } U) =$  Ensaio triaxiais adensados anisotropicamente, não drenados, de extensão, de carregamento ou descarregamento.

## II.2 - EQUIPAMENTOS E TÉCNICAS DE ENSAIO

O equipamento utilizado em ensaios triaxiais é constituído, basicamente, de uma câmara cilíndrica (célula triaxial), na qual se coloca o corpo de prova, e de sistemas de medição de pressões neutras, variação volumétrica e deformações laterais e axiais, como apresentado na figura II.3.

As pressões confinantes no interior da célula triaxial, são aplicadas através de um fluido utilizando-se uma fonte geradora de pressão, tais como, compressores de ar, potes de óleo, e sistemas auto-compensadores de potes de mercúrio (Bishop & Henkel, 1962).

A aplicação das tensões verticais, durante a ruptura ou na fase de adensamento anisotrópico pode ser feita utilizando-se prensas, pendurais ou sistemas mais complexos tais como os descritos por Andresen & Simons, (1960).

As medições das pressões neutras dos corpos de prova são feitas de forma mais rápida e exata utilizando-se transdutores de pressão (Burn, 1963).

Uma das principais causas de erros em ensaios triaxiais não drenados está na diferença entre as pressões neutras na zona de ruptura e nas extremidades do corpo de prova, onde em geral são efetuadas as medições. Esta diferença deve-

-se, principalmente, à restrição à deformação que ocorre nas extremidades do corpo de prova impostas pela base e pela placa de topo. A figura II.4 apresenta alguns resultados indicativos da influência da não equalização das pressões neutras sobre os valores do parâmetro de pressão neutra,  $A$ , e da tensão principal menor efetiva em função da razão de pré-adensamento ( $OCR =$  máxima tensão efetiva que já atuou na amostra/tensão efetiva atual]. Este inconveniente pode ser minimizado pelo uso de topo e bases lubrificadas (Barden, 1960) porém a maneira mais simples de se diminuir o erro devido à diferença nas pressões neutras ao longo do corpo de prova consiste na utilização de baixas velocidades de ensaio, que permitem a equalização das pressões (Blight, 1963). A figura II.5 apresenta um gráfico para cálculo do tempo de ruptura em ensaios não drenados, em função do coeficiente de adensamento, geometria do corpo de prova e da utilização ou não de papel filtro (Blight, 1963).

Diversos pesquisadores têm avaliado o efeito de infiltrações d'água através da membrana que envolve o corpo de prova, sobre os valores de pressão neutra. Segundo Casagrande e Hirschfeld (1960) e Crawford (1963), este fenômeno não tem grande importância nos ensaios de pequena duração (até 30 dias), tornando-se difícil a avaliação da sua influência em ensaios mais prolongados devido ao efeito da compressão secundária.

As medições das variações volumétricas sofridas pelo corpo de prova, durante os estágios de adensamento e ruptura drenados, são feitas, geralmente, através de buretas graduadas (Bishop & Henkel, 1962).

As deformações verticais podem ser determinadas através de extensômetros mecânicos que mede o deslocamento relativo entre o pistão e a célula, ou diretamente sobre o corpo de prova, utilizando-se aparelhagem mais sofisticada, como por exemplo o LVDT ("Linear Variable Differential Transducer"), como mostra a figura II.6.

### II.3 - CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

A teoria de Mohr admite que ocorre a ruptura de um determinado material quando a tensão cisalhante,  $\tau$ , atuante num plano qualquer, atinge um certo limite,  $s$ , sendo  $s$  função da tensão normal atuante no plano e das características do material,  $p_i, p_j \dots$

$$s = f(\sigma_n, p_i, p_j \dots) \quad (\text{II.1})$$

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é um caso particular da hipótese de Mohr, onde a tensão cisalhante na ruptura é definida por:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \phi \quad (\text{II.2})$$

onde  $c$  e  $\phi$  são características do material.

Em aplicações da Mecânica dos Solos, a equação (II.2) é reescrita na forma abaixo, válida para materiais cujos vazios são preenchidos por um único fluido:

$$\tau = c' + \sigma' \text{tg } \phi' = c' + (\sigma - u) \text{tg } \phi' \quad (\text{II.3})$$

Sendo  $\sigma'$  = Tensão efetiva normal

$u$  = Tensão atuante no fluido dos poros

$c', \phi'$  = Coesão e ângulo de atrito "efetivos"

$c, \phi$  = Coesão e ângulo de atrito em termos de tensões totais

A figura II.7.a representa a envoltória de Mohr obtida de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente não drenados, em argila. O círculo A corresponde às tensões atuantes, na ruptura, para uma amostra submetida a uma tensão de adensamento,  $\sigma'_{c1}$ , maior do que a tensão de pré-adensamento,  $P'_o$  (figura II.7.c). A linha reta od representa a envoltória de ruptura correspondente a uma amostra normalmente adensada. O círculo B corresponde às tensões na ruptura para uma amostra inicialmente adensada sob uma tensão de adensamento  $\sigma'_{c1}$ , e, em seguida, expandindo sob uma tensão confinante  $\sigma'_{c2}$ , tal que,  $\sigma'_{c2} < \sigma'_{c1}$ . Neste caso, diz-se que a amostra está pré-adensada com uma razão de pré-adensamento (OCR) igual a  $\sigma'_{c1}/\sigma'_{c2}$ . A envoltória de ruptura aa'b para estas condições, está acima de od, e apresenta um certo valor ob de coesão efetiva. A reta ba representa a envoltória de ruptura para uma situação em que a amostra é inicialmente adensada sob  $\sigma'_{c1}$ , expande sem aplicação de tensão confinante e, em seguida, é readensada sob  $\sigma'_{c2}$  e, levada à ruptura.

Observa-se, na figura II.7.b, a existência de diferentes ângulos de atrito, para um mesmo tipo de solo, dependendo do histórico de tensões da amostra. Hvorslev (1960) sugere uma maneira prática de se considerar estes resultados. Na figura II.8 apresenta-se a representação gráfica da equação II.3. As linhas OAB e BA representam as envoltórias referentes aos

círculos A e B da figura II.7.a. Se fossem traçados os círculos de ruptura correspondentes a amostras pré-adensadas, sob diferentes tensões máximas de pré-adensamento,  $\sigma'_{cmax}$ , seriam obtidas linhas paralelas a BA, como indicado pelas linhas pontilhadas na figura II.8. Isto indica que  $c'$  é proporcional à tensão máxima de pré-adensamento,  $\sigma'_{cmax}$ , ou seja,

$$c' = \sigma'_{cmax} \cdot \operatorname{tg} \phi'_c \quad (\text{II.4})$$

e a equação II.3 pode ser rescrita da seguinte forma

$$\tau = \sigma'_{cmax} \cdot \operatorname{tg} \phi'_c + \sigma'_f \cdot \operatorname{tg} \phi'_r \quad (\text{II.5})$$

onde  $\sigma'_f$  é a tensão normal efetiva no plano de ruptura do solo pré-adensado. Os parâmetros  $\phi'_c$  e  $\phi'_r$  estão definidos na figura citada.

Utilizando-se as equações II.4 e II.5 pode-se determinar a resistência ao cisalhamento de solos pré-adensados.

#### II.4 - CAMINHO DE TENSÕES

Na solução dos problemas de estabilidade e de formação em solos, é fundamental se conhecer o estado de tensões existente "in situ", e o comportamento do solo, a partir daí, sob diferentes condições de carregamento.

A representação gráfica dos diferentes estados de tensões a que pode estar submetido um elemento no interior de uma massa de solo, pode ser feita simplificada quando se utiliza o conceito de 'caminho de tensões' (Henkel, 1960 e Lambe,

1967).

Define-se, genericamente, o caminho de tensões como sendo a linha que une diferentes pontos num determinado gráfico de tensões. Os caminhos de tensões mais utilizados na solução de problemas da Mecânica dos Solos, devido a Lambe (1967), são os correspondentes ao lugar geométrico dos pontos de máximas tensões cisalhantes sofridas por um elemento de solo quando submetido a diferentes estados de tensões.

Usualmente, são utilizados três caminhos de tensões básicos (Lambe, 1967):

1) Caminho de tensões efetivas (ESP)

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ versus } \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = q \text{ versus } p'$$

2) Caminho de tensões totais (TSP)

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ versus } \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = q \text{ versus } p$$

3) Caminho de tensões totais menos a pressão neutra estática ((T-U<sub>0</sub>) SP)

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ versus } \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_0 \right) = q \text{ versus } (p - u_0)$$

A figura II.9 apresenta diversos caminhos de tensões efetivas (ESP) típicos em ensaios triaxiais adensados, não drenados de compressão (CIU-C) em argilas com diferentes

histórias de tensões (Ladd, 1971).

Através do método do caminho de tensões também podem ser obtidos os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  do solo, como indicado na figura II.10.

## II.5 - AMOSTRAGEM PERFEITA

A obtenção, em laboratório, da resistência "in situ" de um elemento de argila requer a realização de ensaios em amostras sob as mesmas condições de drenagem e estado de tensões a que o elemento será submetido no campo. Entretanto, a obtenção destas condições é praticamente impossível, em laboratório, devido às alterações na estrutura e estado de tensões inicial provocadas pelo processo de amostragem.

A figura II.11 apresenta um caminho de tensões hipotético referente ao processo de amostragem numa argila normalmente adensada. Observa-se neste gráfico a mudança no estado de tensões da amostra desde a condição de campo, quando está submetida a um sistema anisotrópico sob as tensões efetivas  $\sigma'_{v0}$  e  $K_0 \sigma'_{v0}$ , até atingir um estado isotrópico sob uma tensão residual  $\sigma'_r$ .

Os resultados de ensaios  $\overline{UU}$  e  $\overline{CU}$  sob tensões confinantes efetivas aproximadamente iguais às tensões efetivas de campo, sofrem grande influência do processo de amostragem. Diversos procedimentos de ensaio tem sido desenvolvidos com o objetivo de avaliar e minimizar esta influência.

Ladd e Lambe (1963) desenvolveram o processo de nominado 'Amostragem Perfeita'. Basicamente, este processo consiste em se obter amostras em laboratório de forma que a única influência da amostragem seja unicamente na mudança do estado de tensões, partindo-se da condição de campo para uma condição de laboratório onde a amostra está submetida a um estado isotrópico de tensões,  $\sigma'_v = \sigma'_h = \sigma'_{ps}$ . O valor de  $\sigma'_{ps}$  é dado pela equação (Ladd & Lambe, 1963).

$$\sigma'_{ps} = \sigma'_{vo} \{K_o + A_u (1 - K_o)\} \quad (II.6)$$

onde  $K_o$  = coeficiente de empuxo de terra no repouso,

$$A_u = \frac{(\Delta u - \Delta \sigma_h)}{(\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h)}, \quad \Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h = \sigma'_{vo} (1 - K_o)$$

$\Delta u$  = variação da pressão neutra na "amostragem perfeita", e  $\sigma'_{vo}$  = pressão vertical efetiva devido ao peso de terra sobre o elemento considerado.

A figura II.12 ilustra o efeito da amostragem perfeita no caminho de tensões de um grupo de argilas de Kawasaki, Japão. Os resultados apresentados foram obtidos de duas séries de ensaios. Na primeira, as amostras foram adensadas anisotropicamente, na condição  $K_o$ , e, em seguida, foram levadas à ruptura por acréscimo da tensão vertical (Ensaio  $\overline{CAU}$ ). Na segunda série, as amostras foram inicialmente adensadas na condição  $K_o$ , até um valor de  $\sigma'_{vc} > \sigma'_{vo}$  e, em seguida, procedeu-se a um descarregamento, pelo decréscimo de  $\sigma'_{vc}$  até obter um sistema isotrópico, (Amostragem Perfeita), sem permitir drenagem. Nesta situação, as amostras foram levadas à ruptura por acréscimo da tensão vertical (Ensaio  $CA-\overline{UU}$ ).

Com o objetivo de se corrigir os valores da resistência não drenada,  $S_u$ , obtidos através de ensaio  $\overline{UU}$ , Ladd e Lambe (1963) admitiram que o decréscimo em  $S_u$  devido a redução nas tensões efetivas pelo processo de amostragem, é equivalente ao decréscimo em  $S_u$ , quando se reduz as tensões efetivas de ensaio de um valor  $\sigma'_{vm}$  a  $\sigma'_c$ . Assim, é possível obter correções para os valores de  $S_u$ , obtidos de ensaio  $\overline{UU}$ , através de uma série de ensaios  $\overline{CU}$ , utilizando-se amostras artificialmente pré-adensadas com  $OCR = \sigma'_{cm} / \sigma'_c$ , de acordo com a figura II.13.

Ladd e Lambe (1963) concluíram que a melhor maneira de evitar a influência da amostragem nos resultados de ensaios  $\overline{CU}$  é adensar a amostra na condição  $K_o$ , a um valor de  $\sigma'_{vm}$  superior a  $\sigma'_{vo}$  e realizar um ensaio CA- $\overline{UU}$  (ou um ensaio  $\overline{CAU-C}$ , na condição  $K_o$ , reduzindo-se o valor medido de  $S_u / \sigma'_c$  em  $5 \pm 5\%$ , referente à diferença entre  $S_u / \sigma'_c$  nos dois tipos de ensaios).

## II.6 - PARÂMETROS NORMALIZADOS

Para alguns tipos de argila, as relações tensão-deformação, para um mesmo valor de OCR e diferentes tensões de adensamento, quando normalizadas em função da tensão vertical efetiva de adensamento apresentam-se praticamente coincidentes, como mostra a figura II.14 (Henkel, 1960; Parry, 1960). Neste caso, diz-se que o solo apresenta um comportamento normalizado. Este comportamento não se verifica em argilas sensíveis ou cimentadas devido às profundas alterações na sua estrutura quando são submetidas a tensões de adensamento.

Partindo-se do princípio do comportamento normalizado, pode-se obter, simplificada<sup>mente</sup>, curvas representativas dos parâmetros do solo para diferentes condições de tensão e pré-adensamento, como mostra a figura II.15.

Na maioria das aplicações práticas, são utilizados os parâmetros normalizados  $S_u/\sigma'_{vc}$ , onde  $\sigma'_{vc}$  = tensão vertical efetiva de adensamento em laboratório;  $E_u/S_u$ , sendo  $E_u$  = módulo de Young para pressões totais;  $K_o$ , e os parâmetros de pressão neutra  $\bar{A}_f$  e  $(a/2)f$ .

## II.7 - MÉTODO SHANSEP

O método SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) consiste, basicamente, em avaliar com precisão o histórico de tensões do solo em estudo e, aplicar-lhe o conceito de parâmetro normalizado. Desta forma, obtém-se um melhor conhecimento das características do solo, em qualquer elemento do seu perfil.

A aplicação do método SHANSEP envolve as seguintes etapas:

- 1) Investigação geotécnica do perfil do solo, classificando-o e subdividindo-o em camadas de acordo com as características apresentadas.
- 2) Avaliação do histórico de tensões, determinando-se com precisão o peso específico ( $\gamma_t$ ), e a pressão de pré-adensamento ( $p'_o$ ), através de cuidadosos ensaios oedométricos.

- 3) Definição e programação dos tipos de ensaios aplicáveis à situação em estudo, considerando-se a faixa de variação do OCR em que devem ser realizados (em função da etapa 2).
- 4) Execução da programação de ensaios definidos na etapa 3. Primeiramente, deve-se readensar as amostras até atingirem a reta virgem (figura II.16). Em seguida, reduzir as pressões efetivas até obter o valor desejado de OCR. Destes ensaios, obtêm-se os parâmetros normalizados necessários, em função do OCR.
- 5) Utilização dos parâmetros normalizados de acordo com os resultados das etapas (1) e (2), obtendo-se a sua distribuição ao longo do perfil.

#### I.8 - PARÂMETROS DE PRESSÃO NEUTRA

Em 1954, Skempton introduziu o conceito de parâmetros de pressão neutra. Ele sugeriu que as variações nas pressões neutras devido às variações nas tensões principais totais podem ser expressas pela equação:

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \} \quad (\text{II.7})$$

onde  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são, respectivamente, a tensão principal maior e a tensão principal menor; A e B são os parâmetros de pressão neutra.

O parâmetro B é função da compressibilidade do fluido dos poros e do esqueleto do solo, e correlaciona basicamen

te a variação da pressão neutra ao acréscimo isotrópico das tensões confinantes, de acordo com a seguinte expressão:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n \cdot c_v}{c_{sk}}} \quad (\text{II.8})$$

onde

$n$  = porosidade

$c_v$  = compressibilidade do fluido dos poros -  $\text{cm}^3/(\text{kgf}/\text{cm}^2)$

$c_{sk}$  = compressibilidade do esqueleto do solo -  $\text{cm}^3/(\text{kgf}/\text{cm}^2)$

Verifica-se que o valor do parâmetro B em solos muito compressíveis saturados é praticamente igual à unidade.

O parâmetro A correlaciona o acréscimo de pressão neutra às variações na tensão desviatória. Em solos saturados o parâmetro A é dado pela expressão:

$$A = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \quad (\text{II.9})$$

A figura II.17 apresenta alguns caminhos de tensões efetivas seguidos em ensaios triaxiais de compressão e extensão para diferentes valores de A.

O parâmetro de A depende, principalmente, do tipo de solo, proximidade em que o solo se encontra de ruptura, sistema de tensões atuantes no cisalhamento e do histórico de tensões.

A expressão II.7, proposta por Skempton, não

considera a influência da tensão principal intermediária na variação da pressão neutra. A utilização desta equação leva a diferentes valores de A, quando são comparados resultados de ensaios sob diferentes sistemas de tensões.

Henkel (1960) propôs a seguinte expressão, para avaliação das variações das pressões neutras em ensaios triaxiais em amostras saturadas.

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + a \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \quad (\text{II.10})$$

Sendo  $\Delta\sigma_1$ ,  $\Delta\sigma_2$  e  $\Delta\sigma_3$  as variações nas tensões principais e "a" um parâmetro que mede a influência das tensões cisalhantes nas variações de pressão neutra. Em ensaios triaxiais convencionais, onde  $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$  ou  $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2$ , a expressão II.10 reduz-se:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + a \sqrt{2} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)^2 \quad (\text{II.11})$$

Em ensaios de compressão triaxial, sob tensão confinante constante, ou seja,  $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$  e  $\Delta\sigma_1 = (\sigma_1 - \sigma_3)$ , tem-se que:

$$\Delta u = \left(\frac{1}{3} + a\sqrt{2}\right) (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{II.12})$$

Em ensaios de extensão de descarregamento sob tensão confinante constante,  $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = 0$  e  $\Delta\sigma_3 = -(\sigma_1 - \sigma_3)$ , as variações de pressões neutras são obtidas pela expressão:

$$\Delta u = \left(a\sqrt{2} - \frac{1}{3}\right) (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{II.13})$$

A figura II.18 apresenta uma comparação dos valores de  $A$  e  $a\sqrt{2}$  para diversos valores de OCR, obtidos através de ensaios triaxiais de compressão e extensão em amostras da Weald Clay (Parry, 1960).

## II.9 - INFLUÊNCIA DO ADENSAMENTO ANISOTRÓPICO

Num depósito de argila unidimensionalmente adensado, a razão entre as tensões efetivas horizontal e vertical de adensamento definida por  $K_o = \frac{\sigma'_H}{\sigma'_{vc}}$ , coeficiente de empuxo de terra no repouso, é sempre menor do que um para argilas normalmente adensadas (OCR= 1), assumindo valores crescentes com o acréscimo da razão de pré-adensamento (Bishop, 1958; Simons, 1958), como mostra a figura II.19. É bem conhecida a expressão de Jaky para o valor de  $K_o$  em função de  $\phi'$ , para solos com OCR= 1:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad (\text{II.14})$$

A avaliação da influência do adensamento anisotrópico em ensaios triaxiais requer uma correta determinação do coeficiente  $K_o$ . Com esta finalidade, tem sido desenvolvidos diversos procedimentos de laboratório e campo, tais como, os citados por Jaky (1944); Bishop (1958); Bjerrum (1972); Lacerda (1976).

O adensamento anisotrópico de um solo pode causar propriedades anisotrópicas de resistência que variam de acordo com a inclinação do plano de ruptura e com a razão entre as tensões principais efetivas de adensamento. Rowe (1959) e Hvorslev (1960) observaram que as partículas individuais de argila, submetida a um estado anisotrópico de tensões, tendem a ali-

nhar-se perpendicularmente à direção da tensão principal maior. Mitchell (1956) e outros pesquisadores observaram que, num argila indeformada, as partículas tendem a orientar-se segundo uma direção preferencial. Devido a estas diferenças na estrutura entre as argilas adensadas isotropicamente ou anisotropicamente, os parâmetros de resistência tendem a apresentar algumas diferenças, dependendo do grau de orientação das partículas.

As figuras II.20 e II.21 ilustram o efeito do adensamento anisotrópico em ensaios triaxiais tipo  $\overline{CU}$  de compressão, em diferentes tipos de argilas normalmente adensadas. As figuras II.22 e II.23 apresentam caminhos de tensões obtidos de ensaios  $\overline{CIU}$  (adensamento isotrópico) e  $\overline{CAU}$  (adensamento anisotrópico), em amostras deformadas de 'Weald Clay', para diferentes valores de OCR (Henkel e Sowa, 1963).

Comparando-se os resultados dos ensaios  $\overline{CAU}$  e  $\overline{CIU}$  apresentados, chega-se às seguintes conclusões, a respeito do adensamento anisotrópico.

- 1) Não se pode prever resultados de ensaios  $\overline{CAU}$  a partir de ensaios  $\overline{CIU}$  (figura II.20).
- 2) A relação  $S_u/\sigma'_{vc}$  pode variar da ordem de  $\pm 10$  a 15%. Esta variação tende a crescer com a sensibilidade da argila.
- 3) Geralmente  $\phi'$  e  $A_f$  decrescem para  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ .
- 4) Causa uma mudança substancial no comportamento tensão-deformação. Reduz sensivelmente o valor da deformação axial na ruptura ( $\epsilon_r(CIU) = \pm 5\%$ ,  $\epsilon_r(CAU) = \pm 0.5\%$ ).

## II.10 - INFLUÊNCIA DA ROTAÇÃO DOS PLANOS PRINCIPAIS

Como foi visto no ítem II.9, as partículas de argila, num sistema anisotrópico de tensões, tendem a alinhar-se numa direção perpendicular à direção de aplicação da tensão principal maior. Logo, uma rotação nas direções de aplicação das tensões principais implicará num novo arranjo das partículas. Esta variação na estrutura do solo causará deformações adicionais, devido a quebra dos contactos entre as partículas, produzindo um acréscimo ou decréscimo nas pressões neutras, dependendo do OCR. Portanto, a argila deverá apresentar um decréscimo ou acréscimo na resistência não drenada,  $S_u$ , devido à variação das tensões efetivas, e um acréscimo das deformações na ruptura, e que serão função do pré-adensamento da argila.

A rotação dos planos principais de tensões pode ser obtida em ensaios de laboratório, tais como, ensaios de deformação plana ativo e passivo e ensaios triaxiais de compressão e extensão. No primeiro caso, ocorre a rotação dos planos principais sem haver variação na tensão principal intermediária,  $\sigma_2$ , enquanto, no segundo caso, a rotação dos eixos principais ocorre simultaneamente com as variações na tensão principal intermediária. Segundo Broms e Casbarian (1965), a influência da rotação dos planos principais e das variações da tensão principal intermediária em ensaios triaxiais podem ser analisados separadamente, obtendo-se a influência conjunta pelo princípio da superposição dos efeitos.

Em ensaios triaxiais sob adensamento isotrópico, a rotação dos planos principais não deve ter tanta influên-

cia quanto nos ensaios sob adensamento anisotrópico, visto que nos primeiros as tensões principais são iguais em todas as direções, e não haverá nenhuma direção preferencial de alinhamento das partículas.

De acordo com os resultados obtidos por Broms e Casbarian (1965) em ensaios triaxiais adensados anisotropicamente para diferentes ângulos de rotação dos planos principais, conclui-se que a rotação dos planos principais tem os seguintes efeitos sobre a resistência não drenada obtida de ensaios de extensão, em comparação com ensaios de compressão:

- 1) Reduz a relação  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} / \sigma'_{1c}$  em  $\pm 5\%$ .
- 2)  $A_f$  é pouco alterado.
- 3)  $\phi'_{\max}$  permanece, praticamente, inalterado.

## II.11 - INFLUÊNCIA DAS VARIAÇÕES DA TENSÃO PRINCIPAL INTERMEDIÁRIA

Na avaliação da influência das variações da tensão principal intermediária sobre os resultados de ensaios de laboratório, deve-se tomar a precaução de evitar a influência de outros fatores, tais como, rotação dos planos principais e anisotropia. Em ensaios triaxiais, esta condição pode ser obtida realizando-se ensaios em amostras com a mesma orientação e adensados sob um sistema isotrópico de tensões.

Diversos pesquisadores têm-se dedicado à avaliação da influência do valor da tensão principal intermediária sobre ensaios triaxiais (Rendulic, 1936; Broms e Casbarian, 1965;

Parry, 1960; Wu, 1963; Ladd e Varallyay, 1965), concluindo-se que nos ensaios de extensão em argila, em comparação com os ensaios de compressão:

- 1) O valor de  $S_u/\sigma'_c$  é reduzido em  $20 \pm 10\%$ .
- 2)  $A_f$  aumenta.
- 3)  $\phi_{max}$  permanece inalterado.

As figuras II.18 e II.24 apresentam os resultados de ensaios triaxiais não drenados de compressão e extensão em amostras deformadas da Weald Clay descritos por Parry (1960).

## II.12 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO

O desenvolvimento de modernos métodos numéricos de cálculo, tais como, o método dos elementos finitos (Clough, 1960) aliados a utilização de potentes computadores eletrônicos, permite analisar-se o comportamento do solo tal qual se apresenta na realidade, inelástico e não linear.

A análise do comportamento do solo através de métodos numéricos requer que as relações tensão-deformação do solo sejam convenientemente representadas, de modo a serem facilmente introduzidas na análise. Para isto, podem ser usadas duas formas de representação: a forma tabular e a funcional. Na primeira, a curva tensão-deformação é representada por pares de valores indicando a tensão e a deformação em cada ponto da curva. Neste caso, os parâmetros do material tais como, módulo de Young,  $E$ , e coeficiente de Poisson,  $\nu$ , são determinados através de diferenciações e inter-

polações numéricas. Na forma funcional, a curva tensão-deformação é representada por uma função matemática, e os parâmetros do solo são obtidos por derivações da função contínua. As funções mais usadas para representar o comportamento tensão-deformação dos solos são a hipérbole e algumas formas parabólicas (Hansen, 1963; Kondner, 1963; Duncan e Chang, 1970).

Kondner e seus colaboradores (1963) demonstraram que a maioria das curvas não lineares tensão-deformação de argilas e areias podem ser aproximadas com muita precisão, por uma hipérbole, representada pela seguinte equação:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \quad (\text{II.15})$$

onde  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  = tensão principal maior e menor;  $\epsilon$  = deformação axial; a e b = constantes, cujos valores são determinados experimentalmente.

De acordo com a figura II.24, as constantes "a" e "b" representam, respectivamente, o inverso do módulo tangente inicial,  $E_i$ , e o inverso do valor assintótico da tensão desviatória.

A determinação das constantes "a" e "b" pode ser feita plotando-se os dados de tensão-deformação em eixos transformados, como indicado na figura II.25. "a" e "b" representarão, respectivamente, o intercepto e a declividade da reta traçada pelos pontos escolhidos. Na prática, verifica-se uma boa aproximação quando são plotados apenas os valores correspondentes a 70 e 95% da resistência máxima (Duncan & Chang, 1970).

Procedendo-se desta forma, verifica-se que o valor assintótico de tensão desviatória é sempre superior ao valor da tensão desviatória na ruptura,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ . Estes valores são relacionados pelo fator  $R_f$ , sendo:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (\text{II.16})$$

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

O valor de  $R_f$  para diferentes tipos de solo, geralmente, varia entre 0.75 e 1.00 e é independente das tensões confinantes.

Expressando-se os parâmetros  $a$  e  $b$  em função do módulo tangente inicial,  $E_i$ , e da tensão desviatória na ruptura,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , pode-se representar a equação II.15 da seguinte forma.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\left\{ \frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right\}} \quad (\text{II.17})$$

Em qualquer tipo de solo, exceto quando ensaiados sob condições UU, o módulo tangente inicial e a tensão desviatória na ruptura variam em função das tensões confinantes efetivas iniciais de ensaio. De acordo com resultados experimentais obtidos por Janbu (1963), a variação de  $E_i$  com  $\sigma_v$  pode ser representada pela expressão:

$$E_i = K P_a \left( \frac{\sigma_v}{P_a} \right)^n \quad (\text{II.18})$$

onde  $K$  = módulo numérico;  $n$  = expoente que exprime a variação de  $E_i$  com  $\sigma_v$ ;  $P_a$  = pressão atmosférica, introduzida na equação para possibilitar a conversão de um sistema de unidades para outro mais conveniente. Em ensaios adensados isotropicamente,  $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_v$ , e pode-se substituir  $\sigma_v$  na expressão acima por  $\sigma_3$ .

A determinação dos parâmetros  $K$  e  $n$  pode ser feita plotando-se os valores de  $E_i/P_a$  versus  $\sigma_v/P_a$  em escala logxlog, em seguida, interpolando-se uma reta por estes pontos, como indicado na figura II.26.  $K$  será o valor de  $E_i$  para  $\sigma_3 = P_a$  e  $n$  é a declividade da reta.

Quando num ensaio triaxial a amostra é submetida a diversos ciclos de descarregamento-recarregamento, observa-se que a inclinação da curva tensão-deformação é maior do que no carregamento primário, como mostra a figura II.27. Desconsiderando-se os efeitos de histerese, pode-se assumir que durante estes ciclos prevalece um comportamento linear e elástico.

Na relação hiperbólica tensão-deformação considera-se que o valor do módulo de deformação para o descarregamento e recarregamento,  $E_{ur}$ , seja constante. A expressão que relaciona  $E_{ur}$  com as tensões confinantes é idêntica à expressão II.18.

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{II.19})$$

onde  $K_{ur}$  = módulo numérico de descarregamento-recarregamento. O valor de  $K_{ur}$  é sempre superior a  $K$  (para carregamento primário). Para solos rígidos, tais como areias compactas,  $K_{ur}$  pode ser 20%

superior a  $K$ , enquanto que, em solos poucos rígidos tais como areias fofas,  $K_{ur}$  pode ser até o triplo de  $K$ . O valor de  $n$  é praticamente igual para o carregamento primário e descarregamento, permanecendo a mesma relação hiperbólica tensão-deformação.

As equações II.18 e II.19 podem ser reescritas mais corretamente para utilização em programas de Elementos Finitos na seguinte forma (Lopes, 1979).

$$E_i = K P_a \left( \frac{\sigma_{oct}}{P_a} \right)^n \quad (II.20)$$

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left( \frac{\sigma_{oct}}{P_a} \right)^n \quad (II.21)$$

onde  $\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$

Considerando-se que a tensão principal menor seja constante durante o ensaio, módulo tangente,  $E_t$ , para qualquer ponto da curva tensão-deformação é dado por:

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \epsilon} \quad (II.22)$$

Assumindo-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, e expressando-se as deformações em termos de tensão atuante, a expressão II.20 fornece a seguinte equação:

$$E_t = \left\{ 1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right\}^2 K P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (II.23)$$

Os parâmetros  $K$ ,  $n$  e  $R_f$  não são propriedades fundamentais do solo, mas apenas coeficientes empíricos que representam o comportamento do solo sob determinadas condições. Os seus valores dependem do OCR e das condições de drenagem. Portanto, para se obter valores representativos do comportamento do solo sob as condições de campo, torna-se necessário a realização de ensaios sob estas mesmas condições.

A escolha do tipo de ensaio a ser adotado na determinação do módulo de deformação,  $E$ , é sempre difícil. Tratando-se de módulos não drenados,  $E_u$ , podem ser utilizados dois tipos de ensaios: Não adensados não drenados (UU) e adensados drenados (CU). Geralmente, a escolha recai nestes últimos devido a menor influência da amostragem a que são submetidos (Ladd, 1964), e pela possibilidade de se obter além disto, a variação de  $E_i$  como  $\sigma_3$  (ou  $\sigma_{oct}$ ).

Muitas vezes, torna-se impraticável a realização de ensaios drenados para determinação do módulo de deformação devido ao tempo necessário para sua realização. Nestes casos, pode-se determinar os valores de  $K$  e  $n$  através de ensaios oedométricos (Duncan e Wong, 1974), conhecendo-se os valores de  $c'$ ,  $\phi'$  e  $R_f$ . O valor de  $R_f$  pode ser estimado baseando-se em valores determinados para solos similares, enquanto que,  $c'$  e  $\phi'$  podem ser obtidos através de ensaios mais simples, tais como os ensaios de cisalhamento direto drenado e ensaios triaxiais  $\overline{CIU}$ .

De acordo com a equação II.21 o valor do módulo tangente,  $E_t$ , tende a diminuir com o aumento do nível de tensões no qual ele é determinado. Define-se nível de tensões co-

mo a razão entre os valores da tensão desvio no ponto da curva tensão-deformação em que se deseja calcular o valor de  $E_t$  e a tensão máxima. As figuras II.28 e II.29 apresentam as curvas de variação das relações  $E_i/S_u$  e  $E_i/\sigma'_c$  em função do OCR, onde  $E_i$  é o módulo tangente inicial ( $E_t$  para  $\varepsilon_a = 0$ ) obtidas através de ensaios triaxiais  $\overline{CIU-C}$  na argila cinza do Rio de Janeiro, na Baixada Fluminense (Ortigão e Lacerda, 1979). Na figura II.30 estão apresentadas as curvas da variação das relações  $E_t/S_u, E_t/\sigma'_c$  com o nível de tensões, referentes a estes mesmos ensaios. Na prática, é mais usual a obtenção do módulo tangente,  $E_t$ , para um nível de tensões igual a 50%, correspondente a um fator de segurança igual a 2. Nas figuras II.31 e II.32 apresenta-se as curvas de variação das relações  $E_t/S_u$  e  $E_t/\sigma'_c$  com o OCR para um nível de tensões igual a 50%, referentes aos ensaios  $\overline{CIU-C}$  citados anteriormente (Ortigão e Lacerda, 1979).

Como já foi visto no item II.5, as características tensão-deformação-resistência de um solo, obtidas em ensaios de laboratório são bastante afetadas pelo efeito da amostragem. Estes efeitos são mais significativos nos resultados de ensaios sob condições não adensada, não drenada (UU). Geralmente, os valores do módulo de deformação,  $E$ , obtidos em ensaios triaxiais  $\overline{CIU-C}$ , para uma tensão efetiva de adensamento aproximadamente igual à tensão vertical efetiva "in situ", são maiores do que os valores obtidos em ensaios UU sob uma tensão efetiva residual  $\sigma'_r$ . A tabela II.1 apresenta os valores dos módulos secantes obtidos de uma série de ensaios triaxiais em amostras deformadas da 'Boston blue clay' (Ladd, 1964). Estes resultados indicam que os valores do módulo  $E$  obtidos de ensaios considerando a "Amostragem Perfeita" são muito superiores

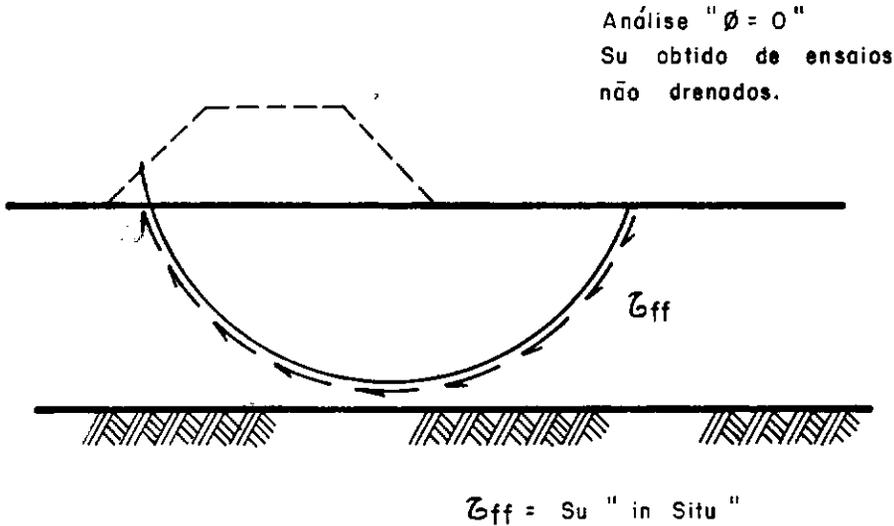
aos obtidos em ensaios triaxiais não drenados (UU) e, aproximadamente iguais aos obtidos de ensaios triaxiais  $\overline{\text{CIU-C}}$  para uma tensão de adensamento,  $\sigma'_c$ ; igual a tensão vertical efetiva "in situ",  $\sigma'_{v0}$ . Observações semelhantes foram feitas na argila mole cinza do Rio de Janeiro, junto ao canal do rio Sarapuí, por Costa Filho e outros (1977).

Os valores do módulo de deformação  $E$  podem ser afetados pelos fenômenos relacionados às condições de tempo atuantes durante os ensaios. Define-se como fenômenos relacionados às condições de tempo os fenômenos tixotrópicos, tempo de envelhecimento (aging) e tempo de ruptura. A influência destes fenômenos nos valores do módulo  $E$  encontra-se bem discutida por Ladd (1964).

TIPO DE ENSAIO	MÓDULO "E" NORMALIZADO	F.S. = 3	F.S. = 1.5
COMPRESSÃO SIMPLES e UU.	$E/g'_{VO}$	55	45
CIU $G'_c = 2 \text{ kgf/cm}^2$	$E/g'_c$	395	215
CIU $G'_c = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$	$E/g'_c$	390	210
CIU $G'_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$	$E/g'_c$	$245 \pm 30$	$165 \pm 20$
CA - UU $G'_{ic} = 4 \text{ kgf/cm}^2$	$E/g'_c$	265	250

**TABELA II.1 - INFLUÊNCIA DA AMOSTRAGEM NO VALOR DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO "E".  
(LADD, 1964)**

(a) ATERRO CONSTRUIDO RAPIDAMENTE SOBRE UM DEPÓSITO DE ARGILA MOLE.



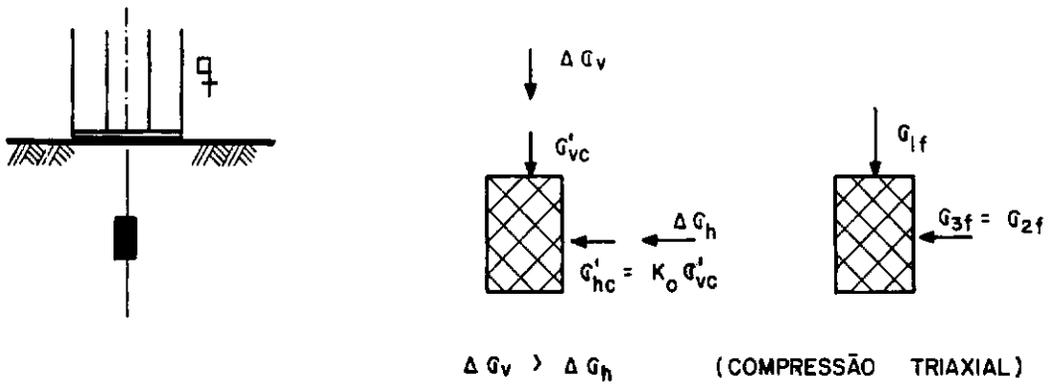
(b) ATERRO CONSTRUIDO RAPIDAMENTE SOBRE UMA ENCOSTA NATURAL.

$Z_{ff} = S_u$  "in Situ" da argila na encosta antes  
 da construção do aterro.



Fig. II.1- EXEMPLOS DE ANÁLISES NÃO DRENADAS.  
 (LADD, 1971)

## (a) ELEMENTO NO EIXO DE UMA FUNDAÇÃO CIRCULAR.



## (b) ELEMENTO NO EIXO DE UMA ESCAVAÇÃO CIRCULAR.

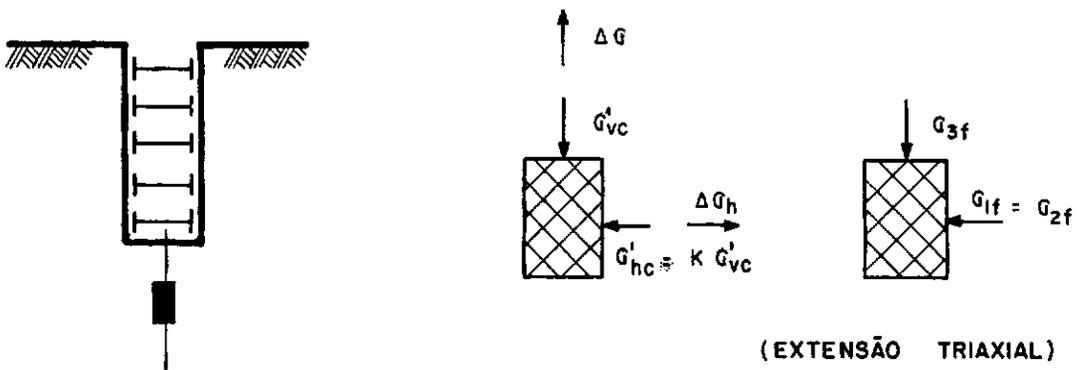
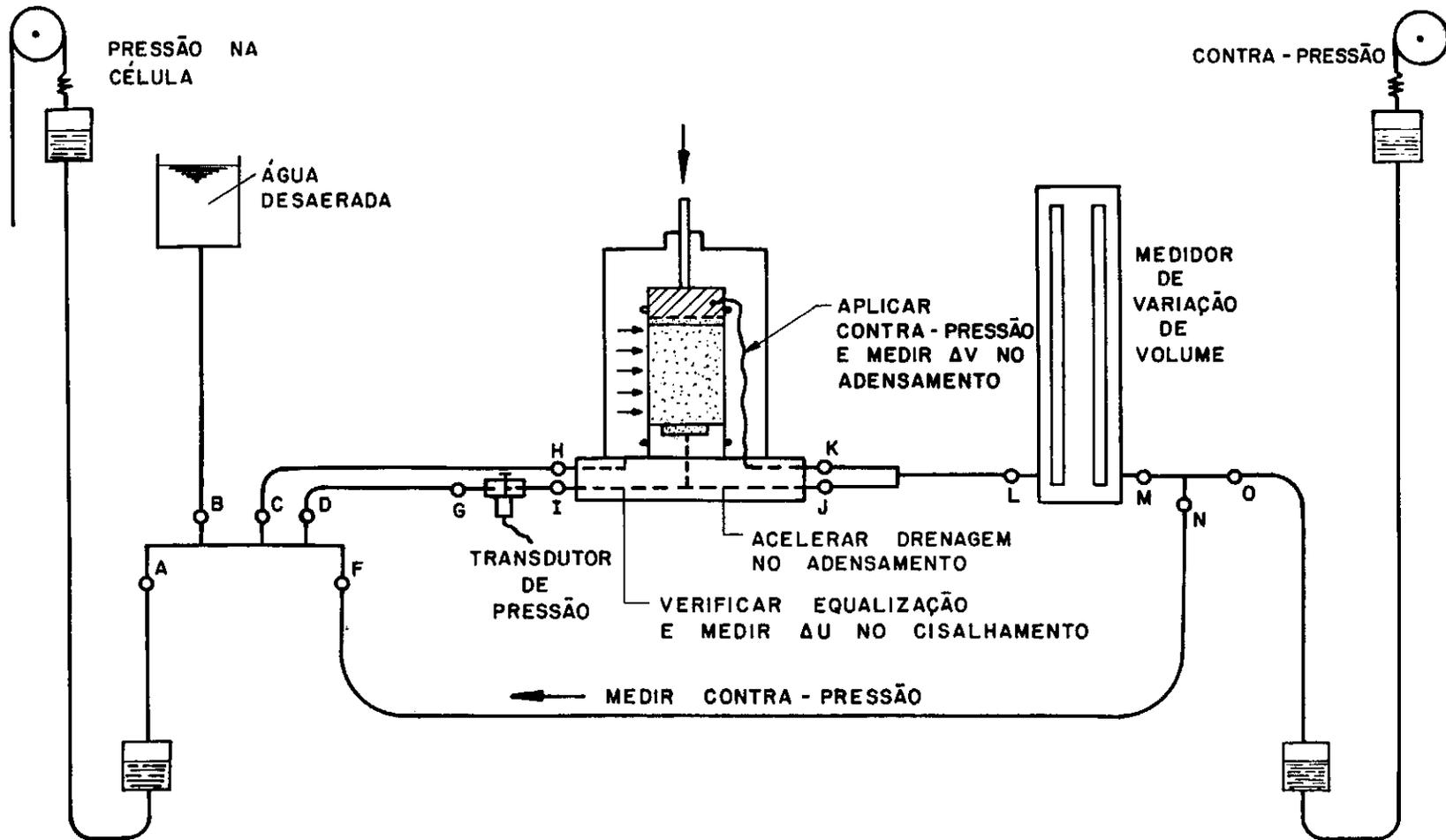
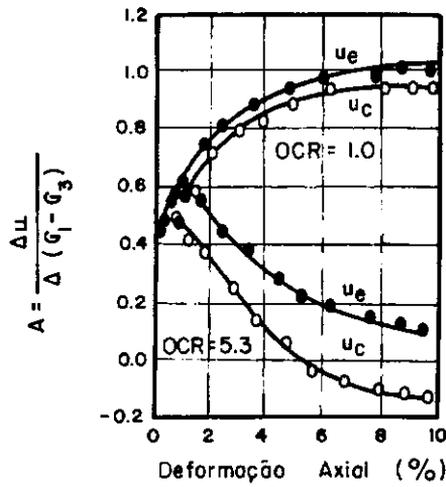


Fig.II.2 - SISTEMAS DE TENSÕES TÍPICOS NO CAMPO.  
(LADD, 1971)



**Fig.II.3- ESQUEMA ADOTADO. ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}\bar{U}$ .**  
 ( ORTIGÃO E LACERDA, 1979 ).

(a) EFEITO DO PRÉ-ADENSAMENTO SOBRE O PARÂMETRO DE PRESSÃO NEUTRA A.



(b) EFEITO DO OCR SOBRE OS ERROS NOS VALORES MEDIDOS DE  $\hat{\sigma}'_3$ .

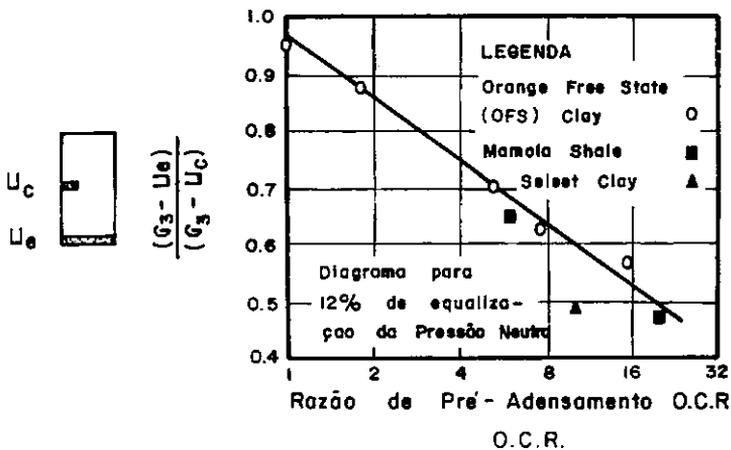
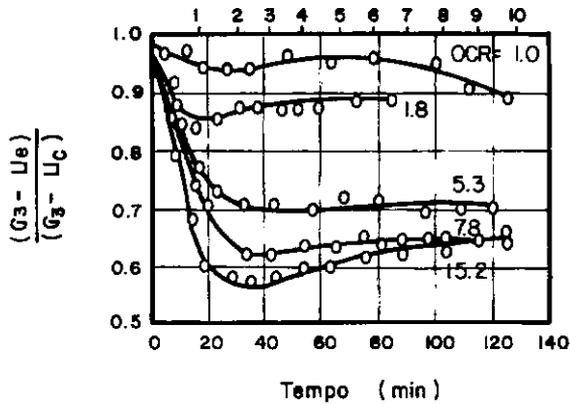
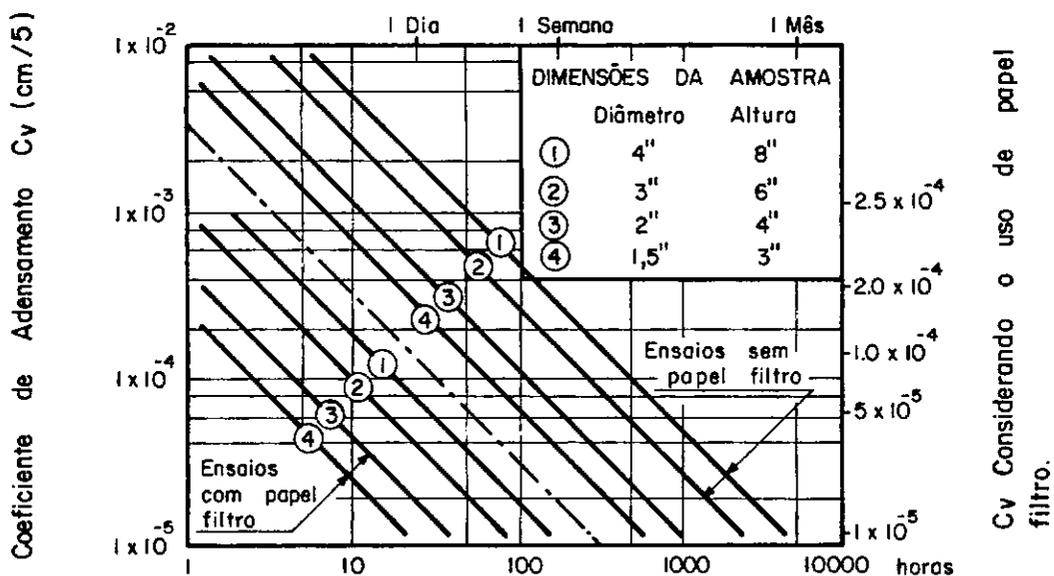
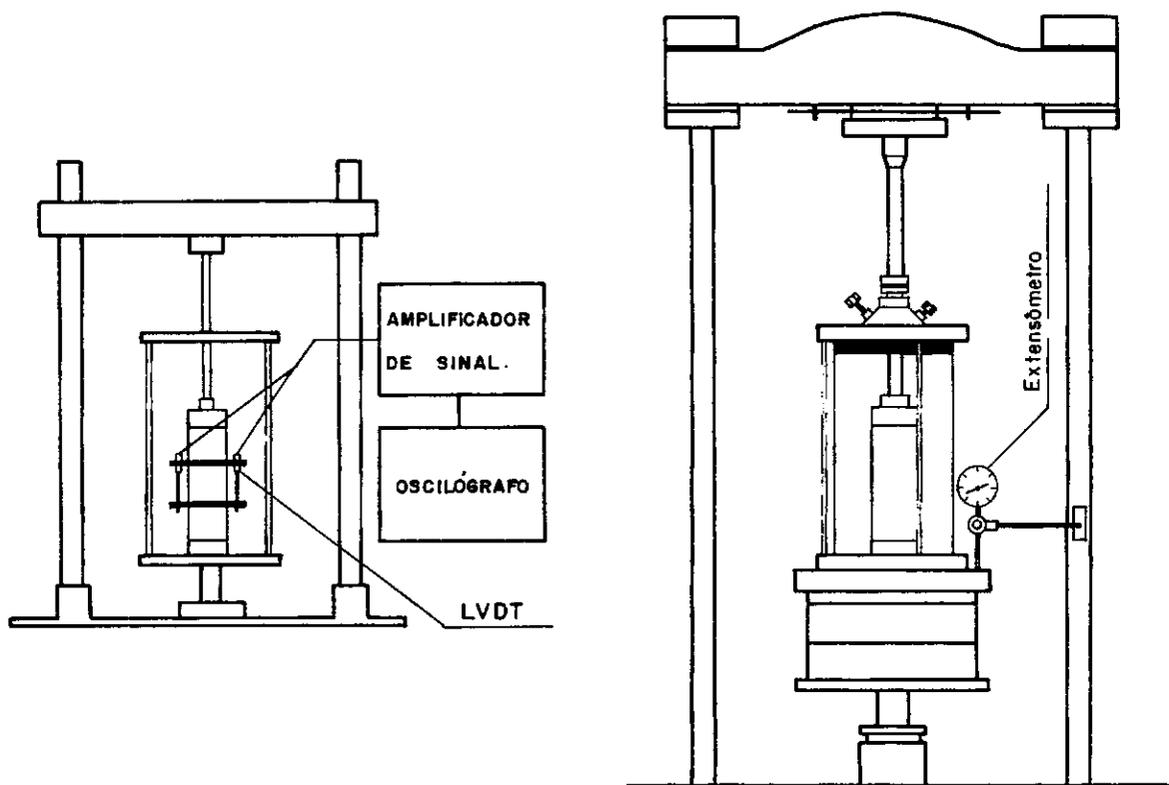


Fig.II.4 - EFEITO DO OCR SOBRE O PARÂMETRO "A" E  $\hat{\sigma}'_3$ . (BLIGHT, 1963)

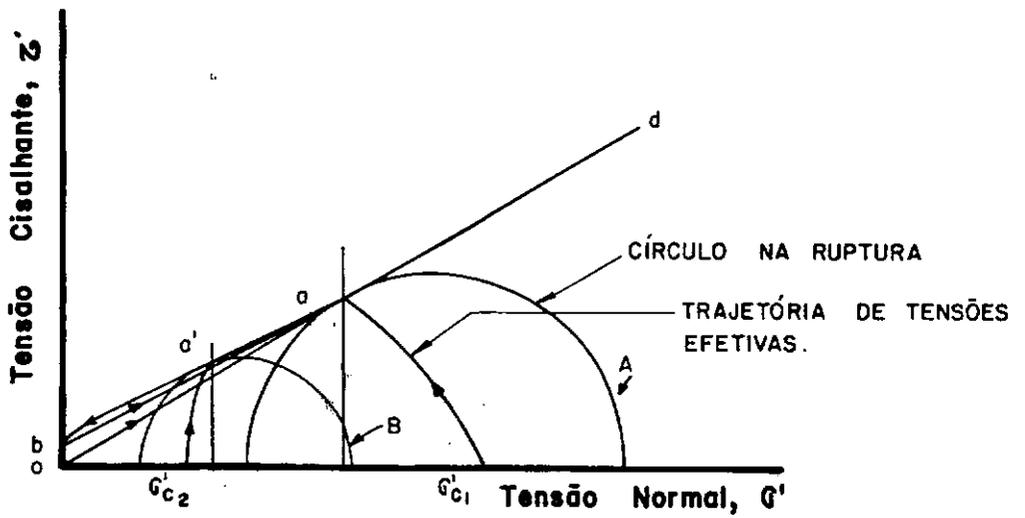


Duração do Ensaio para 95% de Equalização de Pressão Neutra

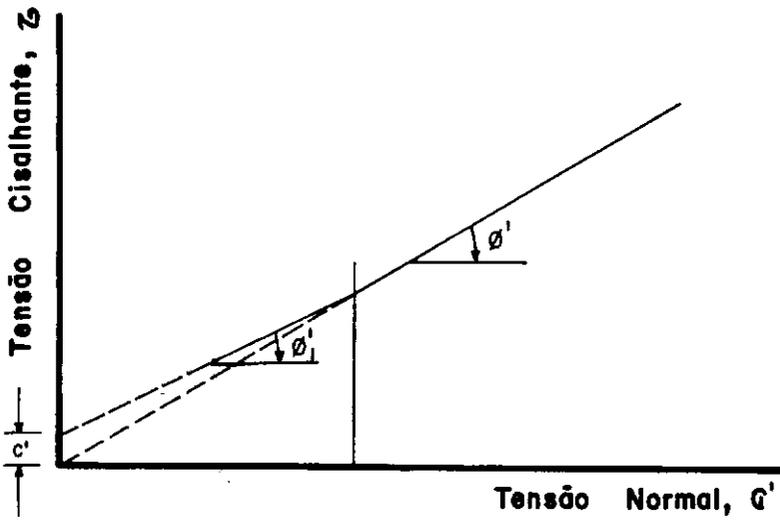
**Fig.II.5 - DETERMINAÇÃO GRÁFICA DO TEMPO DE ENSAIO PARA 95% DE EQUALIZAÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA. (BLIGHT, 1963)**



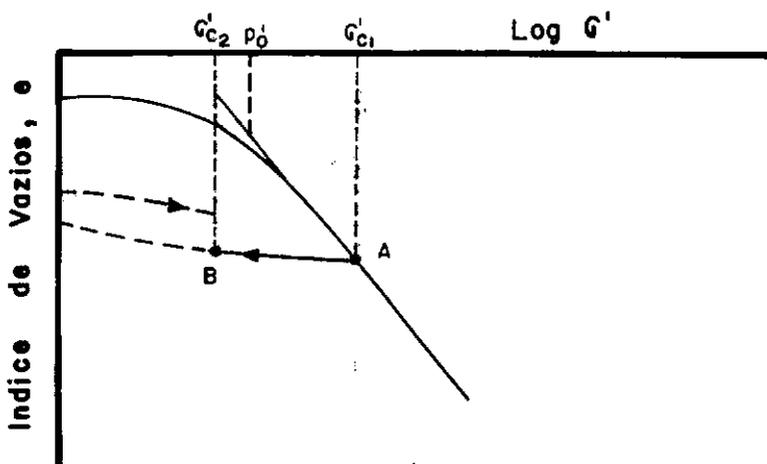
**Fig.II.6 - SISTEMAS DE MEDIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES AXIAIS.**



(a) ENVOLTÓRIAS DE MOHR-COULOMB



(b) ENVOLTÓRIA SIMPLIFICADA



(c) HISTÓRICO DE TENSÕES

Fig.II.7 - PARÂMETROS  $c'$  E  $\phi'$  PARA ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS E PRÉ-ADENSADAS.



