ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE A GERAÇÃO DE POROPRESSÕES POSITIVAS EM SOLOS COMPACTADOS

Rogério Cyrillo Gomes

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por :

Prof. Sandro Salvador Sandroni, Ph.D.
(Presidente)

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

Prof. Leandro de Moura Costa Fo., Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 1991

GOMES, ROGÉRIO CYRILLO

Estudo Experimental Sobre a Geração de Poropressões Positivas Em Solos Compactados [Rio de Janeiro] 1991

VIII, 99p., 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1991)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Solos compactados II. COPPE/UFRJ II. Título (série).

A meus pais e meus irmãos.

À Gisele.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Sandro S. Sandroni, pela orientação e ensinamentos durante a elaboração desta tese.

Aos componentes da banca examinadora, professores Wiily Alvarenga Lacerda e Leandro de Moura Costa Filho, pela atenção dispensada.

Ao pessoal do Laboratório de Geotécnica da COPPE/UFRJ, em especial aos engenheiros Sérgio Iório e Fátima, pelo apoio na execução dos ensaios de laboratório.

Aos meus colegas de jornada, alunos, professores e funcionários da COPPE, pelo apoio e companheirismo durante este tempo.

À Gisele Konther, pelos desenhos e pelo estímulo constante.

Ao CNPq e à CAPES, pelo apoio financeiro.

À minha família, pelo apoio e paciência, que me foram indispensáveis.

A todos os meus amigos, que viveram também um pouco disso tudo, e à rua dos Oitis, um lugar especial com pessoas especiais.

À Carminha, Marilene, Henrique, Lessa, que não sabem o quanto me ajudaram a prosseguir.

Resumo da tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE A GERAÇÃO DE POROPRESSÕES POSITIVAS EM SOLOS COMPACTADOS

Rogério Cyrillo Gomes

Maio de 1991

Orientador : Sandro Salvador Sandroni

Programa : Engenharia Civil

Na presente dissertação, foi feita uma revisão da literatura sobre o assunto, incluindo as fases componentes do solo insaturado, as pressões atuantes em cada uma e modelos físicos e matemáticos para descrever o comportameto à compressão dos solos compactados, insaturados, visando em particular o caso de barragens de terra. Após a análise da influência de diversos fatores sobre este comportamento, tais como método e energia de compctação, teor de umidade, grau de saturação, tipo e condições de carregamento, foi efetuada uma campanha de ensaios de compressão triaxial tipo PNA, com carregamento isotrópico, cujos resultados foram analisados à luz das teorias estudadas na primeira parte.

Abstract of Thesis submitted to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE GENERATION OF POSITIVE PORE PRESSURES IN COMPACTED SOILS

Rogério Cyrillo Gomes

May,1991

Thesis Supervisor : Sandro Salvador Sandroni

Department : Civil Engineering

In the present thesis, were studied the phases of a soil mass, the stresses acting on them and physical and mathematical models that were developed to describe the behaviour of compacted, unsaturated soils submitted to compression, with respect particularly to the case of earth dams. Following the analysis of the influence on this behaviour of factors such as method and energy of compaction, water content, degree of saturation, loading conditions, a series of PNA triaxial compression tests with isotropic loading, was carried out, the results of which were analysed accordingly to the theories studied in the first part of the thesis.

ÍNDICE

		pag.
I.	INTRODUÇÃO	1
II.	COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DOS SOLOS COMPACTADOS	4
II.1 -	FASES COMPONENTES DE UMA MASSA DE SOLO. OS ESTADOS ABERTO E OCLUSO.	4
II.2 -	PRESSÕES NAS FASES DE UM ELEMENTO DE SOLO COMPACTADO. SUCÇÃO OSMÓTICA E MATRICIAL. EQUAÇÃO DE TENSÕES EFETIVAS PARA SOLOS INSATURADOS	7
II.3 -	FATORES QUE INFLUENCIAM A GERAÇÃO DE POROPRESSÕES EM SOLOS COMPACTADOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO	11
II.4 -	COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DOS SOLOS COMPACTADOS.	14
II.5 -	EXPRESSÕES MATEMÁTICAS PARA A POROPRESSÃO EM UM SOLO SUBMETIDO À COMPRESSÃO.	20
III.	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	28
III.1 -	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO UTILIZADO.	28
III.2 -	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	32
III.3 -	O ENSAIO PNA	36
III.3.1 -	Equipamento Utilizado	39
III.3.2 -	Montagem do Ensaio	41
III.3.3 -	Execução do Ensaio	43
III.4 -	ENSAIOS PNA EXECUTADOS	44
IV.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	69
IV.1 -	ANÁLISE DAS CURVAS $(\sigma \times u)$ E $(\sigma \times \Delta v)$	69