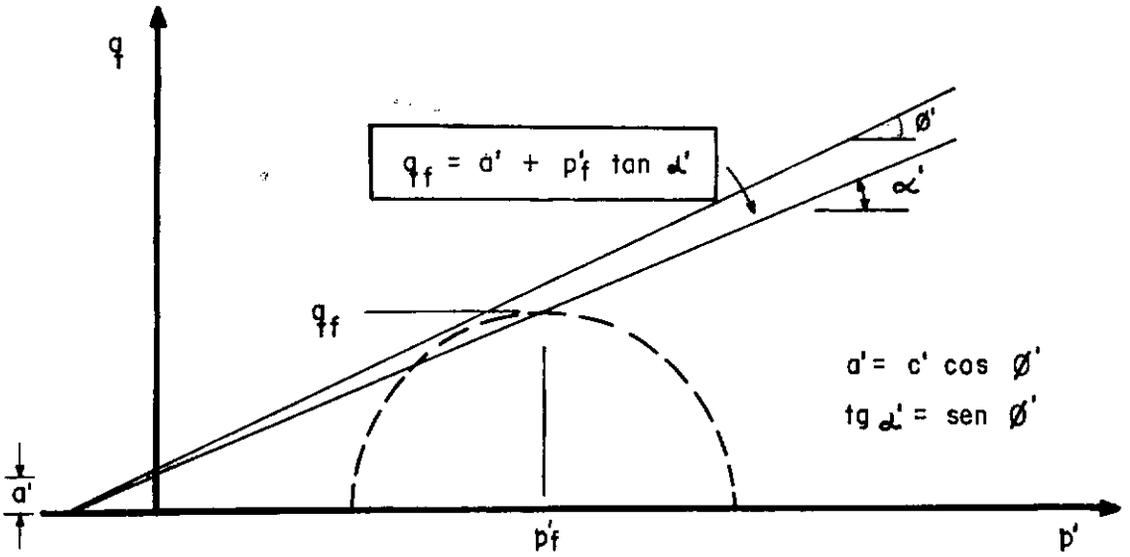


Fig.II.10 - ENVÓLTOIRA DE TENSÕES EFETIVAS.

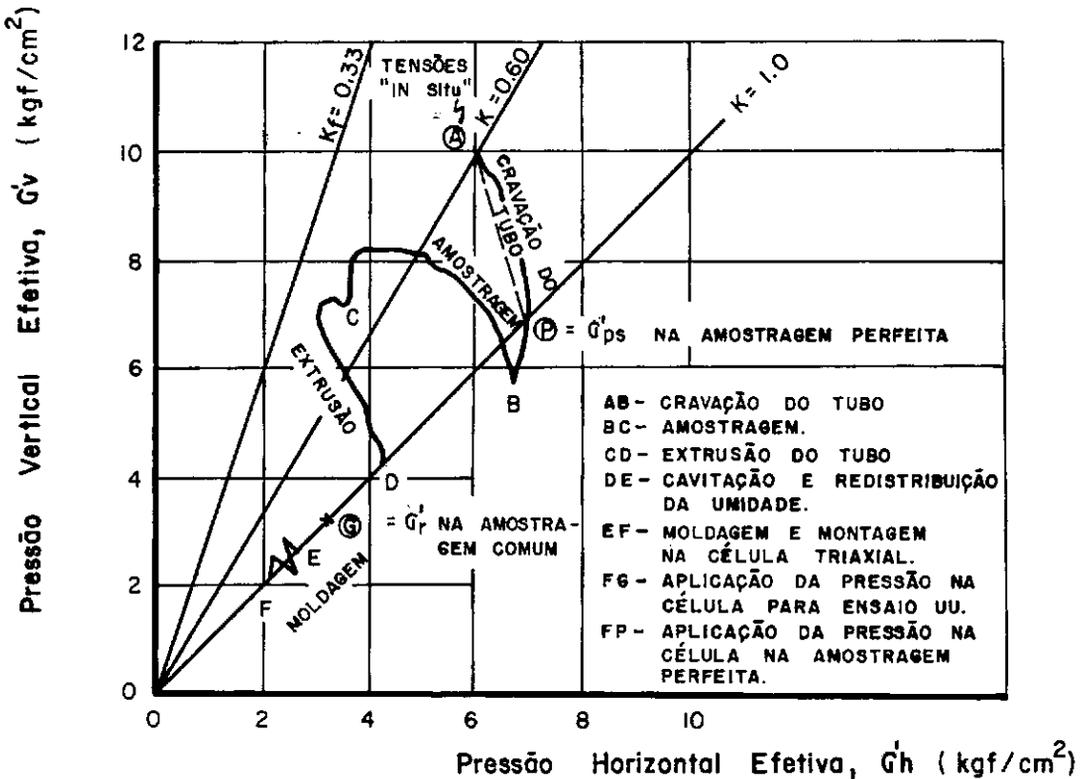
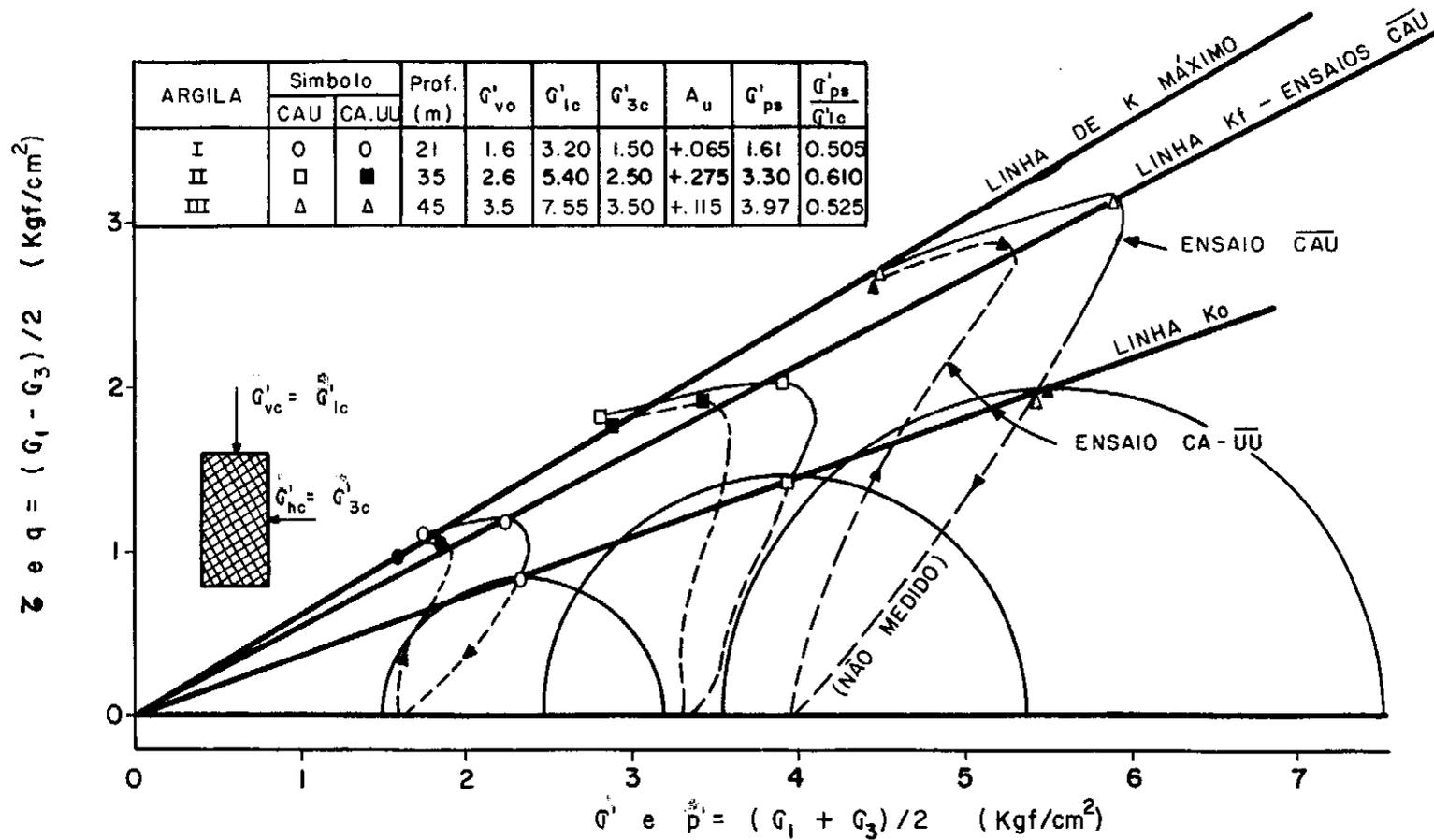


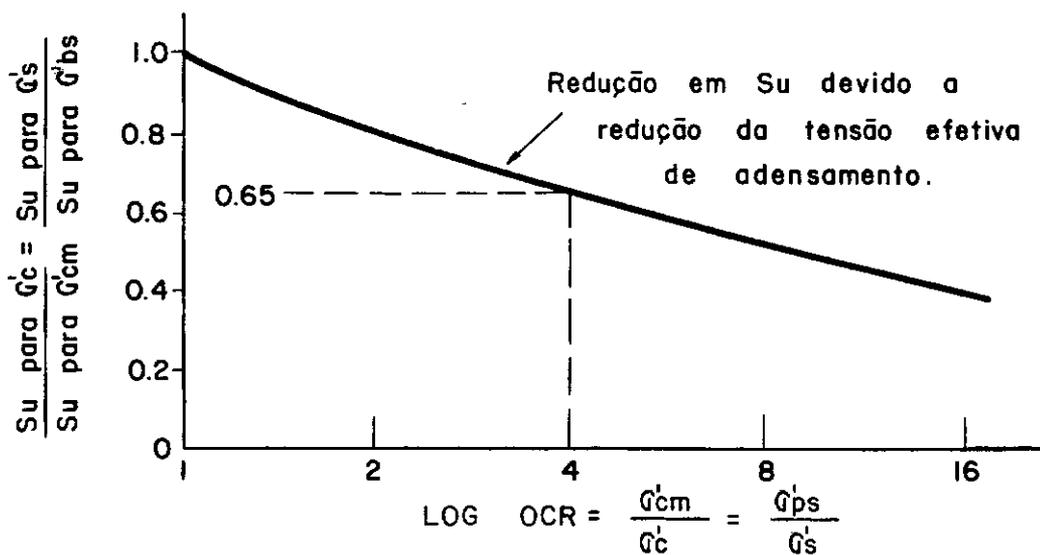
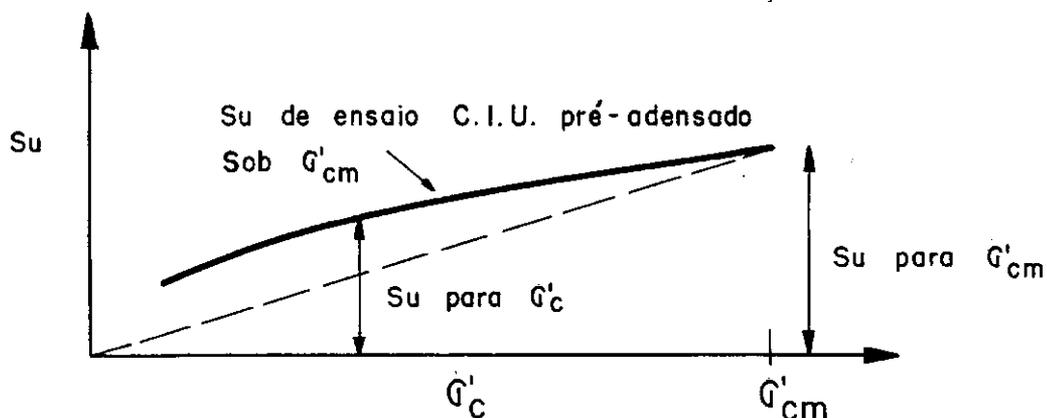
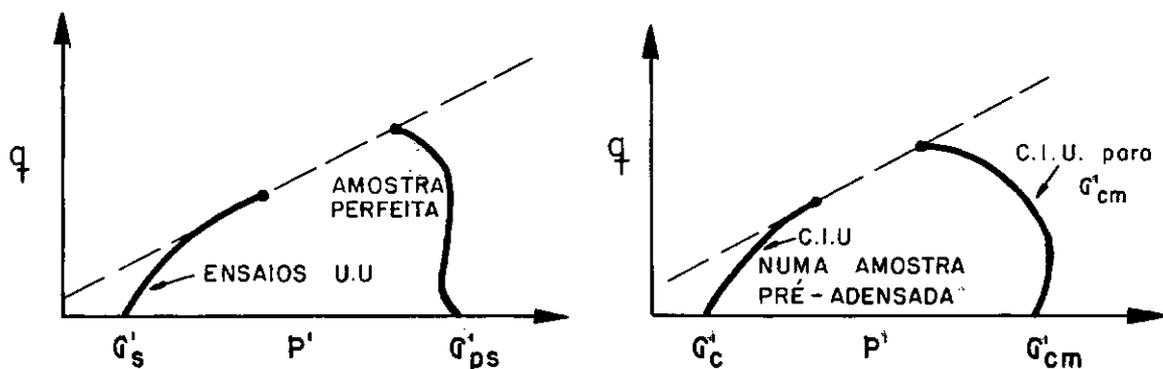
Fig.II.11 - CAMINHO DE TENSÕES HIPOTÉTICO NO PROCESSO DE AMOSTRAGEM PERFEITA. (LADD & LAMBE, 1963).



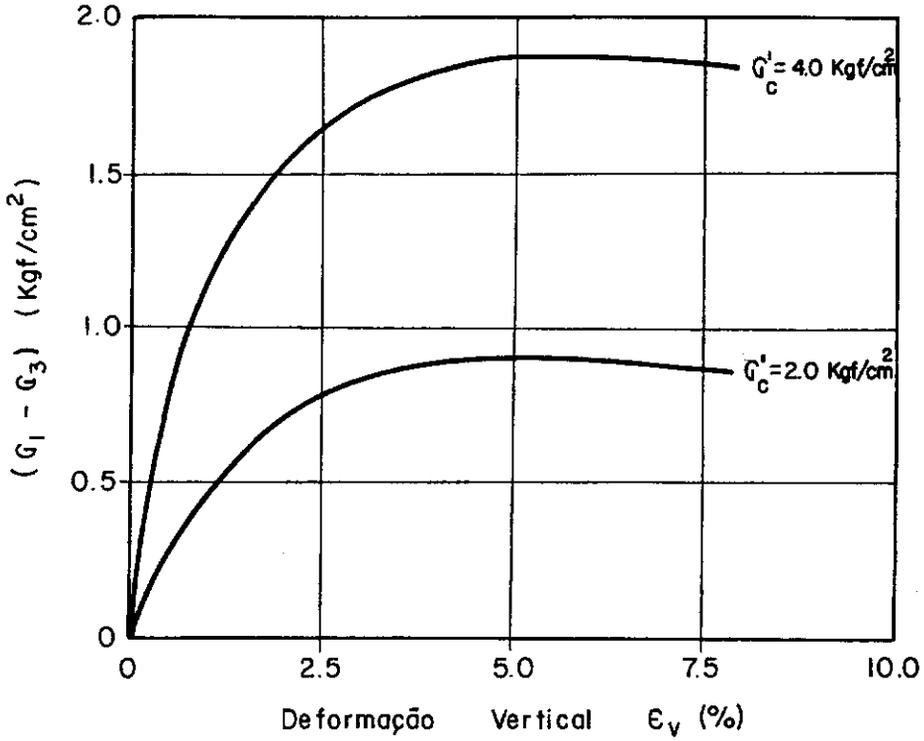
**Fig. II.12 - EFEITO DA AMOSTRAGEM PERFEITA SOBRE O CAMINHO DE TENSÕES PARA UMA ARGILA NORMALMENTE ADENSADA DE KAWASAKI. (LADD E LAMBE, 1963)**

DECRÉSCIMO DA RESISTÊNCIA  
DEVIDO AO AMOLGAMENTO

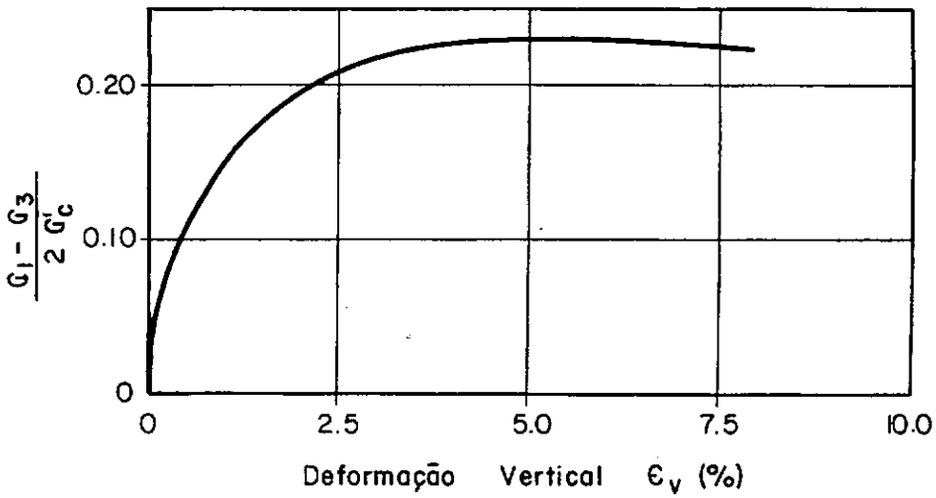
DECRÉSCIMO DE RESISTÊNCIA  
DEVIDO AO "PRÉ-ADENSAMENTO"



**Fig.II.13 - CORREÇÃO EM ENSAIOS U.U DEVIDO AO AMOLGAMENTO DA AMOSTRA. (LADD, 1971).**



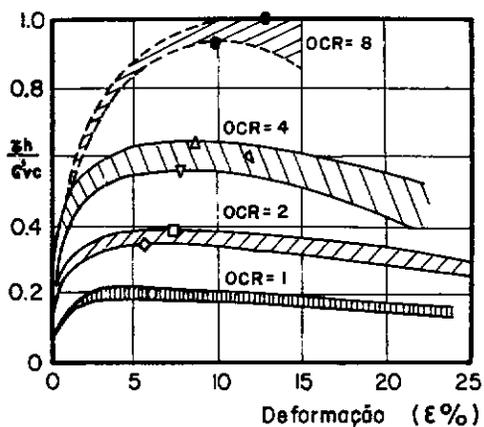
(a)



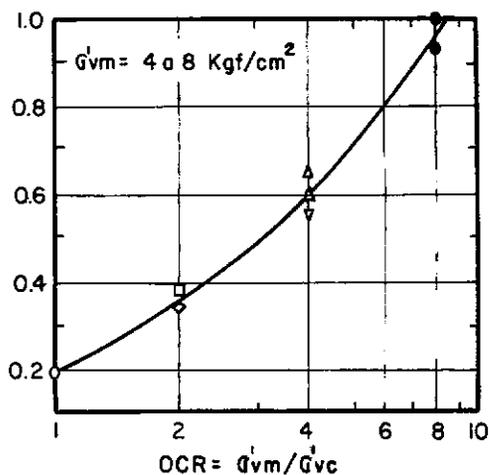
(b)

Fig.II.14 - COMPORTAMENTO NORMALIZADO.

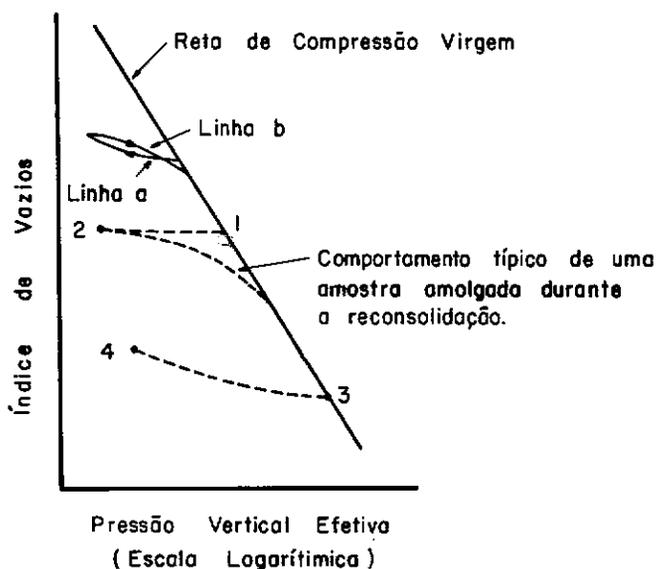
(a) Tensão Normalizada VS Deformação



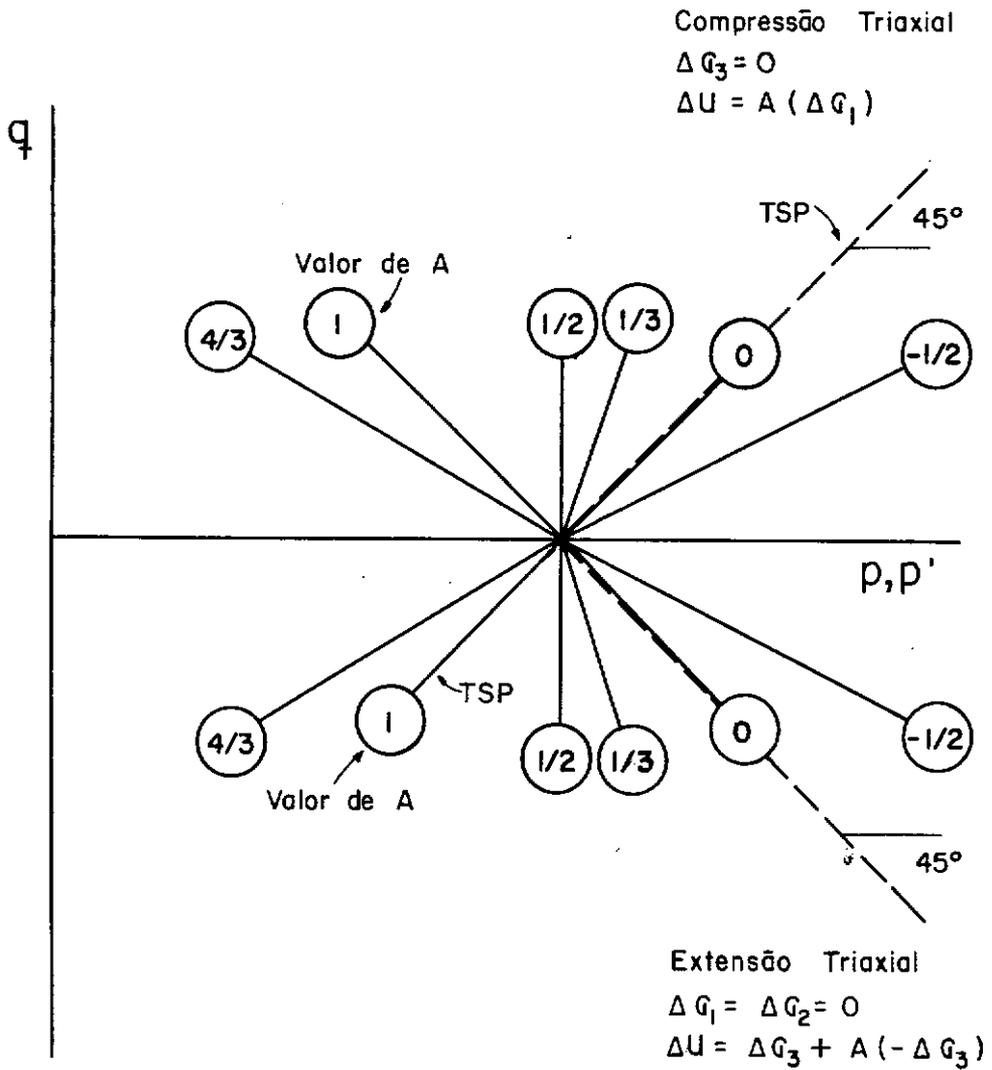
(b) Su Normalizada VS OCR.



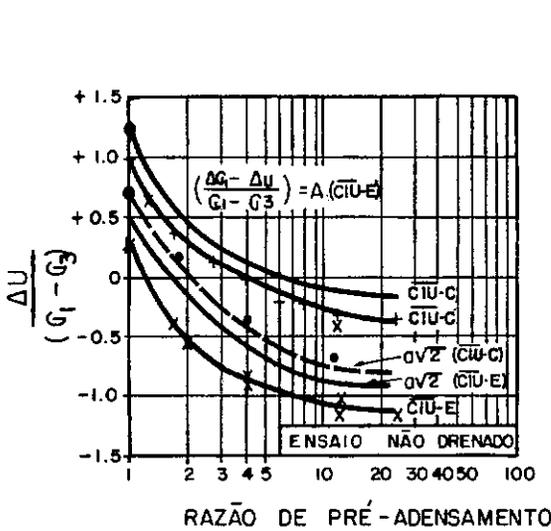
**Fig.II.15- PARÂMETROS NORMALIZADOS OBTIDOS DE ENSAIOS CK<sub>0</sub>U (SIMPLE SHEAR TEST) PARA AMOSTRAS PRÉ-ADENSADAS DA BOSTON BLUE CLAY. (LADD E FOTT, 1974).**



**Fig.II.16- EFEITO DO AMOLGAMENTO DA AMOSTRA. (LADD E FOOT, 1974).**



**Fig. II.17-** CAMINHO DE TENSÕES PARA DIFERENTES VALORES DO PARÂMETRO "A" PARA ENSAIOS DE COMPRESSÃO E EXTENSÃO.



SKEMPTON:

$$\Delta U = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

HENKEL:

$$\Delta U = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \sigma_3}{3} + \alpha \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2}$$

Fig.II.18 - PARÂMETROS DE PRESSÃO NEUTRA EM ENSAIOS NÃO DRENADOS DE EXTENSÃO E COMPRESSÃO EM AMOSTRAS DA WEALD CLAY. (PARRY, 1960).

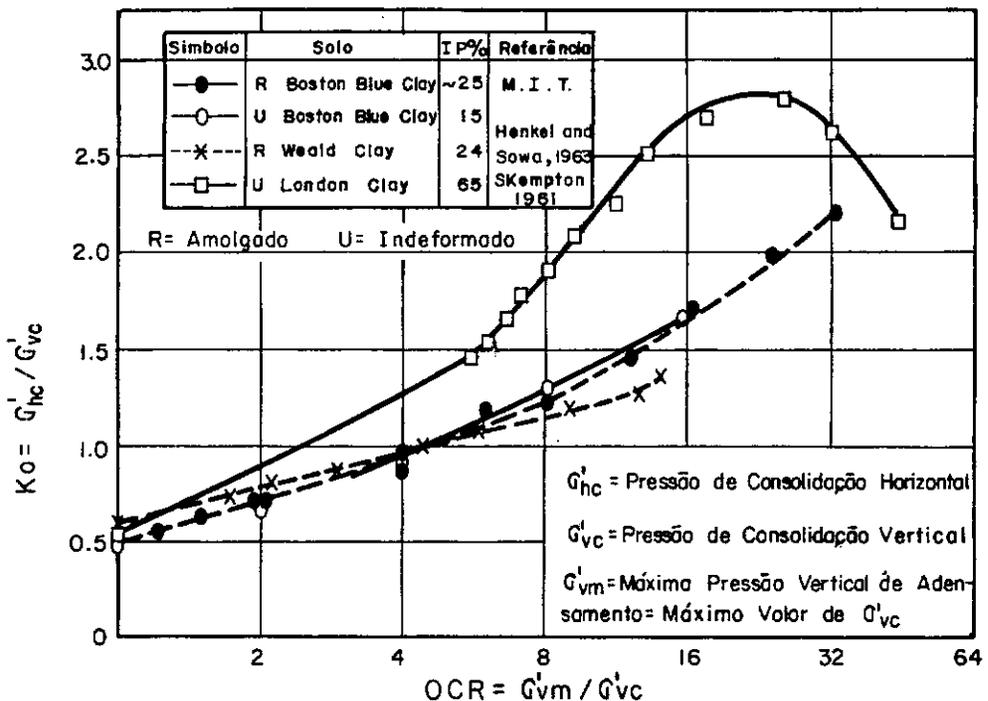


Fig.II.19 - COEFICIENTE DE EMPUXO DE TERRA NO REPOUSO VS RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO. (LADD, 1965).

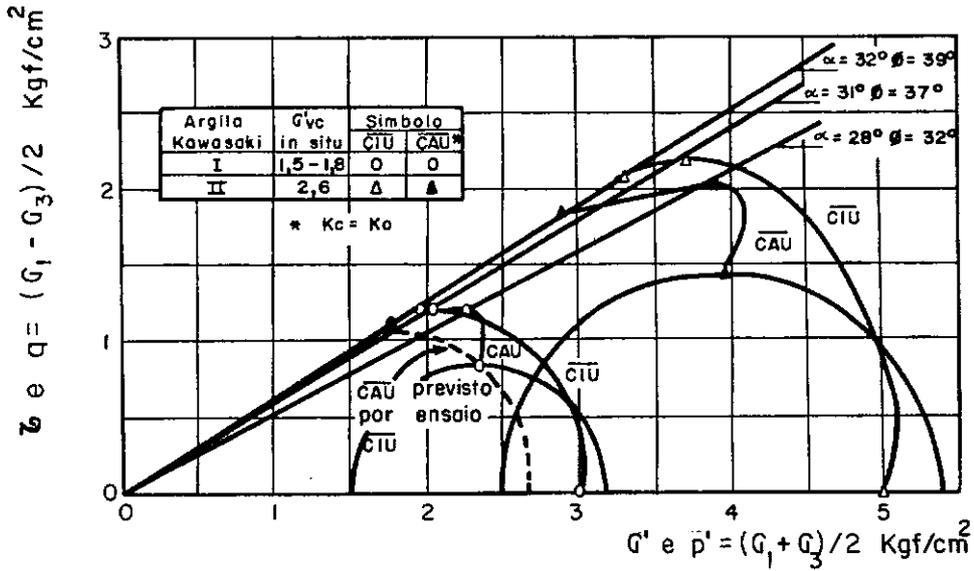


Fig. II.20 - CAMINHO DE TENSÕES EFETIVAS DE ENSAIOS CU-C NUMA ARGILA NORMALMENTE ADENSADA. (LADD, 1965).

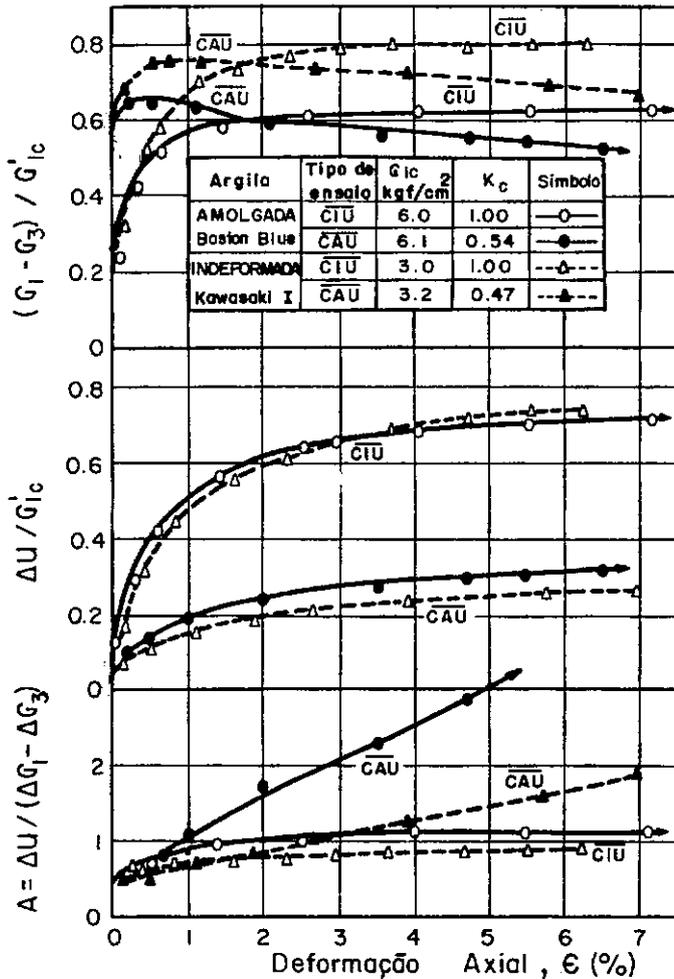


Fig. II.21 - EFEITO DA CONSOLIDAÇÃO ANISOTRÓPICA NO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UMA ARGILA NORMALMENTE ADENSADA. (LADD, 1965).

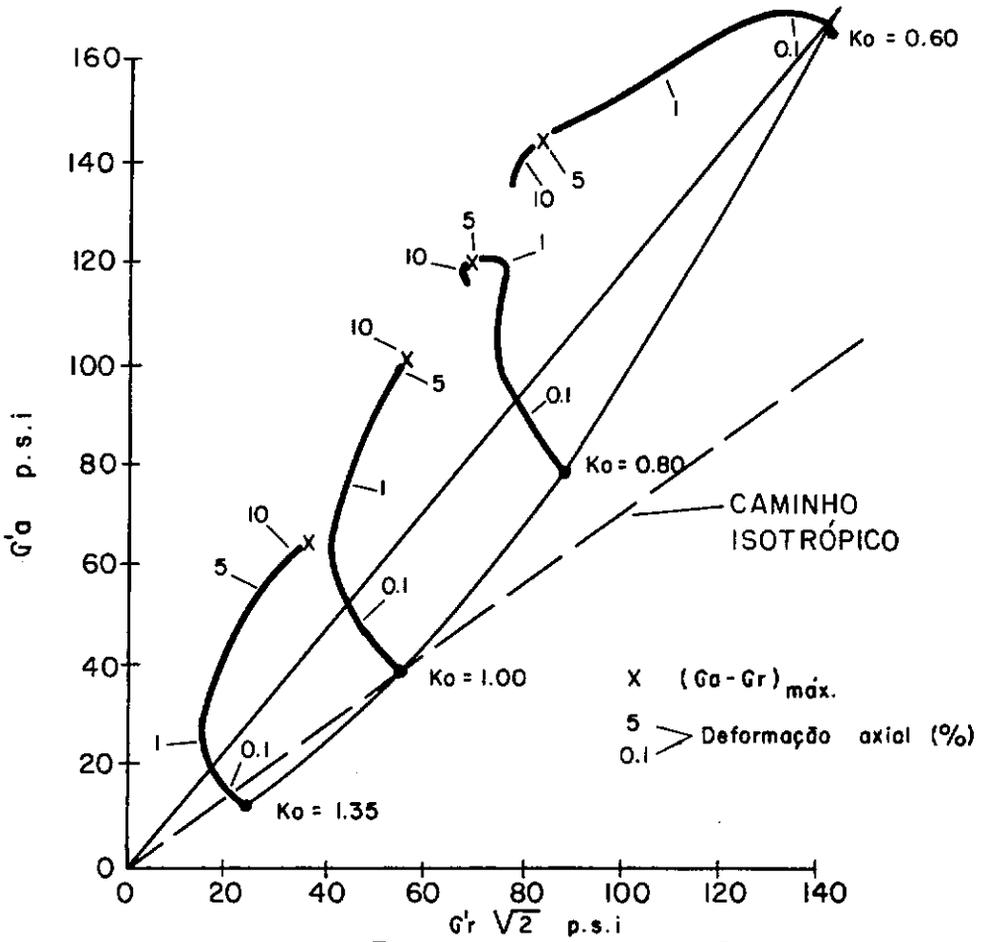


Fig. II.22 - CAMINHO DE TENSÕES EM ENSAIOS NÃO DRENADOS SOB ADENSAMENTO ANISOTRÓPICO.

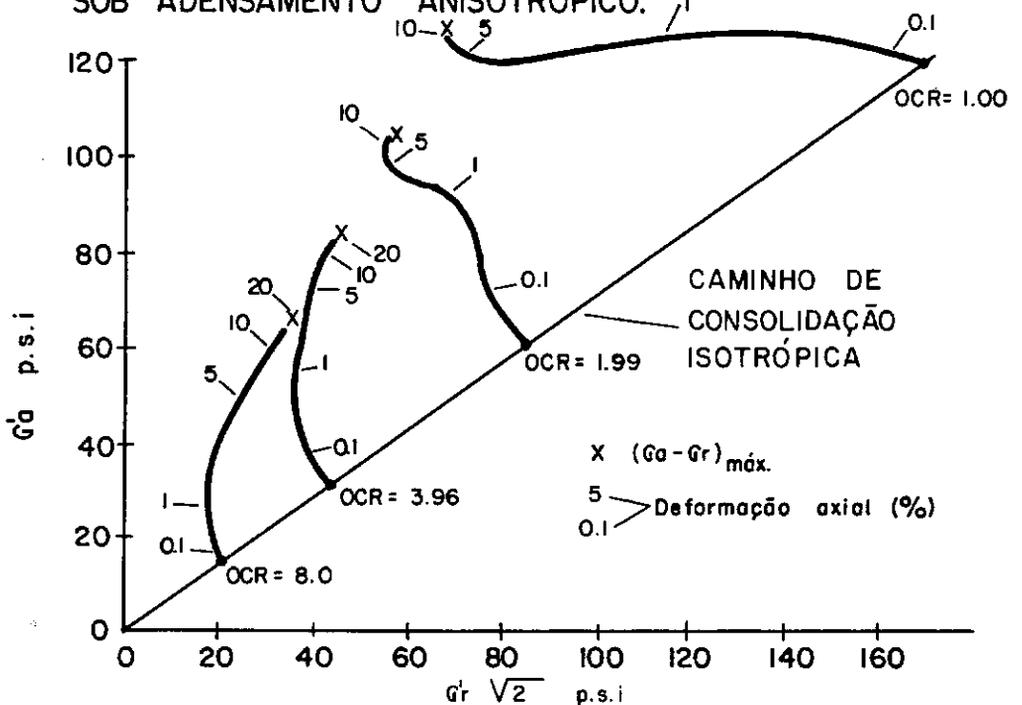
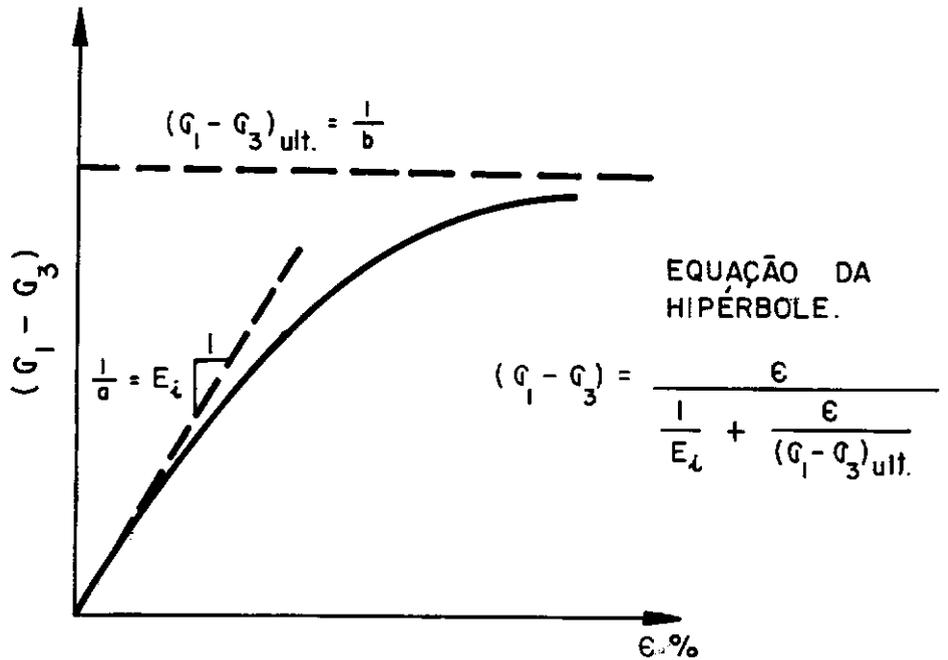
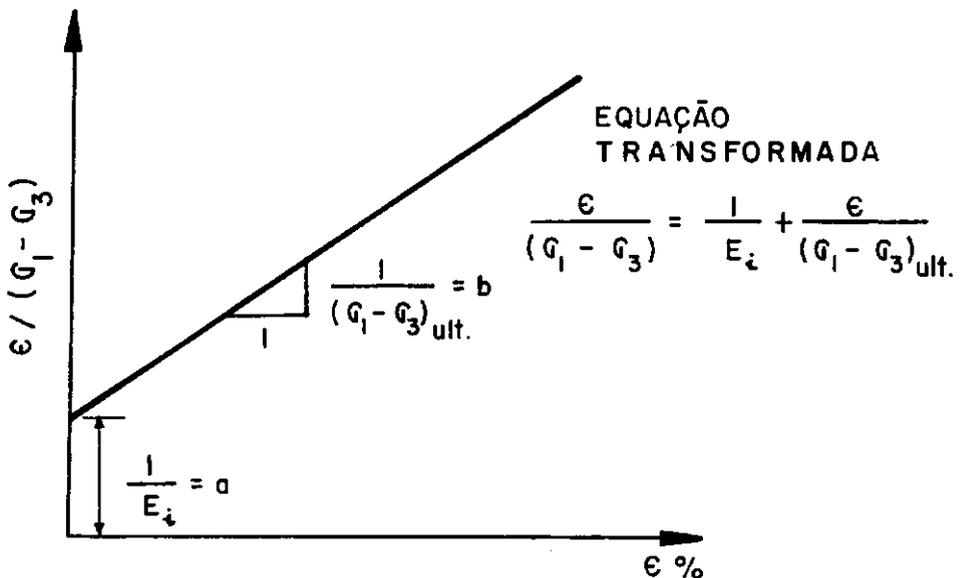


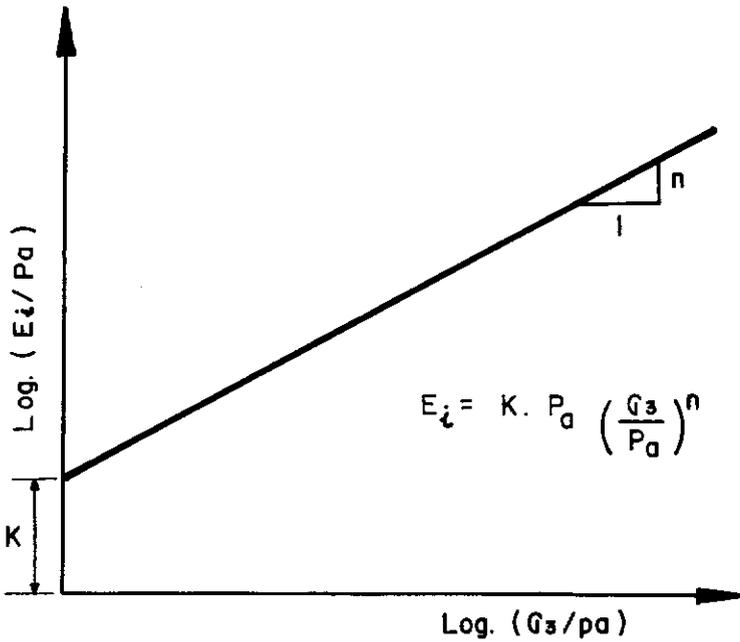
Fig. II.23 - CAMINHO DE TENSÕES EM ENSAIOS NÃO DRENADOS SOB ADENSAMENTO ISOTRÓPICO. (HENKEL E SOWA, 1963)



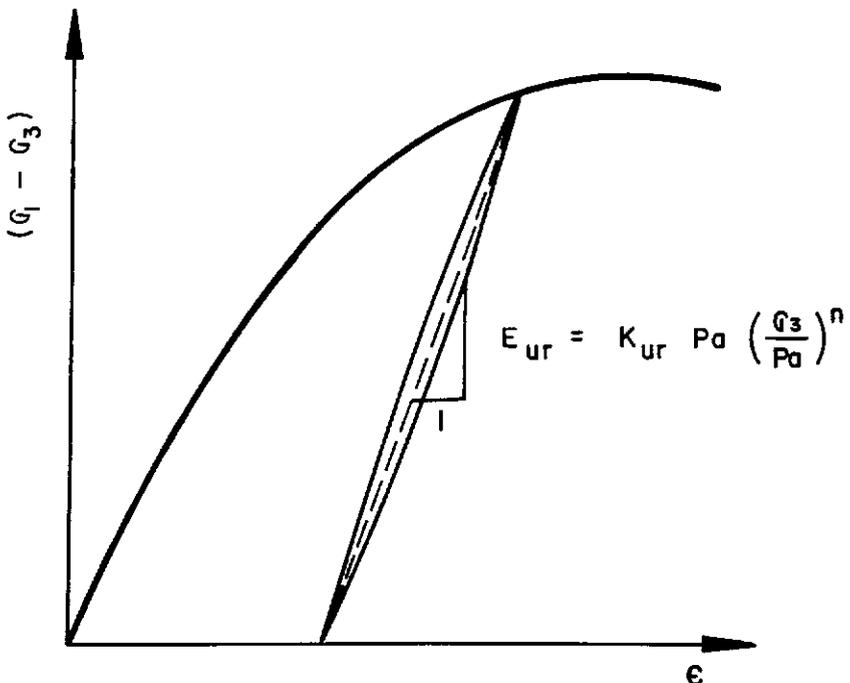
**Fig. II.24 - REPRESENTAÇÃO HIPERBÓLICA DA CURVA TENSÃO - DEFORMAÇÃO. (KONDNER, 1963)**



**Fig. II.25 - REPRESENTAÇÃO HIPERBÓLICA TRANSFORMADA DA CURVA TENSÃO - DEFORMAÇÃO. (KONDNER, 1963)**



**Fig.II.26-** VARIAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL COM A TENSÃO CONFINANTE. (DUNCAN E CHANG, 1970).



**Fig.II.27-** MÓDULO DE DESCARREGAMENTO - RECARREGAMENTO. (WONG E DUNCAN, 1974).

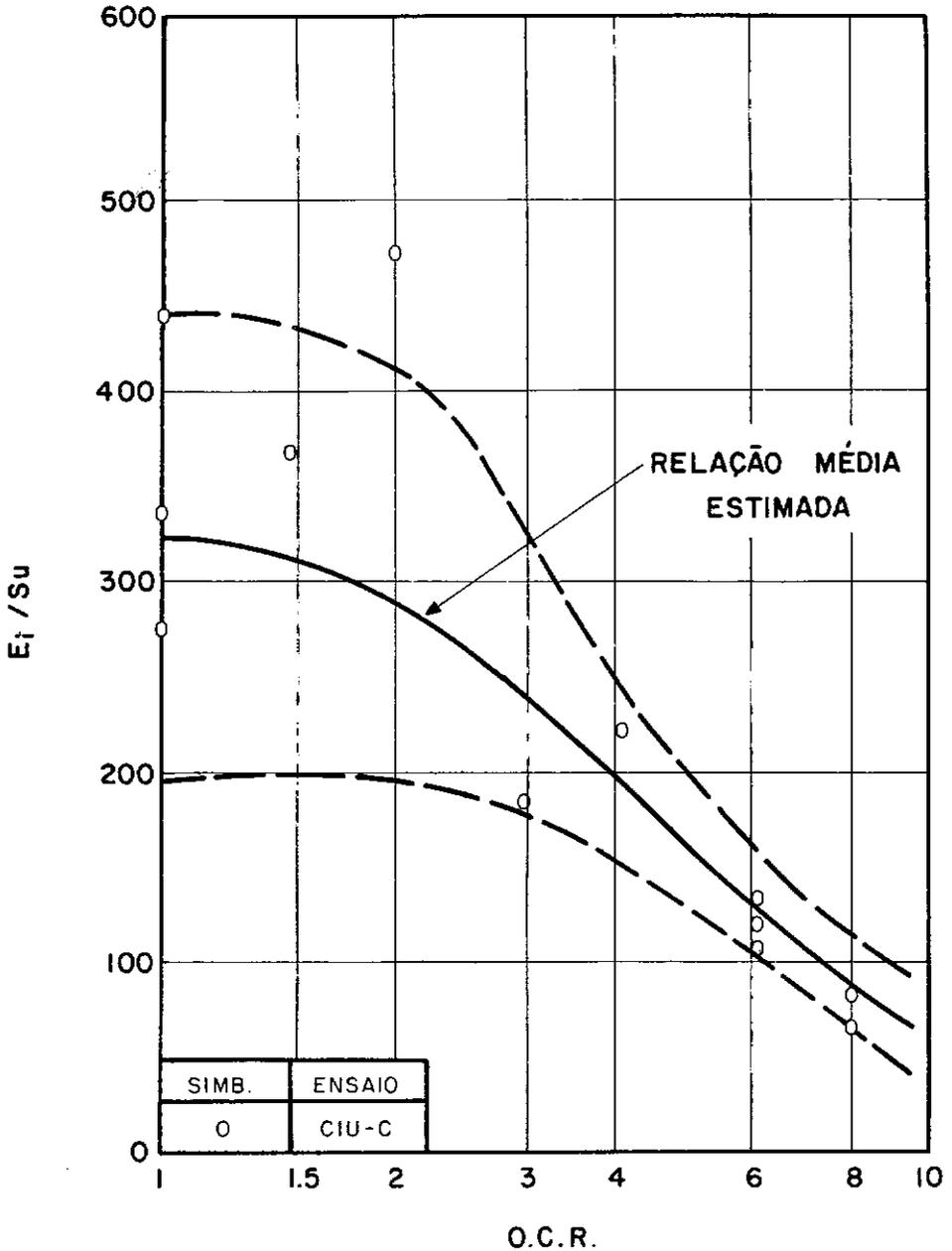


Fig.II.28 -  $E_i/S_u$  VERSUS OCR - ARGILA CINZA DO RIO DE JANEIRO - FORMULAÇÃO HIPERBÓLICA (ORTIGÃO e LACERDA, 1979).