pag.

IV.2 - ANÁLISE DOS ÍNDICES FÍSICOS TEÓRICOS E OBSERVADOS 71

IV.3 - COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS (σ x u) MEDIDAS E CALCULADAS 73

V. CONCLUSÕES 89

V.1 CONCLUSÕES 89

V.2 SUGESTÕES PARA PESQUISA 90

VI. BIBLIOGRAFIA 92

VII. SIMBOLOGIA 95

VIII. LISTA DE FIGURAS 97

I. INTRODUÇÃO.

Na presente dissertação apresenta-se um estudo sobre a geração de poropressões positivas em solos compactados, consistindo de revisao bibliográfica sobre o assunto, campanha de ensaios de laboratório em um tipo de solo e a análise dos resultados obtidos à luz da literatura estudada.

O estudo dos solos insaturados representa um amplo campo para pesquisas de grande relevância para a Engenharia Civil. A Mecânica dos Solos se desenvolveu fortemente nos estudos das massas constituídas por duas fases, como é o caso dos solos secos (solo + ar) e saturados (solo + água). A presença das três fases, sólida, líquida e gasosa, simultaneamente, traz ao estudo das características desta massa uma complexidade que representa um grande desafio para os engenheiros geotécnicos, dada a sua ocorrência na quase totalidade das obras e projetos executados, tanto com relação às formações naturais, quanto aos depósitos artificiais, como é o caso dos aterros compactados de estradas e barragens.

Diversos estudos têm sido feitos, e modelos físicos propostos, para representar o comportamento dos solos insaturados com relação às suas características de resistência e deformabilidade, a fim de se permitir projetos mais econômicos, tecnicamente viáveis, uma vez que considerar solos insaturados como saturados levaria a resultados excessivamente a favor da segurança. Desta forma, diversos autores apresentaram modelos matemáticos para descrever a relação entre tensões totais e efetivas (Croney et alli, 1958; Bishop,

1959; Lambe, 1960; Aitchinson, 1961; Richards, 1966; Jennings, 1968; Fredlund e Morgenstern, 1977).

Paralelamente, diversos autores procuraram quantificar o acréscimo de poropressão gerado por um acréscimo de pressão total em um elemento de solo (Hilf, 1948; Skempton, 1954; Bishop, 1957; Fredlund, 1976; Sandroni, 1985). Além disso, também as técnicas de laboratório vêm sofrendo adaptações, de modo a representar, da maneira mais simples e próxima possível, o comportamento do solo no campo, em particular no caso de barragens de terra (Hilf, 1948; Casagrande e Hirschfeld, 1960; Cruz e Massad, 1966; Sandroni e Silva, 1988).

Não obstante, ainda com grande freqüência obras têm sido projetadas com base em teorias excessivamente conservativas, ou apenas na experiência em obras anteriores. A importância da instrumentação de campo durante a construção, bem como das investigações de laboratório na fase de projeto, é freqüentemente minimizada em nome de uma economia que, em geral, se revela insignificante face ao montante do custo das obras, deixando não só de propiciar a aferição dos conceitos e parâmetros de projeto, como também de prover subsídios para pesquisas e avanços posteriores no conhecimento do problema.

Desta forma, faz-se necessário prosseguir a busca de métodos de ensaio e análise tão simples e precisos quanto possível, de modo a tornarem-se aceitos na prática corrente de projetos.