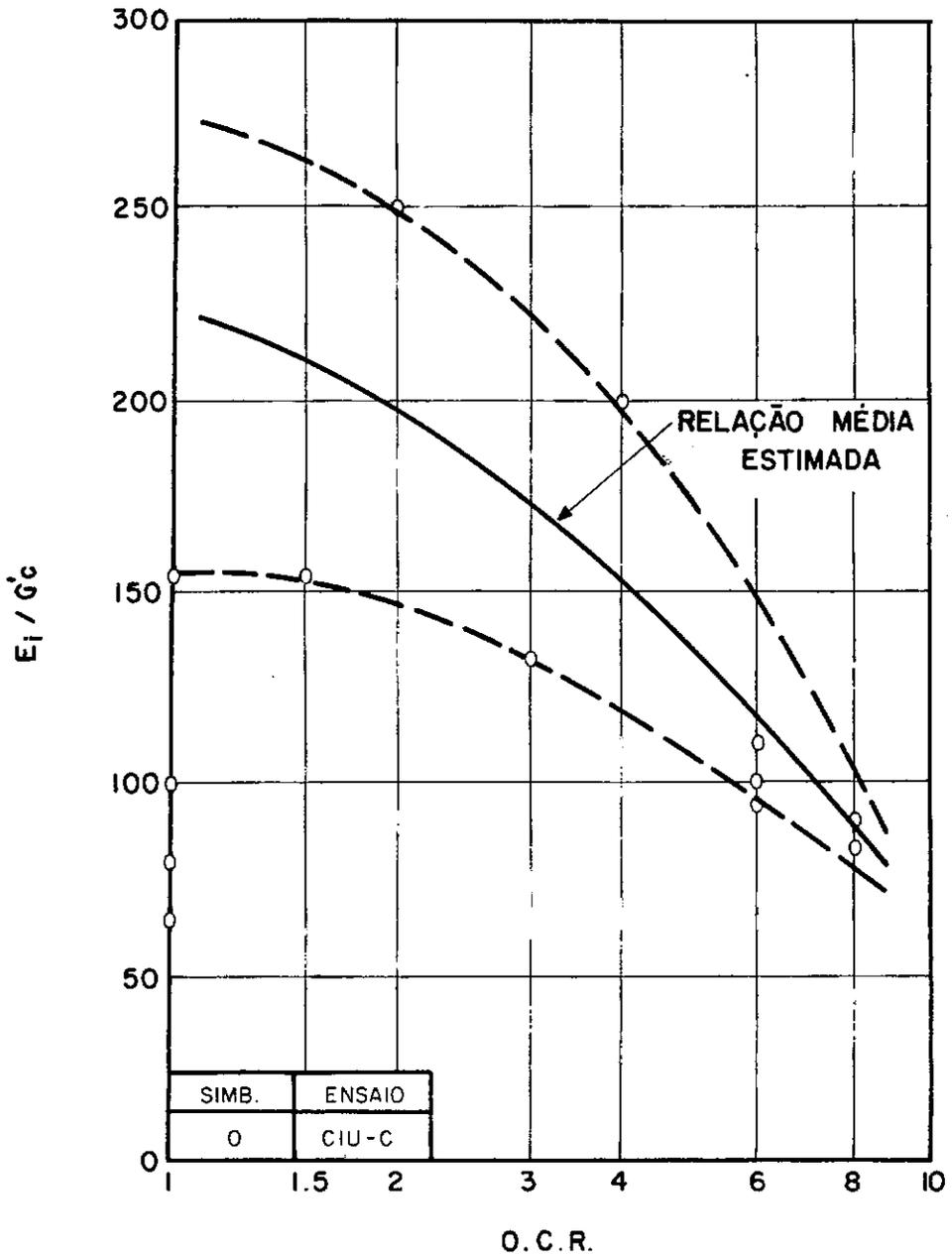


Fig. II.29 -  $E_i / G'_c$  VERSUS OCR - ARGILA CINZA DO RIO DE JANEIRO - FORMULAÇÃO HIPERBÓLICA (ORTIGÃO e LACERDA, 1979).

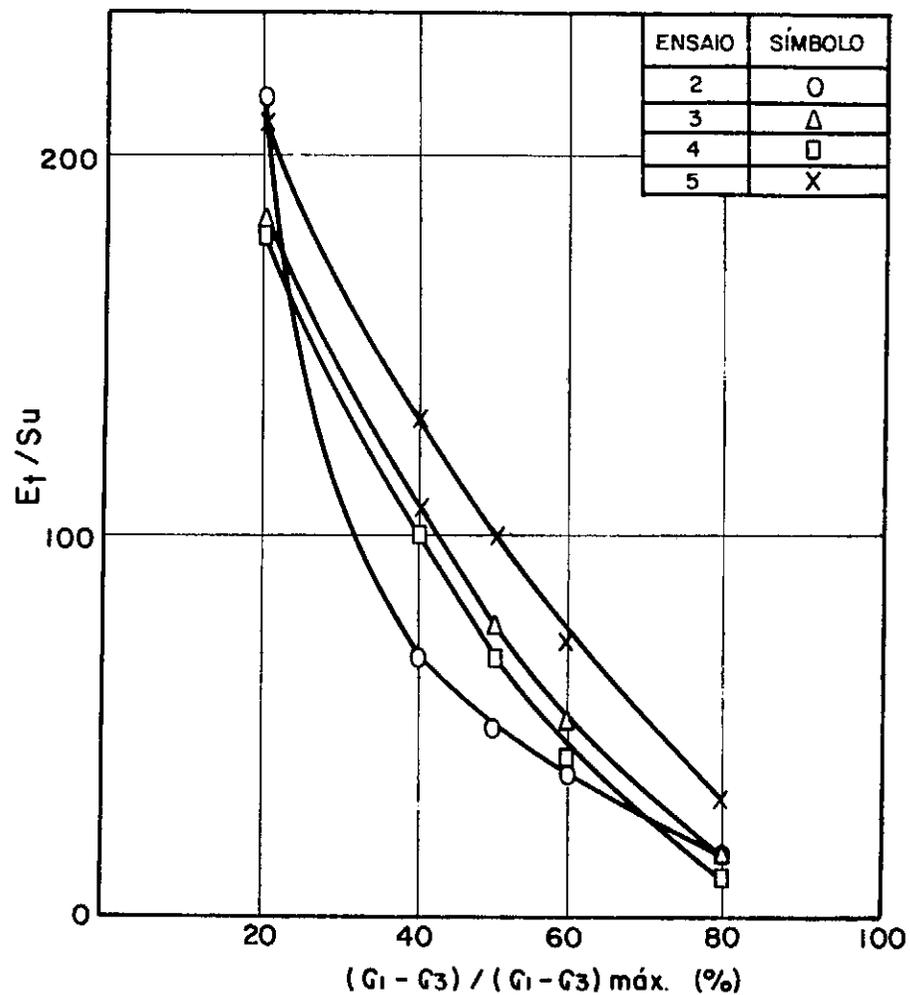
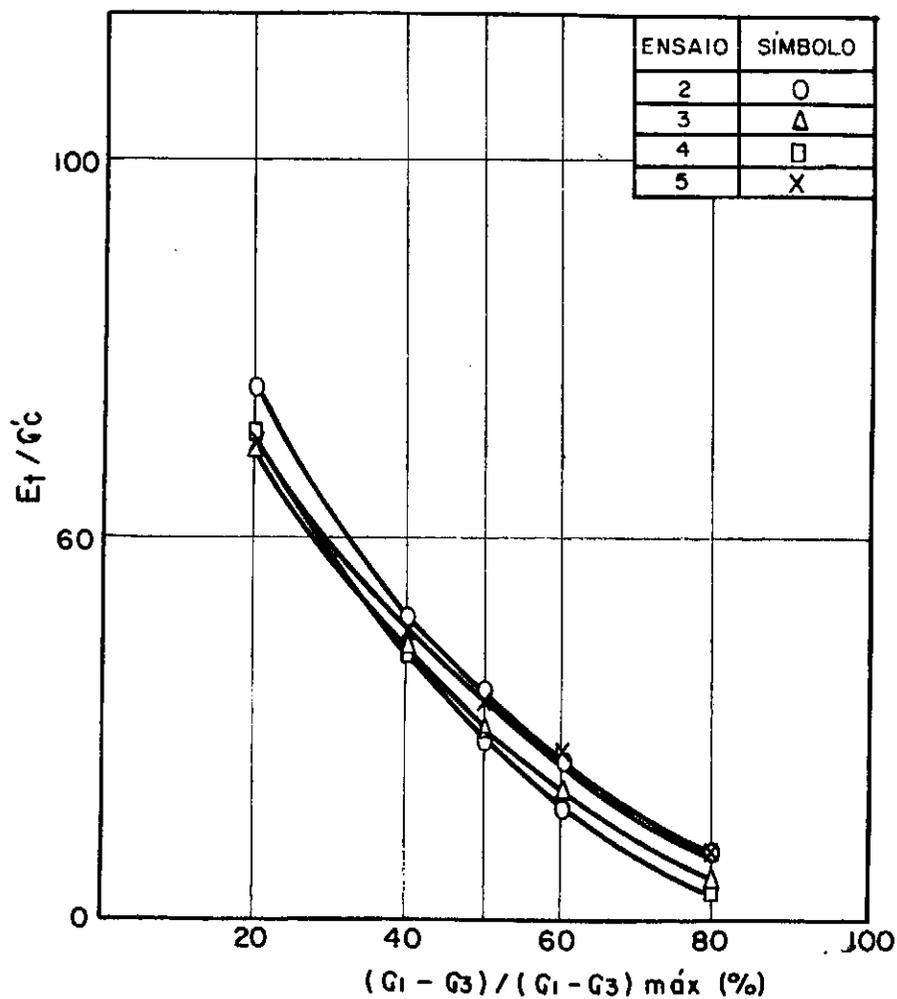


Fig.II.30- VARIACÃO DE  $E_t/G_c$  e  $E_t/S_u$  COM O NÍVEL DE TENSÕES - AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS ( $OCR = 1$ ). (ORTIGÃO E LACERDA, 1979)

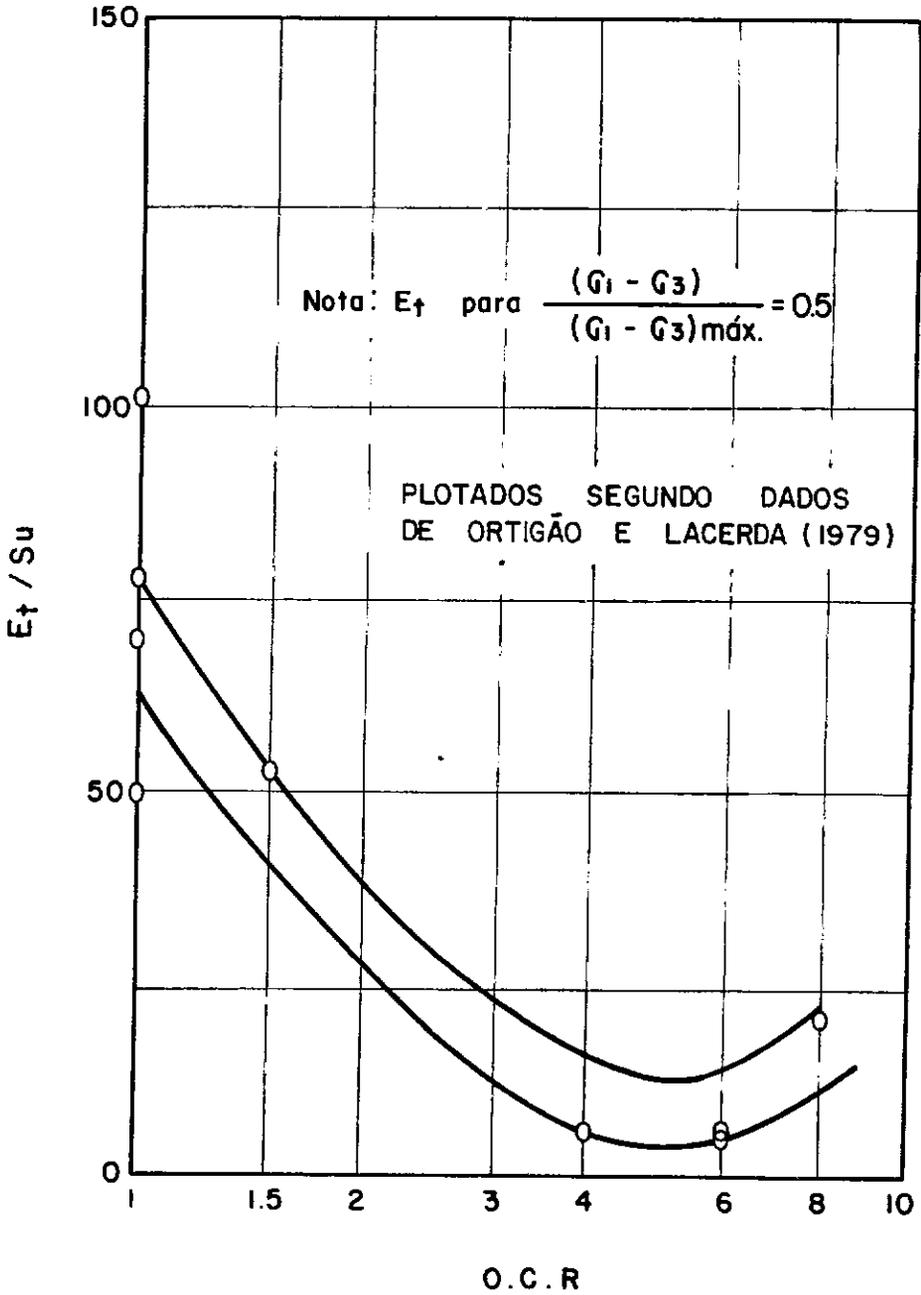


Fig.II.31 - RELAÇÃO  $E_t / S_u$  VERSUS O.C.R - ARGILA CINZA DO RIO DE JANEIRO.

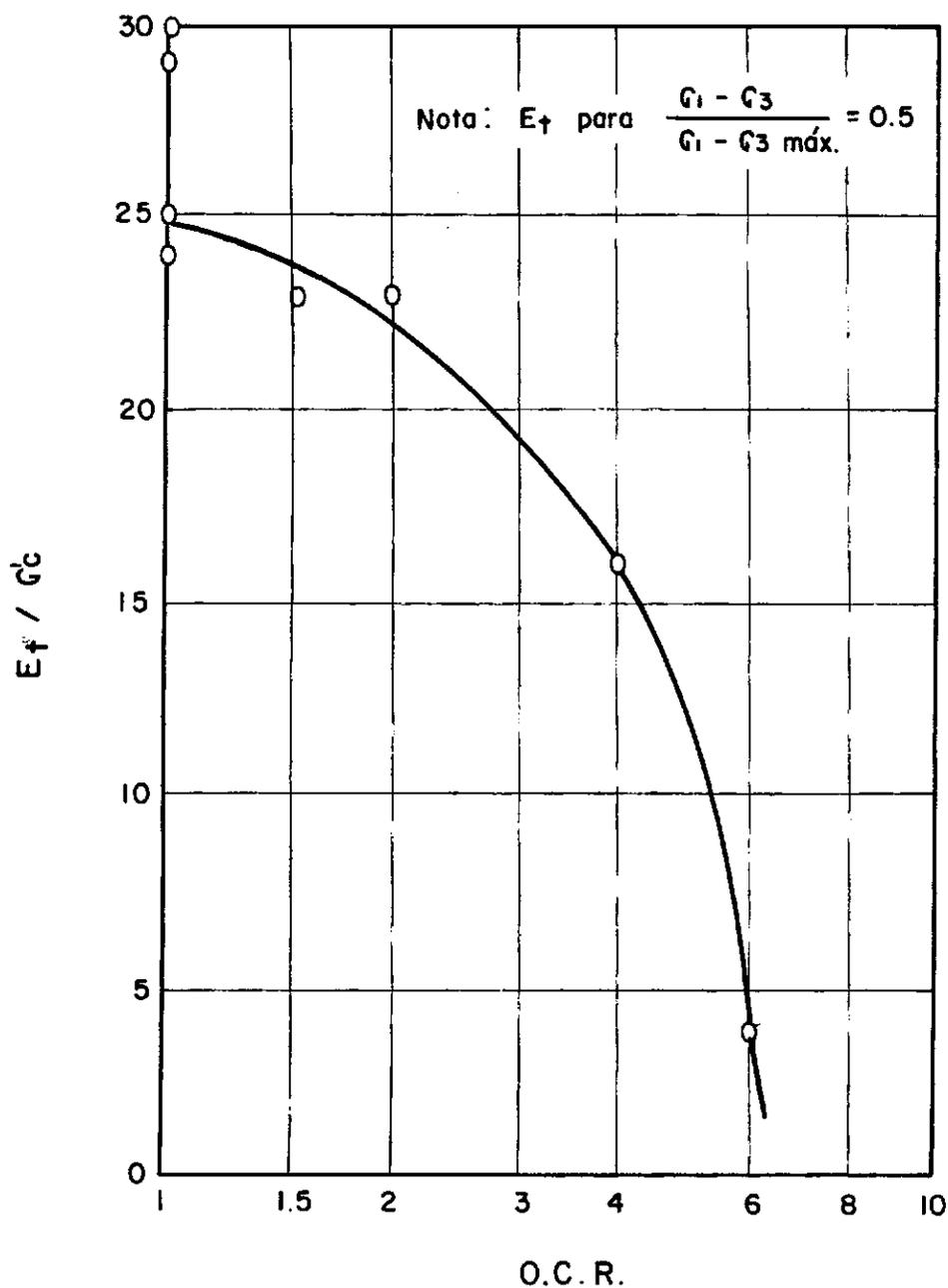


Fig.II.32 - RELAÇÃO  $E_f / G'_c$  VERSUS O.C.R. ARGILA CINZA DO RIO DE JANEIRO (ORTIGÃO E LACERDA, 1979).

CAPÍTULO IIIENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS NÃO DRENADOSDE COMPRESSÃO CIU-C

## III.1 - CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

Em todos os ensaios aqui apresentados, foram utilizados corpos de prova obtidos de amostras indeformadas tipo bloco, de dimensões 30x30x30 cm, extraídas de uma profundidade de 10 metros no local das escavações do lote 09 do Metrô do Rio de Janeiro, em Botafogo.

Apresenta-se na figura III.1 o perfil geotécnico do local onde se obtiveram as amostras, de acordo com os resultados referentes a seis sondagens à percussão no bloco 45 do lote 09 do Metrô. Este perfil e os dados nele apresentados constam de estudos anteriores realizados neste local (Relatório COPPETEC nº 94-11/9, 1979).

Os ensaios de caracterização das amostras apresentaram os seguintes resultados:  $W_L = 38\%$ ,  $W_p = 27\%$ ,  $I_p = 11\%$ ,  $W_n = 35\%$ . A curva granulométrica deste material está apresentada na figura III.2.

Com o objetivo de determinar a pressão de pré-adensamento do solo para posterior utilização do método SHANSEP e, de avaliar as suas características de compressibilidade, realizou-se um ensaio oedométrico.

O equipamento utilizado no ensaio oedométrico é de fabricação Wykeham Farrance e as prensas de adensamento são do tipo Bishop com relação de carregamento de 11:1. Utilizou-se um corpo de prova de 3,22 cm de altura por 10,8 cm de diâmetro. Adotou-se uma relação de carregamento ( $\Delta p/p$ ) igual a 1. Os estágios de carregamento e descarregamento tinham duração de 24 horas.

Apresenta-se na figura III.3.a a curva índice de vazios e permeabilidade versus log da pressão aplicada em cada estágio. Os valores do coeficiente de compressibilidade e pressão de pré-adensamento obtido pelo método de Casagrande, são respectivamente 0,345 e 2,9 kgf/cm<sup>2</sup>.

Na figura III.3.b estão plotados os valores de  $c_v$  calculados pelo método  $\sqrt{t}$  em função da pressão de adensamento. O valor de  $c_v$  é da ordem de  $4 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s, sendo compatível com o tipo de solo ensaiado, tendo-se em vista a grande percentagem de areia (54%) e silte (18%) na sua composição.

De acordo com o perfil apresentado na figura III.1 o valor da pressão vertical efetiva na profundidade de 10 metros é igual a 0,92 kgf/cm<sup>2</sup>. Assim sendo, verifica-se que a amostra utilizada possui uma razão de pré-adensamento, OCR, na faixa de  $3^{\pm 0.5}$ . Este pré-adensamento é certamente devido ao rebaixamento local do lençol d'água durante mais de um ano, antes da escavação e posterior retirada das amostras.

A figura III.4 apresenta as curvas log tempo versus recalque para os diversos estágios de carregamento e re-

carregamento. Para pequenos valores de pressão de adensamento estas curvas apresentam-se bastante indefinidas, impossibilitando a determinação do coeficiente de adensamento,  $c_v$ , pelo método do  $\log t$ .

### III.2 - ADENSAMENTO TRIAXIAL

Durante os estágios de adensamento os corpos de prova foram submetidos a um sistema isotrópico de tensões, sob pequenos incrementos de carga, adotando-se uma relação de carregamento ( $\Delta P/P$ ) igual a 1, até atingir o valor de  $\sigma'_{cm}$  especificado, descarregando-os a seguir, na mesma relação de carregamento, até um valor  $\sigma'_c$ . Obteve-se assim o pré-adensamento artificial dos corpos de prova correspondente a um OCR igual a  $\sigma'_{cm} / \sigma'_c$ .

A figura III.5 apresenta curvas típicas  $\log$  tempo versus deformação volumétrica específica,  $\epsilon_v$ , correspondentes aos diversos estágios de adensamento de um corpo de prova adensado até  $8.0 \text{ kgf/cm}^2$  e, em seguida, descarregado até  $2.0 \text{ kgf/cm}^2$  para um OCR igual a 1.

Compara-se na figura III.6 as curvas  $\log \sigma'_c$  versus  $\epsilon_v$  obtidos dos estágios de adensamento isotrópico e anisotrópico de dois corpos de prova na célula triaxial, com a curva obtida do ensaio oedométrico. Constata-se por estas curvas que os ensaios oedométricos permitiram uma melhor determinação das características de compressibilidade do solo devido talvez, ao maior amolgamento sofrido pelos corpos de prova na preparação para os ensaios triaxiais.

### III.3 - APLICAÇÃO DO MÉTODO SHANSEP

O método SHANSEP utiliza o conceito de comportamento normalizado. Diz-se que um determinado solo apresenta comportamento normalizado quando as suas propriedades tensão-deformação-resistência normalizadas em função da tensão efetiva de adensamento ( $\sigma'_{vc}$ ,  $\sigma'_c$  ou  $\sigma'_{oct}$ ) estão relacionadas univocamente com a razão de pré-adensamento (OCR). O conceito de comportamento normalizado pressupõe que as amostras utilizadas nos ensaios não estejam sujeitas à influência do amolgamento.

Com o objetivo de eliminar ou reduzir o efeito do amolgamento das amostras devido ao processo de amostragem, Ladd (1971, 1974) sugeriu que antes do estágio de ruptura as amostras sejam adensadas a pressões superiores às pressões a que estavam sujeitas no campo,  $\sigma'_{vo}$ .

Ladd (1974) propõe que, antes da utilização do método SHANSEP, sejam adensados corpos de prova sob pressões de 1,5; 2,5 e 4 vezes  $\sigma'_{vo}$  e, sejam plotadas as curvas pressão-deformação normalizadas em função da pressão efetiva de adensamento. Partindo-se destes gráficos dever-se-á utilizar nos demais ensaios programados a pressão mínima para a qual os corpos de prova apresentaram comportamento normalizado.

No presente trabalho foram adensadas amostras a 4,3 e 8,7 vezes  $\sigma'_{vo} = 0.92 \text{ kgf/cm}^2$  ( $\sigma'_{cmax} = 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ , e  $\sigma'_{cmax} = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ ). As curvas tensão-deformação e tensão-deformação normalizadas estão mostradas na figura III.7. Como se verifica nesta figura, as pressões aplicadas são suficientes pa

ra reduzir o efeito do amolgamento e obter um comportamento normalizado. As diferenças observadas entre as curvas normalizadas devem-se à heterogeneidade do depósito, às diferenças no procedimento de ensaio e ao equipamento utilizado.

Com o objetivo de avaliar a variação dos parâmetros tensão-deformação-resistência do solo com o OCR, foram realizadas, basicamente, duas séries de ensaios. Na primeira série os corpos de prova foram adensados em estágios, sob uma pressão efetiva igual a  $8.0 \text{ kgf/cm}^2$  e, em seguida, expandiram livremente sob pressões menores de forma a se obter um pré-adensamento artificial dos mesmos. Na segunda série, os corpos de prova foram adensados inicialmente sob uma pressão efetiva igual a  $4.0 \text{ kgf/cm}^2$ , seguindo-se o mesmo procedimento adotado na primeira série. Os corpos de prova foram levados à ruptura por acréscimo de  $\sigma_v$  sob deformação controlada. Os resultados destes ensaios estão sumarizados na tabela III.I e nas figuras III.8 à III.13.

#### III.4 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Na figura III.14 estão traçados os círculos de Mohr correspondentes aos corpos de prova normalmente adensados (OCR= 1). Após terem sido feitas as correções relativas ao efeito do papel filtro, membrana e atrito no pistão obteve-se os seguintes valores para coesão e ângulo de atrito:  $c'= 0$  e  $\phi'=25^\circ$ . Valores idênticos foram obtidos em trabalhos anteriores na argila mole cinza do Rio de Janeiro, na baixada Fluminense (Costa Filho et al, 1977; Ortigão e Lacerda, 1979).

As trajetórias de tensões correspondentes a cada série de ensaios estão representadas nas figuras III.15 e III.16. Na figura III.17 apresenta-se as envoltórias de tensões efetivas correspondentes às duas séries de ensaios. Estas envoltórias apresentam uma curvatura acentuada nos pontos referentes às amostras pré-adensadas ( $OCR > 1$ ), como descrito em diversos trabalhos (P.ex. Bishop e outros, 1965). Observa-se nestas figuras que não se pode definir com precisão o valor da coesão correspondente às amostras pré-adensadas. De acordo com Ladd (1971), para uma argila, sem cimentações, pré-adensada sob  $\sigma'_{vm} < 10 \text{ kgf/cm}^2$  o valor da coesão deve variar entre 0.05 e 0.1  $\text{kgf/cm}^2$ .

### III.5 - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

A resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), obtida através de ensaios CIU-C é definida por

$$S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} \quad (\text{III.1})$$

onde  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  = tensão desvio na ruptura. A determinação de  $S_u$ , neste trabalho, foi feita adotando-se o critério  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ .

Para cada valor da razão de pré-adensamento, OCR, a resistência não drenada de um elemento de argila é proporcional às pressões efetivas a que está submetido. Na figura III.18 estão plotados os valores de  $S_u$  em função da pressão efetiva de adensamento para diversos valores de OCR. Apesar do pequeno número de ensaios, pode-se verificar que existe uma relação bem definida entre  $S_u$  e  $\sigma'_c$  para cada valor de OCR.

Como pode ser verificado na figura III.18 a razão entre  $S_u$  e  $\sigma'_c$  tende a crescer com o aumento do OCR. Os valores de  $S_u/\sigma'_c$  estão plotados em função do OCR da amostra na figura III.19.

A figura III.20 apresenta um resumo da variação de  $S_u/\sigma'_c$  em função do OCR para diferentes tipos de argilas.

A curva  $S_u/\sigma'_c$  versus OCR referente à argila cinza de Botafogo apresenta-se acima da curva obtida na argila da Baixada Fluminense (Ortigão e Lacerda, 1979), tendo-se em vista as diferentes consistências e granulometrias destes dois materiais. Com efeito, enquanto a argila de Botafogo apresenta  $W_L = 38\%$ ,  $IP = 11\%$  e 28% de partículas argilosas, a argila do canal do rio Sarapuí apresenta  $W_L = 120\%$ ,  $IP = 85\%$  e 65% de partículas argilosas.

### III.6 - PARÂMETROS DE PRESSÃO NEUTRA

As variações na pressão neutra em ensaios não drenados devem-se em parte às variações na tensão total média  $\frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$  aplicada ao corpo de prova, enquanto que a outra parte está relacionada com as deformações cisalhantes associadas às tensões cisalhantes.

Skempton (1954) propôs que as variações na pressão neutra, num solo saturado, podem ser determinadas pela seguinte equação:

$$\Delta u = \Delta \bar{\sigma}_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (\text{III.2})$$

Henkel (1958) generalizou a equação acima introduzindo o conceito de invariante de tensões ou tensões octaédricas, e sugeriu a expressão:

$$\Delta u = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} + a \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2} \quad (\text{III.3})$$

Existe uma diferença fundamental entre os valores do parâmetro A na ruptura ( $A_f$ ) nos ensaios de compressão e extensão, enquanto as diferenças nos valores do parâmetro "a" na ruptura ( $a_f$ ) são muito pequenas e teoricamente nulas. Portanto, a equação (III.3) é mais geral do que a equação (III.2) e representa um avanço em termos de determinação de pressões neutras.

Os parâmetros  $A_f$  e  $a_f$  variam com as características de adensamento e histórico de tensões do solo. Estes parâmetros decrescem com o aumento de razão de pré-adensamento, atingem o valor zero para um valor crítico de OCR, e tornam-se negativos para argilas fortemente pré-adensadas.

As curvas de variação das pressões neutras normalizadas e parâmetro A em função da deformação axial específica estão representadas nas figuras III.8 a III.13. As curvas de variação dos parâmetros A e  $a\sqrt{2}$ , na ruptura, com a razão de pré-adensamento estão apresentadas na figura III.21.

C.P. Nº	Gc (kgf/cm <sup>2</sup> )	OCR	wi	wf	e	γs (gf/cm <sup>3</sup> )	Si %	DIMENSÕES INICIAIS DO C.P. (cm)			T50 min.	VELOCIDADE DE ENSAIO (mm/min.)	(G1-G3) max (kgf/cm <sup>2</sup> )	Er (%)	Δu (kgf/cm <sup>2</sup> )	Āf	(σ√2)f
								h	φ	h/φ							
01	1.0	1.0	28.2	31.1	1.05	1.30	71.4	9.17	3.56	2.6	14	0.060	0.88	2.50	0.57	0.65	0.32
02	4.0	1.0	26.6	28.7	0.96	1.36	73.9	9.17	3.53	2.6	14	0.015	2.6	2.48	2.32	0.89	0.56
08	2.0	4.0	30.0	29.7	0.95	1.37	84.4	9.17	3.55	2.6	90	0.0016	3.53	3.16	0.50	0.14	-0.19
09	8.0	1.0	29.3	28.8	1.01	1.33	77.7	9.88	3.49	2.8	200	0.0024	5.55	3.00	4.15	0.75	0.42
06	3.9	2.0	29.6	32.4	1.03	1.32	76.9	9.34	3.55	2.6	29	0.002	3.91	4.42	1.93	0.49	0.16
10	0.5	16.0	28.2	33.0	0.96	1.36	78.0	9.6	3.59	2.7	320	0.0016	1.22	2.89	-0.11	-0.09	-0.42
11	1.2	3.4	31.9	35.0	1.02	1.32	83.5	9.88	3.56	2.8	50	0.008	1.95	2.94	0.28	0.14	-0.19
13	2.0	2.0	30.6	35.0	1.06	1.29	76.7	9.61	3.53	2.7	22	0.0016	2.16	3.46	0.30	0.14	-0.19
14	1.0	5.7	29.3	32.1	0.98	1.35	80.1	10.66	3.55	3.0	80	0.0065	2.67	4.53	0.14	0.05	-0.28
15	0.5	8.0	25.9	34.5	0.93	1.38	74.3	10.21	3.48	2.9	100	0.0042	1.36	2.51	0.00	0.00	-0.33
16	2.9	2.0	24.8	32.6	0.98	1.35	67.4	10.11	3.54	2.9	30	0.013	4.02	2.97	0.97	0.24	-0.09
17	2.4	2.5	23.8	32.6	0.89	1.41	72.3	9.7	3.55	2.7	30	0.012	3.51	2.71	1.00	0.28	-0.05
05	1.2	8.0	27.3	33.3	0.99	1.34	73.8	9.33	3.57	2.6	230	0.002	1.9	3.0	0.08	0.03	-0.30
30	1.0	8.0	25.2	32.8	0.94	1.38	73.8	9.34	3.55	2.6	230	0.016	2.65	3.29	0.06	0.02	-0.31

wi - UMIDADE INICIAL

wf - UMIDADE FINAL

e - INDICE DE VAZIOS

Si - GRÁU DE SATURAÇÃO INICIAL

γs - PESO ESPECÍFICO SECO

Āf - PARÂMETRO DE PRESSÃO NEUTRA NA RUPTURA

G1 - TENSÃO PRINCIPAL MAIOR

G3 - TENSÃO PRINCIPAL MENOR

Er - DEFORMAÇÃO AXIAL ESPECÍFICA NA RUPTURA

Δu - PRESSÃO NEUTRA NA RUPTURA

TABELA III.1 - ENSAIOS TRIAXIAIS - TIPO CIU-C.

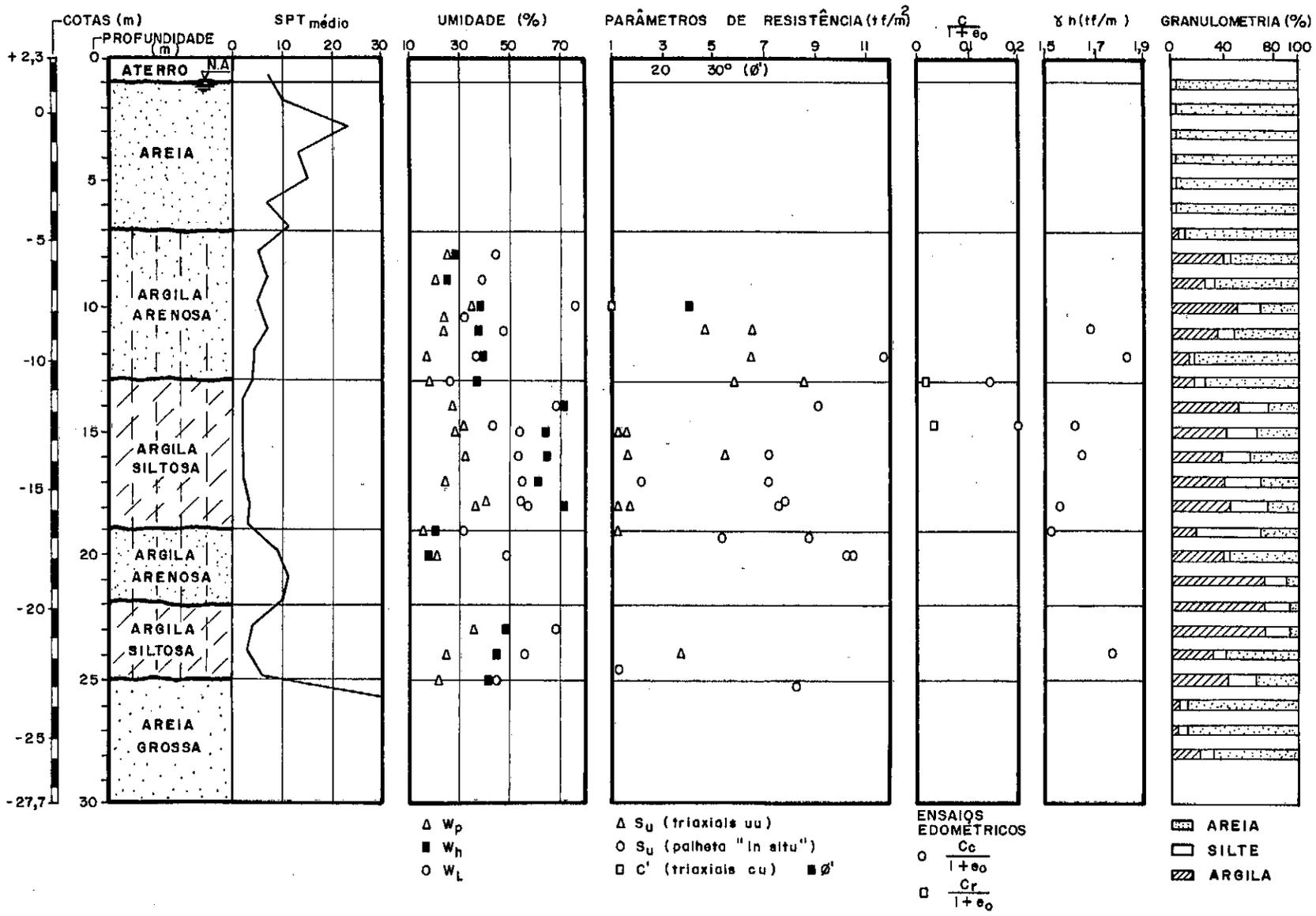
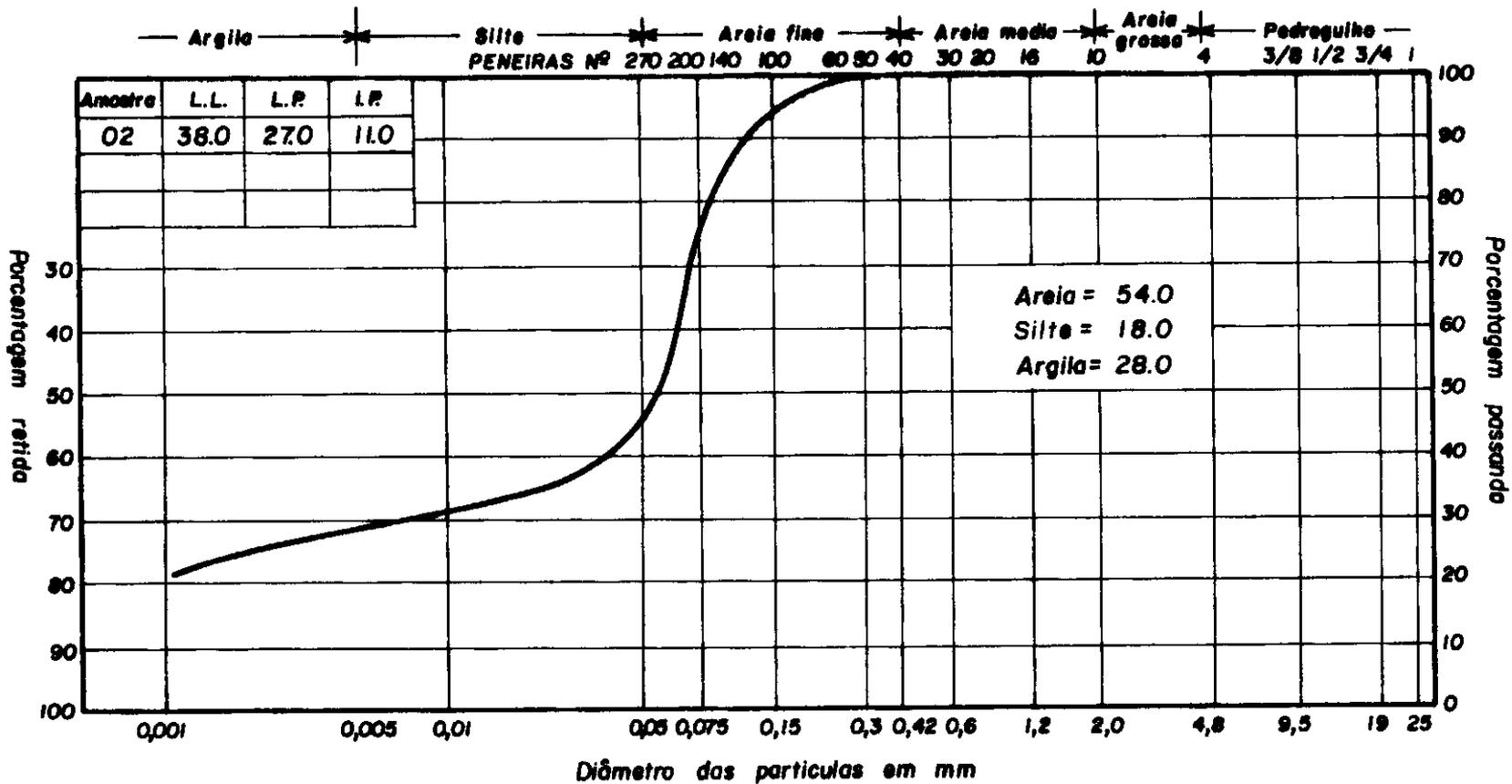


Fig. III.1 - PERFIL GEOTÉCNICO - BLOCO 45, LOTE 09, METRÔ RIO.



**Fig. III. 2 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA.**



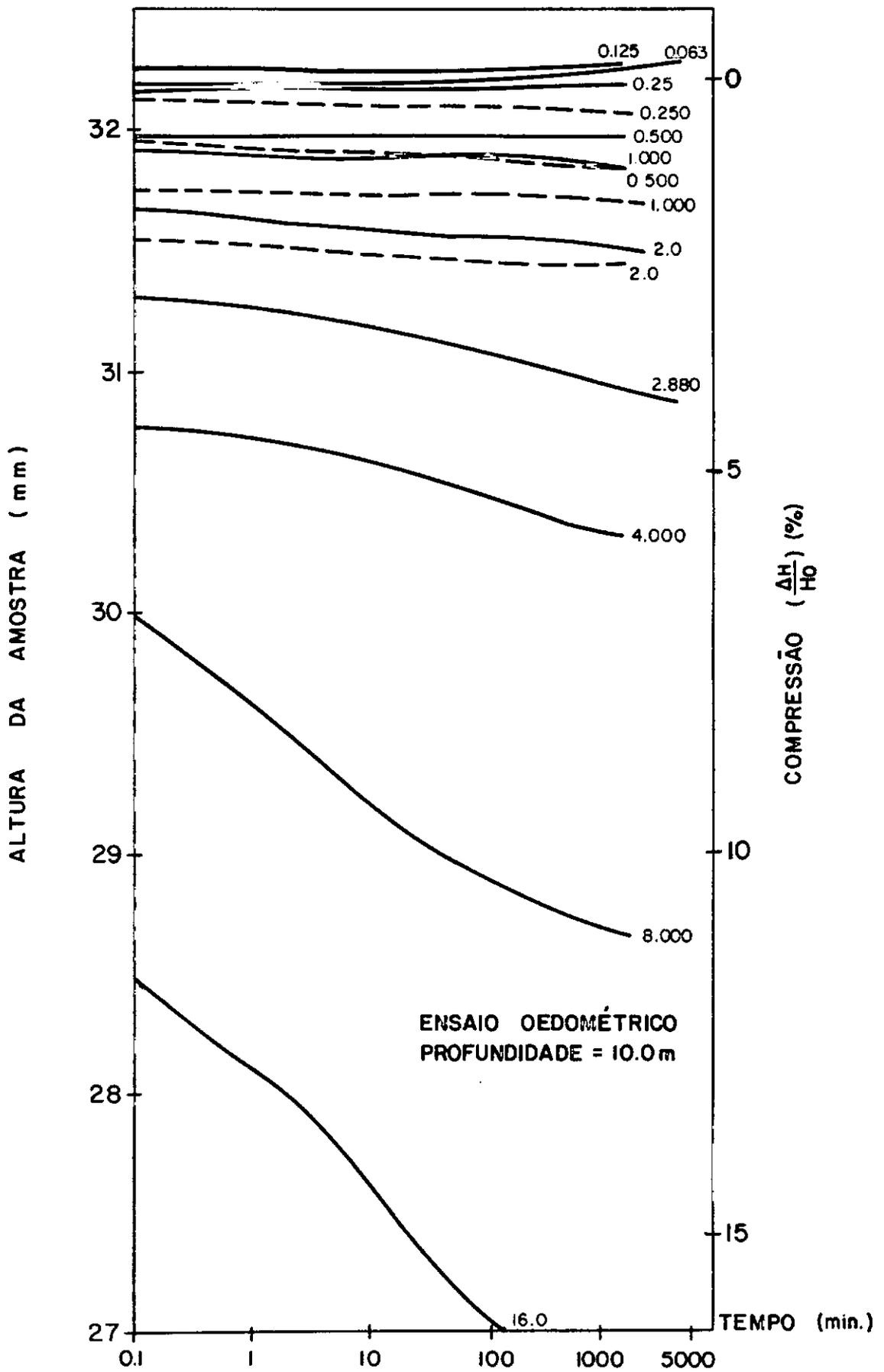


Fig. III.4 - CURVAS TEMPO - RECALQUE.  
 ENSAIO OEDOMÉTRICO .

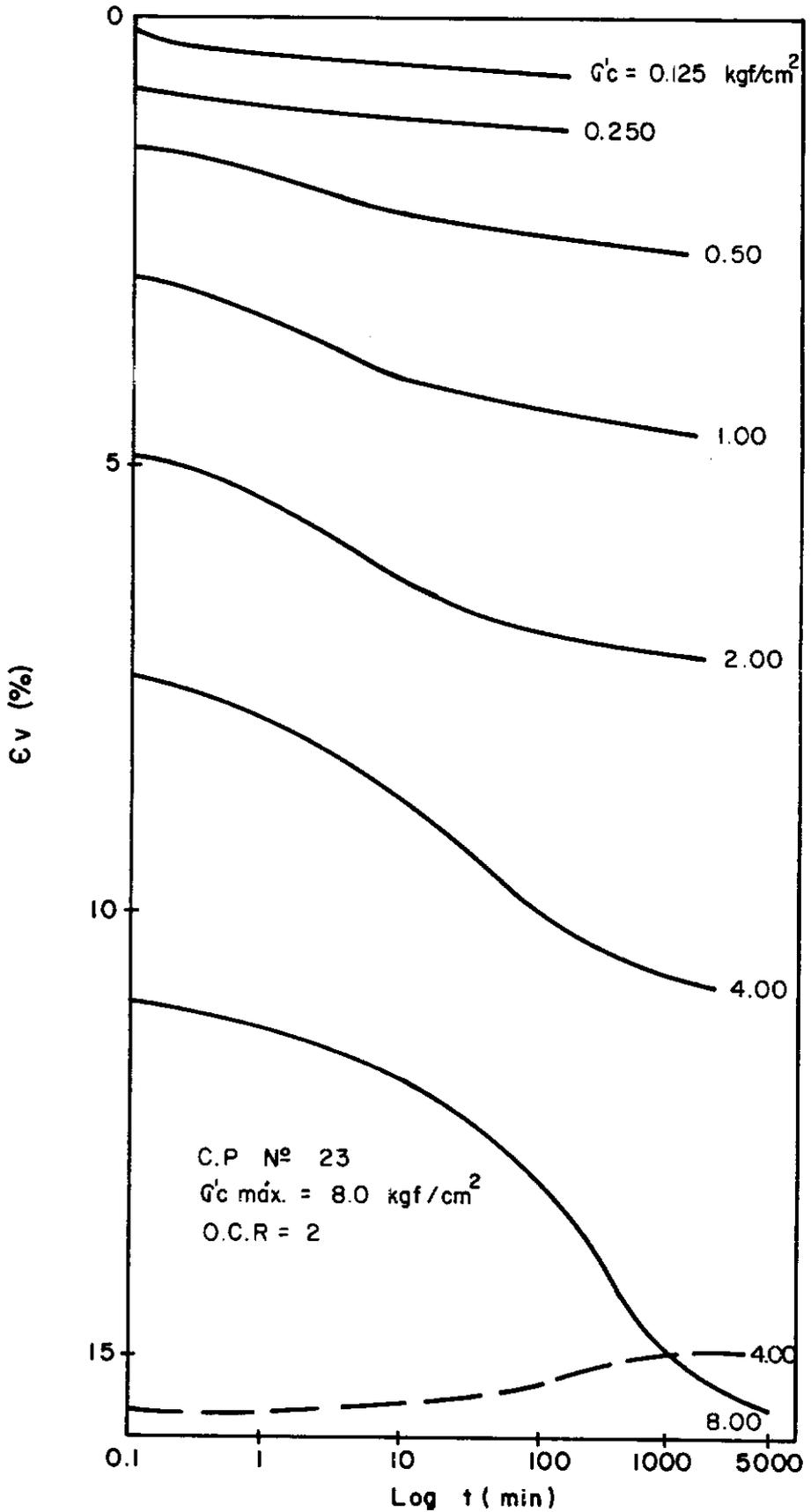


Fig. III.5 - CURVAS Log  $t$  VERSUS  $\epsilon_v$   
ADENSAMENTO TRIAXIAL.

$G'_v$  e  $G'_{oct}$  (Kgf/cm<sup>2</sup>)

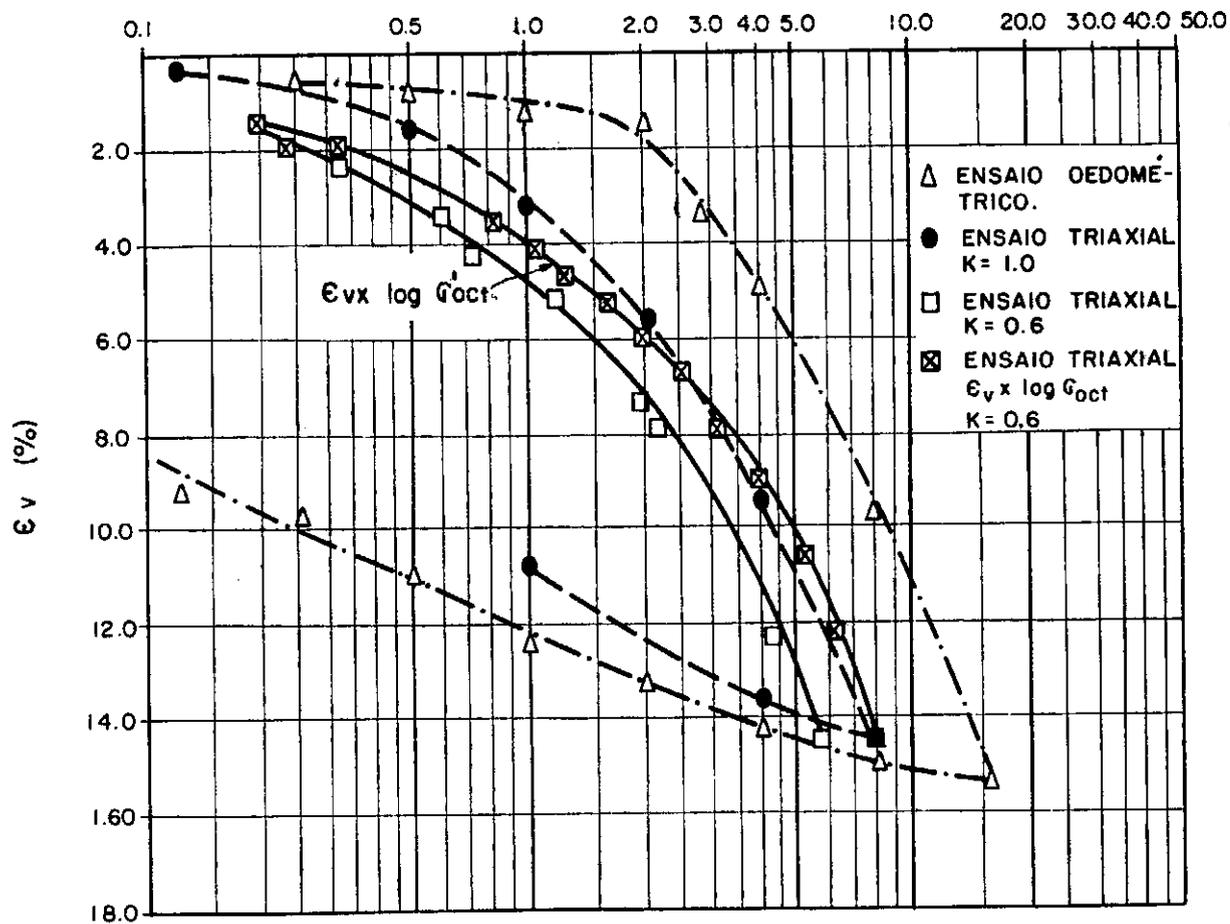


Fig.III.6 - CURVAS VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA - PRESSÃO, ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}\bar{I}\bar{U}$  E OEDOMÉTRICOS.