A presente tese tem por objetivo apresentar um estudo feito a partir de uma campanha de ensaios de laboratório de compressão triaxial tipo PNA, conforme proposto por Sandroni e Silva (1988), em uma amostra de solo argiloso proveniente de uma das jazidas de empréstimo da barragem de Simplício, no Estado do Rio de Janeiro.

No capítulo II, é feita a revisão bibliográfica sobre o assunto, abordando-se os aspectos relativos à compressibilidade e às pressões atuantes nas fases constituintes da massa de solo compactado, bem como aos diversos fatores que as influenciam.

No capítulo III é descrita a campanha de ensaios realizada, incluindo os ensaios de caracterização, compactação Proctor Normal e por pisoteamento e triaxiais tipo PNA e são apresentados os resultados destes ensaios.

No capítulo IV são feitas análises e comparações a partir dos resultados apresentados no capítulo III, com relação à geração de poropressões, variação de volume e índices físicos e compressibilidade, entre resultados medidos e calculados a partir de modelos teóricos.

Finalmente, no capítulo V são apresentadas as conclusões do trabalho, além de sugestões para pesquisas posteriores.

CAPÍTULO II - COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DOS SOLOS COMPACTADOS

Neste capítulo, é feita uma revisão bibliográfica sobre o comportamento dos solos compactados quando submetidos à compressão, no que diz respeito às pressões atuantes em cada uma das suas fases constituintes, partindo da própria definição destas fases, passando pelo efeito da compactação sobre o solo até chegar aos diversos fatores que influenciam a relação σ x u. Algumas formulações propostas para esta relação são também apresentadas, nas duas principais linhas de estudo dos solos insaturados : a que pesquisa uma equação de pressões efetivas para estes solos e a que busca relações σ x u.

II.1 - FASES COMPONENTES DE UMA MASSA DE SOLO. OS ESTADOS ABERTO E OCLUSO.

Em uma massa de solo insaturado, são encontradas substâncias nos estados sólido (grãos), líquido (água) e gasoso (ar).

A fase sólida é formada pelo arcabouço de grãos, agrupados em uma estrutura que pode ser simples (granular), na qual cada partícula se apóia por contato direto com outros grãos, ou composta, onde grandes vazios são formados por um esqueleto de partículas individuais, ou por cadeias ou anéis de partículas coloidais. No caso particular dos solos mais finos, comumente utilizados para a construção de aterros compactados, a estrutura granular só é encontrada quando o solo é completamente seco e destorroado, sendo típica a

ocorrência de estrutura composta, floculada ou dispersa (quando as partículas se agrupam em cadeias laminares que apresentam uma orientação definida).

As fases líquida e gasosa constituem o fluido intersticial, ou seja, o fluido que ocupa os vazios da massa de solo. Desta forma, a pressão atuante na fase sólida de uma determinada massa se denomina pressão efetiva (σ'), a pressão atuante sobre o fluido intersticial, poropressão (u), e a soma das duas anteriores, que atua na massa como um todo, pressão total (σ).

Quando o fluido intersticial é formado apenas por ar ou água (solo seco ou saturado, respectivamente), a massa é um sistema bifásico, sobre o qual há já um nível de conhecimento bastante avançado. Caso contrário, quando os vazios da massa são preenchidos por uma mistura de ar e água (solo insaturado, ou solo não saturado, ou solo parcialmente saturado), o sistema é composto por três fases distintas e a poropressão (u) se divide em duas parcelas, atuantes no ar (u_a) e na água (u_w).

Fredlund & Morgenstern (1977, in ABRAMENTO, 1988) admitem que a interface ar-água, em função do surgimento da tensão superficial, se comporta como uma fase distinta, considerando então um sistema composto por quatro fases : sólida (arcabouço de grãos, capaz de suportar esforços normais e tangenciais), gasosa e líquida (ar e água, capazes de suportar apenas esforços normais, quando confinados), e a interface ar-água, a qual se comportaria como uma membrana elástica, capaz de

suportar apenas esforços tangenciais, "aplicando tensões capilares ao arcabouço sólido" (ABRAMENTO, 1988). Segundo este autor, "solos cuja água intersticial contém ar dissolvido ou na forma de bolhas oclusas são considerados sistemas bifásicos, em que os poros estão preenchidos por um fluido compressível. (...) Os solos não saturados podem ser considerados como uma mistura de quatro fases distintas, duas das quais passíveis de atingir o equilíbrio sob a aplicação de gradientes de tensões (membrana contrátil e partículas sólidas) e outras duas que fluem sob a aplicação destes gradientes (ar e água)".

* Estados aberto e ocluso :

Um solo insaturado se encontra no estado aberto quando o ar nos seus vazios é contínuo. O estado ocluso ocorre quando o ar se encontra sob a forma de bolhas isoladas (Olson,1963, e Marsal,1979, in SANDRONI,1985). No caso dos solos compactados, objeto deste estudo, a fronteira entre os dois estados se situa próximo ao ponto ótimo da curva de compactação do material. Isto soa bastante vago, a princípio, se considerarmos que o ponto ótimo varia consideravelmente em termos de γ_s e ω_{ot}, em função de energia e método de compactação, mas foi observado que a variação em termos de grau de saturação é relativamente pequena (CASAGRANDE & HIRSCHFELD,1960).

II.2 - PRESSÕES NAS FASES DE UM ELEMENTO DE SOLO COMPACTADO. SUCÇÃO OSMÓTICA E MATRICIAL. EQUAÇÃO DE TENSÕES EFETIVAS PARA SOLOS INSATURADOS.

Segundo o princípio das tensões efetivas enunciado por Terzaghi, as características de resistência e compressibilidade de um solo são governadas pelas tensões efetivas atuantes, de modo que qualquer deslocamento ou alteração de forma ou volume ocorridas em um determinado elemento são devidas a uma alteração nas tensões efetivas que atuam no mesmo. Para solos saturados, a tensão efetiva é dada pela diferença entre a tensão total e a poropressão :

$$\sigma' = \sigma - u \qquad \text{(Eq. II.1)}$$

Para solos insaturados, a poropressão será função das pressões no ar e na água. De uma forma genérica, a poropressão u será ditada pela pressão na fase dominante. Quando o solo se encontra no estado aberto, a fase dominante é o ar, o qual,além de ser rapidamente drenado do solo ou dissolvido na água quando o solo é comprimido, tem uma compressibilidade que é várias ordens de grandeza superior à da água e do arcabouço de grãos, de modo que sofre grandes variações de volume para variações de pressão insignificantes. Logo, a pressão no ar, u_a, será nula (pressão atmosférica) até que este fique aprisionado em bolhas, ou seja, até a oclusão.

De forma inversa, quando o solo se encontra no estado ocluso, o fluido dominante é a água. Ora, não só a compressibilidade da água é muito inferior à do ar - da ordem

de $10^{-6} m^2/kN$ e $10^{-2} m^2/kN$ para água e ar, respectivamente (ver figura II.1, apud FREDLUND, 1976) - como no estado ocluso as permeabilidades do solo ao ar e à água se tornam iguais, ou seja, só há drenagem do ar simultaneamente à drenagem da água (Barden & Sides, in SANDRONI,1985). Conseqüentemente, quando um acréscimo de pressão total é aplicado sobre um elemento de solo, pressões de magnitude consideráveis, potencialmente instabilizadoras, podem ser transmitidas à água contida nos poros do solo.

* Sucção matricial e osmótica :

A sucção (ψ) em um elemento de solo é a soma das parcelas osmótica (π) e matricial (ψ_m). A sucção osmótica é devida às diferenças de concentração iônica nos diversos pontos do solo. A sucção matricial é a diferença entre as pressões no ar e na água (a sucção é uma poropressão negativa; entretanto, seu valor algébrico é positivo) :

$$\psi = \psi_m + \pi = (u_a - u_w) + \pi \qquad \text{(Eq. II.2)}$$

* Equação de tensões efetivas para solos insaturados :