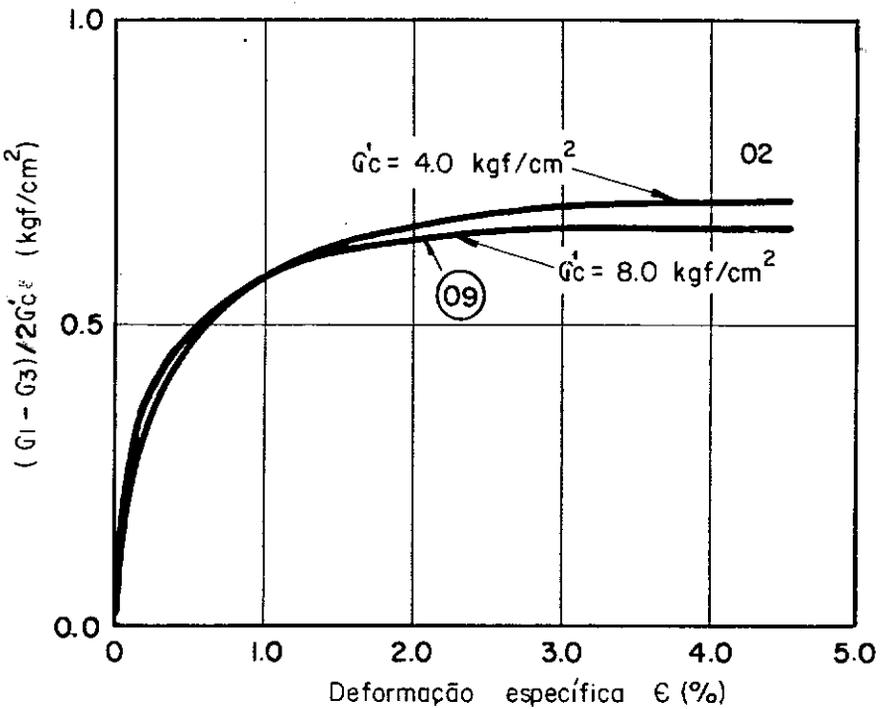
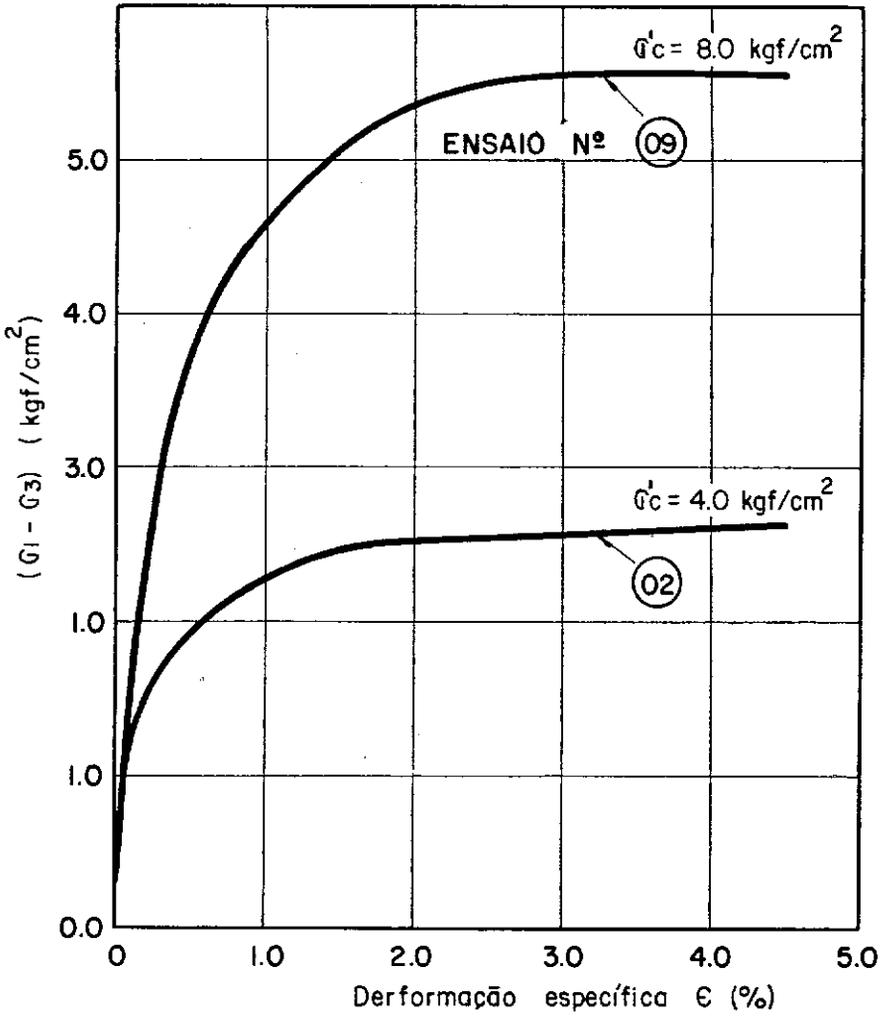


Fig. III.7 - COMPORTAMENTO NORMALIZADO  
ENSAIOS  $\overline{\text{CIU}} - \text{C}$ .

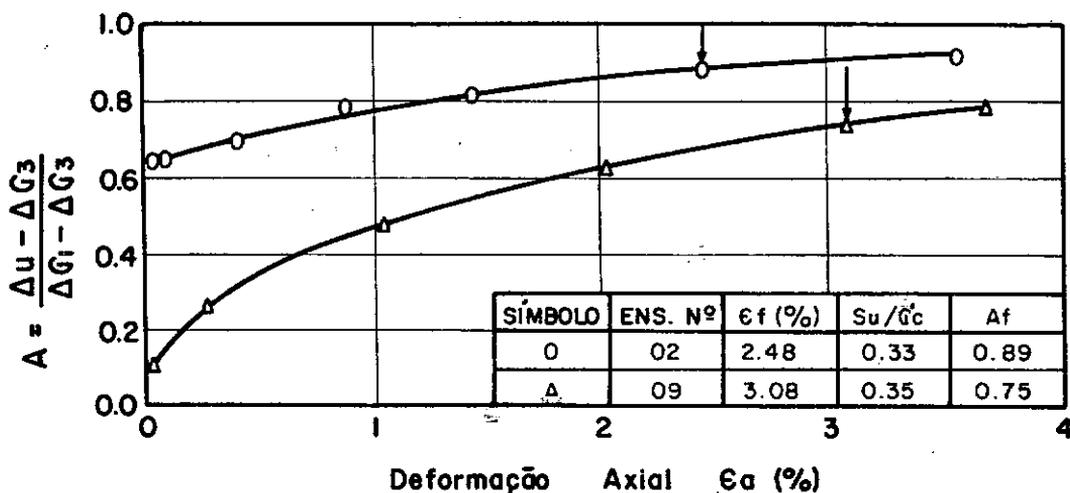
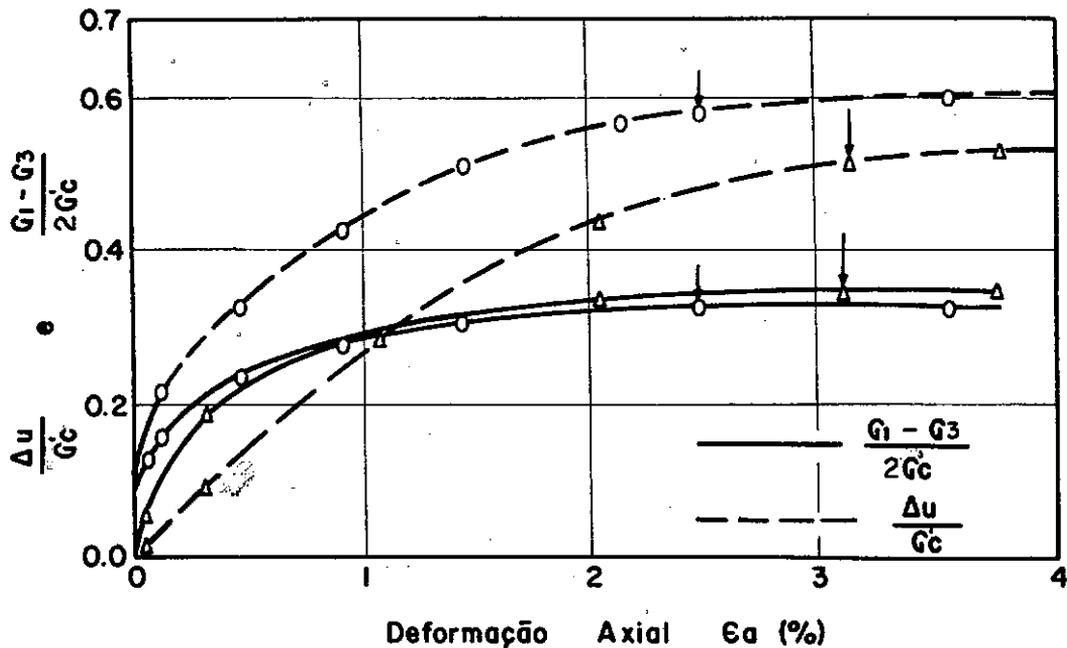


Fig. III. 8 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO E PORO PRESSÃO - ENSAIOS TRIAXIAIS CIU - C, AMOSTRAS OCR = 1.

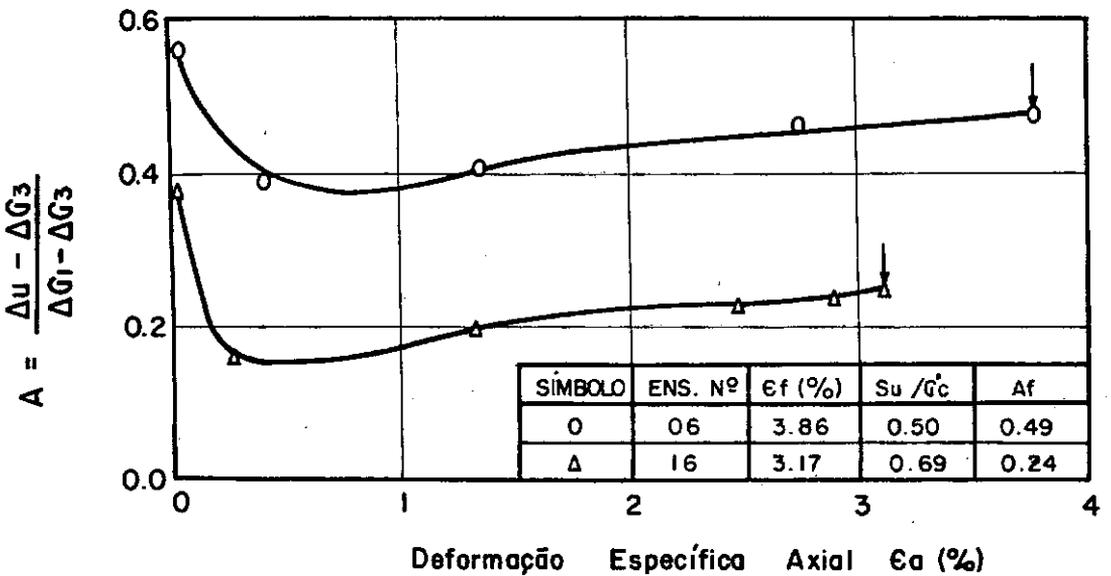
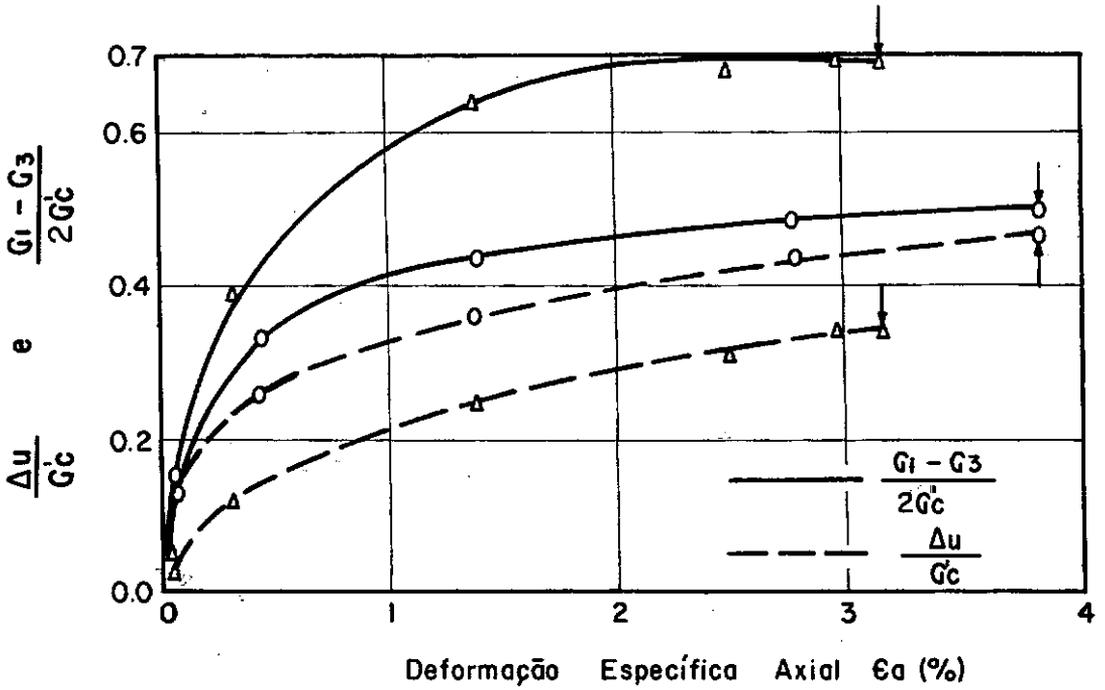
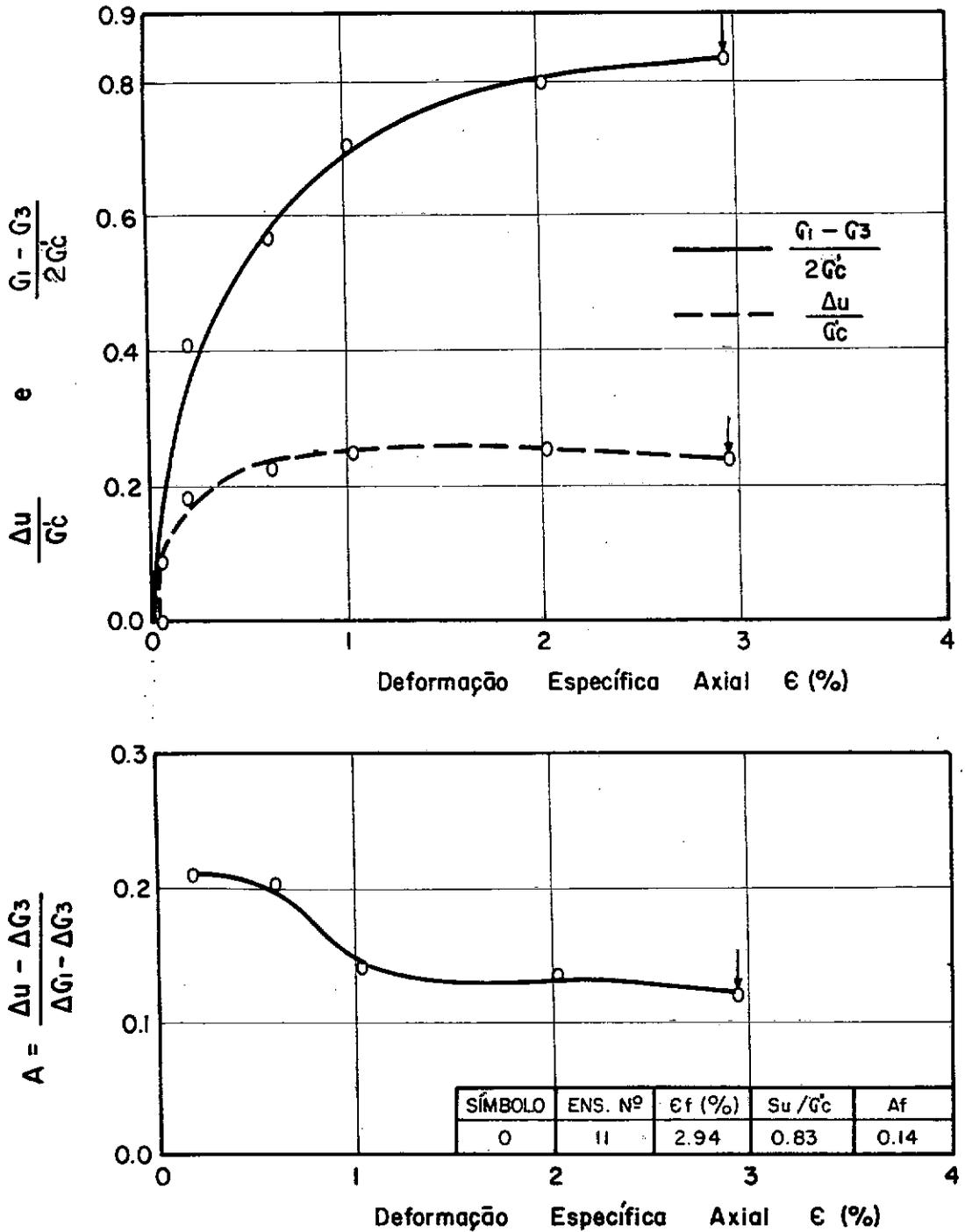
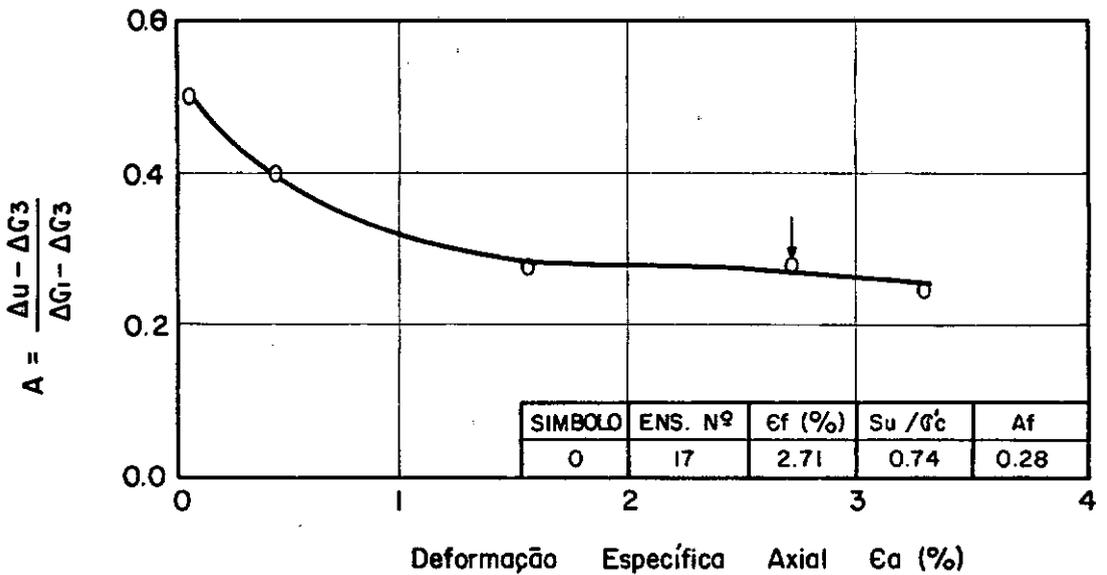
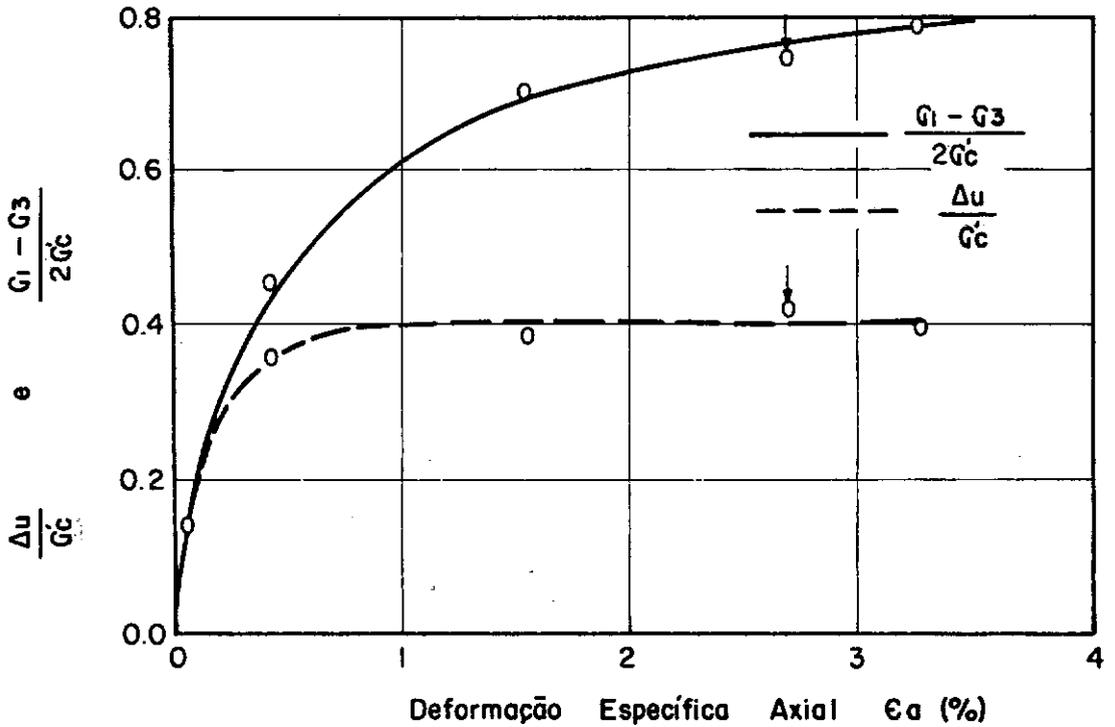


Fig. II. 9 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO PRESSÃO-ENSAIOS  $\bar{C}IU-C$ , AMOSTRAS  $OCR=2$ .



**Fig. III.10** - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO E PORO PRESSÃO - ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}U - C$ , AMOSTRAS  $OCR = 3.4$ .



**Fig. III. II - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO E PORO PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}IU - C$ , AMOSTRAS  $OCR = 5.7$ .**

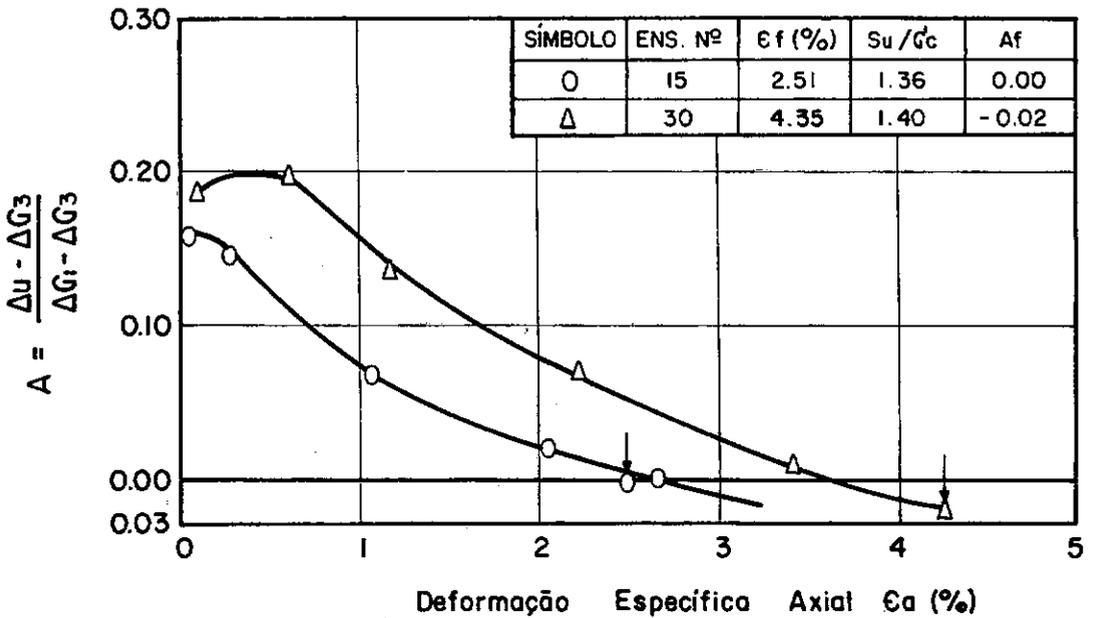
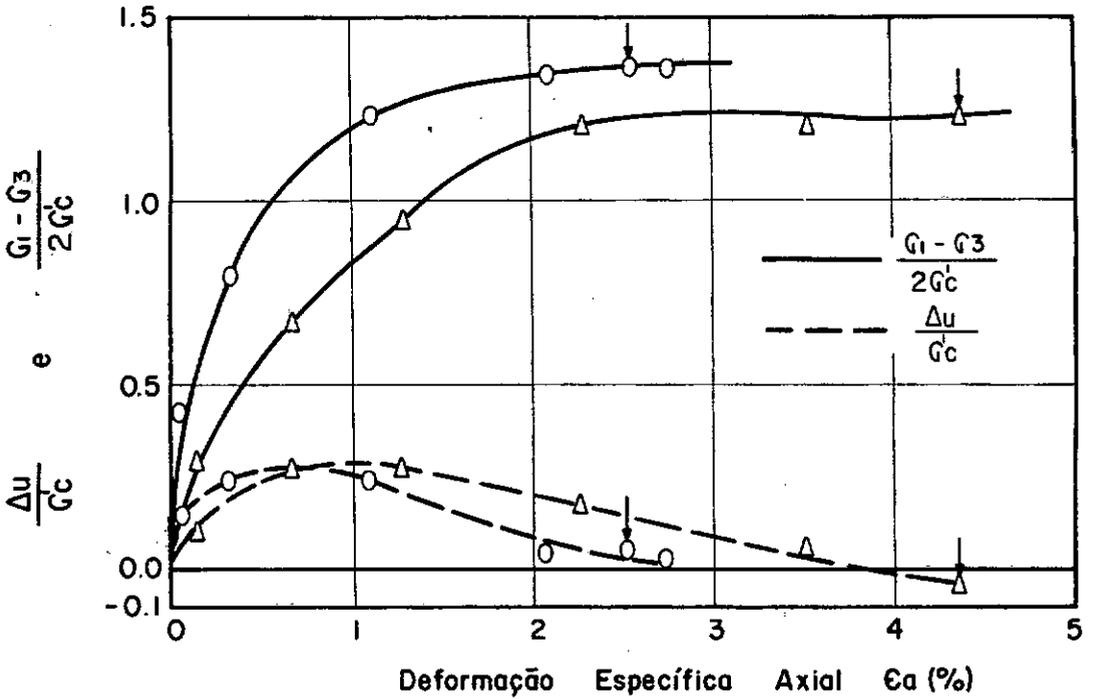
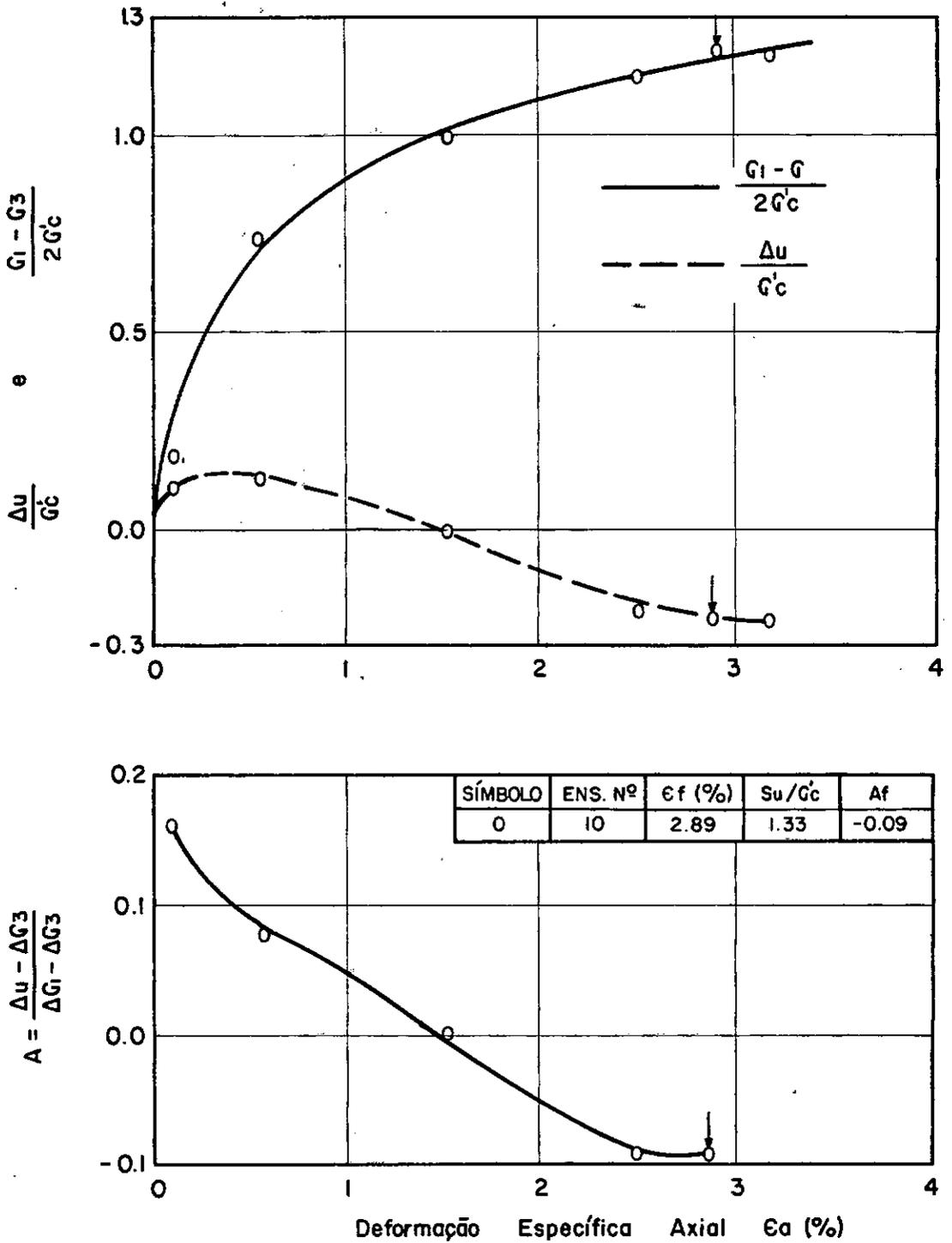


Fig. III . 12 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO PORO PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}IU-C$ , AMOSTRAS OCR= 8.



**Fig. III.13 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO E PORO PRESSÃO - ENSAIOS TRIAXIAIS  $\overline{CIU-C}$ , AMOSTRAS OCR = 16.**

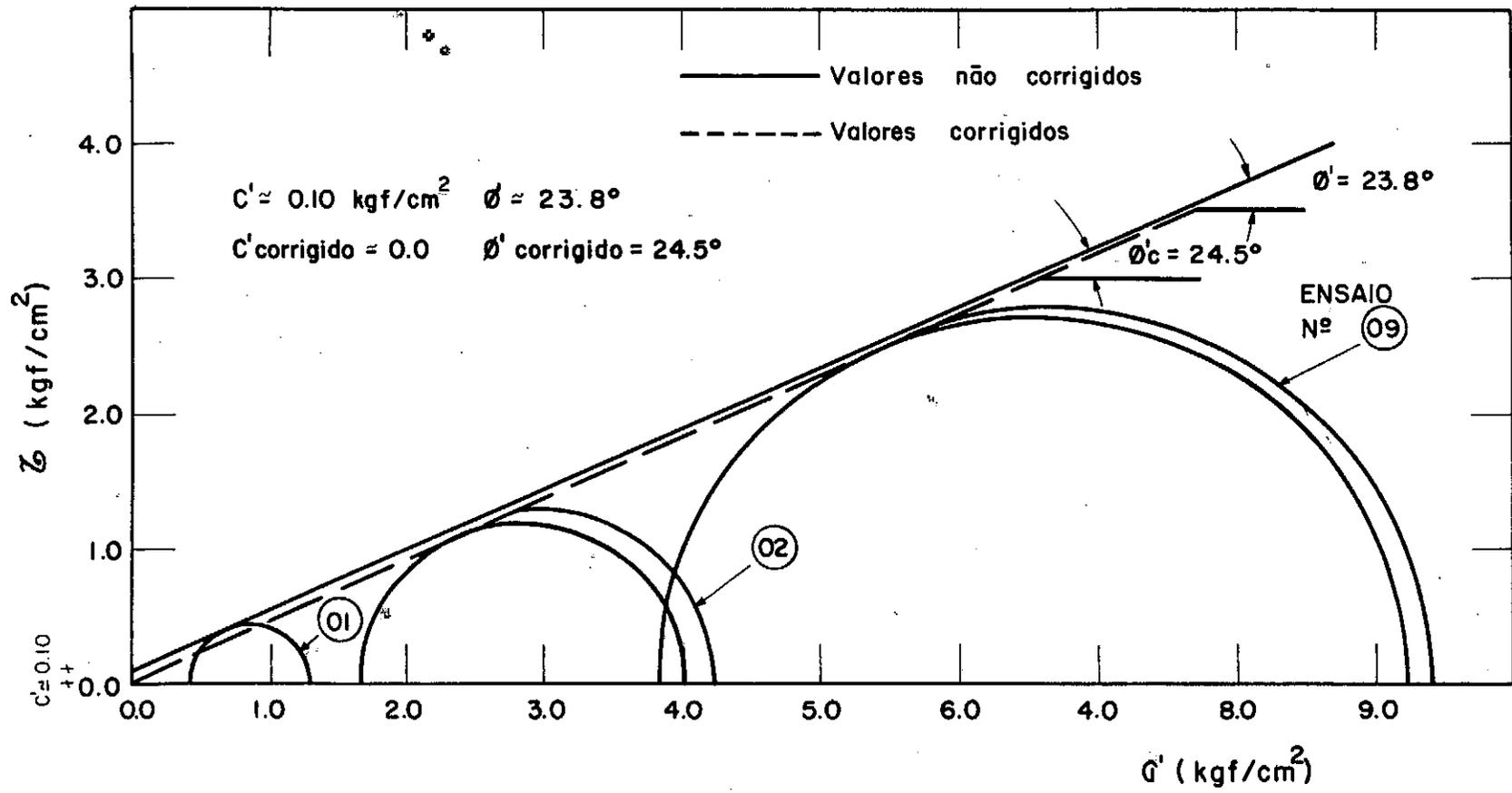


Fig. III.14 — CÍRCULOS DE MOHR — ENSAIOS  $\overline{CIU-C}$  — AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS.

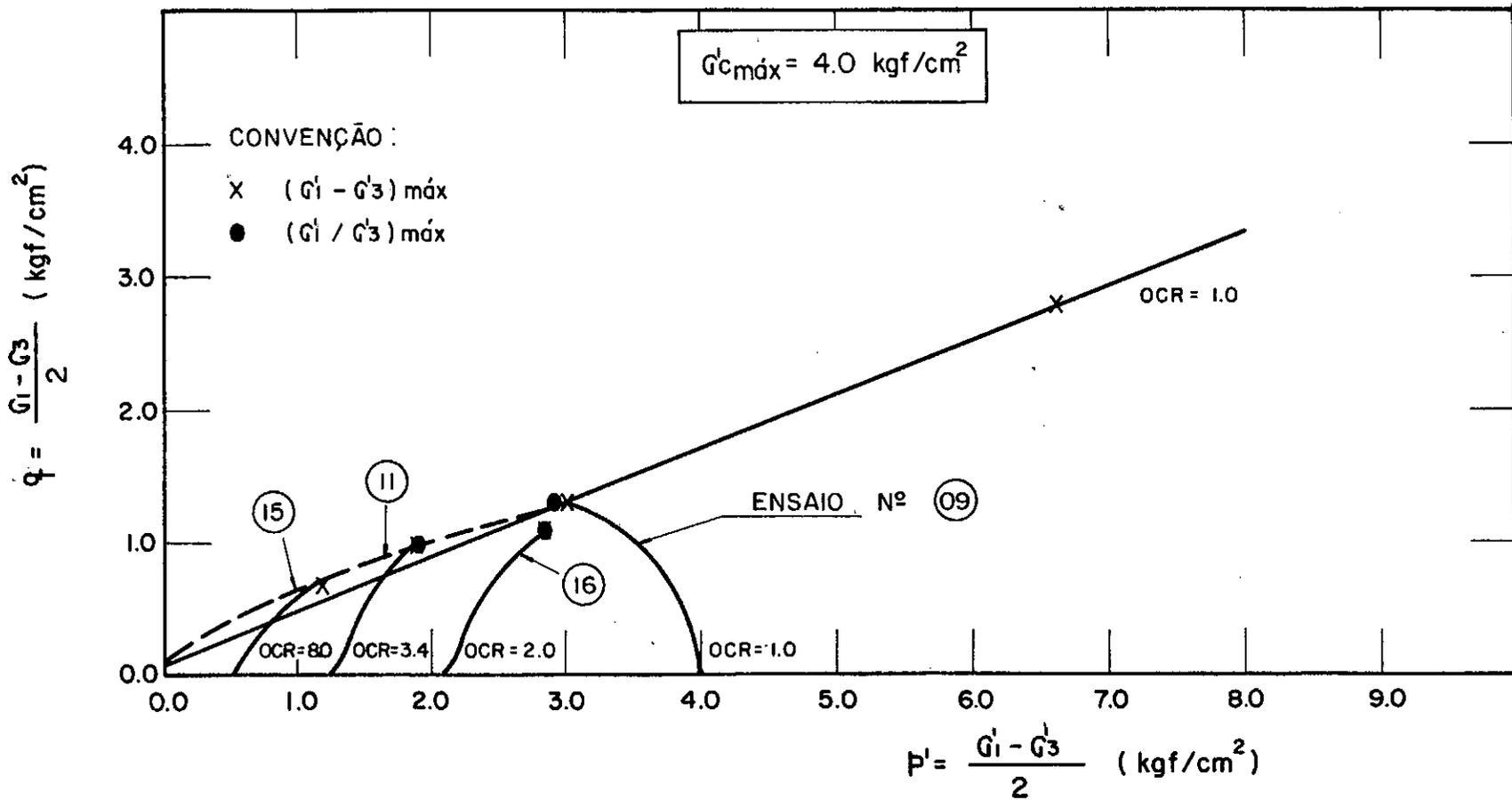


Fig. III.15 - TRAJETÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS - ENSAIOS  $\overline{CIU-C}$  -  $G'_{c\text{máx}} = 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ .

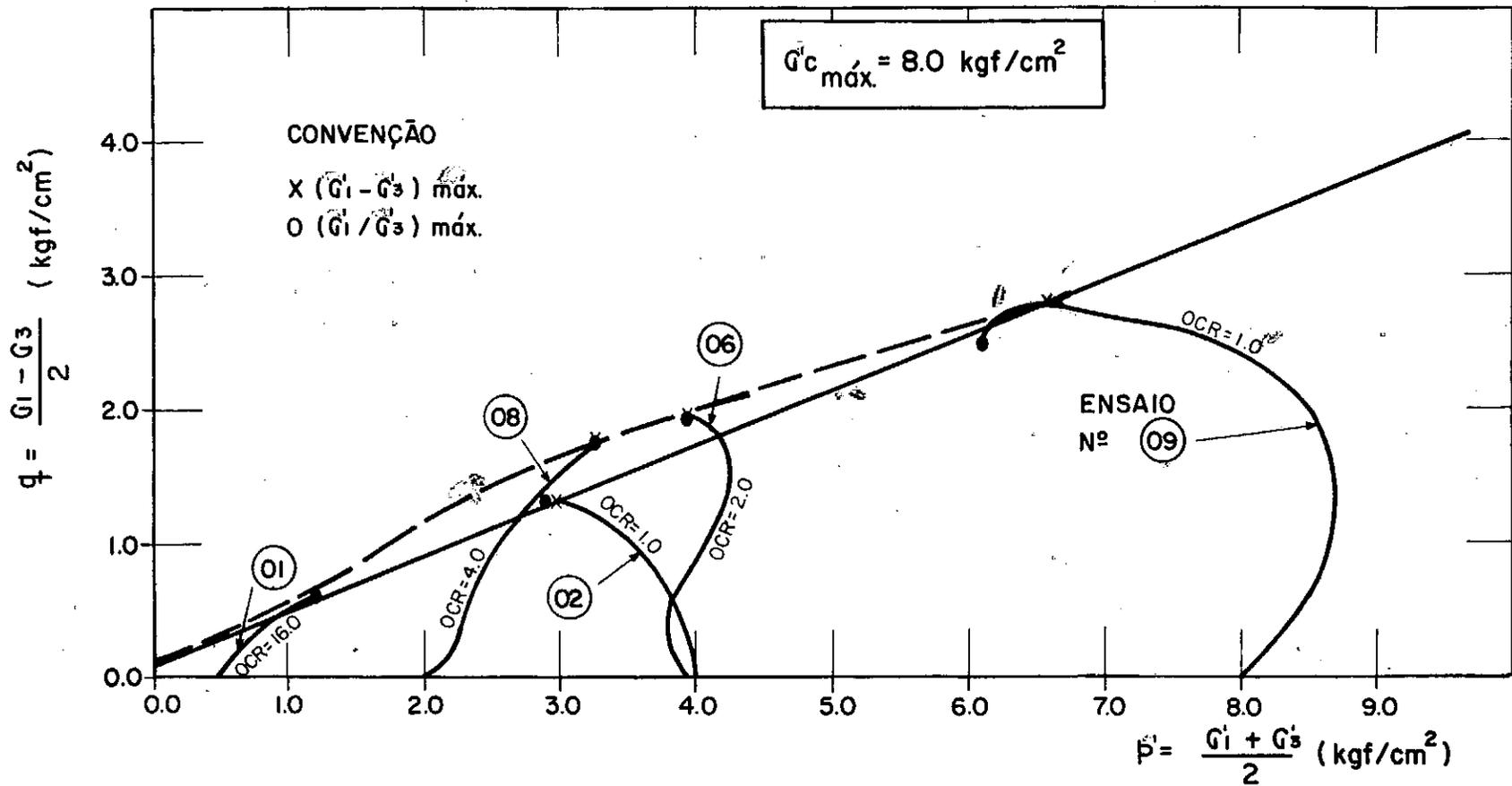


Fig. III.16 - TRAJETÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS - ENSAIOS  $\overline{\text{CIU}} - C - G_c'_{\text{máx.}} = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$

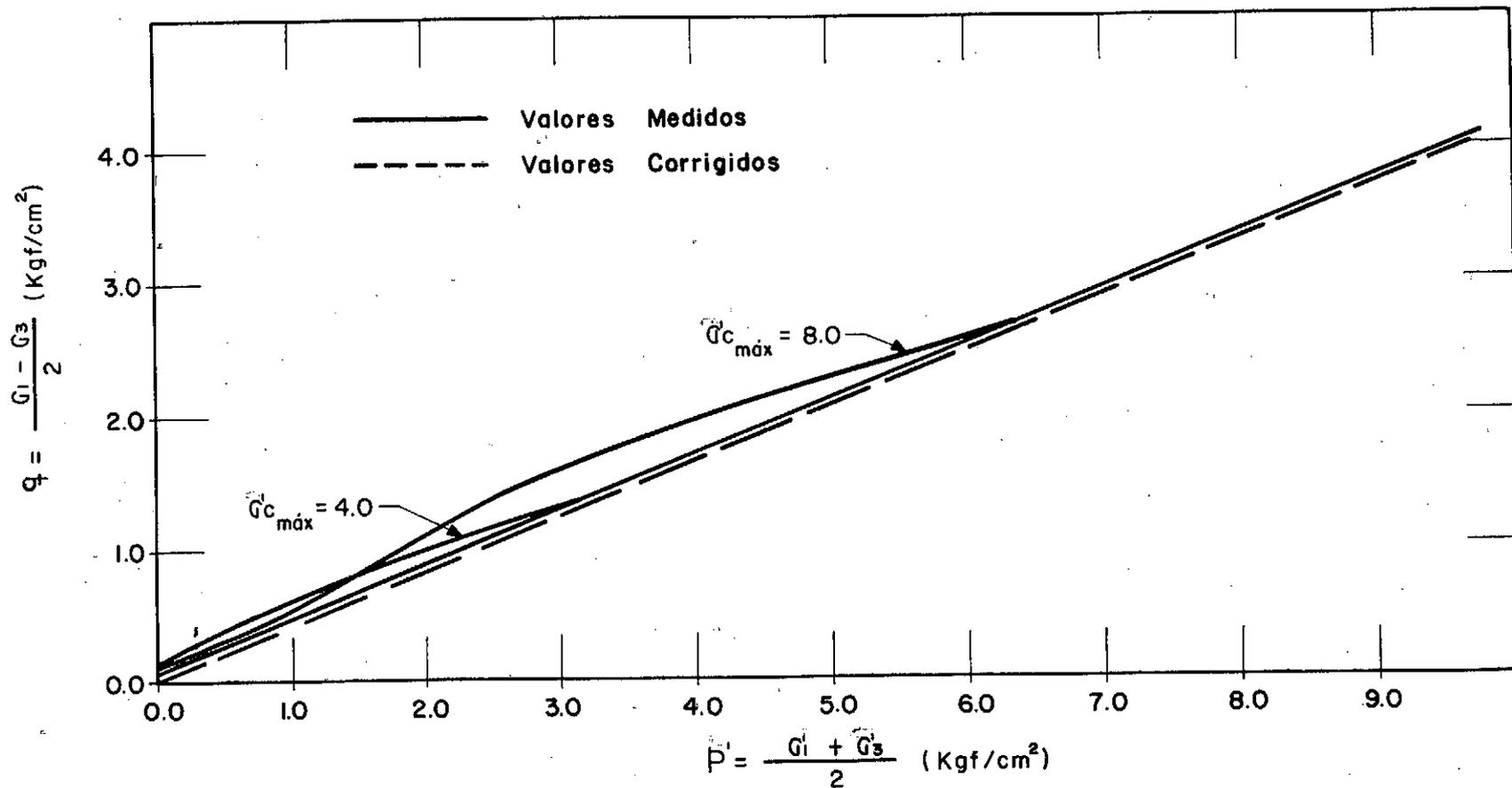


Fig. III.17-ENVOLTÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS - ENSAIOS  $\overline{CIU}_C$ .

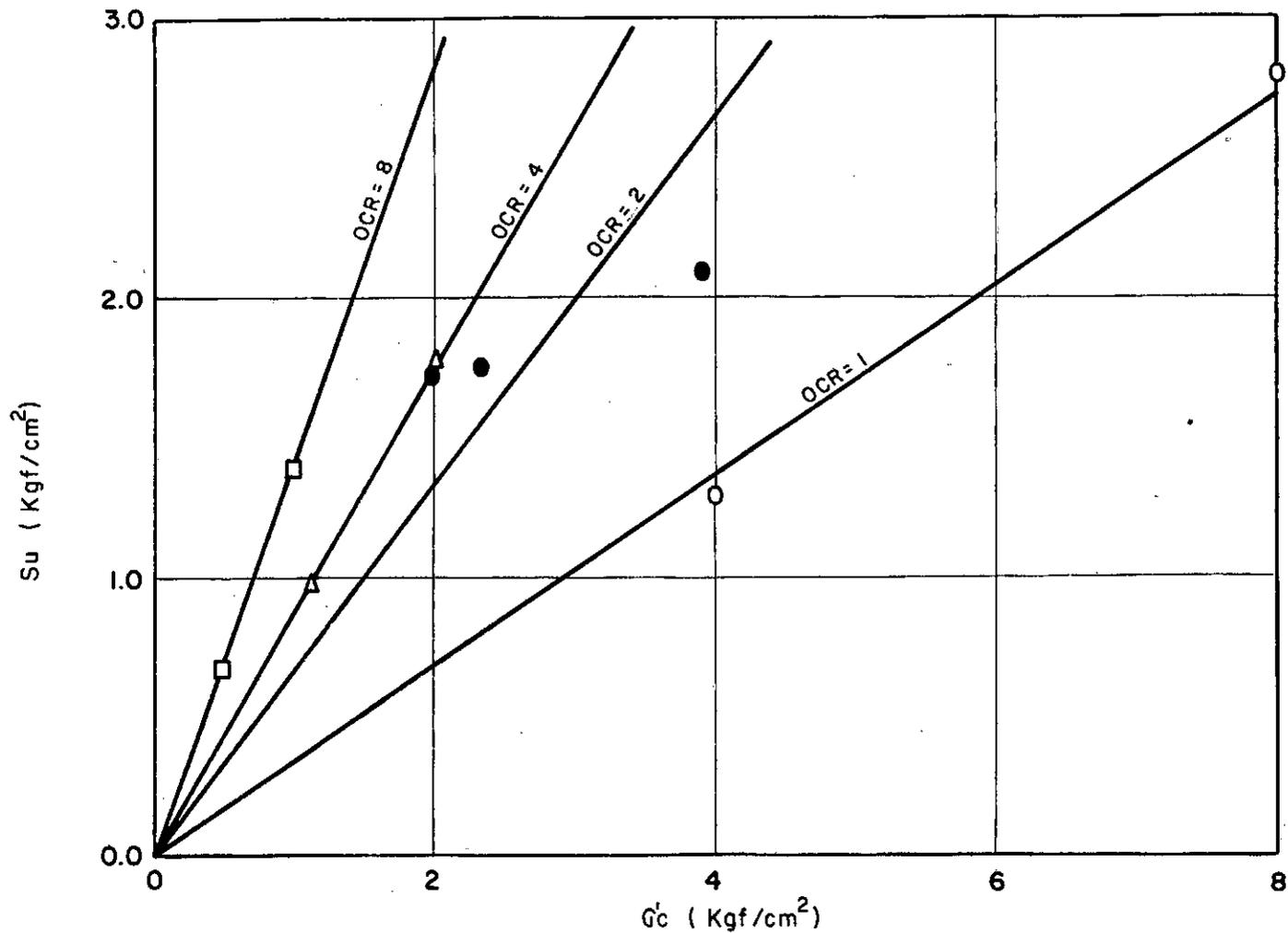
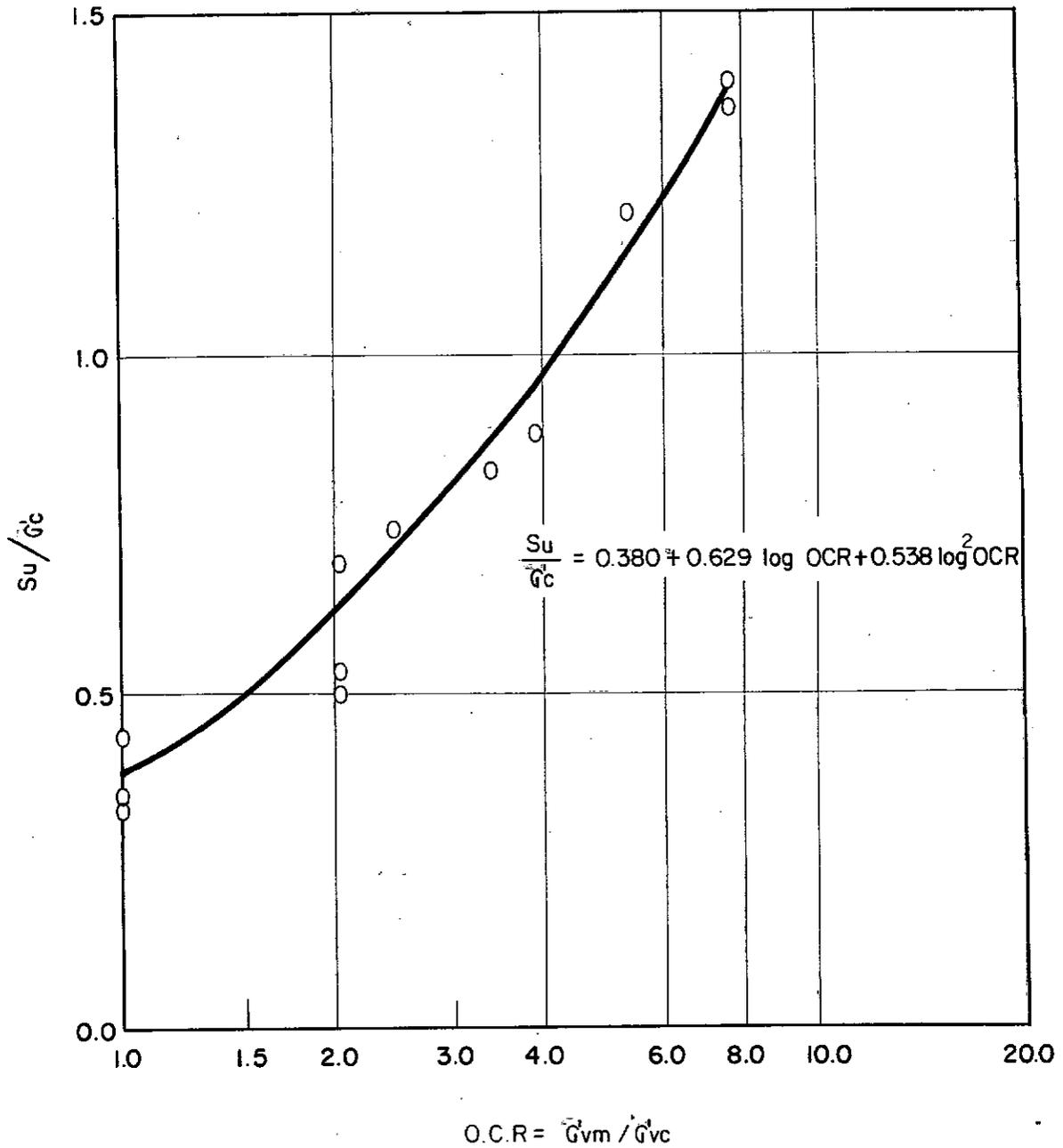


Fig. III.18-RELAÇÃO ENTRE  $S_u$  e  $G_c$  PARA DIFERENTES VALORES DE OCR - ENSAIOS  $\overline{CIU-C}$ .