A equação de pressões efetivas para solos insaturados foi estudada por diversos autores, que propuseram modelos cuja forma se assemelha à equação de Terzaghi (Eq.II.1), com a inclusão de parâmetros empíricos para levar em conta a presença do ar na massa de solo, como por exemplo :

$$\sigma' = \sigma - \beta' . u_w \qquad \text{(Croney et Alii, 1958)}$$

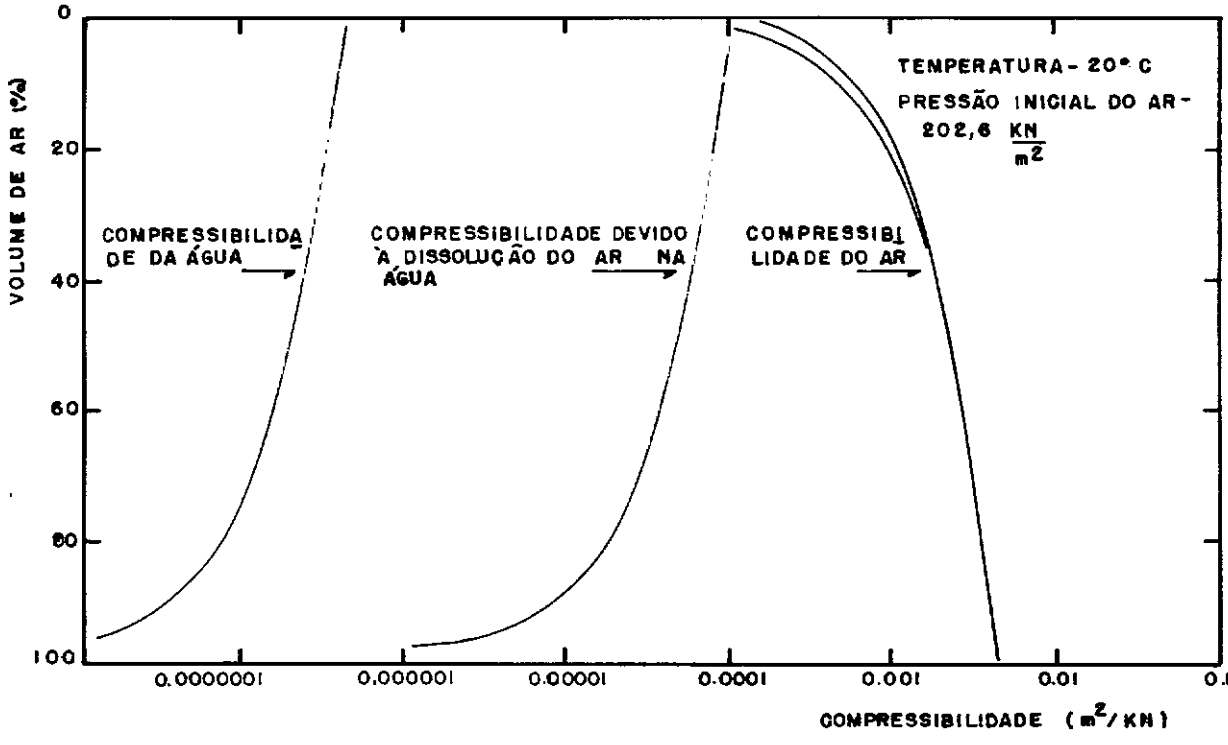


FIGURA II . 1 - COMPRESSIBILIDADE DO AR E DA ÁGUA (APUD FREDLUND, 1976)

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi.(u_a - u_w) \qquad \text{(Bishop, 1959)}$$

$$\sigma' = \sigma + \psi.p" \qquad \text{(Aitchinson, 1961)}$$

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m.(h_m + u_a) + \chi_s.(h_s + u_a) \qquad \text{(Richards, 1966)}$$

$$\sigma' = \sigma + \beta.p" \qquad \text{(Jennings, 1968)}$$

onde β, β', ψ, χ, χ_m e χ_s são parâmetros empíricos, ou como sugerido por JENNINGS & BURLAND (1962) :

$$\sigma' = \sigma - u* \ , \qquad \text{(Eq. II.3)}$$

onde u* seria uma pressão exercida pelo fluido intersticial, dada por :

$$u* = \chi.u_w + (1 - \chi).u_a \ . \qquad \text{(Eq. II.4)}$$

Tais equações foram utilizadas, por exemplo, para o estudo dos solos insaturados no estado natural, como é o caso do estudo da estabilidade de encostas naturais (ABRAMENTO, 1988). Entretanto, torna-se menos prático utilizá-las para o estudo da estabilidade ao final de construção de aterros compactados em camadas, caso em que as relações do tipo $\Delta u \times \Delta\sigma$ são particularmente convenientes. Estas relações serão vistas adiante, no item II.5, juntamente com outras expressões para o acréscimo de poropressão em um solo submetido à compressão, em função da variação de pressão total ou de volume.

II.3 - FATORES QUE INFLUENCIAM A GERAÇÃO DE POROPRESSÕES EM SOLOS COMPACTADOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO.

Quando uma massa de solo é compactada e submetida à compressão, são gerados acréscimos de poropressões, os quais podem variar enormemente em função do seu estado inicial e do tipo e velocidade do carregamento.

Com relação às condições de carregamento, quando se trata de compactação de campo de uma barragem de terra, condições de drenagem e velocidade de carregamento são a mesma coisa, uma vez que um carregamento não drenado seria aquele em que não há tempo para a dissipação das porpressães construtivas, fator este intimamente ligado à permeabilidade do solo.

Já em se tratando das características iniciais do solo, a geração de poropressões positivas em solos compactados depende fortemente não apenas da já citada permeabilidade, como também dos seus índices físicos e das compressibilidades das suas fases componentes, sendo que a compressibilidade do fluido intersticial varia em função da maior ou menor presença de ar nos poros. Isto quer dizer que, à semelhança do modelo analógico pistão-mola que Terzaghi usou para descrever o fenômeno do adensamento, quando o solo está saturado, a água é incompressível em relação ao esqueleto sólido, absorvendo todo o acréscimo de pressão total, o inverso ocorrendo no caso do solo seco, por ser a compressibilidade do ar muito maior que a do esqueleto sólido; quando o fluido intersticial é uma mistura de ar e água, a sua compressibilidade pode variar entre valores distantes entre si, em função da proporção desta

mistura, podendo ser da mesma ordem de grandeza da compressibilidade do arcabouço de grãos, conseqüentemente repartindo com ele o acréscimo de pressão total.

Se considerarmos que as compressibilidades do ar e da água, separadamente, são invariáveis, isto equivale a dizer que a relação σ x u depende, fundamentalmente, do grau de saturação e da compressibilidade do solo, a qual é conseqüência da sua estrutura e densidade iniciais - e, portanto, do método e energia de compactação, da quantidade de ar e água presentes nos vazios do solo, decorrentes do teor de umidade/grau de saturação iniciais, das pressões iniciais de confinamento e da magnitude e velocidade do carregamento aplicado.

LAMBE (1963) propôs a seguinte teoria sobre o mecanismo da compactação e seus efeitos sobre o comportamento do solo :

Uma partícula de argila é capaz de atrair água, por diversos motivos como, por exemplo,hidratação de íons trocáveis e hidratação superficial. Em conseqüência disto, um elemento de solo é capaz de absorver uma certa quantidade de água, a qual é função da composição do solo, da sua estrutura e das pressões externas atuantes. Se o teor de umidade do elemento for inferior a esta capacidade de absorção, haverá uma "deficiência d'água" (water deficiency) na amostra.

Aliado a este efeito, o processo de compactação rearruma as partículas, fazendo-as ficarem mais próximas entre si do que sob a condição de desconfinamento total. Ao remover-se a

força de compactação, o esqueleto sólido expande-se até atingir um ponto de equilíbrio. Havendo água suficiente, e em quantidade inferior à sua capacidade de absorção, a tendência de expansão encontra resitência nas poropressões negativas, causadas por tensões capilares.