**Fig. III.19 - VARIAÇÃO DE  $S_u/G'_c$  COM O.C.R. ENSAIOS TRIAXIAIS  $\overline{CIU-C}$ .**

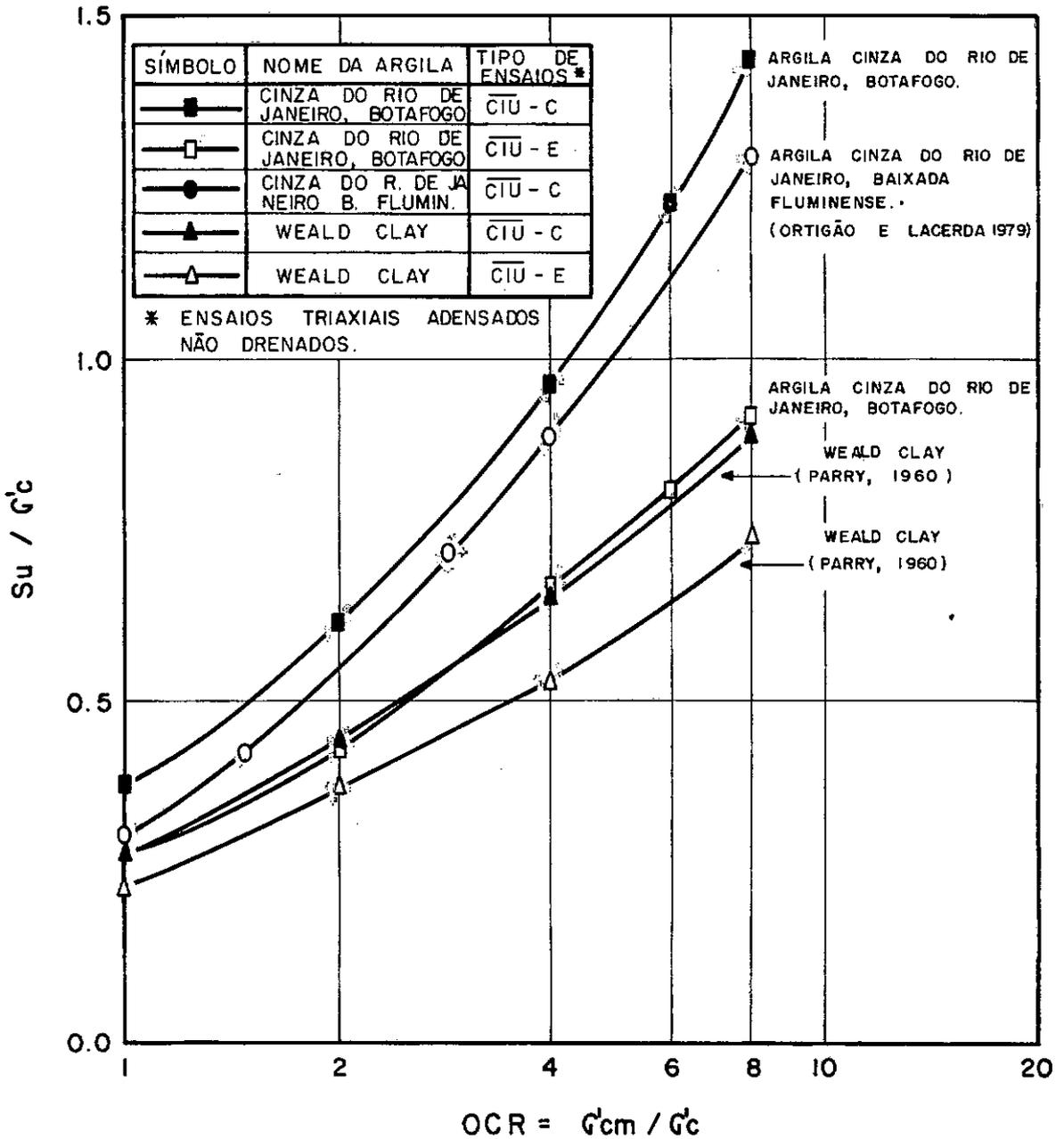


Fig. III. 20 - VARIAÇÃO DE  $S_u / G'_c$  COM O OCR. ENSAIOS TRIAXIAIS.

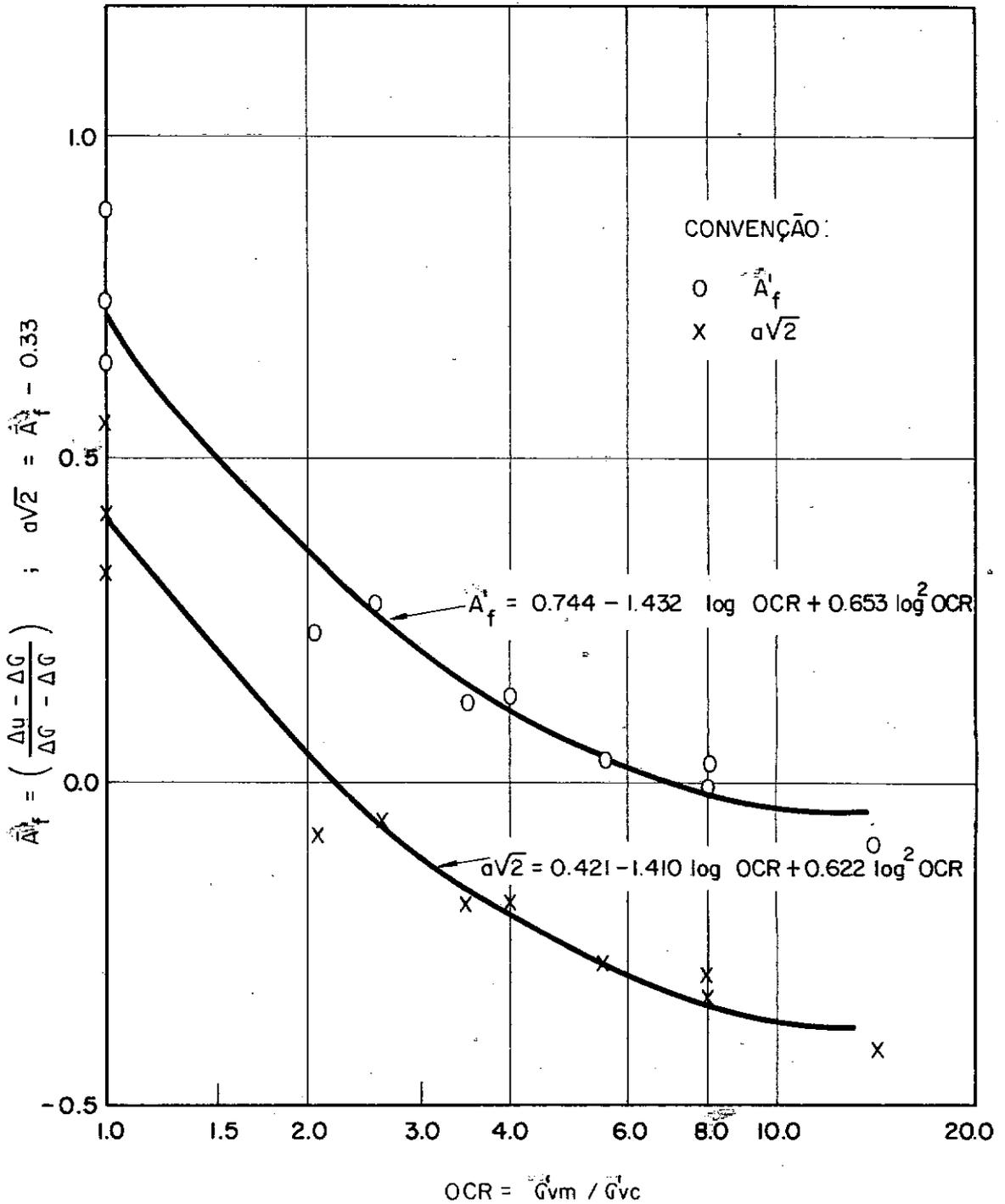


Fig. III.21- PARÂMETROS DE PRESSÃO NEUTRA VERSUS OCR  
ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}U - C$ .

CAPÍTULO IVENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS NÃO DRENADOSDE EXTENSÃO (CIU-E)

## IV.1. - INTRODUÇÃO

Nesta série de ensaios utilizaram-se as mesmas amostras das quais foram obtidos os corpos de prova para os ensaios triaxiais de compressão. Logo, as suas características de compressibilidade são as mesmas.

O procedimento adotado na programação dos ensaios de extensão foi idêntico ao empregado anteriormente nos ensaios de compressão. Na primeira série de ensaios, os corpos de prova foram adensados sob  $\sigma'_{cm} = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ , e, na segunda,  $\sigma'_{cm} = 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ . Em ambos os casos, permitiu-se que os corpos de prova pré-adensados, expandissem sob pressões inferiores a  $\sigma'_{cm}$  para se obter corpos de prova "pré-adensados", exceto no caso dos corpos de prova normalmente adensados (OCR= 1).

Nas duas séries de ensaios procedeu-se a ruptura dos corpos de prova, sob tensão controlada, reduzindo-se a pressão vertical enquanto a pressão horizontal permanecia constante.

Os resultados dos ensaios estão sumarizados na tabela IV.1 e figuras IV.1 a IV.3.

## IV.2 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Os círculos de Mohr referentes aos corpos de

prova normalmente adensados sob  $\sigma'_c = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$  e  $4.0 \text{ kgf/cm}^2$  estão apresentados na figura IV.4. De acordo com a envoltória de ruptura obtida, após terem sido feitas as correções devido à utilização do papel filtro, e membrana, obteve-se  $c' = 0.25$  e  $\phi' = 20^\circ$ .

De acordo com Henkel (1960) os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  determinados a partir de resultados de ensaios triaxiais de compressão e extensão devem ser praticamente iguais.

As diferenças entre os valores de  $c'$  e  $\phi'$  nos referidos ensaios de compressão e extensão devem-se, provavelmente, ao fato de que as correções a serem aplicadas aos ensaios de extensão podem ser maiores do que as correções correspondentes aos ensaios de compressão devido à maior mobilização da membrana e do papel filtro quando solicitados à extensão (Olson e Kiefer, 1969). Devido ao pequeno número de ensaios de extensão realizados não foi possível comprovar-se esta hipótese, pois uma pequena variação nos valores determinados acarretaria uma variação significativa nos valores de  $c'$  e  $\phi'$ . De acordo com os resultados obtidos por Duncan (1965) um acréscimo nas correções implicaria num decréscimo de  $c'$  e acréscimo de  $\phi'$ . Assim, os valores  $c' = 0.25$  e  $\phi' = 20^\circ$  tenderiam para os valores de  $c' = 0.0$  e  $\phi' = 25^\circ$  referentes aos ensaios de compressão.

As trajetórias de tensões efetivas correspondentes às duas séries de ensaios estão apresentadas na figura IV.5. Na figura IV.6 compara-se as trajetórias de tensões efetivas obtidas nos ensaios de compressão e extensão.

## IV.3 - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Partindo dos resultados de ensaios triaxiais de compressão ( $\overline{CI\bar{U}}-C$ ) e extensão ( $\overline{CI\bar{U}}-E$ ) em nove tipos diferentes de argila, Ladd e Varallyay (1965) concluíram que a relação  $S_u/\sigma'_c$  obtida nos ensaios de extensão é  $20^{\pm}10\%$  inferior aos valores correspondentes aos ensaios de compressão.

De acordo com os resultados apresentados nas tabelas III.1 e IV.1 as diferenças nos valores de  $S_u/\sigma'_c$  relativos aos ensaios de compressão e extensão na argila em estudo estão situadas numa faixa de  $20^{\pm}10\%$ .

Estas diferenças entre  $S_u/\sigma'_c$  estão diretamente associadas à influência da tensão principal intermediária ( $\sigma_2$ ) e à anisotropia do solo. No caso dos ensaios de compressão a tensão principal intermediária coincide com a tensão principal menor ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ), atuando sobre o plano vertical; nos ensaios de extensão a tensão principal intermediária é igual a tensão principal maior ( $\sigma_2 = \sigma_1$ ), não variando a sua direção de aplicação. Segundo Wesley (1975) a razão principal para as diferenças entre as resistências não drenadas,  $S_u$ , obtidas em ensaios de compressão e extensão está nas variações de pressões neutras induzidas no interior do corpo de prova pelos dois tipos de carregamento, e pela maneira como estas influenciam as tensões efetivas no corpo de prova.

Na figura IV.7 estão plotados os valores de  $S_u$  em função da pressão efetiva de adensamento ( $\sigma'_c$ ) para cada valor de OCR. Devido ao pequeno número de ensaios não se pode

tirar nenhuma conclusão a respeito do princípio de unicidade entre  $S_u$  e  $\sigma'_c$  para um mesmo valor de OCR. Na figura IV.8 apresenta-se a curva de variação da resistência não drenada normalizada em função da razão de pré-adensamento (OCR) e, em linhas tracejadas, a curva correspondente aos ensaios de compressão. Comparando-se estas curvas, conclui-se que a tendência de variação de  $S_u/\sigma'_c$  nos diferentes ensaios é praticamente a mesma, como era de se esperar.

#### IV.4 - PARÂMETROS DE PRESSÃO NEUTRA

As curvas de variação do parâmetro A com a deformação específica axial nos ensaios de extensão estão apresentadas nas figuras IV.1 a IV.3. Na figura IV.9 estão plotados os valores  $A_f$  e  $a\sqrt{2}_f$  em função da razão de pré-adensamento (OCR). Nesta mesma figura estão apresentadas em linhas tracejadas as curvas de variação de  $A_f$  e  $a\sqrt{2}_f$  em função do OCR obtidas dos ensaios de compressão.

Como já foi observado em outros tipos de solo (Henkel, 1960; Parry, 1960) as curvas  $A_f$  versus OCR relativas aos ensaios de extensão situam-se bem acima das curvas referentes aos ensaios de compressão, enquanto as curvas  $a\sqrt{2}_f$  versus OCR apresentam-se muito próximas. Sabe-se que para um solo que se comportasse "elasticamente" o parâmetro A na compressão seria igual a  $\frac{1}{3}$ , enquanto que, na extensão, seria igual a  $\frac{2}{3}$ . Este fato pode ser constatado através da figura IV.10 onde estão apresentadas as curvas  $a\sqrt{2}_f$  versus OCR obtidas no presente trabalho e por ensaios em amostras indeformadas da Weald Clay (Parry, 1960).

C.P. Nº	Gc (kgf/cm <sup>2</sup> )	OCR	Wi %	Wf %	e	γs (gf/cm <sup>3</sup> )	Si %	DIMENSÕES INICIAIS DO C.P. (cm)			Tso min.	TEMPO DE RUPTURA (min.)	(Gv-GH) <sub>max</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Er (%)	Δu (kgf/cm <sup>2</sup> )	Āf	(σ√Z)f
								h	∅	h/∅							
18	8.0	1.0	26.2	23.4	1.10	1.30	0.30	9.59	3.60	2.7	200	1050	4.29	4.57	-0.29	1.07	0.40
20	4.0	1.0	36.9	30.6	0.95	1.38	0.93	9.51	3.59	2.6	50	445	2.21	5.39	-0.45	1.20	0.53
21	1.0	8.0	36.5	31.25	1.00	1.33	0.90	9.82	3.59	2.8	340	985	1.77	2.79	-1.01	0.43	-0.24
23	4.0	2.0	36.2	30.0	0.95	1.36	0.96	9.73	3.58	2.7	80	610	3.40	5.00	-0.85	0.75	0.08
28	0.5	8.0	37.4	34.3	1.00	1.33	0.90	9.57	3.56	2.7	280	420	0.94	3.19	-0.75	0.20	-0.47

Wi - UMIDADE INICIAL

Wf - UMIDADE FINAL

e - ÍNDICE DE VAZIOS

Si - GRÁU DE SATURAÇÃO INICIAL

γs - PESO ESPECÍFICO SECO

Āf - PARÂMETRO DE PRESSÃO NEUTRA NA RUPTURA

Gv - TENSÃO VERTICAL

GH - TENSÃO HORIZONTAL

Er - DEFORMAÇÃO AXIAL ESPECÍFICA NA RUPTURA

Δu - PRESSÃO NEUTRA NA RUPTURA

TABELA IV. I - ENSAIOS TRIAXIAIS - TIPO CIU - E.

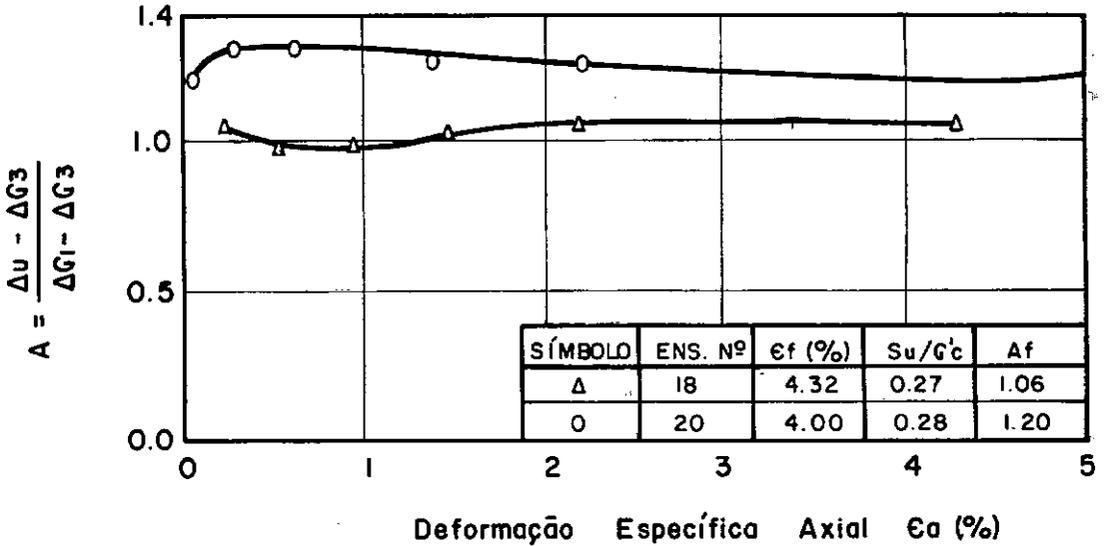
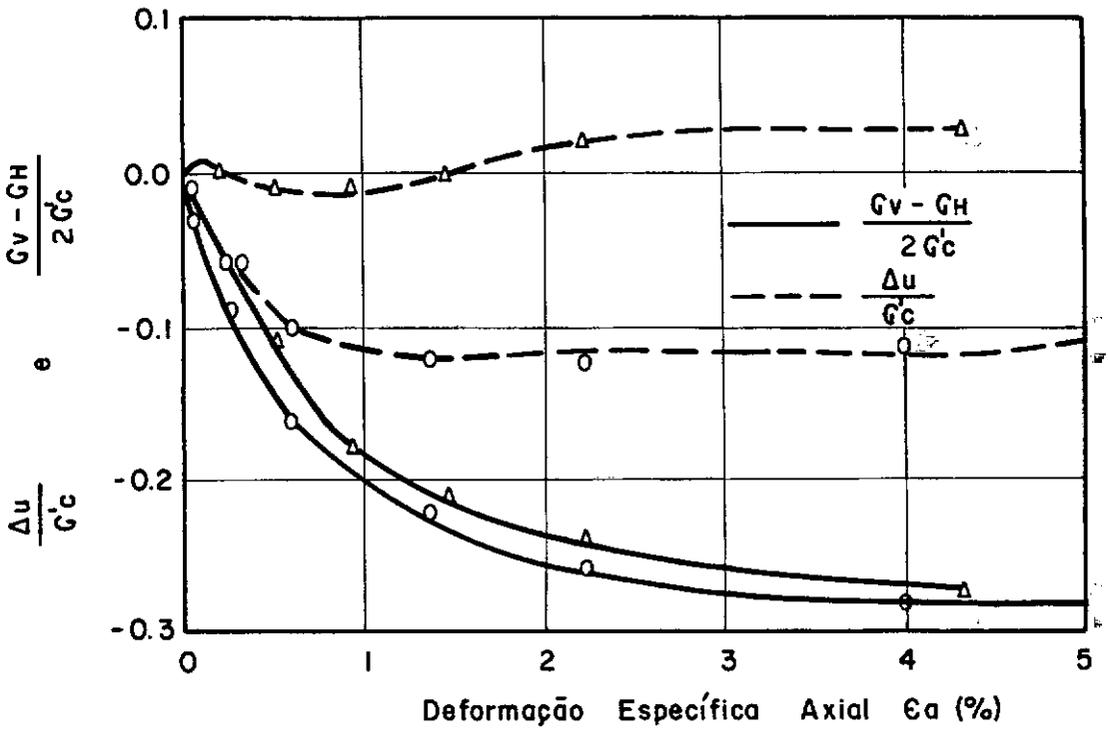


Fig. IV. 1 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO E PORO PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}IU - E$  AMOSTRAS O.C.R. = 1.

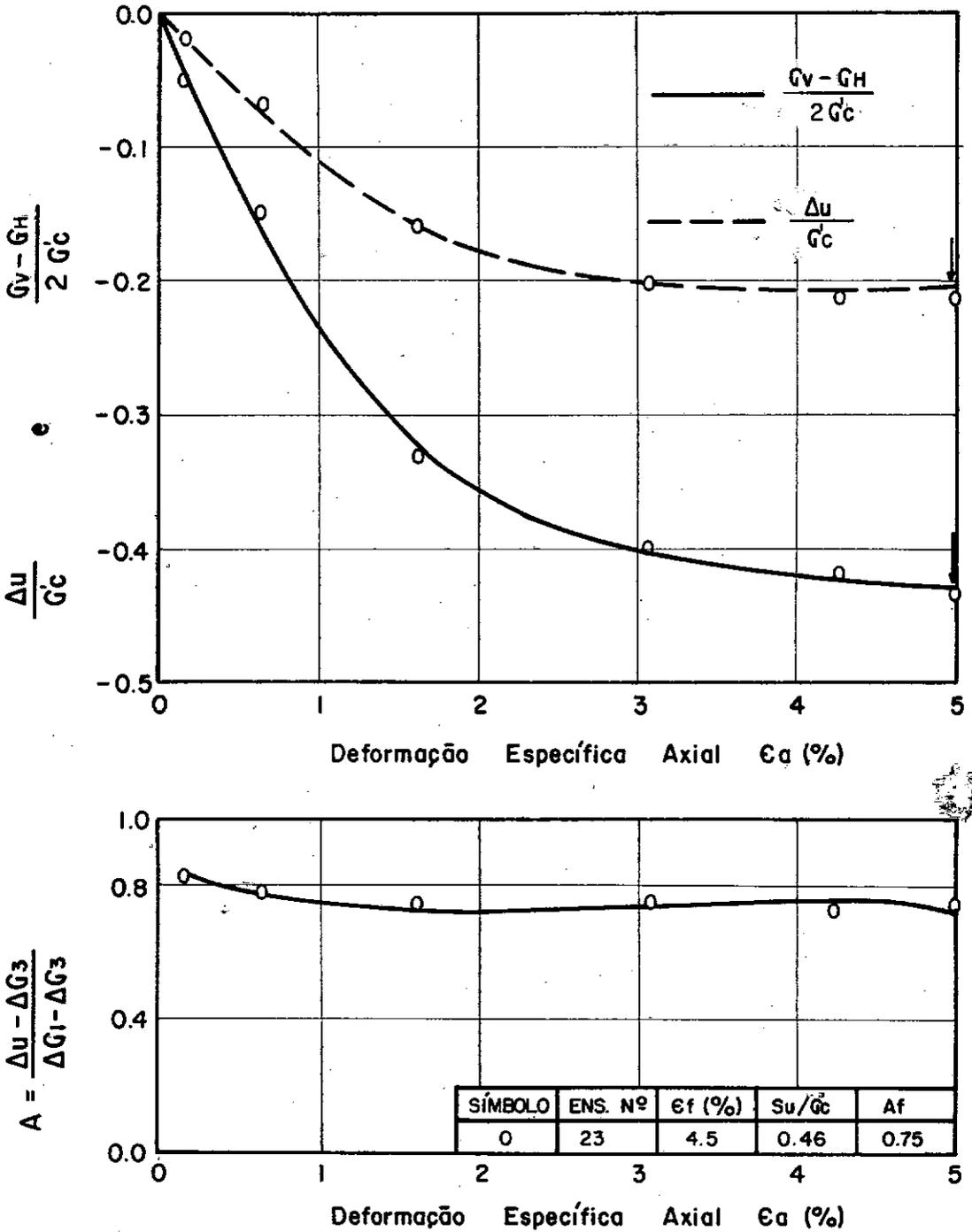


Fig. IV.2 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO E PORO PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS CIU - E, AMOSTRAS OCR = 2.

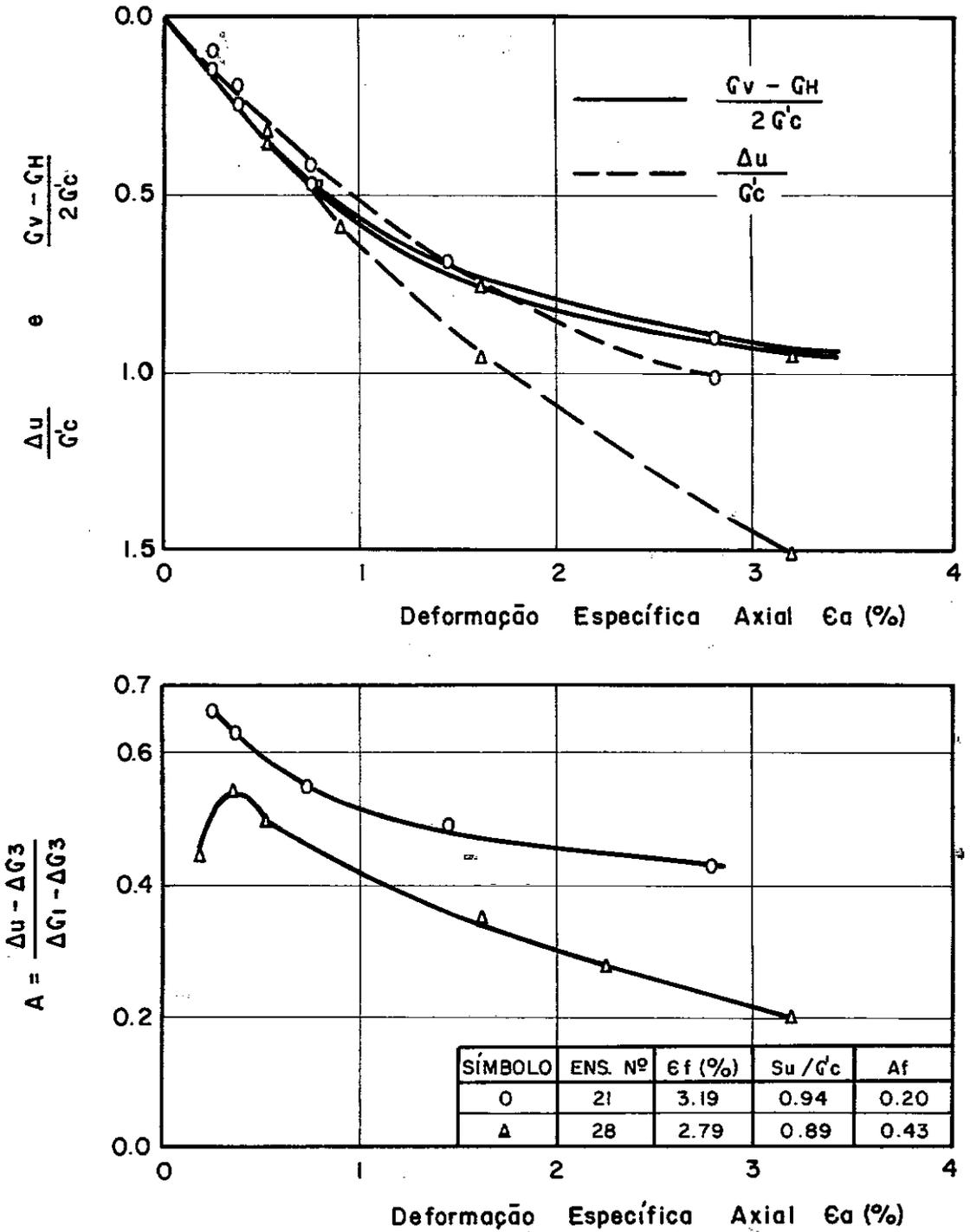


Fig. IV.3 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO E PORO PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS CIU - E AMOSTRAS O.C.R. = 8.

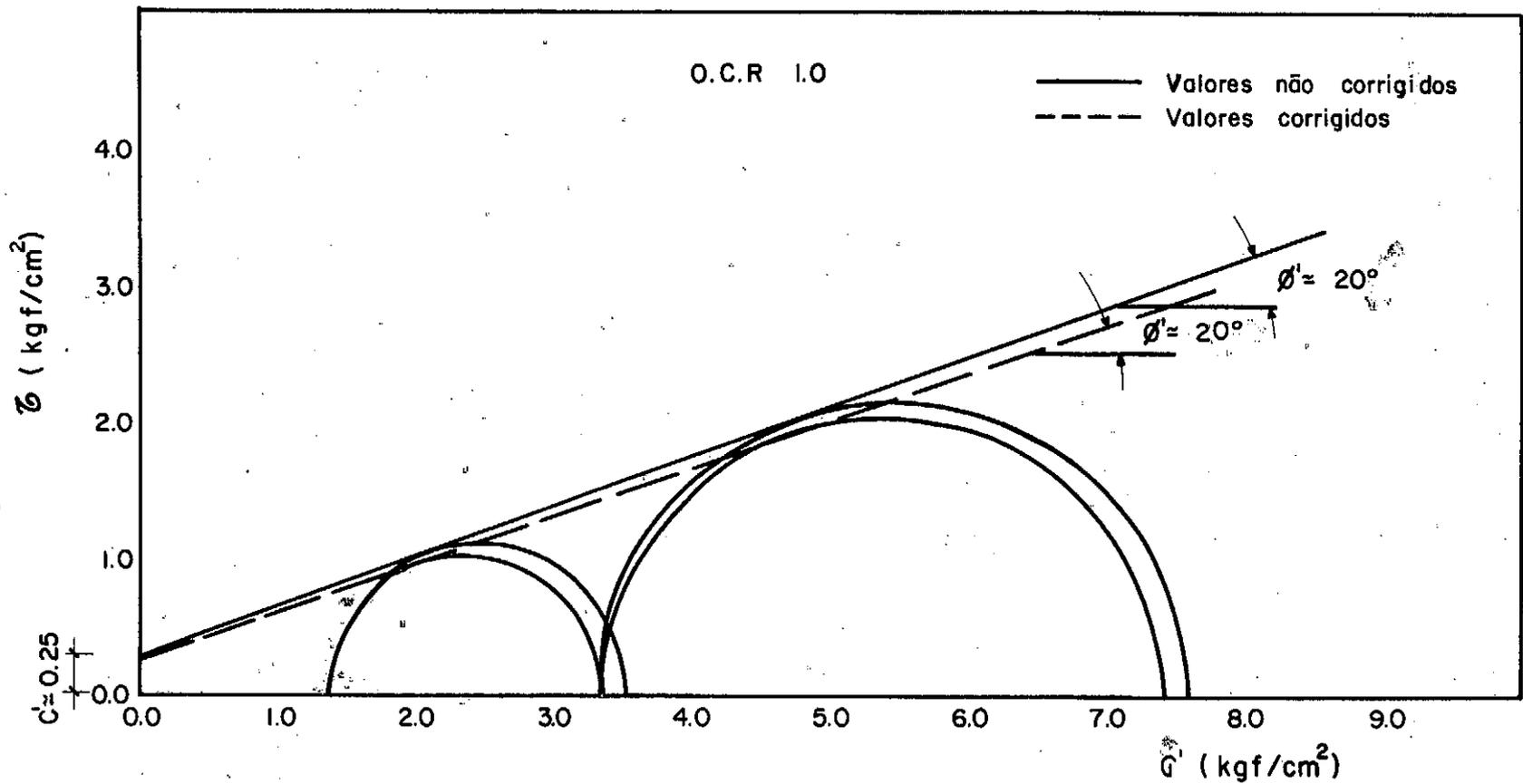


Fig. IV.4 - CÍRCULOS DE MOHR - ENSAIOS  $\overline{CIU}$  - E - AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS.

$$\frac{\sigma_1}{p} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_H}{2^u} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_H}{2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

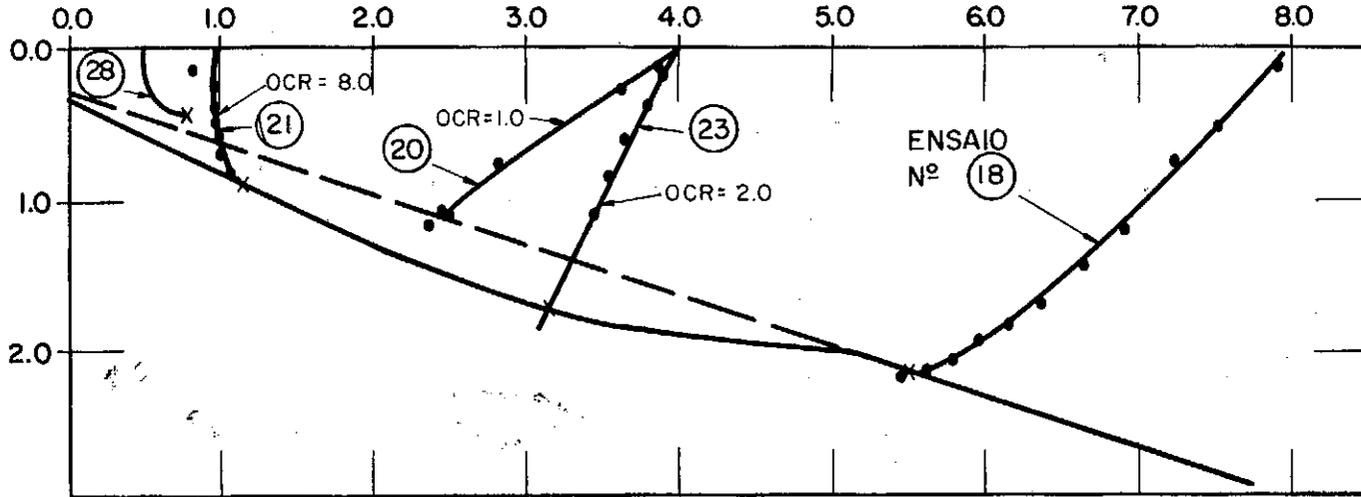


Fig. IV.5- TRAJETÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS - ENSAIOS  $\overline{CIU}$  - E.

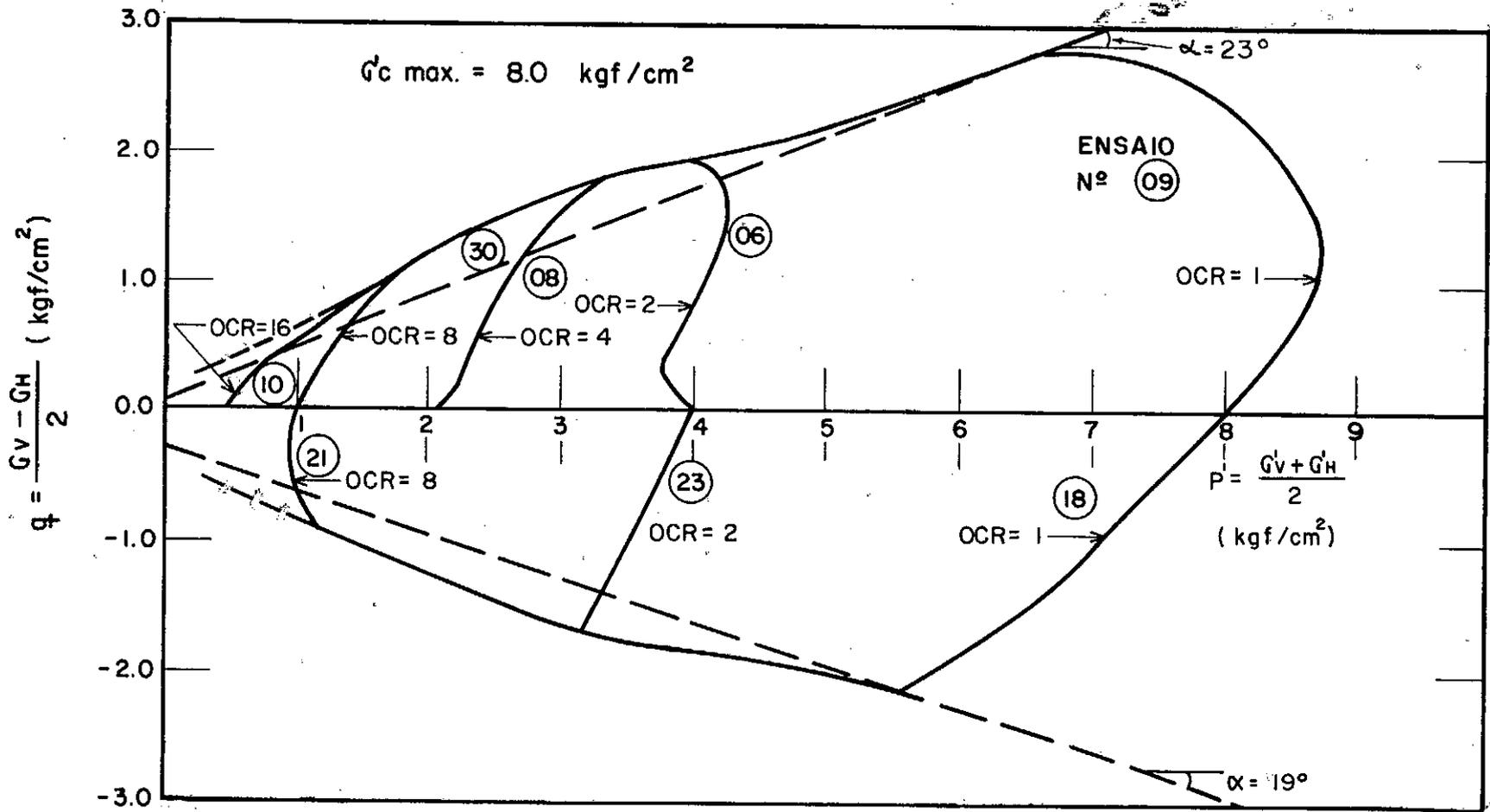


Fig. IV.6 - TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EFETIVAS  
 ENSAIOS TRIAXIAIS DE COMPRESSÃO E EXTENSÃO.

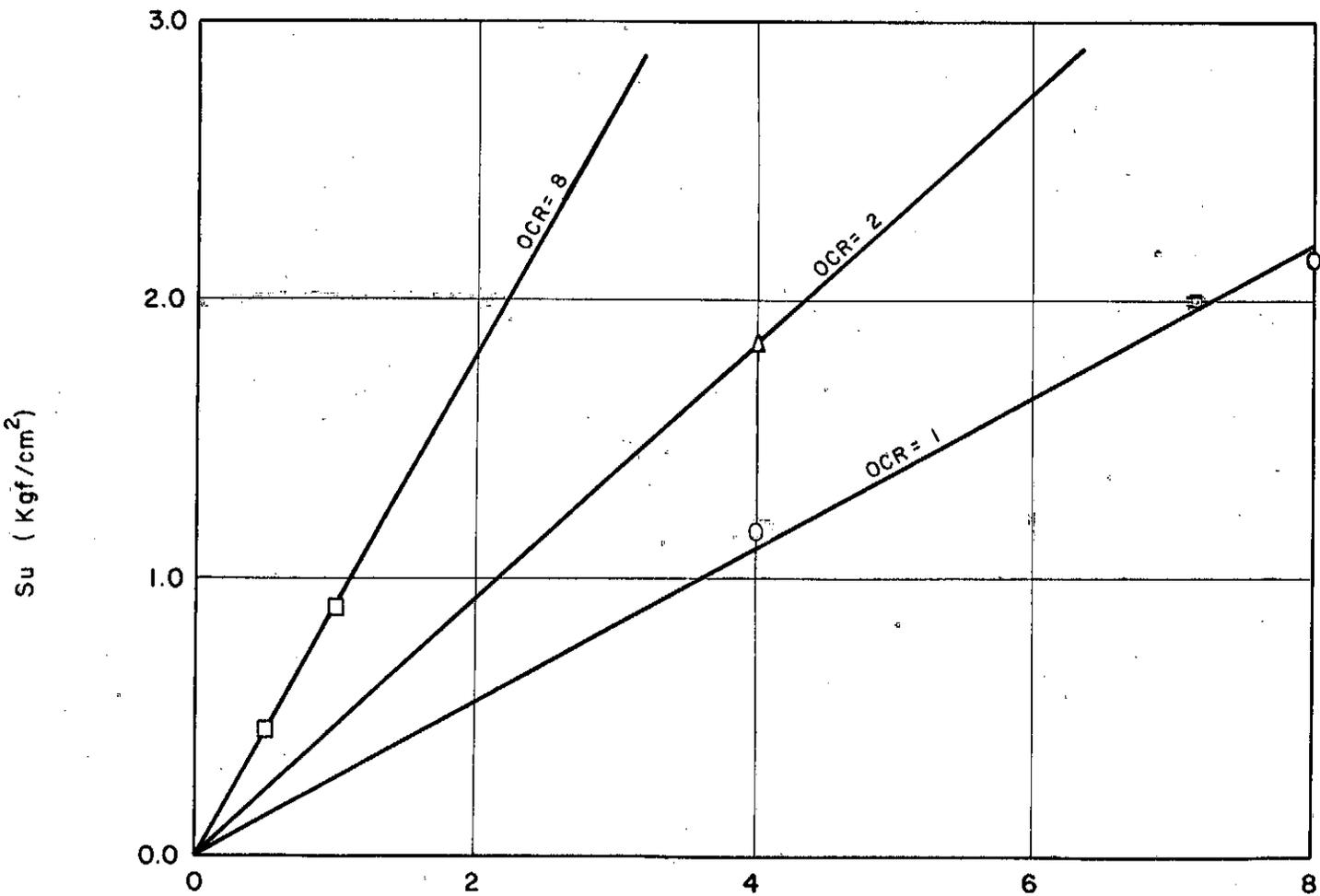
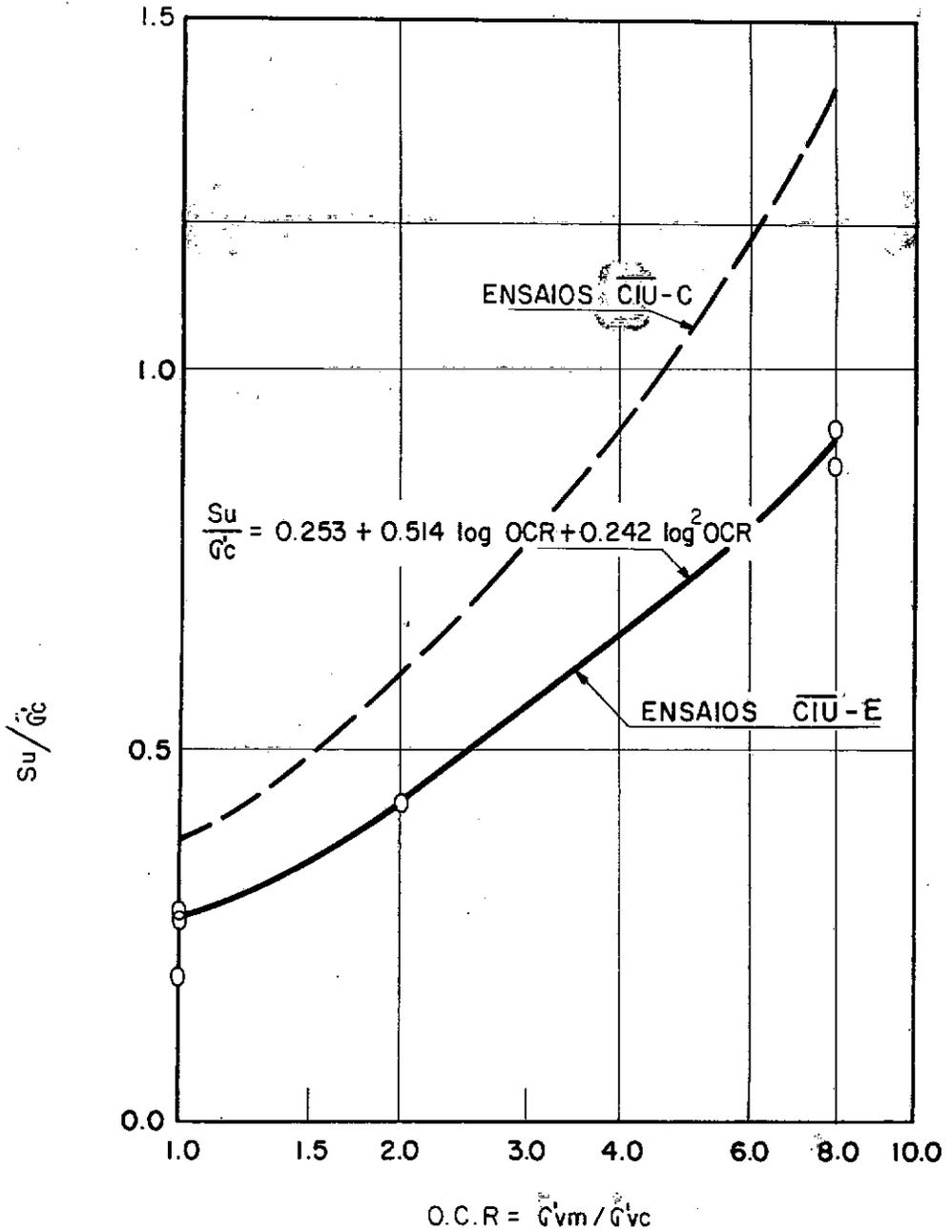
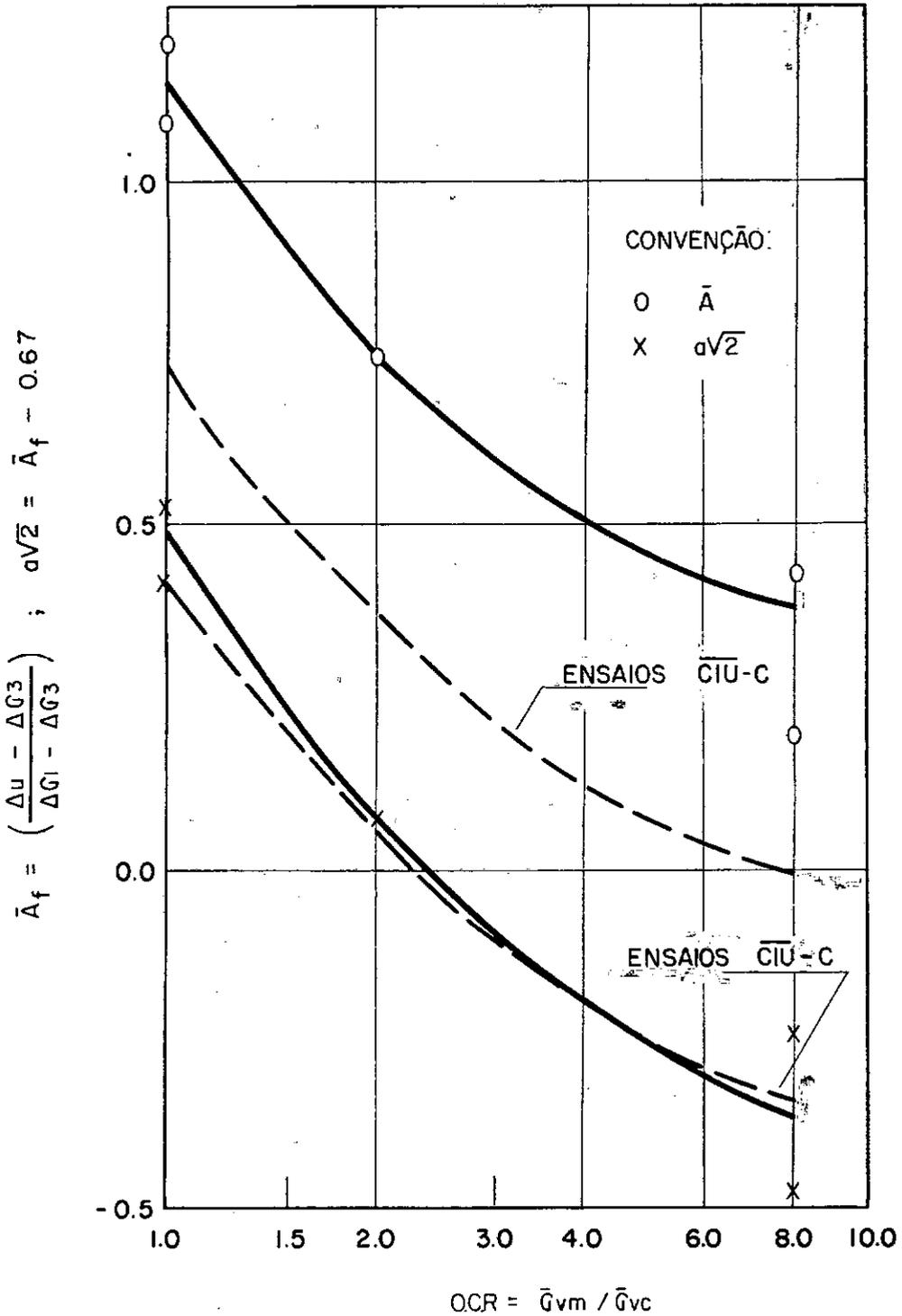


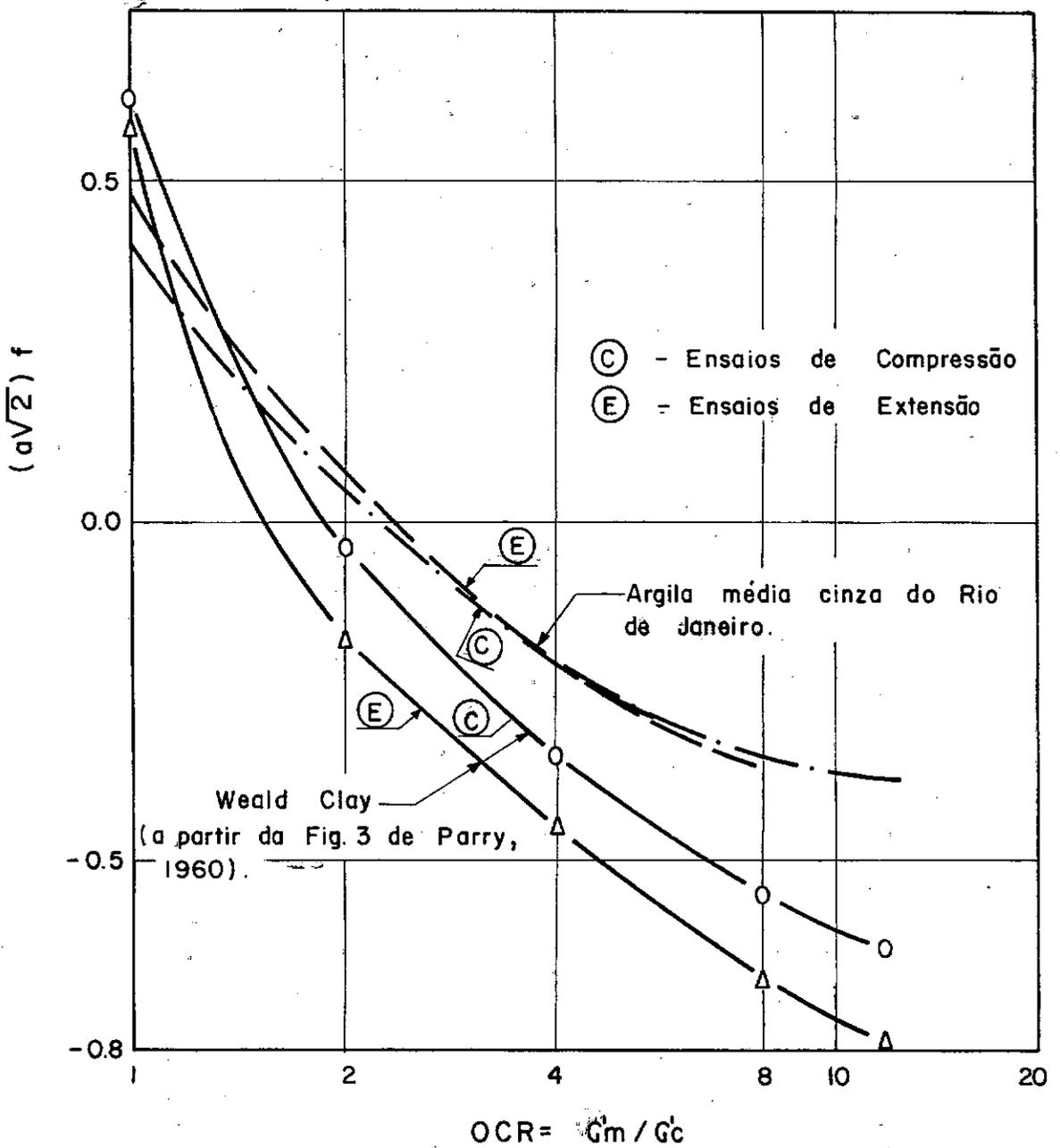
Fig. IV.7- RELAÇÃO ENTRE  $S_u$  e  $G_c$  PARA DIFERENTES VALORES DE OCR - ENSAIOS CIU - E.



**Fig. IV.8 - VARIAÇÃO DE  $S_u/\bar{G}_c$  COM O.C.R. ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}\bar{I}\bar{U}$ -E.**



**Fig. IV.9** - PARÂMETROS DE PRESSÃO NEUTRA VERSUS OCR  
 ENSAIOS TRIAXIAIS  $\overline{CIU-C}$  E  $\overline{CIU-E}$ .



**Fig. IV.10 - PARÂMETRO DE PRESSÃO NEUTRA**  
 **$(a\sqrt{2})f$  VERSUS OCR.**  
**ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}IU-C$  E  $\bar{C}IU-E$ .**

CAPÍTULO IVMÓDULOS DE DEFORMAÇÃO NÃO DRENADOS

## V.1. - FORMULAÇÃO HIPERBÓLICA

Como já foi visto no capítulo II, as curvas tensão-deformação de argilas e areias obtidas em ensaios triaxiais podem ser representadas com bastante precisão por uma expressão hiperbólica da forma (Kondner, 1963):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \quad (V.1)$$

A obtenção dos parâmetros a e b é feita plotando-se os resultados dos ensaios em eixos transformados de acordo com a seguinte equação:

$$\frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b\epsilon \quad (V.2)$$

Nas figuras IV.1 e IV.2 estão plotados os resultados dos ensaios de compressão e extensão, apresentados nos capítulos III e IV, em eixos transformados. Verifica-se que existe uma boa aproximação entre os pontos plotados e a reta definida pela equação V.2. Na figura IV.2, referente aos ensaios triaxiais de extensão, observou-se alguma dispersão nos trechos inicial e final da curva tensão-deformação. Confirmando as observações de Duncan e Chang (1970), verifica-se que existe uma aproximação muito boa dos pontos plotados com a reta teórica para os valores entre 70% e 95% da tensão desvio máxima.

Na figura Y.3 apresenta-se curvas tensão-deformação típicas obtidas de resultados experimentais em laboratório e as curvas teóricas respectivas empregando-se a formulação hiperbólica. Observa-se nesta figura uma excelente concordância entre as curvas experimental e ajustada, principalmente nos ensaios de compressão ( $\overline{CIU-C}$ ).

## V.2 - MÓDULO TANGENTE INICIAL

As curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais em argila e areia podem ser influenciadas pelo estado inicial de tensões aplicado aos corpos de prova e pelo caminho de tensões seguido no ensaio.

Resultados experimentais obtidos por Wesley (1975) através de ensaios triaxiais adensados não drenados de compressão e extensão numa argila mole, demonstraram que as curvas tensão-deformação sofreram a influência do estado inicial de tensões aplicado nos ensaios. Como pode ser visto na figura V.4 a inclinação do trecho inicial da curva tensão-deformação correspondente aos ensaios triaxiais de compressão em corpos de prova adensados anisotropicamente é mais acentuada do que nos ensaios triaxiais de extensão, nas mesmas condições. Este fato deve-se, provavelmente, à anisotropia induzida ao corpo de prova pelo adensamento anisotrópico. Observa-se que as curvas tensão-deformação nos ensaios de compressão e extensão em corpos de prova adensados isotropicamente apresentam praticamente a mesma inclinação no trecho inicial. A pequena variação existente entre as duas curvas pode ser associada à anisotropia inerente ao solo utilizado é a influência da tensão principal 'in-

intermediária.

Na figura V.5 apresenta-se curvas tensão-deformação típicas dos ensaios triaxiais de compressão e extensão na argila, adensada isotropicamente, em estudo no presente trabalho. De modo semelhante às curvas apresentadas por Wesley (1975) estas curvas apresentam no trecho inicial, inclinações diferentes. Admite-se que esta diferença deva-se à anisotropia referente ao depósito de onde se extraíram as amostras utilizadas nos ensaios a despeito de se ter adensado os corpos de prova isotropicamente até  $8.0 \text{ kgf/cm}^2$ , e à diferença da tensão principal intermediária,  $\sigma_2$ , nos dois tipos de ensaios.

Como já foi visto no capítulo II, partindo-se da expressão hiperbólica proposta por Kondner (1963) pode-se determinar o valor do módulo de deformação tangente em qualquer ponto da curva tensão-deformação, diferenciando-se a expressão hiperbólica em função da deformação axial específica no ponto considerado. Define-se o módulo tangente inicial como sendo o valor da diferencial da expressão hiperbólica quando a deformação axial específica,  $\epsilon_a$ , tende para zero, ou seja:

$$E_i = \left[ \frac{d(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_a})}{d\epsilon} \right]_{\epsilon=0} = \frac{1}{a} \quad (\text{V.3})$$

onde  $a$  é um dos parâmetros da hipérbole, já definido anteriormente. Nas tabelas V.1 a V.4 estão sumarizados os resultados obtidos pela formulação hiperbólica aqui apresentada.

Admitindo-se a variação do módulo tangente ini

cial,  $E_i$ , com a pressão de adensamento  $\sigma'_c$  de acordo com a equação sugerida por Janbu (1963), tem-se que:

$$E_i = K P_a \left( \frac{\sigma'_c}{P_a} \right)^n \quad (V.4)$$

A determinação dos parâmetros  $K$  e  $n$  é feita plotando-se os valores de  $E_i/P_a$  em função de  $\sigma'_c/P_a$  num gráfico bi-logarítmico. O valor de  $K$  será igual à intersecção da reta traçada com o eixo das ordenadas para  $\sigma'_c = P_a$  e  $n$  será a inclinação da reta. Na figura V.6 estão plotados os valores de  $E_i/P_a$  em função de  $\sigma'_{3c}/P_a$  relativos aos ensaios triaxiais de compressão e extensão ora discutidos. Neste gráfico, os pontos foram agrupados em função do OCR, definindo-se um valor de  $K$  e  $n$  para cada grupo. Admitiu-se que para todos os valores de OCR os pontos estão alinhados sobre retas com inclinações iguais a 0.9. Como pode ser verificado, o valor da intersecção destas retas com o eixo das ordenadas para um valor de  $\sigma_3 = P_a$  tende a crescer com o aumento do OCR. Para cada grupo de pontos, considerou-se o valor de  $K$  como sendo a média dos valores de  $K_i$  obtido para cada ponto. Verifica-se deste gráfico que os valores de  $E_i$  obtidos nos ensaios CIU-C são aproximadamente duas vezes maiores do que os valores correspondentes aos ensaios de extensão, CIU-E. Esta comprovação já era de se esperar devido, principalmente, ao que foi discutido anteriormente sobre a influência da anisotropia e da tensão principal intermediária no módulo de deformação inicial,  $E_i$ . Partindo-se de resultados apresentados no relatório COPPETEC nº 94-11/09, 1979) obtiveram-se valores de  $E_i/P_a$  determinados em ensaios UU, em corpos de prova de mesma dimensão dos utilizados nesta tese ta-

lhados do mesmo bloco. Estes valores variam entre 10 e 200, bem inferiores aos resultados mostrados na figura V.6, cujos valores variaram entre 100 e 1500. Este fato deve-se principalmente ao efeito da amostragem, como tem sido discutido por diversos pesquisadores (p.ex., Ladd, 1964) e comentado no capítulo II.

Sugere-se que na figura V.6 os pontos referentes aos corpos de prova adensados sob um valor  $\sigma'_{cm}$  e cisalhados sob  $\sigma'_c$  menor do  $\sigma'_{cm}$ , correspondendo a um OCR igual a  $\sigma'_{cm}/\sigma'_c$ , deveriam estar alinhados sobre uma mesma reta de menor inclinação do que a reta para o solo normalmente adensado. Assim, se forem plotados os pontos referentes a diversas séries de ensaios para diferentes valores de  $\sigma'_{cm}$  poder-se-ia obter uma série de retas paralelas. O número de ensaios apresentados na figura V.6 foi pequeno, e a dispersão dos resultados não permitiu confirmar a tendência proposta. No entanto, achamos que esta proposição deva ser objeto, no futuro, de uma série de ensaios feitos especialmente para este fim.

De acordo com Bjerrum (1972) pode-se obter correlações úteis entre os módulos de deformação não drenados,  $E_u$ , e a resistência não drenada,  $S_u$ , em argilas. Para o caso de argilas muito plásticas sujeitas a pequenos carregamentos, Bjerrum (1972) sugere que a relação  $E_u/S_u$  obtida através de ensaios  $\bar{U}$  varia entre 300 e 500. Não se deve esperar, no entanto, que esta relação seja mantida para o caso onde os valores de  $E_u$  e  $S_u$  são obtidos através de outros ensaios menos sujeitos à influência da amostragem. Além disso, deve-se considerar outros fatores tais como a influência da tensão principal intermediária e estado de tensões inicial quando se deseja obter correlações deste tipo.

Nas figuras IV.7 e IV.8 estão apresentadas as curvas de variação com o OCR das relações  $E_i/S_u$  e  $E_i/\sigma'_c$  referentes aos ensaios  $\overline{CI\bar{U}}-C$  discutidos neste trabalho e as curvas obtidas por Ortigão e Lacerda (1979) na argila mole do Rio de Janeiro na Baixada Fluminense, utilizando ensaios semelhantes. Devido à grande dispersão nos resultados, procurou-se agrupar os pontos plotados dentro de faixas de variação ao invés de ajustar-se uma curva qualquer por processos estatísticos. Verifica-se que a relação  $E_i/S_u$  tende a diminuir com o aumento do OCR e os valores de  $E_i/S_u$  correspondentes aos ensaios na argila de Botafogo são aproximadamente três vezes superiores aos relativos à argila mole da Baixada Fluminense. Com relação às curvas de  $E_i/\sigma'_c$  em função do OCR, não se pode definir claramente uma tendência de variação. Nas figuras IV.9 e IV.10 estão plotados os valores de  $E_i/S_u$  e  $E_i/\sigma'_c$  obtidos dos ensaios triaxiais  $\overline{CI\bar{U}}-E$  na argila de Botafogo. A curva  $E_i/S_u$  versus OCR é decrescente com o aumento do OCR, enquanto observa-se uma tendência oposta da curva  $E_i/\sigma'_c$  versus OCR.

### V.3. - VARIAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE

Como já foi visto no capítulo II, o módulo tangente,  $E_t$ , tende a diminuir com o aumento do nível de tensões. Nas figuras IV.11 e IV.12 estão plotados os valores de  $E_t/S_u$  e  $E_t/\sigma'_c$  em função do nível de tensões obtidos dos ensaios  $\overline{CI\bar{U}}-C$  e  $\overline{CI\bar{U}}-E$  na argila de Botafogo.

A escolha do nível de tensões para o qual deve-se determinar o módulo tangente está diretamente ligada ao fator de segurança,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} / (\sigma_1 - \sigma_3)$ , adotado no projeto. Muitas

vezes, adota-se um fator de segurança igual a 2. Neste caso, usa-se o módulo tangente equivalente a um nível de tensões  $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  igual a 50%. Apresenta-se nas figuras V.13 a V.16 as curvas de variação  $E_t/S_u$  e  $E_t/\sigma'_c$  em função do OCR obtidas dos ensaios triaxiais  $\overline{CIU-C}$  e  $\overline{CIU-E}$  na argila de Botafogo para um nível de tensões igual a 50%. Na literatura encontra-se mais referências ao módulo secante também para 50% do nível de tensões,  $E_{50}$ , que é determinado tirando-se a inclinação da reta que une a origem ao ponto da curva  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  versus  $\epsilon_a$  correspondente a  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}/2$ . Nas tabelas V.5 e V.6 estão os valores assim calculados. Como era de se esperar, estes valores são pouco maiores que  $E_t$ . Nas figuras V.13 e V.14 também estão apresentadas em linhas tracejadas, as curvas obtidas de resultados de ensaios triaxiais  $\overline{CIU-C}$  por Ortigão e Lacerda (1979) na argila da Baixa da Fluminense. Observa-se uma boa concordância na tendência de variação das curvas referentes à argila de Botafogo e da Baixa da Fluminense, apesar de apresentarem valores diferentes por se tratar de argilas de diferentes consistências e granulometria, como já comentado no capítulo IV.

ENSAIO	G'c	OCR	Rf	K	n	Ei (kgf/cm <sup>2</sup> )	Ei/Su	Ei/G'c	E50 (kgf/cm <sup>2</sup> )	E50/Su	E50/G'c
02	4.0	1.0	0.89	360	0.9	1429	1099	357	514	395	130
09	8.0	1.0	0.91	360	0.9	2000	721	250	805	290	100
01	1.0	1.0	0.89	360	0.9	714	1850	714	85	192	85
06	3.9	2.0	0.98	475	0.9	1667	853	427	204	105	52
13	2.0	2.0	0.89	475	0.9	840	778	420	326	301	163
16	2.9	2.0	0.80	475	0.9	1667	829	575	92	46	32
17	2.4	2.5	0.88	500	0.9	1111	633	463	26	15	11
8	2.0	4.0	0.71	560	0.9	1111	629	556	33	19	17
11	1.2	3.4	0.86	450	0.9	526	540	438	4	4	3
14	1.0	5.7	0.94	630	0.9	625	468	625	71	53	71
15	0.5	8.0	0.91	1200	0.9	667	981	1334	22	32	44
10	0.5	16.0	0.88	450	0.9	278	456	556	93	153	186
30	1.0	8.0	0.80	1035	0.9	417	315	417	159	120	159

TABELA V.1 - RESUMO DA FORMULAÇÃO HIPERBÓLICA APLICADA AOS ENSAIOS  $\overline{CIU-C}$ ,  
MÓDULOS TANGENTES.

ENSAIO Nº	E <sub>20</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>20</sub> /Su	E <sub>20</sub> /G <sub>c</sub>	E <sub>40</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>40</sub> /Su	E <sub>40</sub> /G <sub>c</sub>	E <sub>50</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>50</sub> /Su	E <sub>50</sub> /G <sub>c</sub>	E <sub>60</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>60</sub> /Su	E <sub>60</sub> /G <sub>c</sub>	E <sub>80</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>80</sub> /Su	E <sub>80</sub> /G <sub>c</sub>
02	916	705	230	635	489	159	514	395	130	405	312	101	226	174	57
09	1630	587	204	150	378	131	805	290	100	594	214	74	268	96	34
01	227	516	227	125	283	125	85	192	85	53	120	53	12	26	12

TABELA V.2 - VARIAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO COM O NÍVEL DE TENSÕES - ENSAIOS  
 $\overline{CTU}$  - C. AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS.  
MÓDULOS TANGENTES.

ENSAIO	G <sub>c</sub>	OCR	R <sub>f</sub>	K <sup>o</sup>	N	E <sub>i</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>i</sub> /S <sub>u</sub>	E <sub>i</sub> /G <sub>c</sub>	E <sub>50</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>50</sub> /S <sub>u</sub>	E <sub>50</sub> /G <sub>c</sub>
18	8.0	1.0	0.82	95	0.9	625	291	78	381	177	40
20	4.0	1.0	0.88	130	0.9	435	394	108	267	242	67
23	4.0	2.0	0.78	115	0.9	400	235	100	92	54	23
21	1.0	8.0	0.71	200	0.9	213	241	213	30	34	8
28	0.5	8.0	0.71	180	0.9	102	217	204	12	25	23

**TABELA V.3 - RESUMO DA FORMULAÇÃO HIPERBÓLICA APLICADA AOS ENSAIOS C<sub>IU</sub>-E, MÓDULOS TANGENTES.**

ENSAIO Nº	E <sub>20</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>20</sub> /S <sub>u</sub>	E <sub>20</sub> /G <sub>c</sub>	E <sub>40</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>40</sub> /S <sub>u</sub>	E <sub>40</sub> /G <sub>c</sub>	E <sub>50</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>50</sub> /S <sub>u</sub>	E <sub>50</sub> /G <sub>c</sub>	E <sub>60</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>60</sub> /S <sub>u</sub>	E <sub>60</sub> /G <sub>c</sub>	E <sub>80</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>80</sub> /S <sub>u</sub>	E <sub>80</sub> /G <sub>c</sub>
18	515	240	64	423	197	53	381	177	48	340	159	43	266	124	33
20	373	338	93	300	272	75	267	242	67	236	213	59	179	162	45

**TABELA V.4 - VARIAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO COM O NÍVEL DE TENSÕES-ENSAIOS C<sub>IU</sub>-E, AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS - MÓDULOS TANGENTES.**

Nº CP	G <sub>c</sub>	OCR	E <sub>50</sub>	E <sub>50</sub> /S <sub>u</sub>	E <sub>50</sub> /G <sub>c</sub>
02	4.0	1.0	651	500	162
09	8.0	1.0	1208	435	151
06	3.9	2.0	783	400	98
13	2.0	2.0	223	206	111
16	2.9	2.0	738	367	254
17	2.4	2.5	469	267	195
11	1.2	3.4	222	227	185
08	2.0	4.0	491	278	409
14	1.0	5.7	276	207	276
15	0.5	8.0	309	455	618
30	1.0	8.0	166	125	166
10	0.5	16.0	123	201	246

TABELA \* V.5 - MÓDULOS SECANTES NÃO - DRENADOS  
ENSAIOS  $\overline{CIU - C.}$

Nº CP	G <sub>c</sub>	OCR	E <sub>50</sub>	E <sub>50</sub> /S <sub>u</sub>	E <sub>50</sub> /G <sub>c</sub>
18	8.0	1.0	255	119	32
20	4.0	1.0	193	174	48
23	4.0	2.0	157	92	39
21	1.0	8.0	76	86	76
28	0.5	8.0	37	79	74

TABELA V.6 - MÓDULOS SECANTES NÃO - DRENADOS  
ENSAIOS  $\overline{CIU - E.}$

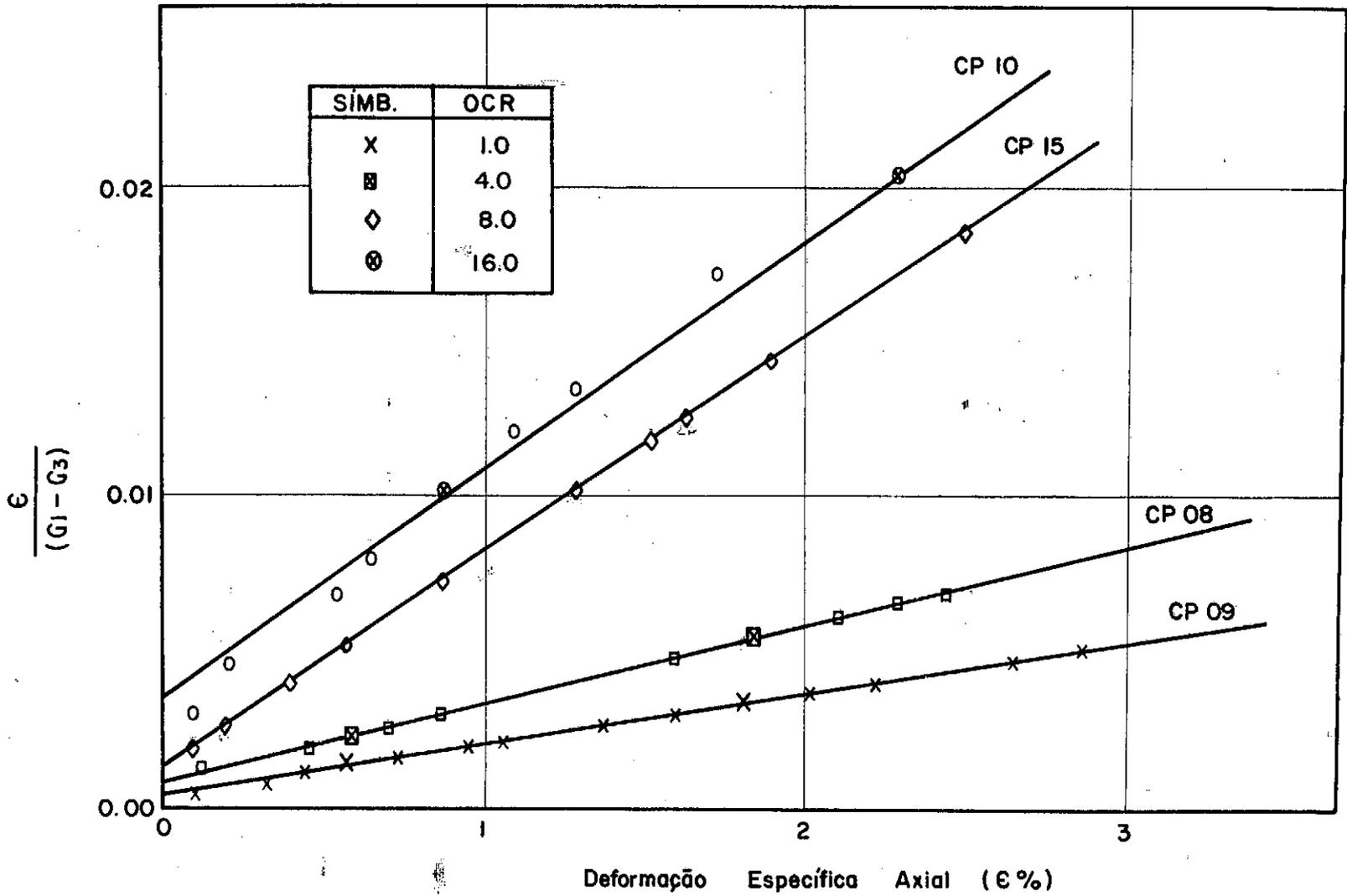


Fig. V.1 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS HIPERBÓLICOS a e b. ENSAIOS TRIAXIAIS  $\overline{CIU} - C$ .

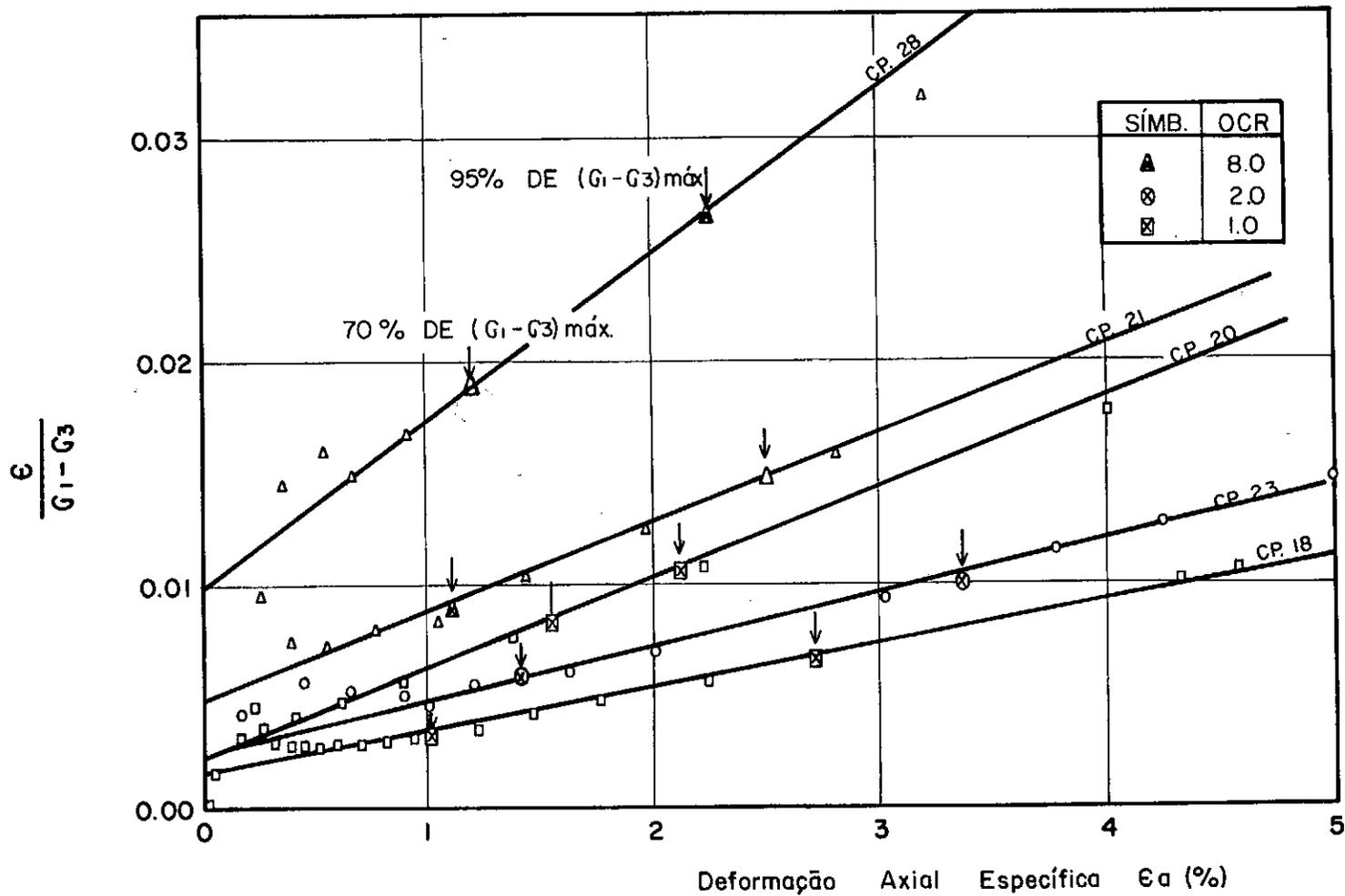


Fig. V.2 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS a e b  
ENSAIOS TRIAXIAIS  $\overline{CIU-E}$ .

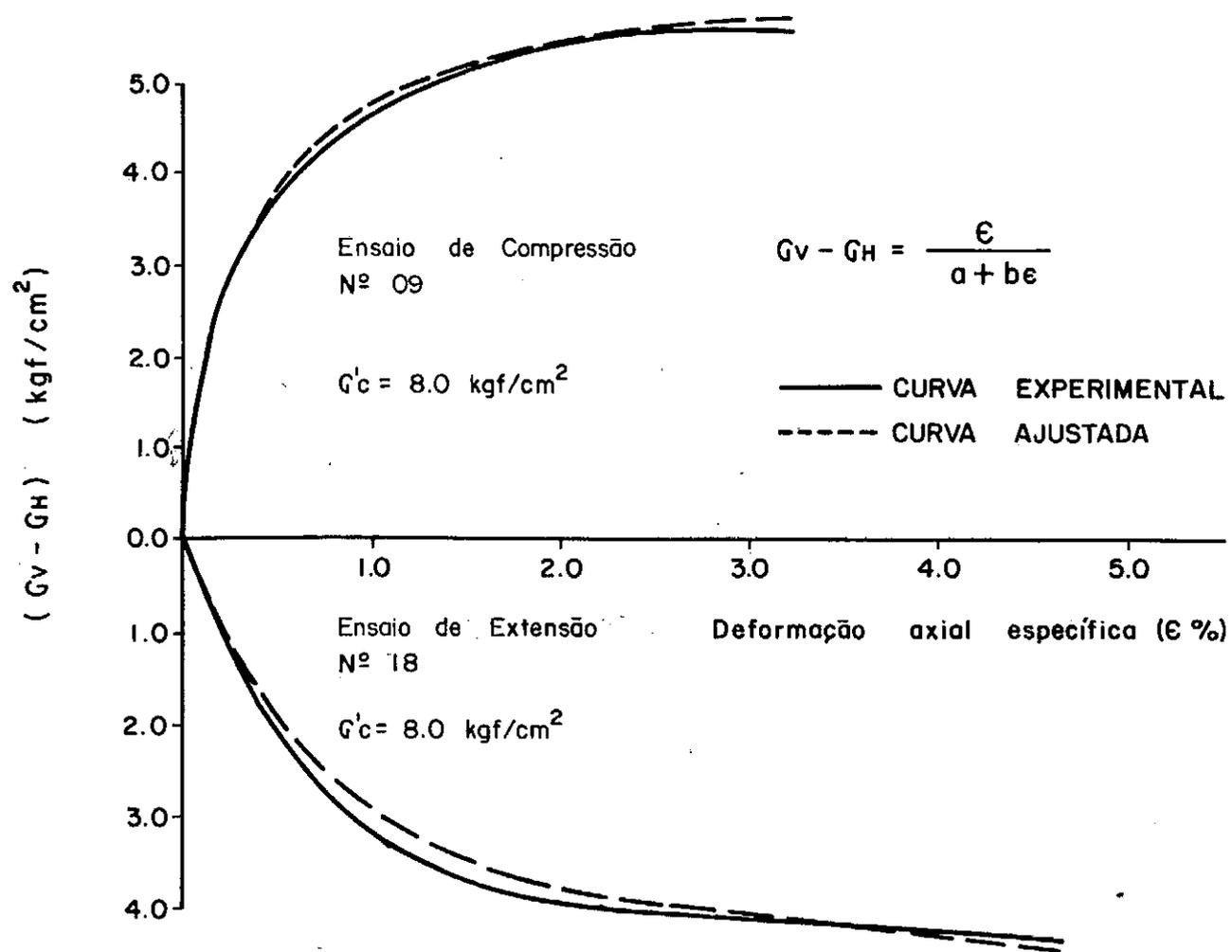


Fig. V.3 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO - ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}IU-C$  E  $\bar{C}IU-E$ .

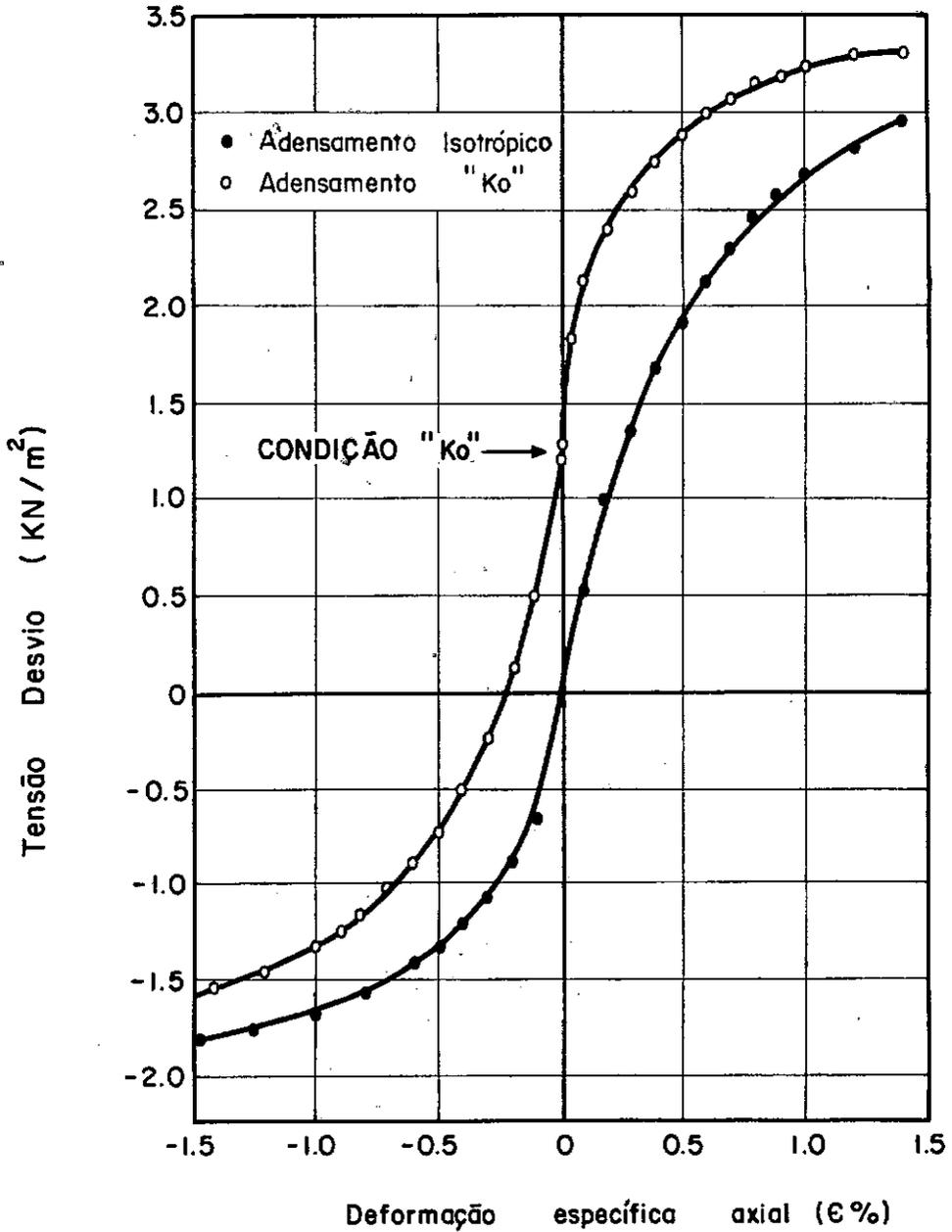


Fig. V.4 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO. ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS NÃO DRENADOS DE COMPRESSÃO E EXTENSÃO (WESLEY, 1975).

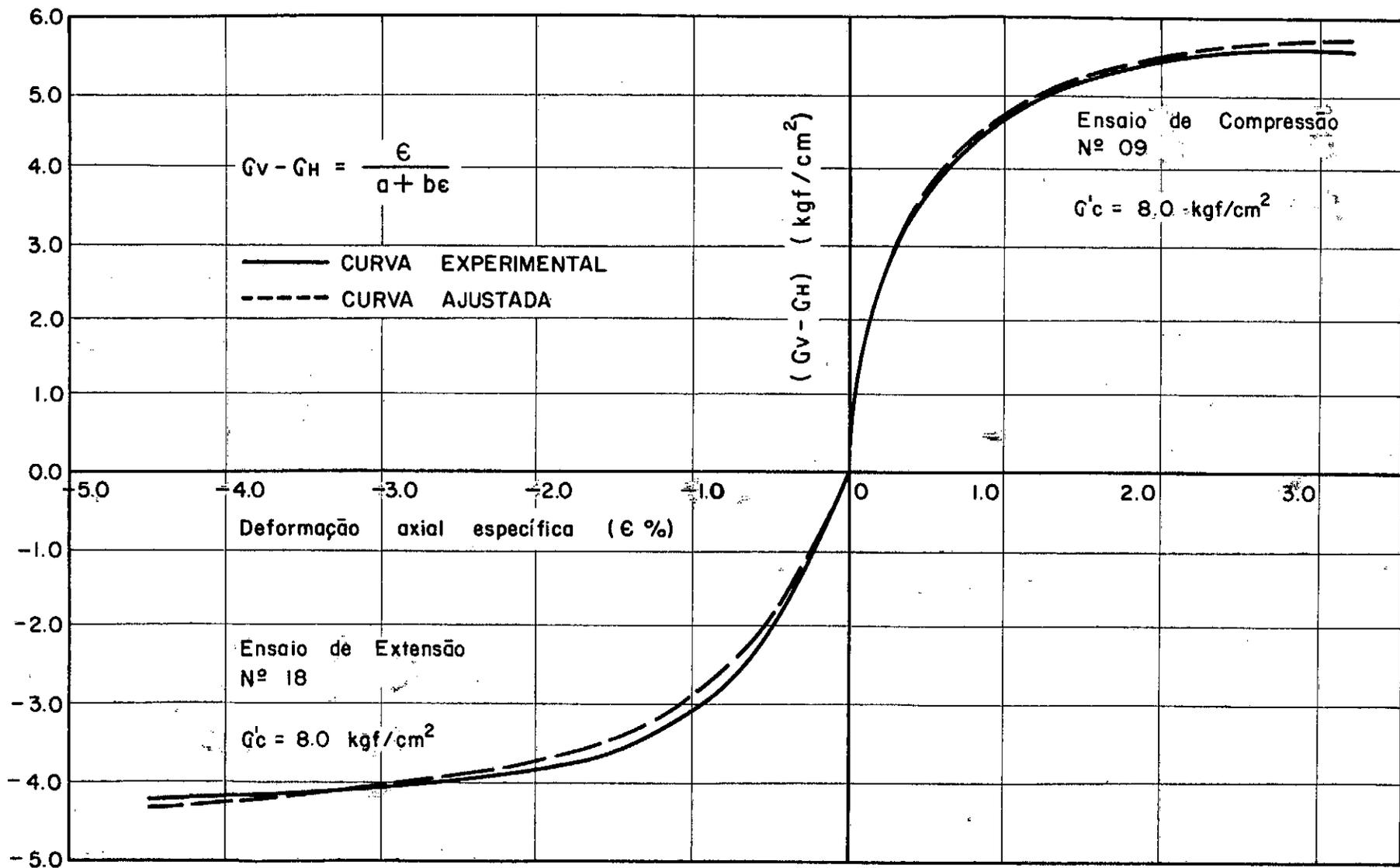


Fig. V.5 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO - ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}IU - C$  E  $\bar{C}IU - E$ .

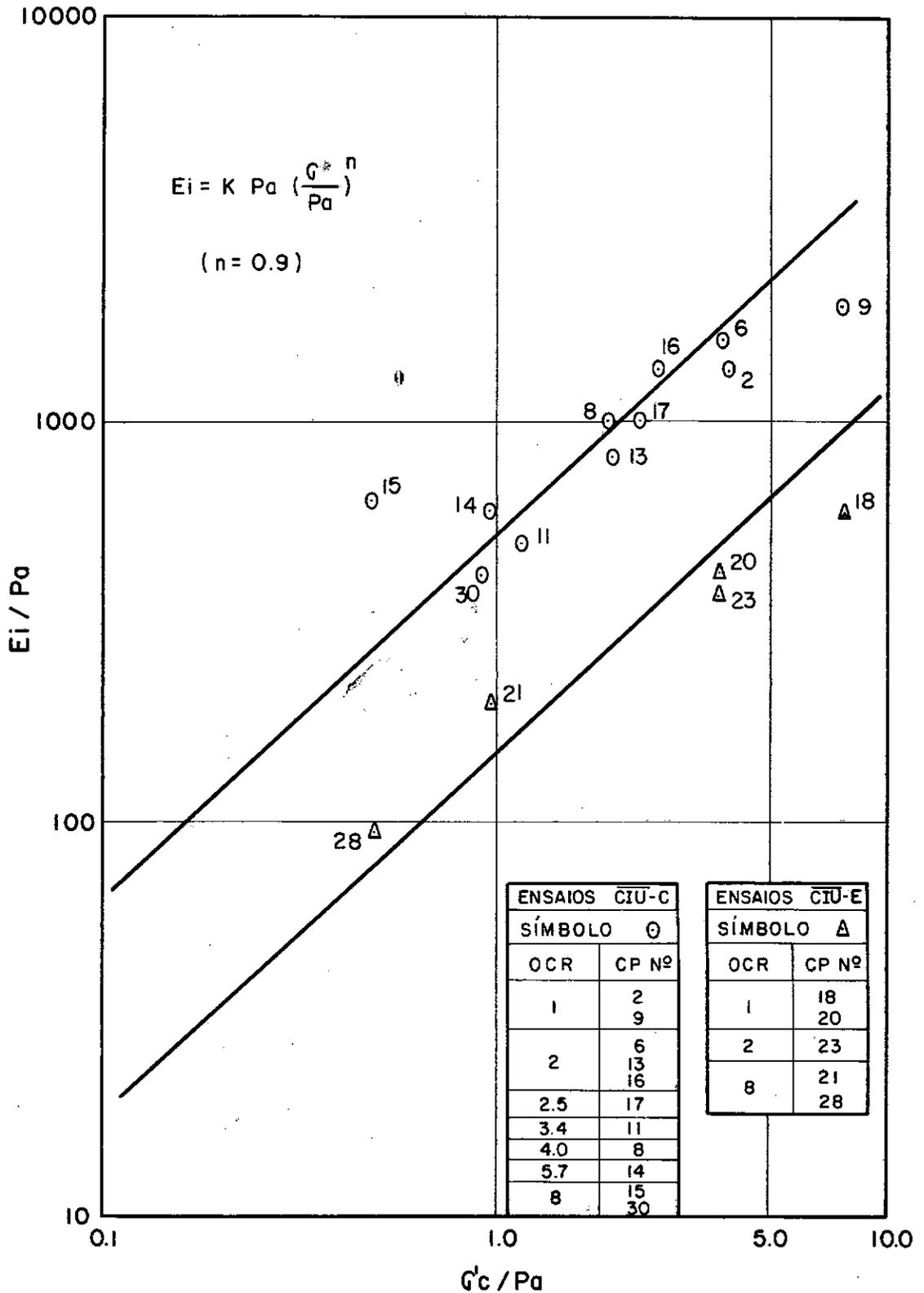


Fig. V.6 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS K e n.

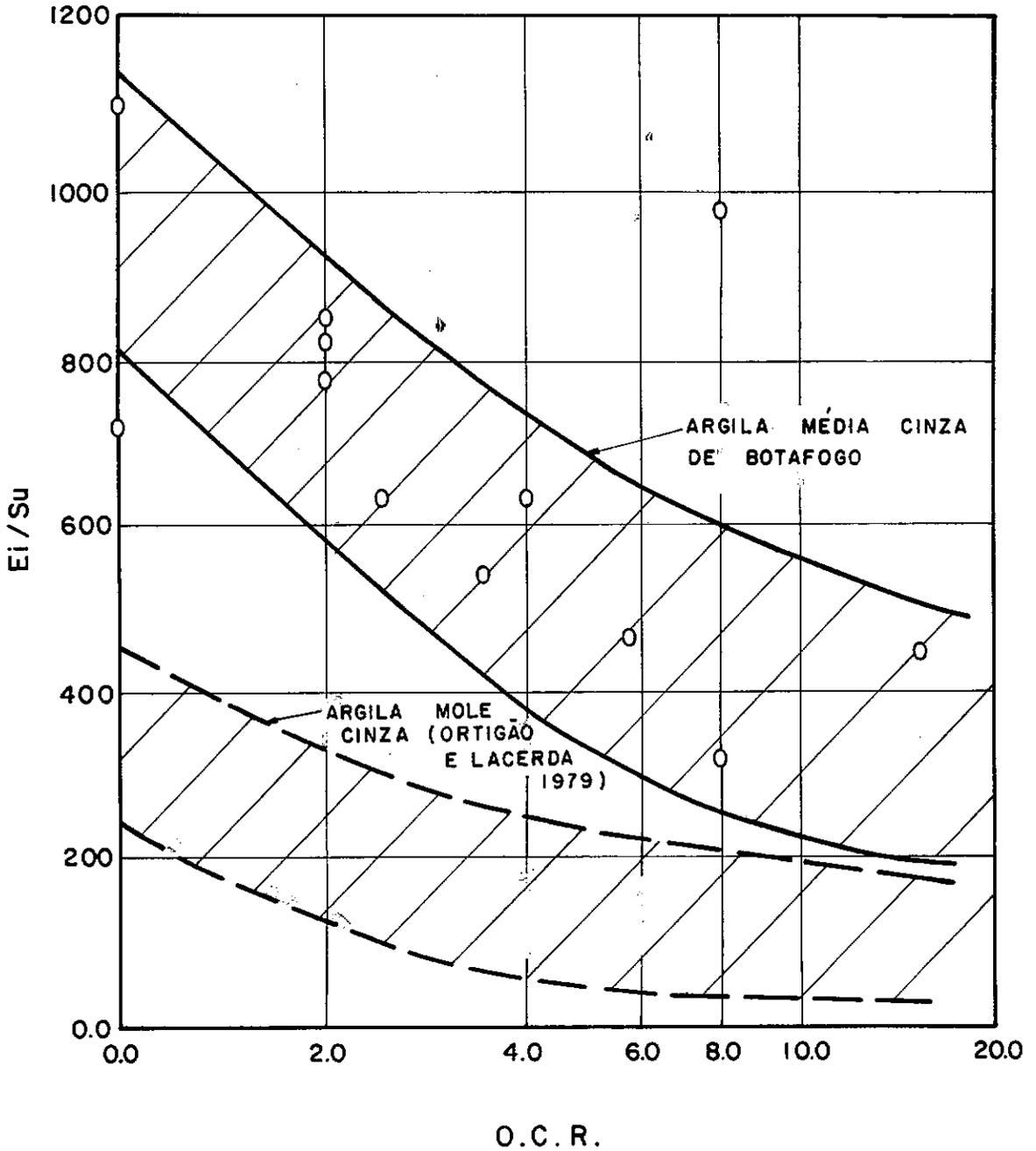


Fig. V.7 - RELAÇÃO  $E_i/S_u$  VERSUS O.C.R. - ENSAIOS  $\overline{CIU-C}$ .

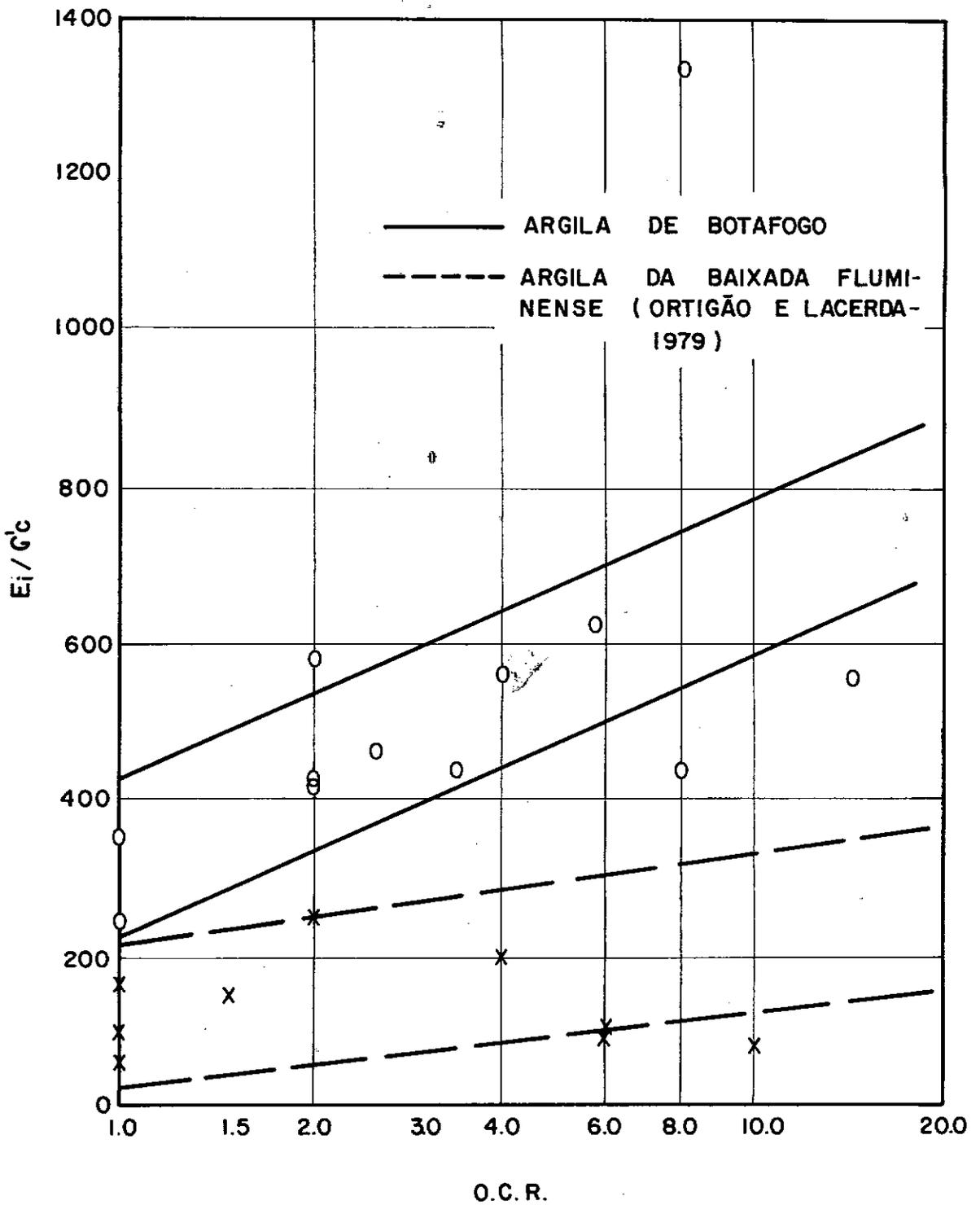


Fig. V.8 - RELAÇÃO  $E_i / G_c$  VERSUS O.C.R. - ENSAIOS CIU - C.

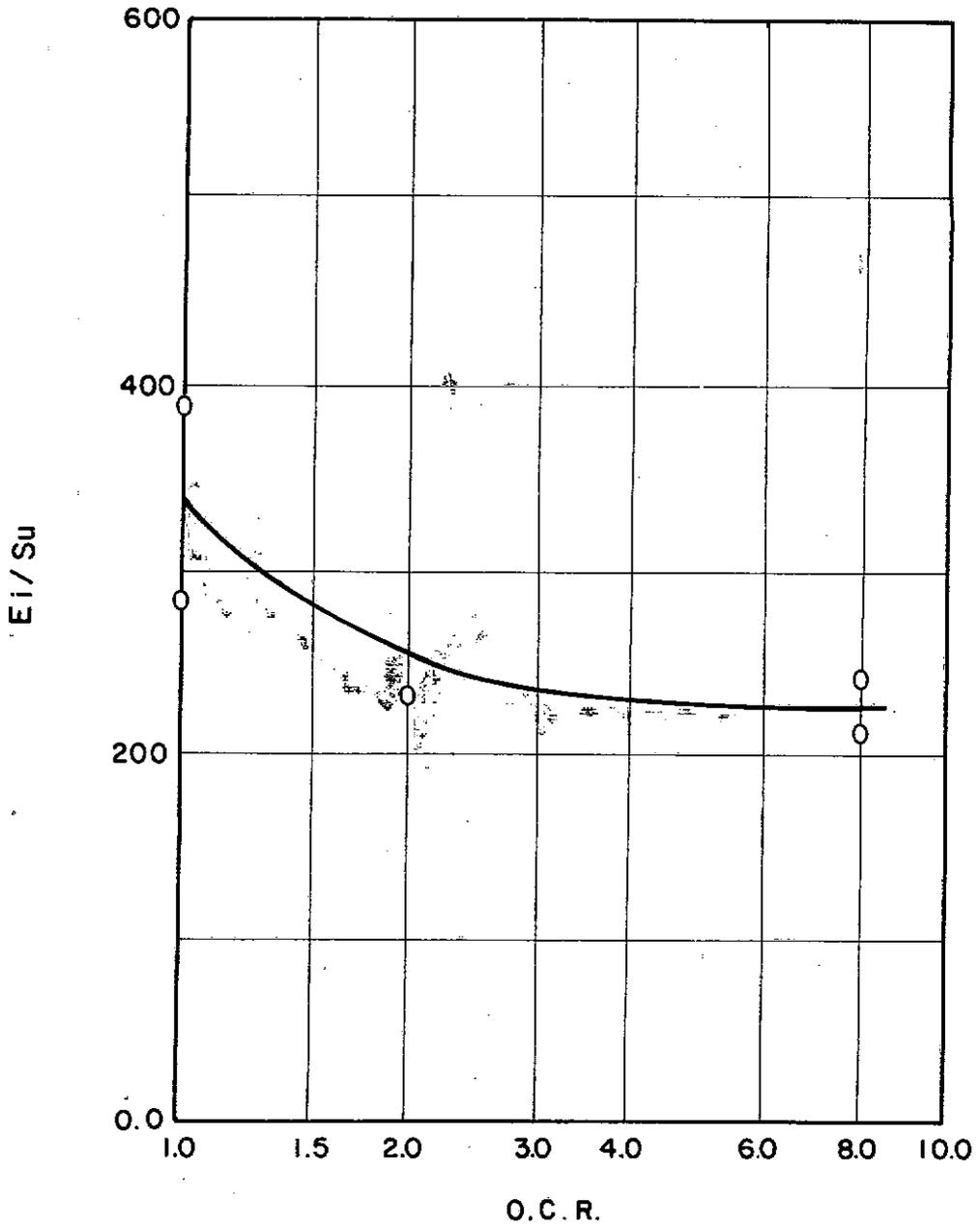


Fig. V. 9 - RELAÇÃO  $E_i/S_u$  VERSUS O.C.R. ENSAIOS  $\overline{CIU-E}$ .

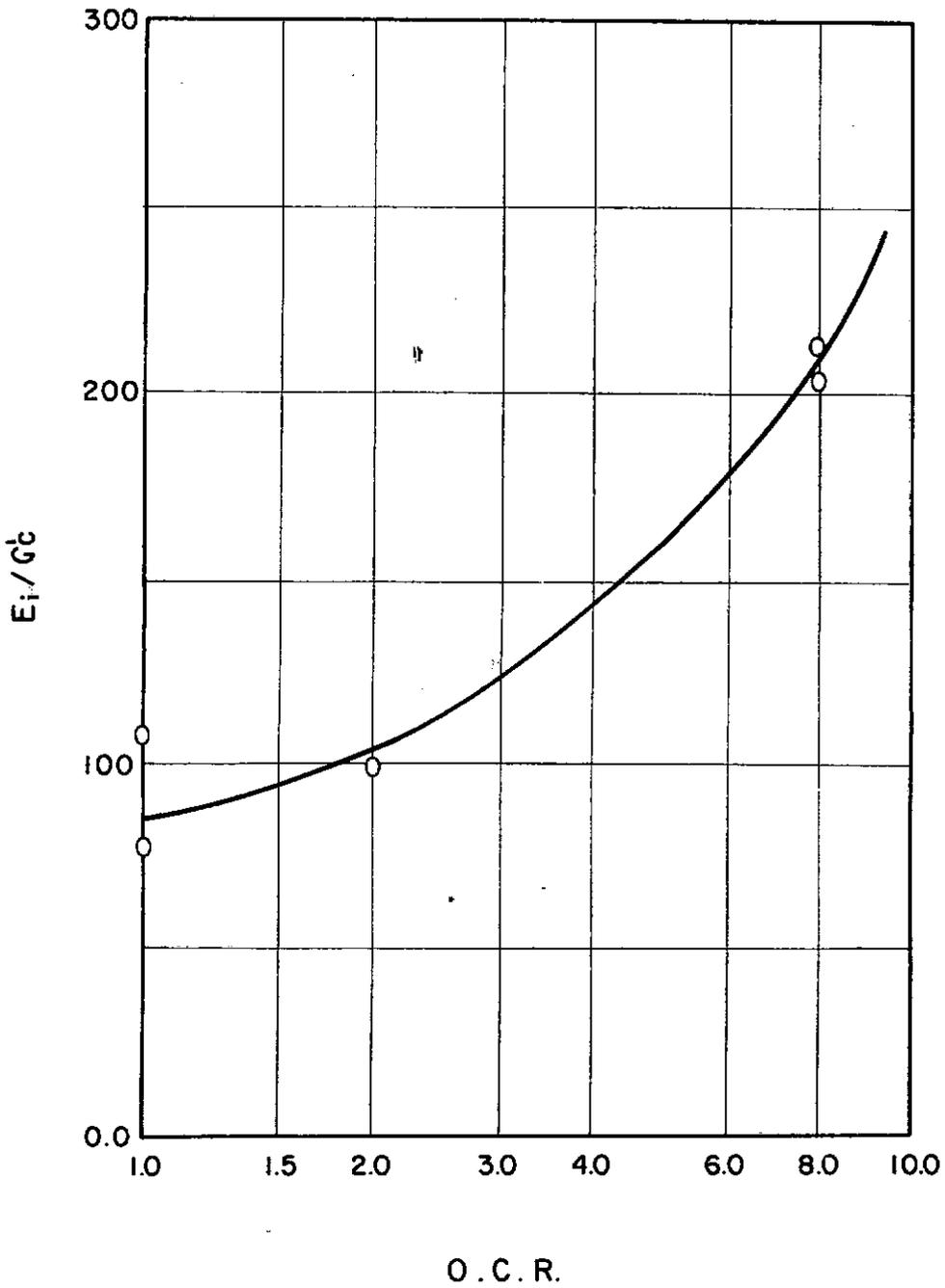


Fig. V.10 - RELAÇÃO  $E_i / G_c$  VERSUS O.C.R. ENSAIOS  $\bar{C}IU-E$ .

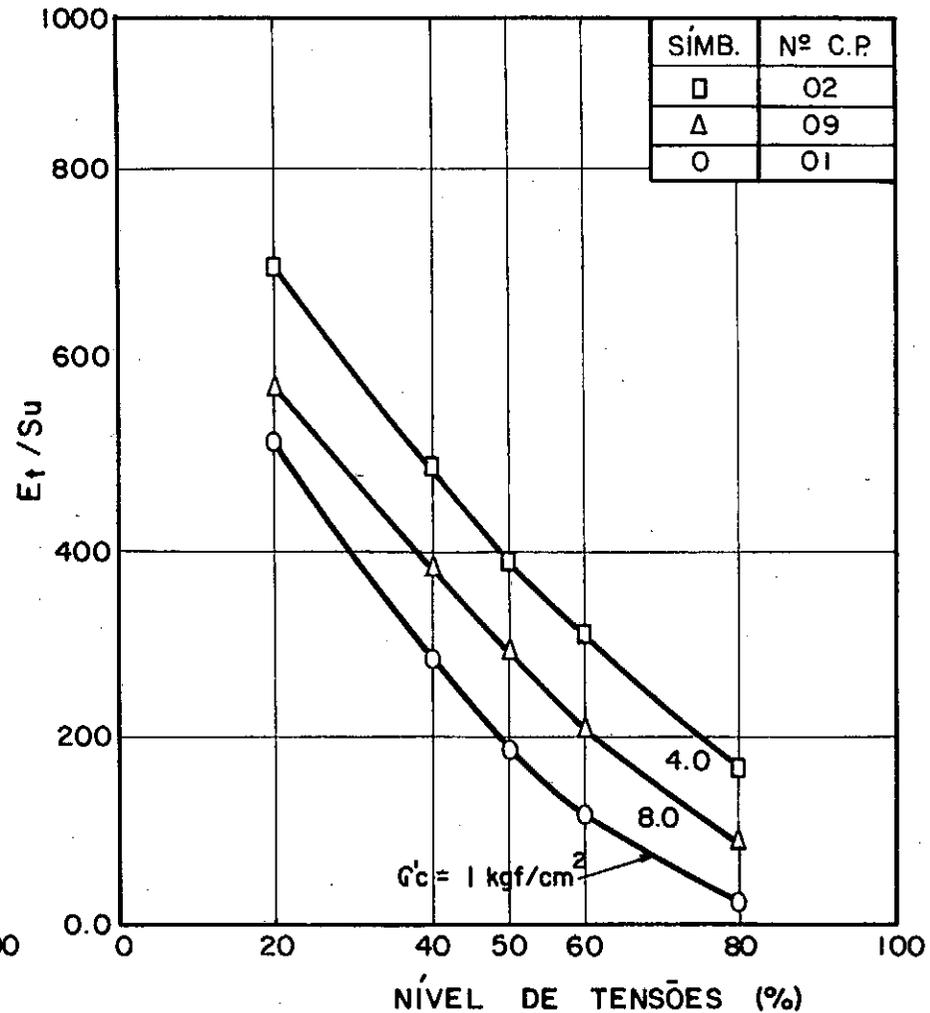
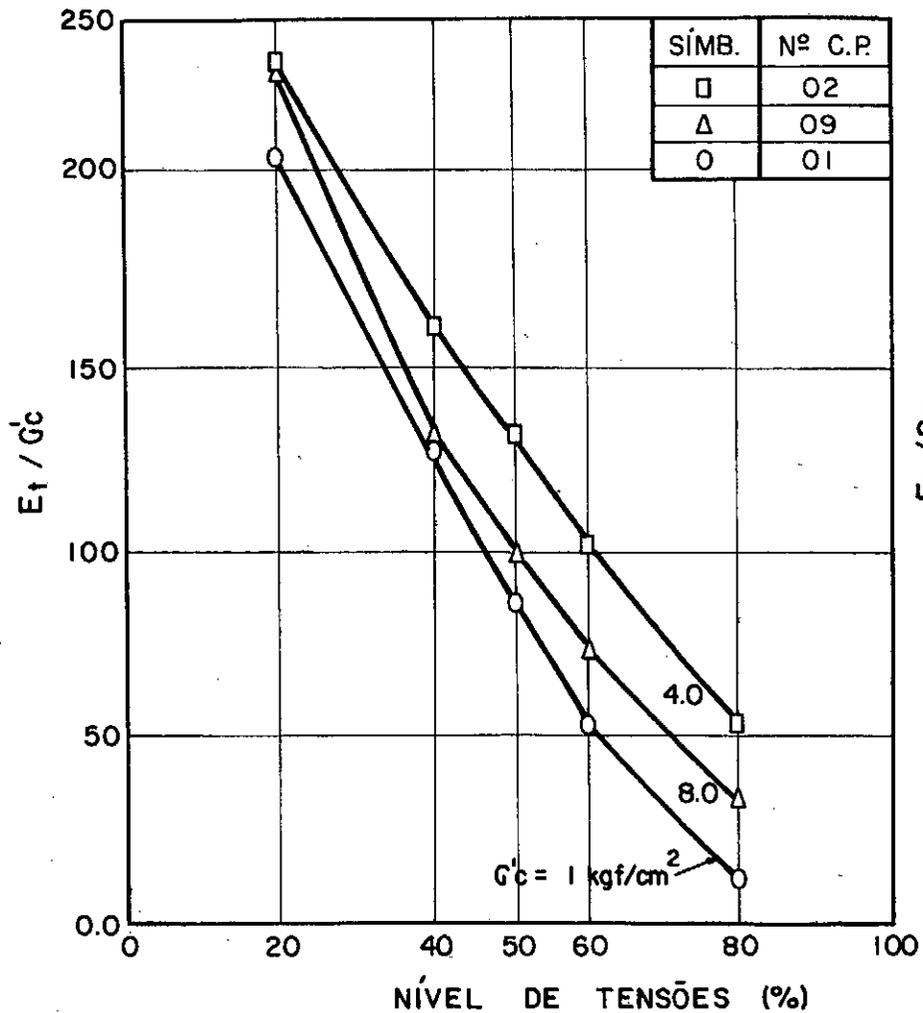


Fig. V.11 - VARIAÇÃO DE  $E_t / G'_c$  E  $E_t / S_u$  COM O NÍVEL DE TENSÕES - ENSAIOS  $\bar{C}IU-C$  (O.C.R = 1).

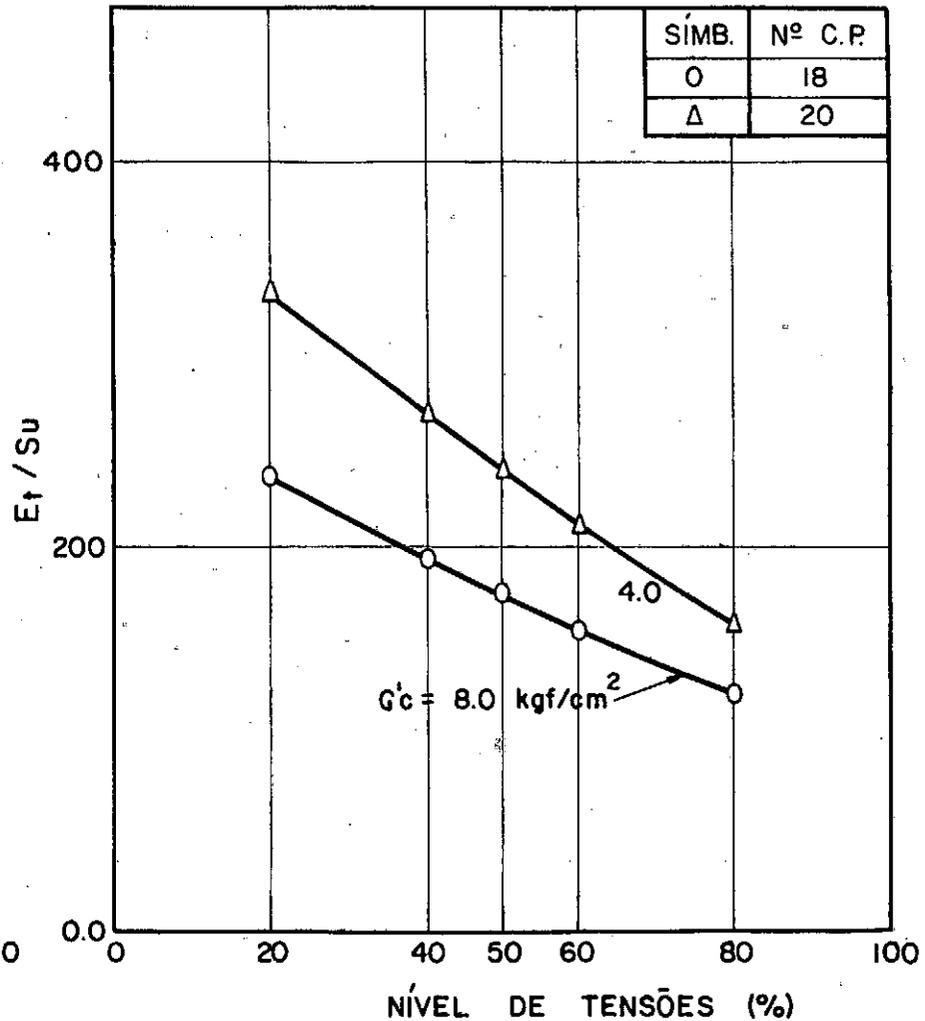
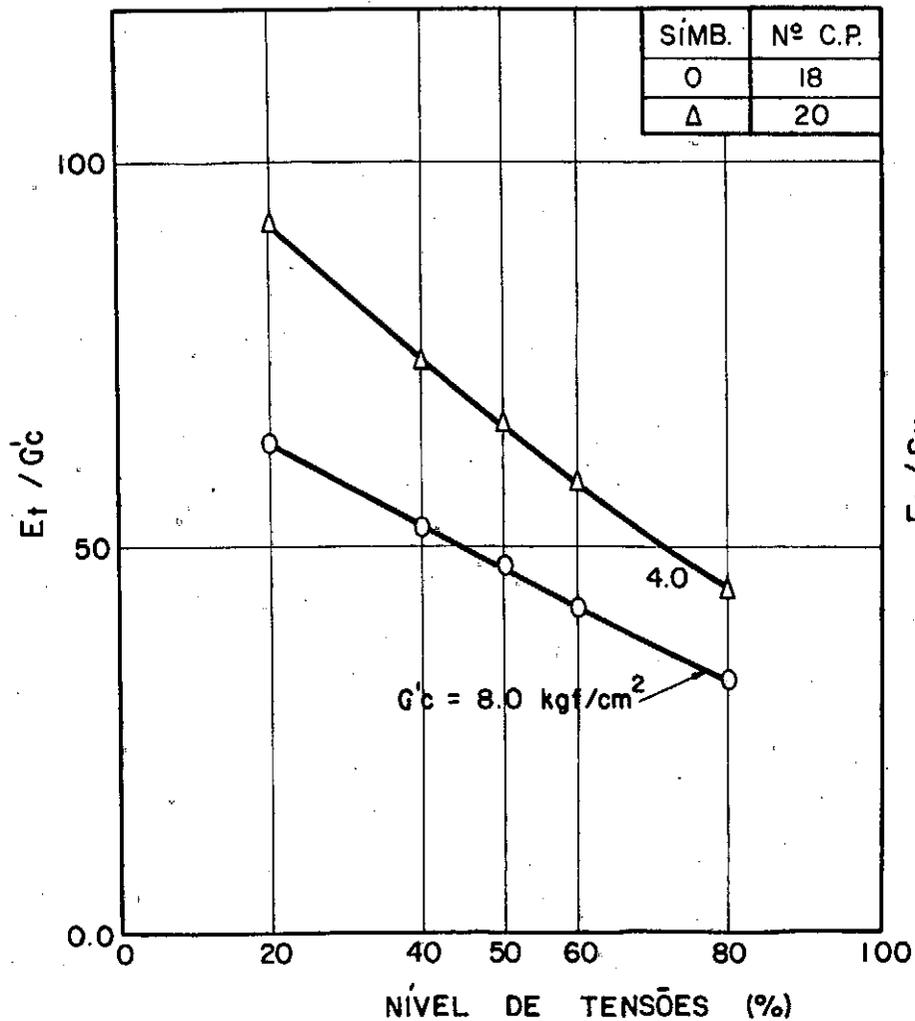


Fig. V.12- VARIAÇÃO DE  $E_t / G_c$  E  $E_t / S_u$  COM O NÍVEL DE TENSÕES - ENSAIOS  $\overline{CIU-E}$ .

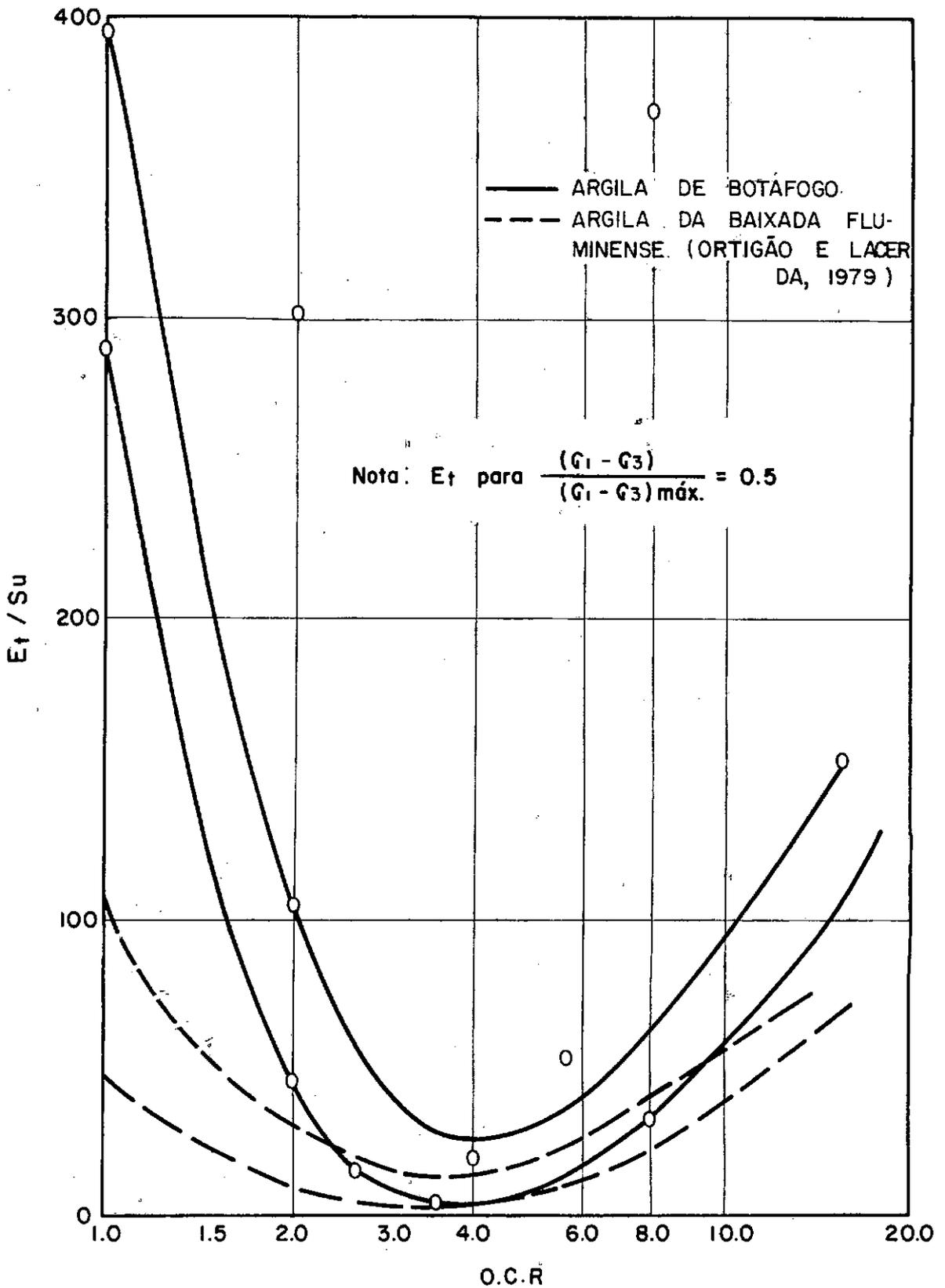


Fig. V.13- RELAÇÃO  $E_t / S_u$  VERSUS O.C.R. - ENSAIOS  $\bar{C}IU-C$

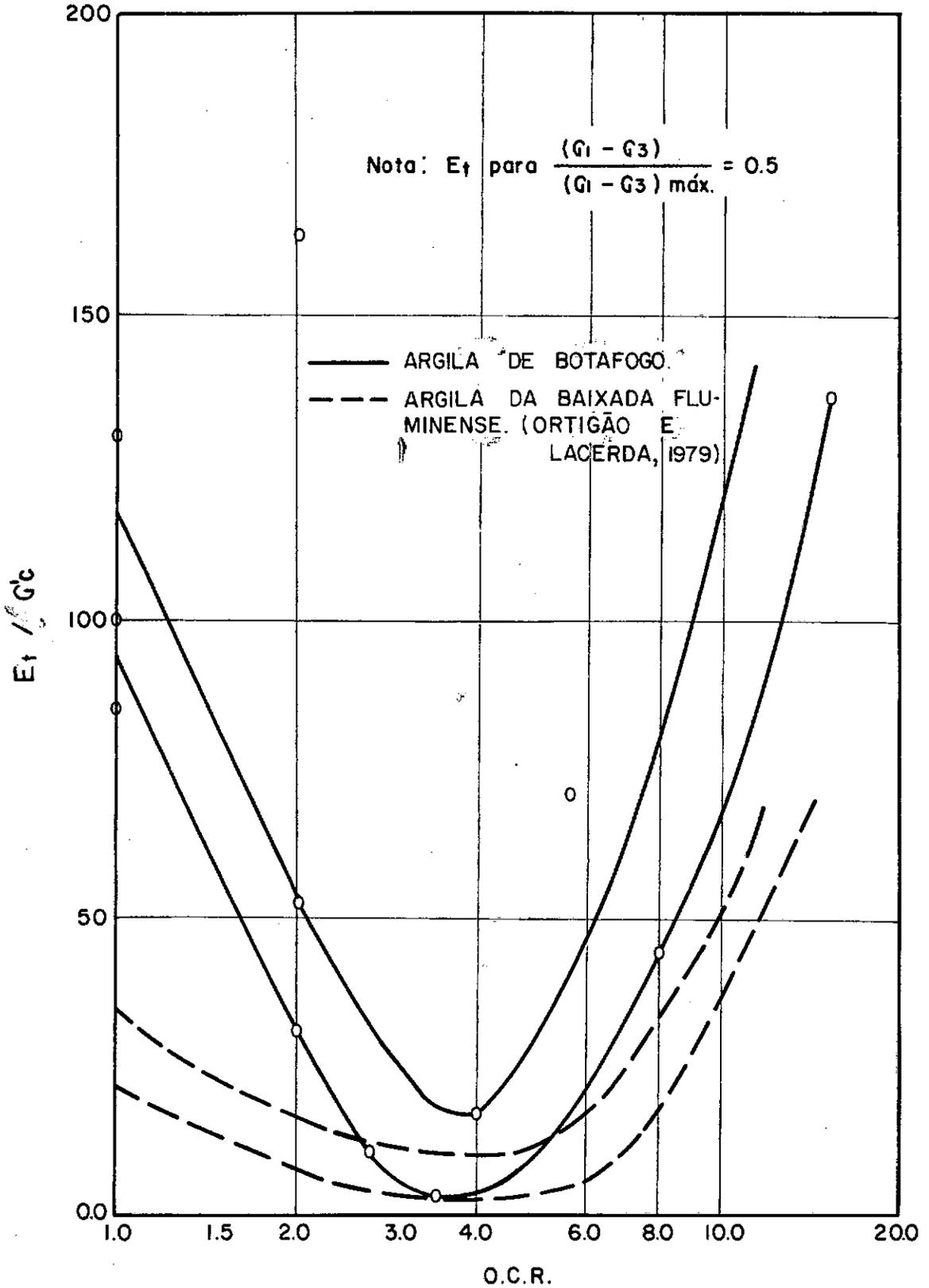


Fig. 7.14 - RELAÇÃO  $E_t / G_c$  VERSUS OCR - ENSAIOS  
 CIU - C.

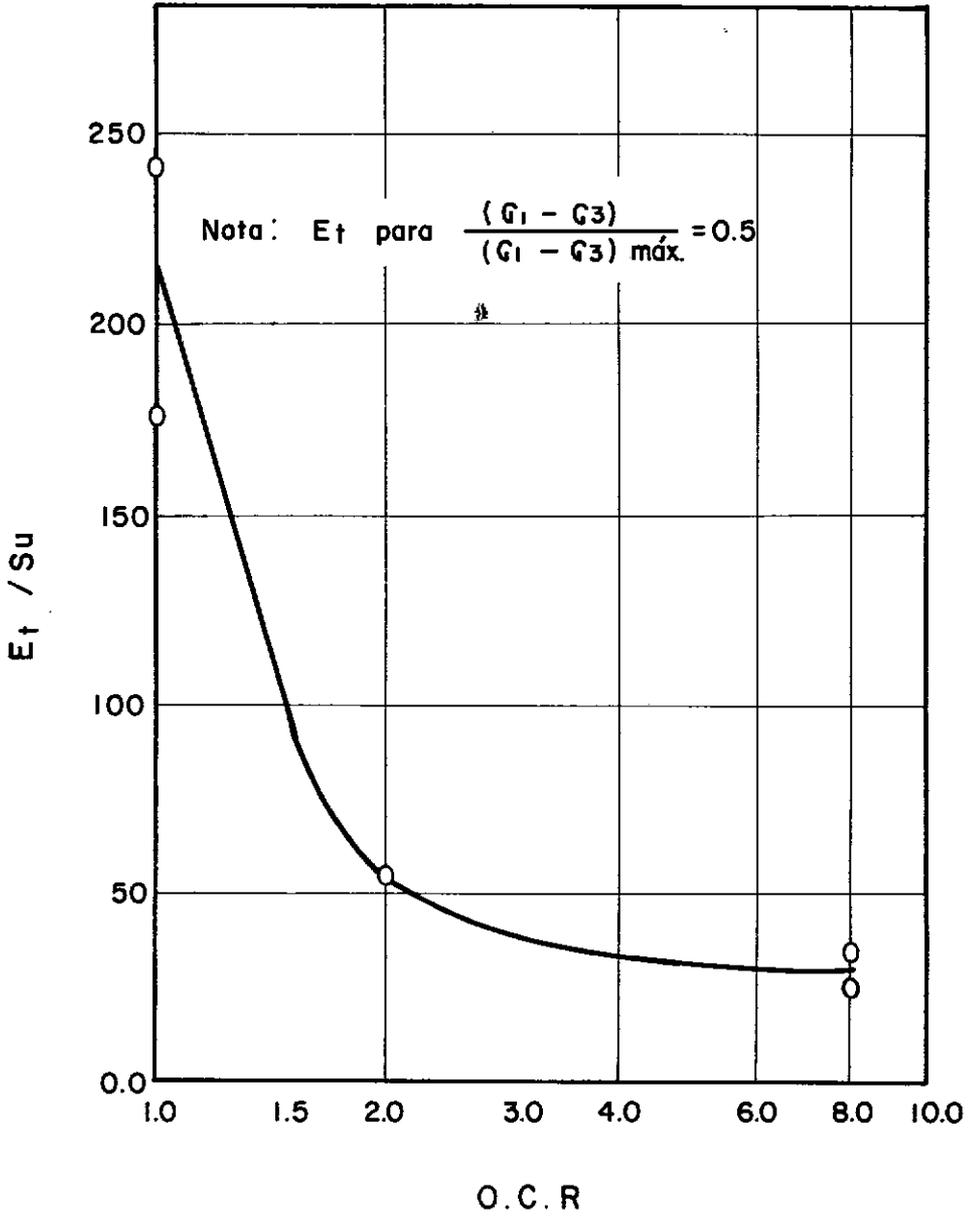


Fig. V.15 - RELAÇÃO  $E_t / S_u$  VERSUS O.C.R. - ENSAIOS  $\overline{CIU}$  - E.

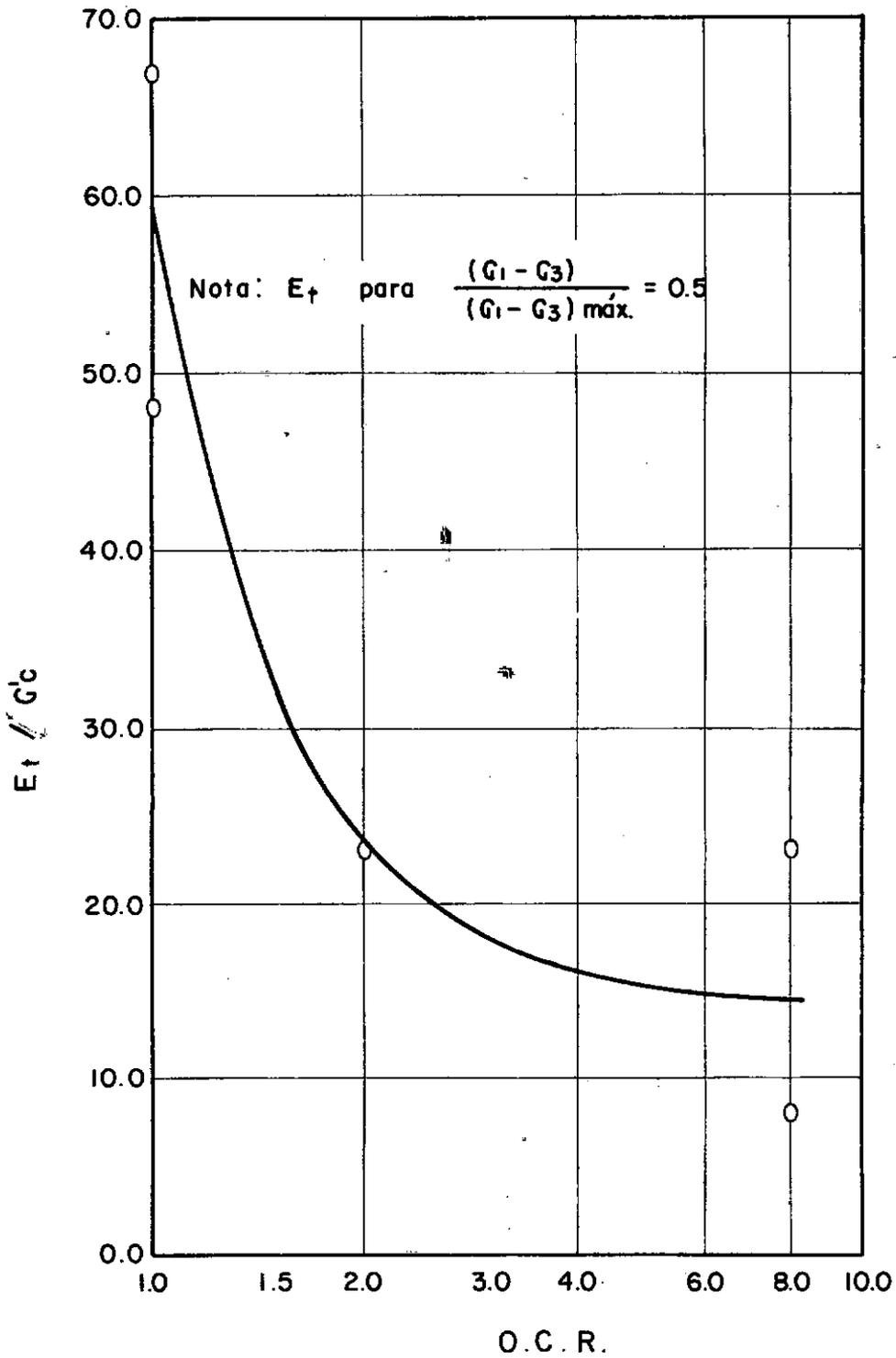


Fig. V.16 - RELAÇÃO  $E_t / G_c$  VERSUS O.C.R. - ENSAIOS  $\overline{CIU-E}$

CAPÍTULO VICONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISA

Analisando-se os resultados dos ensaios apresentados nos capítulos anteriores, conclui-se que:

- 1) A argila ensaiada apresenta um comportamento normalizado, tal como definido por Ladd e Foot (1974), possibilitando a aplicação do método SHANSEP na obtenção dos parâmetros tensão-deformação-resistência.
- 2) Os ensaios triaxiais de compressão e extensão apresentaram diferentes envoltórias de tensões. Acredita-se que este fato deva-se à maior influência da membrana e do papel filtro nos ensaios de extensão, além dos efeitos da anisotropia do material.
- 3) Como já havia sido verificado por diversos pesquisadores, em diferentes argilas, a resistência não drenada,  $S_u$ , obtida nos ensaios de compressão é superior à obtida nos ensaios de extensão. No presente trabalho,  $S_u(\text{extensão}) = (0.80 \pm 0.10) S_u(\text{compressão})$ . Esta diferença deve-se provavelmente, a influência da anisotropia do solo e da tensão principal intermediária,  $\sigma_2$ , diferente nos dois tipos de ensaios.
- 4) Para um mesmo valor do OCR, os ensaios de compressão e extensão apresentaram como se esperava, diferentes valores do parâmetro de pressão neutra  $A$  de Skempton (1954), enquanto que os valores do parâmetro  $a/\sqrt{2}$  proposto por Henkel (1960) são praticamente iguais. Esta constatação era esperada, pois, como se sabe, a expressão que define o parâmetro  $A_f$  não leva em consideração a influência da tensão principal intermediária, dife-

rente nos dois tipos de ensaio, ao passo que isto não acontece na expressão de  $a\sqrt{2}$ .

- 5) As inclinações do trecho inicial das curvas tensão-deformação obtidas dos ensaios de compressão são aproximadamente duas vezes superiores às inclinações das curvas referentes aos ensaios de extensão sob iguais pressões de adensamento. Este fato tem sido observado por diversos pesquisadores que o atribuem a influência da anisotropia do solo ensaiado, e da tensão principal intermediária.
- 6) A relação  $E_i/P_a$  versus  $\sigma'_c/P_a$  para ensaios de compressão e extensão, em um gráfico duplamente logarítmico fornecem duas retas paralelas, com valores maiores do módulo  $E_i$  para os ensaios de compressão. A relação  $E_i$  (compressão)/ $E_i$  (extensão) é aproximadamente igual a 2.
- 7) Os valores de  $E_i$  obtidos dos ensaios  $\overline{UU}$  são muito menores do que os valores obtidos nos ensaios  $\overline{CIU-C}$  e  $\overline{CIU-E}$  devido, principalmente, ao efeito da amostragem, como já foi discutido por Ladd (1964).

#### SUGESTÕES PARA PESQUISA

- 1) Investigação geotécnica das camadas de argila inferiores à camada estudada neste trabalho, para melhor conhecimento das características geotécnicas do perfil no local.
- 2) Realização de um maior número de ensaios de compressão e extensão, procurando-se avaliar a influência da anisotropia na argila ensaiada.

- 3) Estudo da relação  $E_i/P_a$  para diversos graus de pré-adensamento do solo, para verificar se existe realmente influência do pré-adensamento nos módulos tangentes iniciais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, M.S. Soares, (1978), "Design and construction in nuclear power plants", Proc. of the Conference on Structural Analysis, UFRGS, Porto Alegre. Paper No. 38, pp. 689-706
- ANDRESEN, A. & SIMONS, N.E., (1960), "Norwegian triaxial equipment and technique", ASCE, Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 695-710.
- ARAGÃO, C.J.G., (1975), "Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio", Tese M.Sc., PUC-RJ, 154 p.
- BALASUBRAMANIAN, A.S.; WAHEED-UDDIN, (1977), "Deformation characteristics of weathered Bangkok clay in triaxial Extension", Geotechnique, vol. 27, No. 1, pp. 75-92.
- BISHOP, A.W., (1954), "The use of pore-pressure coefficients in practicing", Geotechnique, vol. 4, No. 4, 14.
- BISHOP, A.W., (1958), "Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest", Proc. Brussels Conference on earth pressure problems, vol. I, pp. 2-24.
- BISHOP, A.W. & BJERRUM, L., (1960), "The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems", ASCE, Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 437-501.
- BISHOP, A.W. & HENKEL, D.J., (1962), "The measurement of soil properties in the triaxial test", Ed. Arnold, London, 2nd Edition, 228 p.

- BISHOP, A.W.; WEBB, D.L. and LEWIN, P.I., (1965), "Undisturbed samples of London clay from the Ashford Common shaft: Strength-Effective stress Relationships", *Geotechnique*, vol.15, Nº 1.
- BISHOP, A.W., & GARGA, V.K., (1969), "Drained tension tests on London Clay", Technical note in *Geotechnique*, vol. 19, No.2, pp. 309-313.
- BJERRUM, L., (1972), "Embankments on soft ground", ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth-supported Structures, Purdue University, Indiana, vol. II.
- BLIGHT, G.E., (1963), "The effect of nonuniform pore-pressure measurements on the shear strength of soils", ASTM-NRC. Sym. on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM STP No. 361, pp 173-183.
- BROMS, B.B. & CASBARIAN, A.O., (1965), "Effects of rotation of the principal stress axes and of the intermediate principal stress. Proc. 6th ICOSMFE, Canadá, pp. 179-183.
- BURN, K.N., (1963), "A transducer to measure pore water pressure in soil Tests", ASTM-NRC, Sym. on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, Tec. Pub. No. 361, pp.173-183.
- CASAGRANDE, A. & HIRSCHFELD, R.C., (1960), "Stress-deformations and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit", Proc. ASCE Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 359-417.
- COLLET, H.B., (1978), "Ensaio de palheta de campo em argilas moles da Baixada Fluminense", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, 243 p.

- COSTA FILHO, L.M.; WERNECK, M.L.G. & COLLET, H.B., (1977), "The undrained strength of a very soft clay", Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, vol. I, pp. 69-72.
- COUTINHO, R.Q., (1976), "Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da Baixada Fluminense", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, 206 p.
- CRAWFORD, C.B., (1963), "Pore-pressures within soil specimens in triaxial compression", ASCE-NRC, Sym. on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM. Tech. Pub. No. 361, pp. 192-199.
- DESAI, C.S. (1971), "Nonlinear analysis using spline functions", JSMFD, ASCE, vol. 97, No. SM 10, pp. 1461-1480.
- DUNCAN, J.M., (1965), "The effect of anisotropy and reorientation of principal stresses on the shear strength of saturated clay", Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- DUNCAN, J.M. & SEED, H.B., (1967), "Corrections for strength test data", JSMFD, ASCE, vol. 93, No. SM5, pp. 121-137.
- DUNCAN, J.M. & CHANG, C.Y., (1970), "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", JSMFD, ASCE, vol. 96, No. SM5 pp. 1629-1651.
- DUNCAN; J.M. & WONG, K.S., (1974), "Hyperbolic stress-strain Parameters for nonlinear finite element analysis of stress and movements in soil masses" Report No. TE-74-3, University of California.
- HANSEN, J.B., (1963), Discussion "Hyperbolic stress-strain response, cohesive soils", JSMFD, ASCE, vol. 89, No. SM4, pp.241-242.
- HENKEL, D.J. & GILBERT, G.C., (1952), "The effects of rubber membranes on the measured compression strength of clay", Samples, Geotechnique, Vol. 3, pp. 20-29.

- HENKEL, D.J. (1956), "The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear", *Geotechnique*, vol. 6, pp. 139-150.
- HENKEL, D.J., (1960), "The shear strength of saturated remoulded clays", *Proc. ASCE, Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado, pp. 533-554.
- HENKEL, D.J. & SOWA, J.A., (1963), "The influence of stress history on stress paths in undrained tests on clay", *ASTM-NRC Symp. on Laboratory Shear Testing of Soils*, ASTM STP, n<sup>o</sup> 361.
- HVORSLEV, M.J., (1960), "Physical components of the shear strength of saturated clays", *Proc. ASCE, Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado, pp. 533-554.
- KONDNER, R.L., (1963), "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils", *JSMFD, ASCE*, vol 89, No. SM1, pp. 115-143.
- LACERDA, W.A., (1976), "Stress-relaxation and creep effects on soil deformation", Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- LADD, C.C. & LAMBE, T.W. (1963), "The strength of 'undisturbed' clay determined from undrained tests", *ASTM-NRC, Symp. on Laboratory Shear Testing of Soils*, ASTM, STP 361, pp.342-371.
- LADD, C.C., (1964), "Stress-strain modulus of clay in undrained shear", *JSMFD, ASCE*, vol. 90, SM5, pp. 103-132.
- LADD, C.C. & VARALLYAY, J., (1965), "The influence of stress system on the behavior of saturated clays undrained shear", M.R.T. Department of Civil Engineering 6, Research Report R65-11, 263 p.
- LADD, C.C., (1965), "Stress-strain behavior of anisotropically consolidated clays during undrained shear", *Proc. 6th ICSMFE, Montreal*, Vol. 1, pp. 282-286.

- LADD, C.C., (1971), "Strength parameters and stress-strain behavior of clays", M.I.T. Department of Civil Engineering, Research Report R71-23.
- LADD, C.C. & FOOT, R. (1974), "New design procedure for stability of soft clays", JSMFD, ASCE, vol. 100, No. 677, pp. 763-785.
- LADD, C.C.; FOOT, R.; ISHIMARA, K.; POULOS, H.G. and SCHLOSSER, F., (1977), "Stress-deformation and strength characteristics", state-of-the-art Report for session I, 9th ICSMFE.
- LADE, P.U., (1972), "The stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils", Ph.D. Thesis University of California, Berkeley.
- LAMBE, T.W., (1951), "Soil Testing for Engineers", J. Wiley and Sons, New York, 165 pp.
- LAMBE, T.W., (1967), "Stress-path method", JSMFD, ASCE, vol. 93 SM6, pp. 309-331.
- LAMBE; T.W. & WHITMAN, R.U., (1969), "Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Inc. New York, 553 pp.
- LOPES, F. de R., (1979), "The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the finite element method", Ph.D Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London.
- LOPES, F. de R. and HAMZA, M.M., (1979), "An approach to the effective stress analysis of undrained events", 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen.
- MAJTENYI, S.I.; DESAI, C.S.; HOLLOWAY, D.M., Discussion "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", JSMFD, ASCE, No. SM5, pp. 815-820.

- MITCHELL, J.K., (1960), "Fundamental aspects of thixotropy in soils", JSMFD, ASCE, vol. 86, No. SM3, pp. 19-52.
- OLSON, R.E. & KIEFER, M.L., (1963), "Effect of lateral filter-paper drains on the triaxial shear characteristics of soils", ASTM-NRC, Symp. on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM STP 361, pp. 482-491.
- ORTIGÃO, J.A.R. & LACERDA, W.A., (1979), "Propriedades geotécnicas da argila cinza do Rio de Janeiro", Relatório TRAFECON, abril, 1979, IPR - Aterros sobre solos compressíveis.
- ORTIGÃO, J.A.R., (1980), "Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro, tese D.Sc. COPPE-UFRJ, 1980
- PARRY, R.H.G., (1960), "Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clay", Geotechnique, vol. 10, No.4, pp. 166-180.
- RENDULIC, L., (1936), "Relation between void ratio and effective for a remoulded, silty clay" Proc. 1rst ICSMFE, Cambridge, Mass.
- SCOTT, R. & KO, H. (1969), "Stress-deformation and strength characteristics", 7th ICSMFE, State-of-the-art Volume, pp. 1-48.
- SIMONS, N.E., (1958), "Discussion on general theory of earth pressure", vol. III, pp-50-53.
- SIMONS, N.E., (1960), "The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay", ASCE Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 747-763.

- TERZAGHI, K., (1938), "Die coulombche gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden" Bautechnik 16, pp. 509-512.
- TERZAGHI, K. & PECK, R.B. (1967), "Soil mechanics in engineering practice", 2nd. Ed., John Wiley and Sons, New York, 729 p.
- VAID, P.Y. & CAMPANELLA, R.G., (1974), "Triaxial and plane strain behavior of natural clay", JSMFD, ASCE, vol. 100, No. GT3, pp. 207-224.
- VILELA, T.F., (1976), "Determinação dos parâmetros de resistência, "Creep" e de relaxação de tensões de uma argila mole do Rio de Janeiro". Tese de M.Sc., COPPE-UFRJ.

APÊNDICE AEQUIPAMENTOS E TÉCNICAS DE ENSAIO

## A.1 - EQUIPAMENTOS

Os equipamentos utilizados nos ensaios, apresentados esquematicamente nas figuras A.1 e A.2, constituem-se, basicamente, do seguinte:

- 1) Célula triaxial para corpos de prova de 36 mm de diâmetro por aproximadamente 90 mm de altura (Fabricação Wykeham Farrance). A célula constitui-se de uma base de alumínio e um copo cujo topo e base são de aço e as paredes de acrílico.
- 2) Sistema de aplicação de pressões confinantes através de potes autocompensadores de mercúrio tipo Bishop (Fabricação Wykeham Farrance).
- 3) Prensa para aplicação da carga axial no estágio de cisalhamento do corpo de prova, com capacidade para 1 ton e diversas velocidades de deslocamento do pistão (Fabricação Wykeham Farrance).
- 4) Célula de carga, assentada na viga superior da prensa, com capacidade para 100 kgf para medir a carga vertical aplicada no topo do corpo de prova (Ensaio de Compressão) (Fabricação Wykeham Farrance).
- 5) Transdutores de pressão eletro-mecânicos (escala 0-10 kgf/cm<sup>2</sup>, acurácia  $\pm 0.25\%$ , saída 4 mV/V (Fabricação Bell & Howell).
- 6) Extensômetros mecânicos (Fabricação Wykeham Farrance).

- 7) Sistema de pendural para aplicação de contra-peso na redução da tensão vertical nos ensaios de extensão (Fabricação Ronald Top).
- 8) Célula de carga interna para medir a carga aplicada diretamente no topo do corpo de prova, do tipo utilizado no Imperial College, como será descrito no item A.6

#### A.2 - OBTENÇÃO DE AMOSTRAS E MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

Os corpos de prova utilizados em todas as séries de ensaios foram obtidos de duas amostras tipo bloco, de dimensões 30x30x30 cm, extraídas de uma profundidade de 10 metros nas escavações do bloco 45 do lote 09 do Metrô-Rio, em Botafogo.

As amostras foram extraídas quando as escavações atingiram a profundidade de 10 metros, procurando-se seguir as recomendações encontradas na literatura sobre o assunto. A extração constou dos seguintes passos:

- 1) Retirada do material superficial amolgado.
- 2) Execução de uma vala em torno de uma área de dimensões suficientes a se obter dois blocos de dimensões 30x30x30 cm.
- 3) Moldagem dos blocos individuais utilizando-se um objeto cortante (Facão e Serrote).
- 4) Impermeabilização das superfícies expostas através de camadas intercaladas de parafina e tela de nylon.
- 5) Colocação da forma de madeira de dimensões internas de aproximadamente 32x32x32 cm, preenchendo os espaços vazios com serragem.
- 6) Corte da base do bloco utilizando-se um fio de aço.

- 7) Impermeabilização da base do bloco.
- 8) Identificação do bloco, contendo local de extração, profundidade e indicação do topo e base do bloco.
- 9) Transporte dos blocos para o laboratório.

Com o objetivo de melhor aproveitamento do material e simplificação do trabalho necessário na moldagem dos corpos de prova, dividiu-se cada bloco em blocos menores, desprezando-se uma faixa de 2 cm de material em cada face, obtendo-se pequenos blocos de dimensões: 18x18 cm de base por 12 cm de altura. Em seguida, procedeu-se a impermeabilização das pequenas amostras com parafina, colocando-as, envoltas em sacos plásticos, numa caixa de madeira contendo serragem úmida. Estas caixas permaneciam todo o tempo no interior da câmara úmida.

Pouco tempo antes do início de cada ensaio, procedia-se a moldagem dos corpos de prova. Este processo envolvia as seguintes etapas:

- 1) Retirada da parafina do topo e da base do bloco, colocando-o, em seguida, no aparelho de moldagem.
- 2) Retirada da parafina das faces do bloco, utilizando-se uma faca amolada, moldando-o até obter um cilindro de dimensões aproximadamente iguais às desejadas.
- 3) Acabamento das laterais do corpo de prova utilizando-se um fio metálico e uma régua.
- 4) Ajustes finais: reduzir as dimensões do corpo de prova a valores próximos dos pré-fixados e tornar paralelos o topo e a base.
- 5) Pesagem e medição da altura e diâmetro do corpo de prova.

## A.3 - MONTAGEM DO CORPO DE PROVA

A montagem do corpo de prova na célula triaxial obedeceu a seguinte ordem:

- 1) Saturação completa da base da célula triaxial com água desaerada.
- 2) Saturação do transdutor de pressão com água desaerada, utilizando-se um tubo fino ligado a um recipiente plástico ou, por percolação de água desaerada no interior do sistema de ligação do transdutor à célula triaxial. Procedia-se, então, à ligação do transdutor à base da célula triaxial.
- 3) Ligação da bureta à base da célula. Nesta fase, fazia-se percolar uma pequena quantidade d'água através da tubulação da bureta para evitar a presença de bolhas de ar.
- 4) Colocação da pedra porosa no pedestal da base. Foram utilizadas pedras porosas de cerâmica com elevada pressão de borbulhamento. As pedras porosas eram fervidas e colocadas num recipiente com água desaerada por alguns minutos, antes de cada ensaio.
- 5) Cobria-se a pedra porosa com um disco de papel filtro e, em seguida apoiava-se, sobre este o corpo de prova. Tanto o papel filtro utilizado na base quanto o empregado em volta do corpo de prova permaneciam algum tempo num recipiente com água desaerada para se obter a sua completa saturação. Antes de apoiar-se o corpo de prova, prendia-se à base 3 membranas de borracha.
- 6) Colocação da placa de topo (nos ensaios de extensão a placa de topo possui no seu interior uma ranhura para possibilitar o engate do pistão) e envolvimento do corpo de prova por papel filtro pa

ra acelerar a drenagem e facilitar a equalização das pressões neutras.

- 7) Envolvimento do corpo de prova pelas membranas de borracha. Inicialmente, o corpo de prova era envolvido por apenas 1 membrana. Neste momento, fazia-se percolar uma pequena quantidade de água entre a membrana e o corpo de prova para eliminar-se as bolhas de ar existentes entre os dois. O excesso de água era expulso pressionando-se levemente a membrana contra o corpo de prova em movimento da base para o topo do corpo de prova. Em seguida, aplicava-se uma sucção para fixar o corpo de prova ao pedestal e envolvia-se o corpo de prova com as outras duas membranas.
- 8) Colocação da camisa da célula. A camisa é presa à base através de três parafusos. Nesta fase deve-se tomar o cuidado de assentar o pistão levemente no encaixe da placa de topo, fixando-o, em seguida, através de presilhas. Nos ensaios de extensão deve-se tomar o cuidado de deixar o pistão livre na placa de topo.
- 9) Enchimento da célula com água desaerada.
- 10) Colocação de uma camada de óleo no interior da célula, de aproximadamente 2 cm de espessura para diminuir o vazamento do fluido do interior da célula e para lubrificar o pistão.
- 11) Retirada das bolhas de ar do interior da célula através de um pequeno orifício no topo da célula. Isto era feito manualmente, inclinando-se a célula até fazer com que as bolhas se deslocassem na direção do orifício, à medida em que era introduzida na célula uma pequena quantidade d'água.

12) Anotação da leitura da bureta, zera-se o transdutor de pressão, e zera-se a célula de carga nos ensaios de extensão.

#### A.4 - SATURAÇÃO E ADENSAMENTO

Nos primeiros ensaios (01 ao 05) não foi feita a saturação dos corpos de prova antes do adensamento. Por isso, verificou-se que no final do adensamento primário, para pressões inferiores a  $1.0 \text{ kgf/cm}^2$ , havia uma pequena expansão provocada, pela sucção da água da bureta pelo corpo de prova.

Nos ensaios seguintes obteve-se a saturação dos corpos de prova através da aplicação de contra-pressão. No início do ensaio, com a drenagem ainda fechada, aplicava-se uma pressão ( $\Delta P$ ) de  $1.0 \text{ kgf/cm}^2$  no interior da célula e media-se o acréscimo de pressão neutra correspondente ( $\Delta u$ ). Desta forma, obtinha-se o valor do parâmetro  $\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta P}$  que fornece uma indicação do grau de saturação do corpo de prova. Este valor inicial era aproximadamente igual a 0.90. Então, aplicava-se, simultaneamente, uma contra pressão e uma pressão confinante igual a  $0.5 \text{ kgf/cm}^2$ . Após 24 horas media-se o valor do parâmetro  $\bar{B}$ . Geralmente estava em torno de 0.95. Elevava-se o valor da contra-pressão e pressão confinante para  $1.0 \text{ kgf/cm}^2$ . Repetia-se o processo e obtinha-se valores de  $\bar{B}$  aproximadamente iguais a 1.0 (0.98-1.00).

Obtida a saturação, os corpos de prova foram adensados isotropicamente através de estágios de pressão, partindo-se de  $0.125 \text{ kgf/cm}^2$ , numa relação de carregamento ( $\Delta P/P$ ) igual a 1, até o valor de  $\sigma'_{cm}$  (máxima pressão de adensamento) adotado em cada série. Quando se desejava obter um pré-adensamento artifi

cial dos corpos de prova, procedia-se ao descarregamento na mesma razão de carregamento até um valor  $\sigma'_c$  correspondente ao valor do OCR desejado ( $OCR = \sigma'_{cm} / \sigma'_c$ ). Em todos os estágios de carregamento e descarregamento anotavam-se os valores da deformação volumétrica ( $\epsilon_v$ ) em função do tempo de adensamento. Desta forma obtinham-se as curvas  $\log t$  versus  $\epsilon_v$ . Através destas curvas podia-se calcular o valor do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), referente ao estágio considerado, exceto para os primeiros estágios, que não forneceram curvas típicas, tendo-se de se recorrer ao método de  $\sqrt{t}$ .

No ensaio nº 25 submeteu-se o corpo de prova a um adensamento anisotrópico numa relação  $K$ , razão entre as pressões efetivas horizontal e vertical, igual a 0.6. próxima do valor de  $K_0$ . Neste caso, necessitava-se da aplicação de uma sobrecarga vertical igual a  $(\sigma'_v - \sigma'_H) \times A$ , onde  $\sigma'_v$  e  $\sigma'_H$  são as pressões efetivas vertical e horizontal e  $A$  é a área da seção transversal do corpo de prova. Além desta sobrecarga necessitava-se da aplicação de uma carga para compensar o empuxo no pistão. A cada incremento de pressão procedia-se a correção da área da seção transversal, admitindo que o corpo de prova se deformava mantendo a forma cilíndrica. Assim, calculava-se a área corrigida pela seguinte expressão:

$$A_c = A_0 \frac{1 - \epsilon_v}{1 - \epsilon_a}$$

sendo  $A_0$  = área inicial do corpo de prova,  $\epsilon_v$  = deformação volumétrica específica e  $\epsilon_a$  = deformação axial específica. As variações volumétricas eram obtidas através de uma bureta, enquanto as deformações axiais eram registradas por um extensômetro mecânico ligado ao pistão por uma haste metálica.

## A.5 - CISALHAMENTO NÃO DRENADO

Nos ensaios de compressão os corpos de prova foram levados à ruptura pelo acréscimo da tensão vertical,  $\sigma_v$ , permanecendo constante a pressão horizontal,  $\sigma_H$ .

No último estágio de adensamento de cada ensaio acompanhava-se a curva  $\log t$  "versus"  $\epsilon_v$  até atingir o ramo de adensamento secundário da curva. Este estágio tinha a duração mínima de 48 horas. A partir das curvas  $\log t$  "versus"  $\epsilon_v$  calculava-se o tempo necessário para se obter 50% do adensamento primário ( $t_{50}$ ). Com este valor podia-se calcular o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) correspondente pela expressão:

$$c_v = \frac{\pi D^2}{3.50 t_{50}} \quad (A.2)$$

Partindo-se do valor do  $c_v$  correspondente ao estágio imediatamente anterior à ruptura calculava-se o tempo de ensaio necessário para obter 95% de equalização das pressões neutras no interior do corpo de prova, de acordo com Blight (1963), para casos de drenagem radial e na base pela seguinte expressão:

$$t_f = 0.07 \frac{H^2}{c_v} \quad (A.3)$$

sendo  $H$  = altura do corpo de prova,  $c_v$  = coeficiente de adensamento do solo obtido do estágio imediatamente anterior à ruptura ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ). Expressando-se o  $c_v$  em função da altura do corpo de prova e do  $t_{50}$  obtém-se que  $t_f = 7$  a  $8 t_{50}$ . Note-se que a expressão A.3 provem da expressão:

$$T = \frac{C_v t_f}{H^2} \quad (A.4)$$

onde T= fator tempo correspondente a um certo grau de equalização e depende das condições de drenagem do corpo de prova (Blight, 1963).

Obtido o tempo de ruptura ( $t_f$ ) arbitrava-se uma deformação específica axial ( $\epsilon_{af}$ ) "provável" na ruptura e, calculava-se a velocidade de ensaio. Nos ensaios triaxiais de compressão o valor de  $\epsilon_{af}$  era de aproximadamente 3%. Com a velocidade de ensaio calculada, regulava-se a prensa para esta velocidade através de um sistema de engrenagens.

O processo de cisalhamento não drenado nos ensaios inclui as seguintes etapas:

- 1) Sem a célula de carga estar submetida a nenhum esforço, ajusta-se o indicador de leitura ao valor zero. Fecha-se a torneira de drenagem.
- 2) Montagem da célula triaxial na prensa. Colocação do extensômetro preso numa das barras laterais da prensa e ligado a uma haste metálica em contato com o pistão.
- 3) Pressiona-se o pistão levemente até tocar a face superior da placa de topo, lendo-se no extensômetro o valor da redução de altura do corpo de prova durante o adensamento
- 4) Ajuste do pistão à célula de carga sem alterar a leitura inicial (zero).
- 5) Retirada da presilha do pistão e leitura do valor correspondente ao empuxo. Em seguida, ajusta-se novamente a leitura da

célula de carga ao valor zero, anota-se as leituras do transdutor de pressão e extensômetro.

- 6) Início do estágio de cisalhamento ligando-se a prensa.
- 7) Anotação, a intervalos convenientes das leituras correspondentes à célula de carga, transdutor de pressão e extensômetro.
- 8) À medida em que são feitas as leituras, calculam-se os valores da deformação axial específica, tensão desvio e pressão neutra e, em seguida, plotam-se as curvas  $\epsilon$  versus  $\sigma_d$  e  $\epsilon$  versus  $\Delta u$  para se ter um controle do ensaio.

Nos ensaios de extensão (CIU-E) obteve-se a ruptura dos corpos de prova pela redução da tensão vertical permanecendo constante a tensão lateral. Nestes ensaios, o cisalhamento foi feito sob tensão controlada.

O procedimento de ensaio adotado envolve os seguintes passos:

- 1) Coloca-se a célula triaxial sobre a bancada, apoiando-se levemente o pendural balanceado sobre o pistão.
- 2) Calcula-se o empuxo no pistão multiplicando-se a pressão no interior da célula pela área do pistão, para balanceá-lo através da aplicação de pesos no pendural.
- 3) Coloca-se, com cuidado, o peso correspondente ao empuxo (em estágios) até a célula acusar uma pequena leitura positiva.
- 4) Soltam-se as presilhas do pistão, colocando-se em seguida as garras que prendem o pistão ao pendural.
- 5) Instala-se o extensômetro e fecha-se a torneira de drenagem.
- 6) Fazem-se leituras do extensômetro, célula de carga e transdu-

tor de pressão.

- 7) Tomando-se por base a experiência com solos similares, faz-se uma previsão da carga de ruptura. Esta carga pode ser aplicada em estágios de aproximadamente 1/10 da carga total.
- 8) Aplicado o 1º estágio de carga, acompanha-se as leituras da célula de carga, transdutor de pressão e extensômetro. O estágio seguinte será aplicado quando as leituras do extensômetro e transdutor de pressão se estabilizarem. Com base nos três primeiros estágios define-se um tempo de duração do estágio que será aplicado nos estágios posteriores.
- 9) No final de cada estágio fazem-se leituras da célula de carga, transdutor de pressão e extensômetro. Com os valores lidos, calcula-se a deformação axial específica, tensão desvio e pressão neutra, procedendo-se a correção da área da seção transversal. Acompanha-se as curvas  $\epsilon_a \times \sigma_d$  e  $\epsilon_a \times \Delta u$  para ter-se um controle do ensaio.

#### A.6 - CALIBRAÇÃO DA CÉLULA DE CARGA INTERNA.

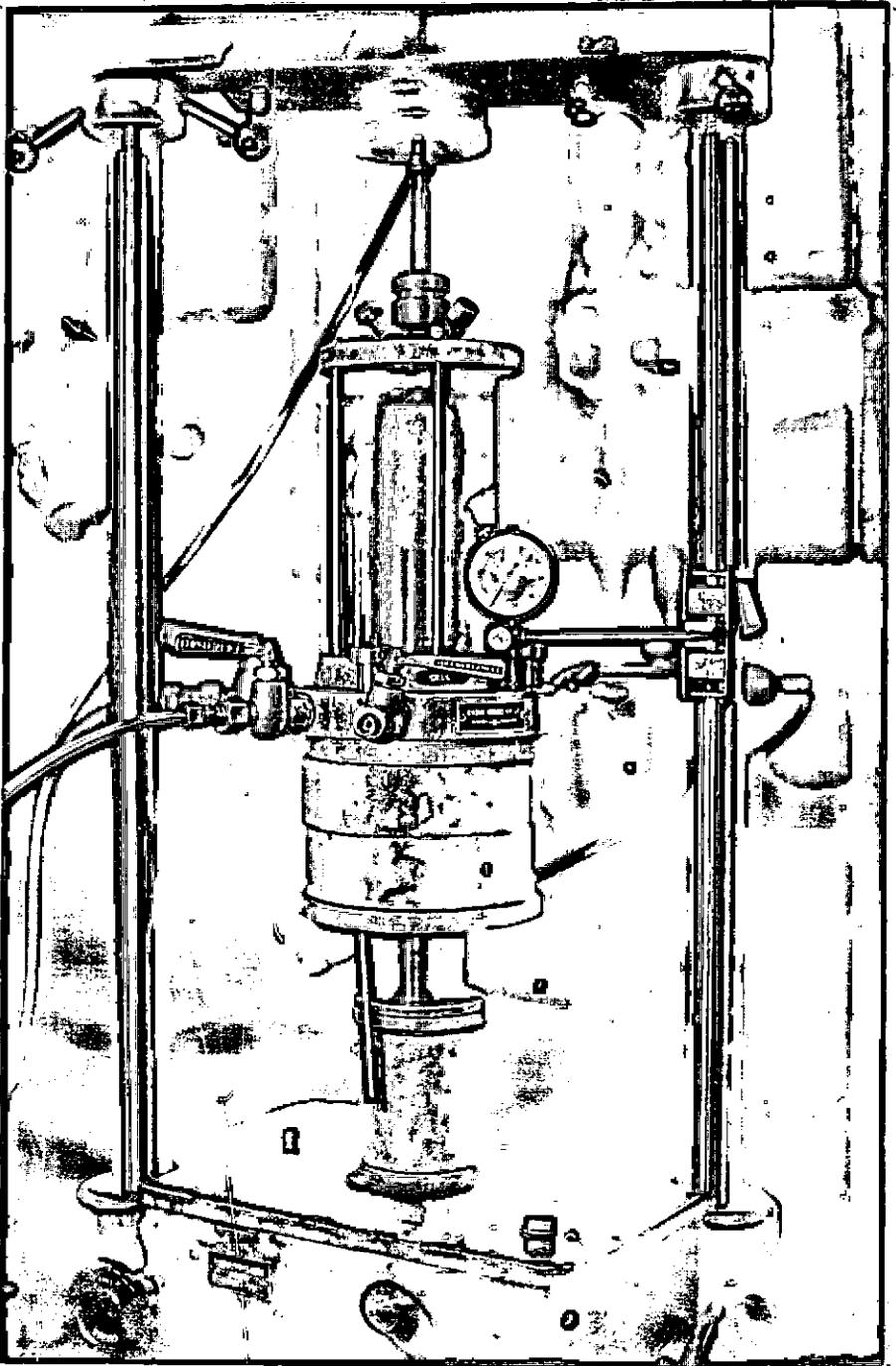
Nos ensaios triaxiais de extensão as cargas axiais aplicadas no topo do corpo de prova foram medidas através de células de carga interna tipo utilizado no Imperial College, conforme descrito por Wesley (1975), com capacidade para 180 kgf.

A calibração das células de carga foi feita segundo recomendações do "Corps of Engineers" contidas no Manual 1110-2-1909 "Calibration of Laboratory Soils Testing Equipment". Na calibração foram seguidos os seguintes passos:

- 1) Zerou-se o indicador de leitura. Adotou-se como referência "zero" a célula de carga suspensa pelo pistão.
- 2) Utilizando-se "pesos" aferidos carregou-se a célula de carga em estágios de 1/10 da sua capacidade, até atingir o limite máximo.
- 3) Procedeu-se ao descarregamento da mesma forma como foi feito o carregamento.
- 4) Zerou-se novamente o indicador de leitura.
- 5) Repetiu-se os passos (1) a (4) até obter-se uma leitura "zero" constante.
- 6) Procedeu-se então ao carregamento da célula de carga conforme o passo (2), anotando-se as leituras do indicador e o valor da carga atuante no final de cada estágio.
- 7) Removeu-se a carga, em estágios, da mesma forma como foi feito o carregamento, anotando-se as leituras do indicador e da carga final do estágio.
- 8) Os dados obtidos nos passos (6) e (7) foram plotados convenientemente, obtendo-se os gráficos  $\Delta P/\Delta L$  versus leitura do indicador e P versus leitura do indicador, sendo  $\Delta P$  = incremento de carga em cada estágio e P = carga atuante no final do estágio.

Nas figuras A.3 a A.6 estão apresentadas as curvas de calibração à tração e compressão da célula de carga nº 1. Obteve-se resultados semelhantes para a célula de carga nº 2. Verifica-se pelas curvas de calibração que a célula apresentou um comportamento linear na faixa, entre 0 e 60 kgf, uti-

lizada nos ensaios de extensão. Obteve-se praticamente o mesmo valor da constante definida pela relação entre a carga aplicada e a leitura no indicador de voltagem, adotando-se um "Gage factor" igual a dois, à tração e à compressão da célula ( $\Delta P/L = 0.0085$  kgf/divisão).



**Fig. A.1 - MONTAGEM DA CÉLULA TRIAXIAL PARA ENSAIOS DE COMPRESSÃO.**

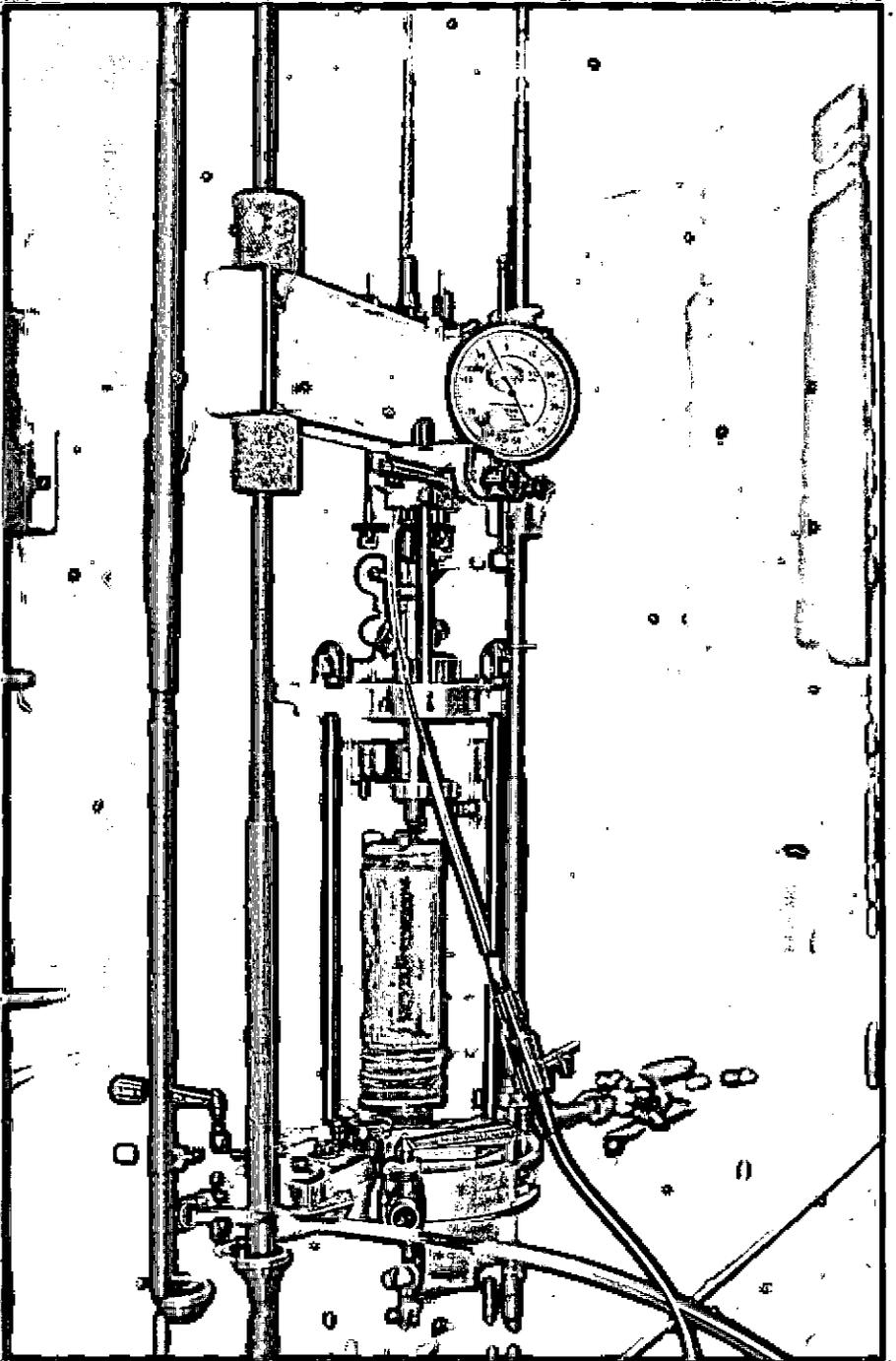


Fig. A.2 - MONTAGEM DA CÉLULA TRIAXIAL PARA ENSAIOS DE EXTENSÃO.

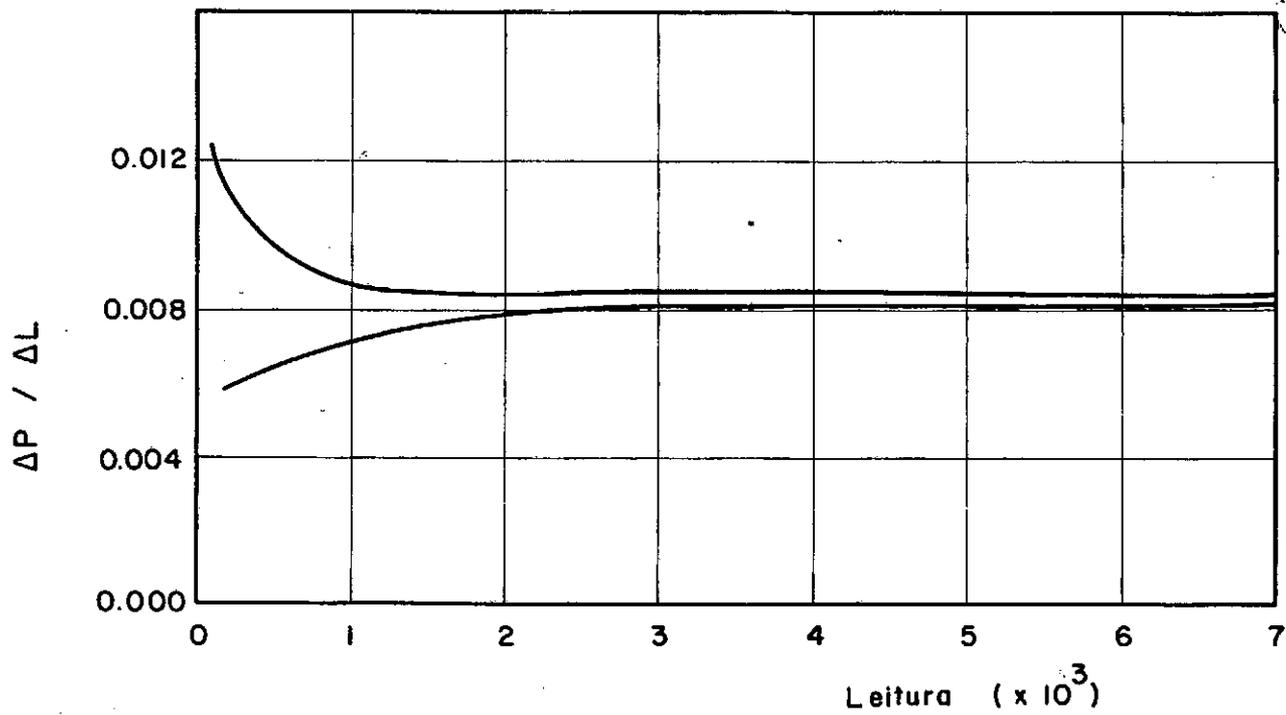


Fig. A.3 - CURVA DE CALIBRAÇÃO - COMPRESSÃO  
CÉLULA DE CARGA Nº I.

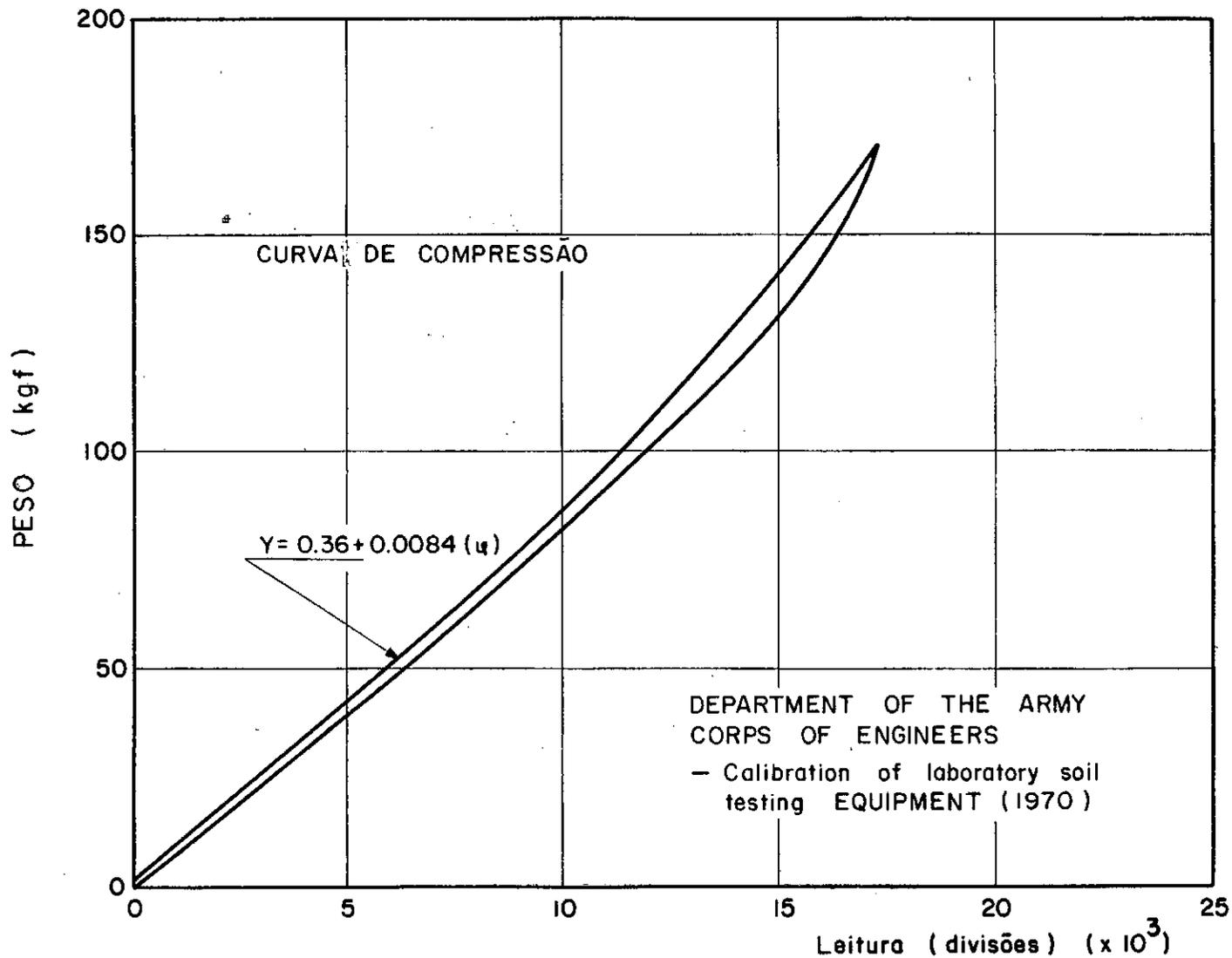


Fig. A.4 - CURVA DE CALIBRAÇÃO - COMPRESSÃO  
CÉLULA DE CARGA Nº I.

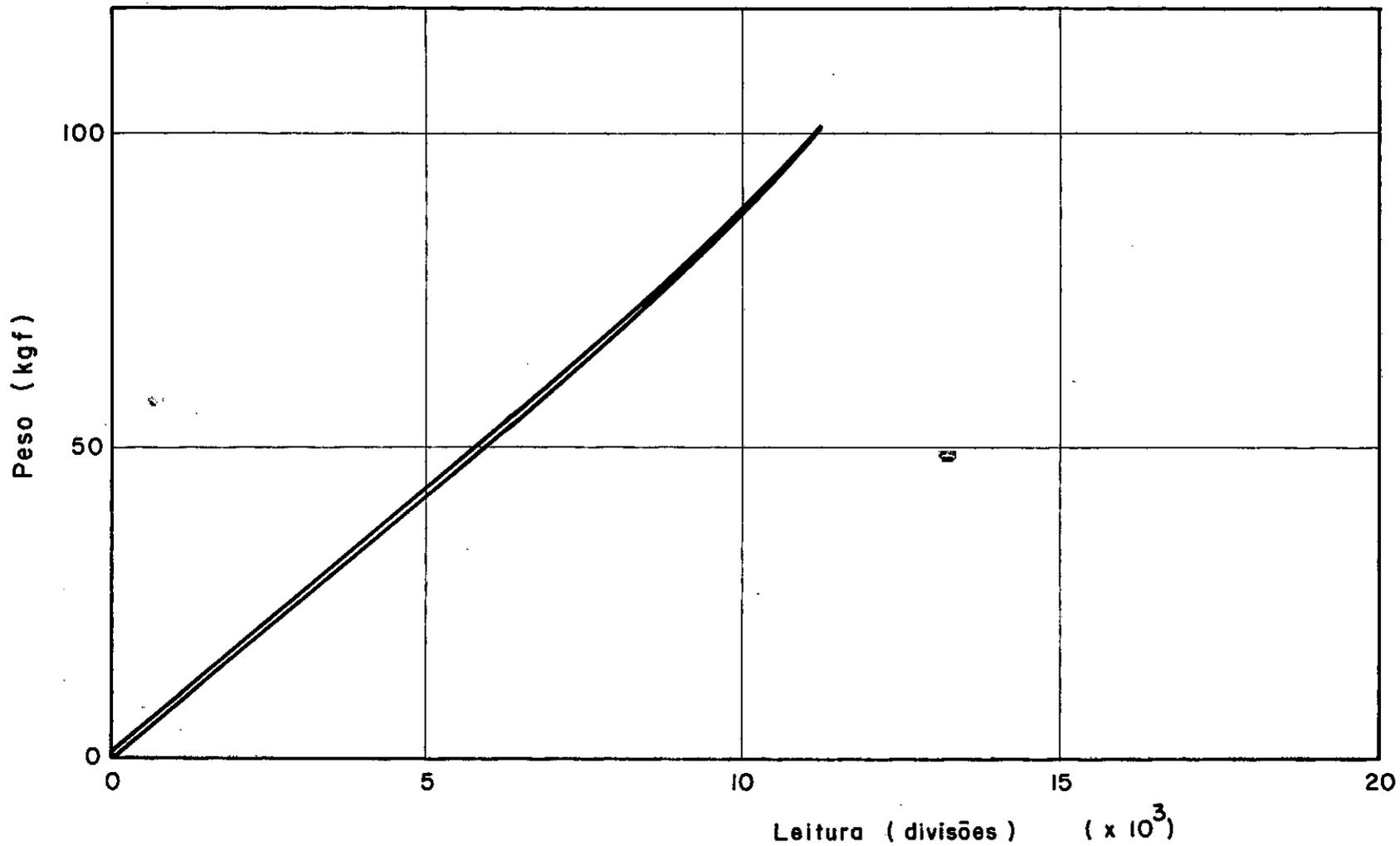


Fig. A.5 - CURVA DE CALIBRAÇÃO - TRAÇÃO.  
CÉLULA DE CARGA Nº I.

APÊNDICE BCORREÇÕES EM ENSAIOS TRIAXIAIS

## B.1 - INTRODUÇÃO

A utilização de drenos de papel filtro, membranas e a existência do atrito no pistão em ensaios triaxiais induzem a erros na medição das tensões aplicadas e, conseqüentemente, em diversos parâmetros e propriedades do solo ensaiado, tais como ângulo de atrito, coesão, resistência não drenada e parâmetros de pressão neutra.

Este assunto tem sido abordado em diversos trabalhos como por exemplo, Bishop & Henkel (1962), Olson & Kiefer (1963), Duncan (1965)..

Devido às imprecisões e incertezas envolvidas no processo de ensaio, não se deve esperar valores precisos para as correções a serem adotadas, mas apenas valores indicativos que poderão dar uma idéia das variações dos parâmetros envolvidos.

A influência percentual das correções é inversamente proporcional às pressões de confinamento aplicadas. A importância destas correções é mais acentuada em solos que possuem baixas resistências principalmente em argilas moles saturadas ensaiadas sob pequenas pressões de adensamento.

## B.2 - DRENOS DE PAPEL FILTRO

Bishop e Henkel (1962) investigaram a resistência de drenos de papel filtro em ensaios triaxiais. Eles sugeriram que os drenos de papel filtro suportam uma parcela da carga axial ( $\Delta\sigma_{afp}$ ) proporcional ao comprimento do perímetro coberto do corpo de prova. O valor de  $\Delta\sigma_{apf}$  pode ser obtido pela equação:

$$\Delta\sigma_{afp} = k_{fp} \frac{P}{A} \quad (B.1)$$

onde  $k_{fp}$  = carga suportada pelos drenos de papel filtro por unidade de comprimento do perímetro coberto pelo papel filtro - (kgf/cm).  $P$  = Perímetro coberto pelo papel filtro (cm);  $A$  = Área da seção transversal do corpo de prova ( $cm^2$ ).

O valor do  $k_{fp}$  varia com o tipo de papel filtro empregado. Para o papel filtro Whatman's nº 54, em faixas alternadas cobrindo 50% da área lateral do corpo de prova, Bishop e Henkel (1962) determinaram em ensaios não adensados não drenados o valor de  $k_{fp}$  igual a 0.19 kgf/cm. Segundo Lacerda (1976) o valor do  $k_{fp}$  para o papel filtro Whatman nº 54 nestas mesmas condições é 0.08 kgf/cm, em ensaios adensados - não drenados.

Resultados experimentais obtidos por Bishop e Henkel (1962) e Olson e Kiefer (1963) demonstram que as correções devido à utilização de papel filtro independem da forma de ruptura do corpo de prova e das pressões confinantes aplicadas, para pressões superiores a 0.35 kgf/cm<sup>2</sup> e deformações axiais específicas superiores a 2%.

Adotando-se o valor de  $k_{fp}$  igual a 0.19 kgf/cm sugerido por Bishop e Henkel (1962), obteve-se o valor da tensão axial resistida pelo dreno de papel filtro, na ruptura, nos ensaios apresentados nos capítulos II e III, pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{afp} = 0.19 \frac{5.61}{10.0} = 0.11 \text{ kgf/cm}^2$$

### B.3 - RESISTÊNCIA DA MEMBRANA

Em 1952, Henkel e Gilbert pesquisaram a influência da membrana nas tensões axiais aplicadas ao corpo de prova nos ensaios triaxiais. Nesta pesquisa foram utilizados resultados experimentais de ensaios não adensados não drenados (UU) e resultados teóricos obtidos pela teoria da elasticidade. No estudo teórico supôs-se que a membrana e o corpo de prova se deformam como um só elemento e a forma do corpo de prova permanecerá cilíndrica durante as deformações, os módulos de elasticidade da membrana em compressão e extensão são iguais e o coeficiente de Poisson da borracha é igual a 0.5. Desta forma, considera-se que a membrana funciona como uma casca de reforço em torno do corpo de prova, e os cálculos são feitos através da Teoria de Compressão das Cascas. Os valores das correções obtidas pela teoria da elasticidade foram menores do que os valores experimentais; provavelmente, esta diferença deve-se ao fato de que não foi levado em consideração a variação da espessura da membrana com o andamento do ensaio.

Baseando-se nas mesmas hipóteses consideradas por Henkel e Gilbert (1952), Duncan (1965) desenvolveu as seguin-

tes equações para se obter o valor das tensões axial ( $\Delta\sigma_{am}$ ) e lateral ( $\Delta\sigma_{Lm}$ ) suportadas pela membrana.

$$\Delta\sigma_{am} = \frac{-2Em}{3} \left\{ 1 + 2\varepsilon_{at} \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_{at}}} \right\} \frac{A_{om}}{\bar{A}_{ocp}(1-\varepsilon_v)} \quad (B.2)$$

$$\Delta\sigma_{Lm} = \frac{2Em}{3} \left\{ 2 + \varepsilon_{at} - 2 \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_{at}}} \right\} \frac{t_{om}}{r_{ocp}(1-\varepsilon_v)} \quad (B.3)$$

onde  $\Delta\sigma_{am}$  = correção da tensão axial devido a resistência da membrana ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\Delta\sigma_{Lm}$  = correção da tensão lateral devido a resistência da membrana ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$E_m$  = módulo de Young da membrana ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$A_{om}$  = área inicial da seção transversal da membrana ( $\text{cm}^2$ )

$A_{ocp}$  = área inicial da seção transversal do corpo de prova ( $\text{cm}^2$ )

$t_{om}$  = espessura inicial da membrana (cm)

$r_{ocp}$  = raio inicial do corpo de prova (cm)

$\varepsilon_{at}$  = deformação axial específica devido ao adensamento e à deformação não drenada - (adimensional)

$\varepsilon_v$  = deformação volumétrica específica devido ao adensamento - (adimensional)

Nos ensaios apresentados nos capítulos III e IV os corpos de prova foram envolvidos por três membranas de borra-cha de espessura igual a 0.05 mm.

Na avaliação do módulo de Young das membranas ( $E_m$ ), utilizou-se um dispositivo semelhante ao apresentado por Bishop e Henkel (1962), como mostra a figura B.1.. O procedimento de ensaio adotado constitui-se dos seguintes estágios:

- 1) Obtenção das amostras da membrana. Estas amostras foram obtidas cortando-se duas faixas transversais de aproximadamente 4,0 cm de largura de várias membranas Jontex. No início do ensaio, a membrana tinha aproximadamente 4,0 cm de largura, 0.005 cm de espessura e 0.02 cm<sup>2</sup> de área da seção transversal. Em cada faixa da membrana foram feitas três marcas horizontais para possibilitar a leitura das deformações.
- 2) Montagem da membrana.- Através de dois bastões de vidro lubrificados com pó de giz prende-se uma das extremidades da membrana a um ponto fixo e à outra prende-se um prato de balança para colocação dos pesos aferidos.
- 3) Aplicação dos estágios de carregamento.- Os estágios de carregamento são feitos através de pequenos incrementos de carga de aproximadamente 25 g cada estágio. Antes e após a aplicação de cada estágio são feitas três medições de largura da membrana (No topo, no centro e na base), mede-se as distâncias verticais entre as duas primeiras marcas horizontais, entre a primeira e a terceira e entre a segunda e a terceira marca. Estas medições foram feitas com paquímetro. Considerando-se que a espessura da membrana permanece constante com as deformações, a área da seção transversal será dada por:

$$A = e \times l_{\text{médio}}$$

sendo  $e$  = espessura da membrana

$l_m$  = média entre as três medidas de largura da membrana no final de cada estágio.

Obtem-se o valor da tensão longitudinal média na membrana dividindo-se o valor da carga atuante ( $P$ ) pela área da seção transversal dos dois ramos da membrana,  $\sigma = P/2A$ . As deformações específicas na direção de aplicação das cargas são obtidas dividindo-se o valor da variação das distâncias verticais entre duas marcas ( $\Delta L$ ) e o valor da distância vertical inicial entre estas marcas ( $L_0$ ),  $\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$ .

- 4) Cálculo do módulo de Young da membrana- O valor do módulo de Young da membrana ( $E_m$ ) corresponde à declividade da reta que se obtém quando são plotados os valores da tensão longitudinal média em função das deformações específicas verticais no final de cada estágio de carregamento. Na figura B.2 estão plotados os valores da tensão longitudinal média em função da deformação vertical específica no final dos estágios de carregamento, correspondente a um ensaio típico. O valor do módulo de elasticidade da membrana ( $E_m$ ) foi determinado pela média de três ensaios. Os valores de  $E_m$  obtidos em cada ensaio foram:  $E_{m1} = 15.4 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $E_{m2} = 16.4 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $E_{m3} = 16.2 \text{ kgf/cm}^2$ . Logo, tomando-se a média dos três valores, tem-se que  $E_m = 16 \text{ kgf/cm}^2$ .

Substituindo-se os valores de  $E_m$ ,  $A_{om}$ ,  $A_{ocp}$ ,  $\epsilon_{af}$ ,  $\epsilon_v$  referentes à ruptura, nas equações B.2 e B.3 obtém-se os valores das tensões axial e lateral resistidas pela membrana. Os valores destas correções estão apresentadas na tabela B.1 e, em

forma de gráfico, na figura B.3. Verifica-se que os valores de  $\Delta\sigma_{Lm}$  são muito pequenos podendo-se na prática, considerá-los desprezíveis. Ladd (1971) considera uma correção global única, devido à membrana e papel filtro, de  $\Delta\sigma_a = 0.100 \text{ kgf/cm}^2$ .

#### B.4 - ATRITO NO PISTÃO

A aplicação das cargas axiais durante o cisalhamento não drenado, nos ensaios  $\overline{CIU-C}$  apresentados no capítulo III, foi feita através de um pistão de aço inoxidável polido, de 1,6 cm de diâmetro e  $1.7 \text{ cm}^2$  de área, que se movimenta livremente no interior de uma ranhura circular de paredes lisas de alumínio. O contato entre as superfícies do pistão e da ranhura proporciona o surgimento de forças de atrito contrárias à direção de movimento do pistão. Por isso, parte da carga aplicada na extremidade superior do pistão não é transmitida ao topo do corpo de prova.

Com o objetivo de estimar-se as forças de atrito atuantes no pistão durante os estágios de cisalhamento, utilizou-se um esquema que procura simular as condições de ensaio. A montagem do equipamento e o procedimento do ensaio seguiu os seguintes passos:

- 1) Instalação da célula triaxial - A célula triaxial é montada da mesma forma como é feita nos ensaios triaxiais, diferindo apenas no fato de que não se coloca o corpo de prova. Liga-se à base da célula uma fonte de pressão e um transdutor de pressão. Inicialmente iguala-se a pressão no interior da célula à pressão atmosférica, tomando-a como o referencial zero. Em seguida

zera-se o transdutor. Neste estágio, zera-se também a célula de carga instalada no topo da prensa.

- 2) Aplicação dos carregamentos - Inicialmente, estando a pressão no interior da célula igual à pressão atmosférica (zero) o valor do empuxo no pistão será, conseqüentemente, igual a zero. A seguir, inicia-se o carregamento aplicando-se uma pressão inicial de  $1.0 \text{ kgf/cm}^2$  no interior da célula triaxial, com o pistão ajustado à célula de carga. Em seguida liga-se a prensa sob uma determinada velocidade. O valor do empuxo correspondente à pressão aplicada ( $\sigma_c$ ) será dado pela expressão:

$$E = \sigma_c \times A_p \quad (\text{B.4})$$

sendo  $\sigma_c$  = pressão no interior da célula ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$A_p$  = área da seção transversal do pistão ( $\text{cm}^2$ )

- 3) Determinação da força de Atrito - Se não houvesse atrito no pistão, o valor do empuxo calculado pela equação B.4 e o valor medido através da célula de carga deveriam ser iguais. Isto, no entanto, não acontece. Os valores calculados pela equação B.4 são maiores do que os medidos pela célula de carga. Após cada estágio de carregamento, plota-se as diferenças entre os valores medidos e calculados do empuxo em função da pressão aplicada. Desta forma, obtem-se a curva de variação do atrito com a pressão no interior da célula. Na figura B.4 apresenta-se a curva de variação do atrito com a pressão na célula, relativa à célula triaxial utilizada nos ensaios CIÜ-C comentados no capítulo III. Estes resultados foram obtidos utilizando-se uma velocidade de prensa igual a  $0.4 \text{ mm/min}$ . Também foram obtidos valores estáticos praticamente iguais aos

dinâmicos. Obtem-se o valor da tensão de atrito no pistão pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{ap} = \frac{F_a}{A_{cp}} \quad (B.5)$$

sendo  $F_a$  = força de atrito no pistão (kgf)

$A_{cp}$  = área da seção transversal do corpo de prova ( $\text{cm}^2$ ).

Os valores da tensão de atrito em função da pressão aplicada, referentes ao presente trabalho, estão ploteados na figura B.3. Nesta mesma figura estão apresentados os valores das correções totais em função das pressões aplicadas.

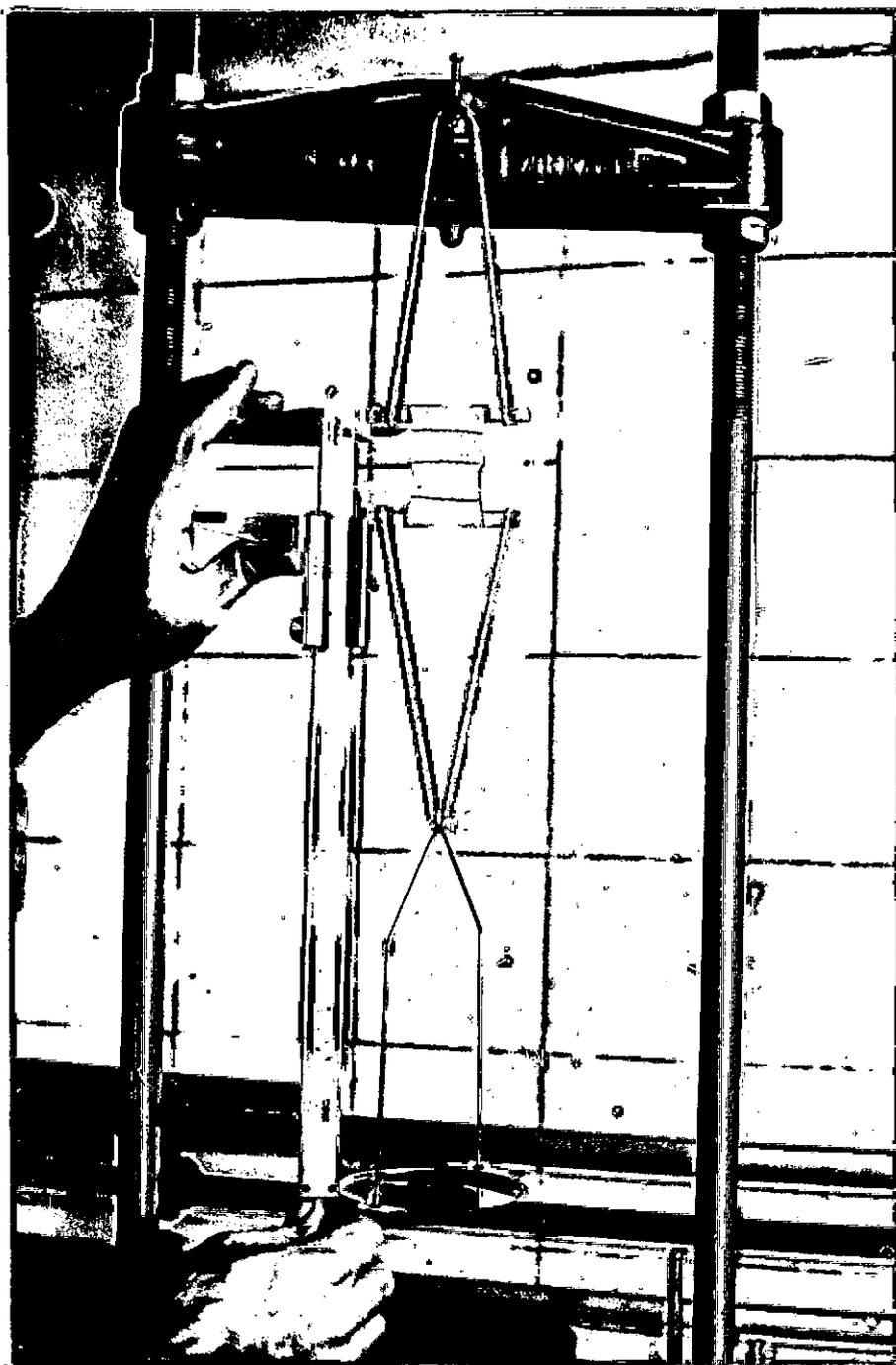


Fig. B.1 - APARELHAGEM UTILIZADA NA AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE YOUNG DA MEMBRANA.

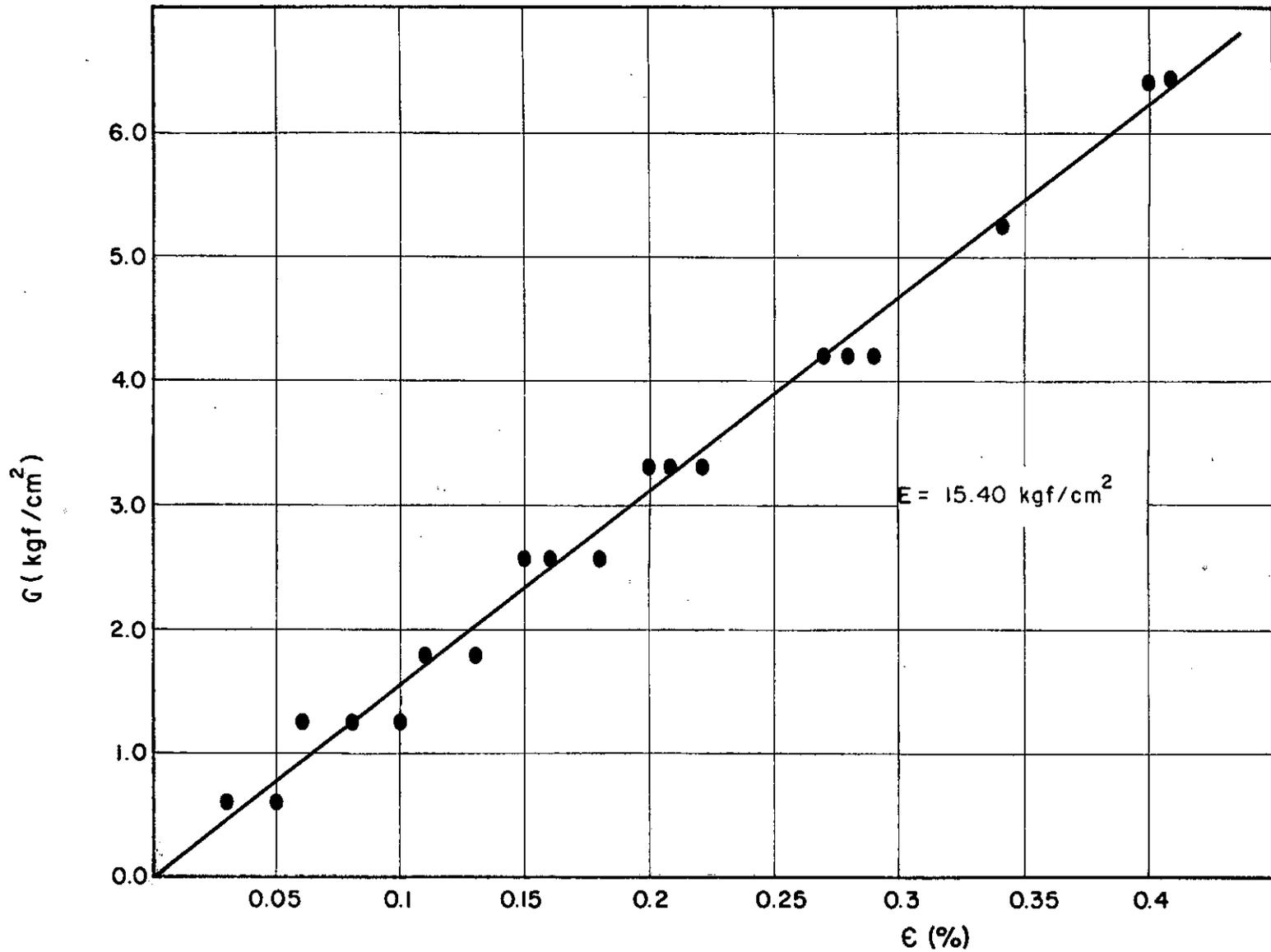


Fig. B.2 - DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE YOUNG DA MEMBRANA.

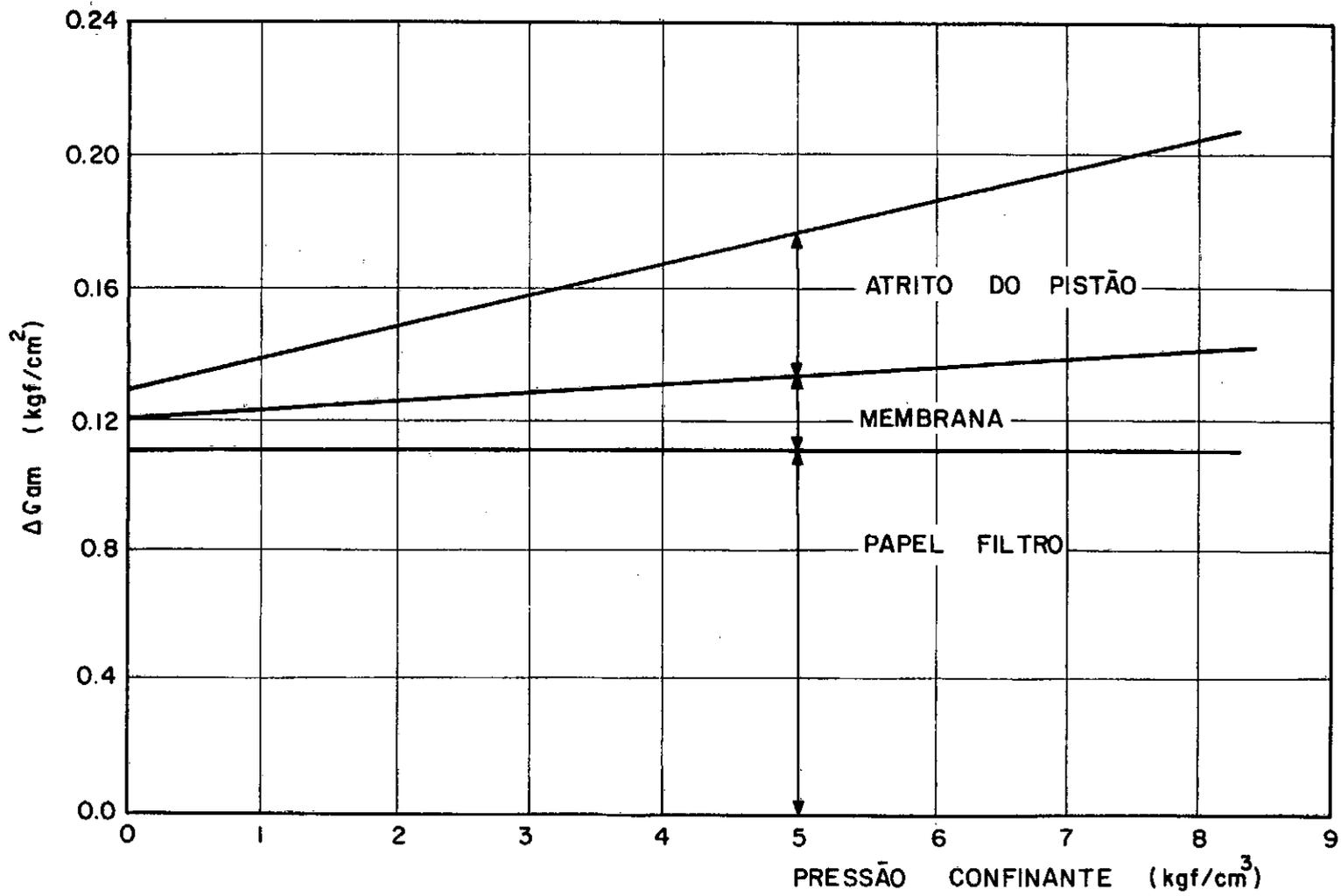


Fig. B.3 - CORREÇÕES NOS ENSAIOS TRIAXIAIS  $\bar{C}IU - C$ .

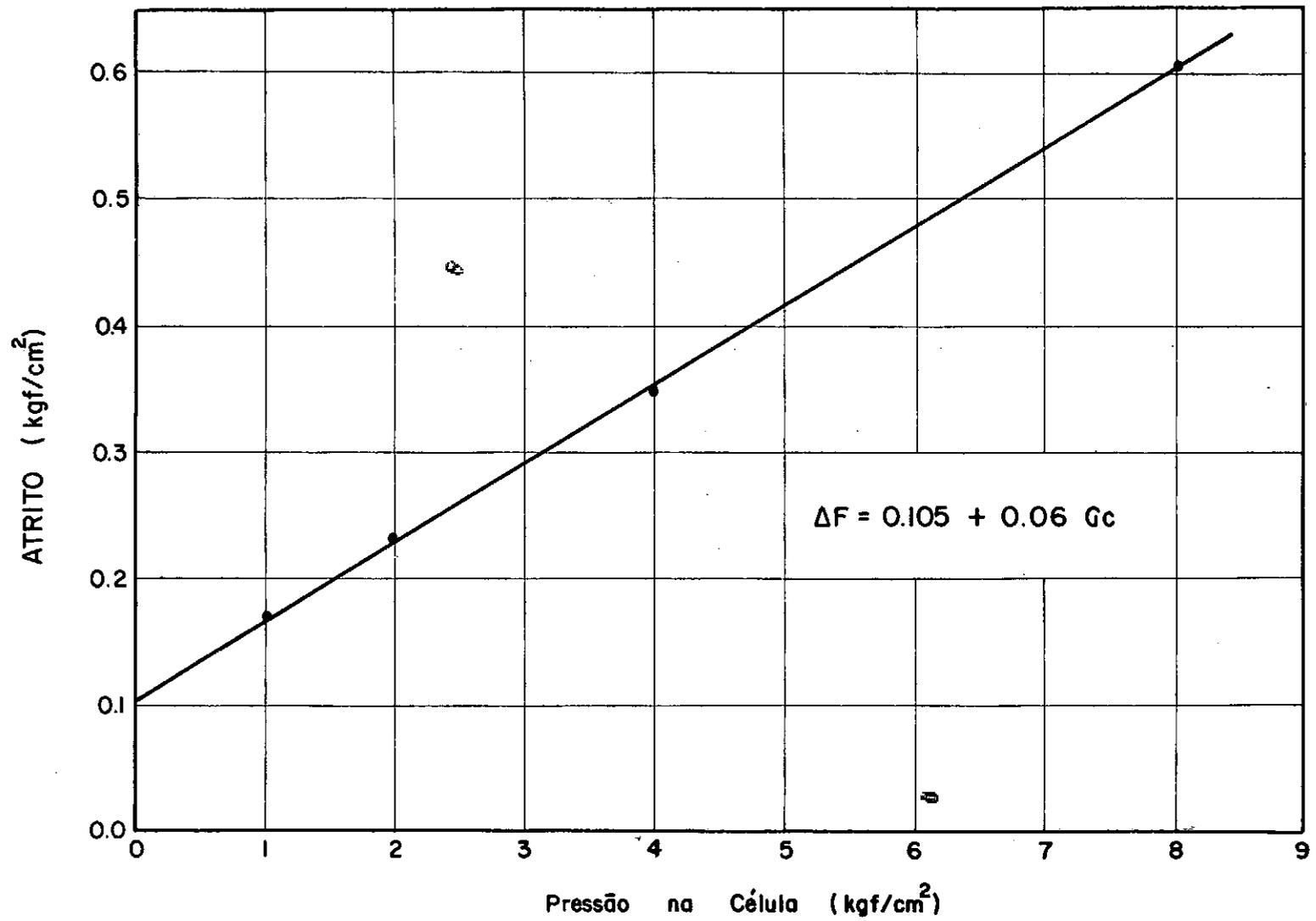


Fig. B.4 - VARIAÇÃO DO ATRITO COM A PRESSÃO CONFINANTE.