Estas poropressões negativas em um determinado tipo de solo serão, então, influenciadas direta ou indiretamente por diversos fatores, dentre os quais os principais são :

- método e energia de compactação;
- teor de umidade na moldagem;
- método de correção de umidade (secagem ou adição de água para se atingir a umidade de moldagem);
- temperatura;
- confinamento,

os quais irão refletir-se nas características iniciais do elemento de solo que será submetido à compressão, tais como seus índices físicos, estrutura e compressibilidade do arcabouço de grãos, etc..

Pesquisas realizadas por CASAGRANDE & HIRSCHFELD (1960) revelaram ainda que o intervalo de tempo decorrido entre a correção de umidade da amostra e sua compactação influenciam não apenas a curva de compactação como também a relação σ x u.

Além disso, a estrutura do solo varia conforme o método de compactação empregado : segundo SEED & CHAN (1959), para mesmos valores de γ_s e ω, a orientação das partículas aumenta e a resistência a pequenas deformações diminui na seguinte ordem de métodos de compactação : estática, vibração, impacto

e pisoteamento. Quando a orientação das partículas aumenta, aumenta também a compressibilidade do solo e, conseqüentemente, a geração de poropressões quando submetido à compressão.

II.4 - COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DOS SOLOS COMPACTADOS.

Imediatamente após a compactação, um elemento de solo apresenta um determinado estado inicial, que pode ser descrito pelos seus índices físicos - densidade, umidade, porosidade, grau de saturação - e pela poropressão residual de compactação. Um solo pode ser compactado tanto no estado aberto quanto no estado ocluso, mas em geral não saturado. Considerando-se um elemento compactado no estado aberto, ou seja, com o ar em seus poros interconectado, o solo apresenta pressões negativas na água e atmosféricas no ar. Ao ser comprimido, o ar começa a ser expulso dos poros e a se dissolver na água. Como a permeabilidade do solo ao ar é muito maior do que à água, a variação de volume sofrida pelo elemento é devida quase que exclusivamente à variação do volume de ar livre nos poros. À medida em que isto acontece, o grau de saturação e a pressão na água aumentam gradativamente, até atingir o ponto em que o ar nos poros deixa de ser contínuo e passa a ser encontrado sob a forma de bolhas isoladas. Neste ponto, ele atinge a oclusão, a permeabilidade do solo ao ar se torna igual à permeabilidade à água e, para haver variação de volume no solo, é necessário expulsar a água dos vazios, o que induz o surgimento de pressões positivas na água. Na oclusão, a pressão no ar já é positiva e na água,

ainda negativa, mas aumentando (tornando-se positiva). As pressões no ar e na água tornam-se iguais apenas quando todo o ar nos poros já se dissolveu na água, ou seja, quando o solo atinge a saturação. FREDLUND (1976) explicou este mecanismo como mostrado na figura II.2. Segundo ele, no estado aberto, a pressão no ar é negativa ou atmosférica e na água, negativa, comportando-se da maneira descrita acima à medida em que prossegue o carregamento.

O que realmente ocorre no intervalo em que o solo se aproxima da oclusão, até atingir a saturação, é um tanto difícil de se afirmar com precisão, em função da dificuldade de se medir a pressão no ar após a oclusão. SCHUURMAN (1966), à luz da equação de Kelvin para a tensão superficial na interface ar-água quando o ar se encontra sob a forma de bolhas, aponta uma anomalia no comportamento da mistura ar-água, que consiste no fato de que, quando a amostra é comprimida, o raio das bolhas deve diminuir, o que, conseqüentemente, deveria fazer com que a sucção (u_v - u_a) aumentasse, quando esta deveria tender a zero. O autor explica isso supondo que, quando a pressão na água (u_v) atinge um valor crítico, as bolhas de ar entram em colapso, dissolvendo-se completamente na água, quando então ter-se-ia $u_a = u_v$ (figura II.3). FREDLUND (1976), entretanto, afirma que este fenômeno tem pouca importância para a engenharia, pois a única conseqüência palpável seria a compressibilidade da mistura e sua influência sobre a pressão na água (a qual, quando medida em laboratório, não apresentou qualquer anormalidade).

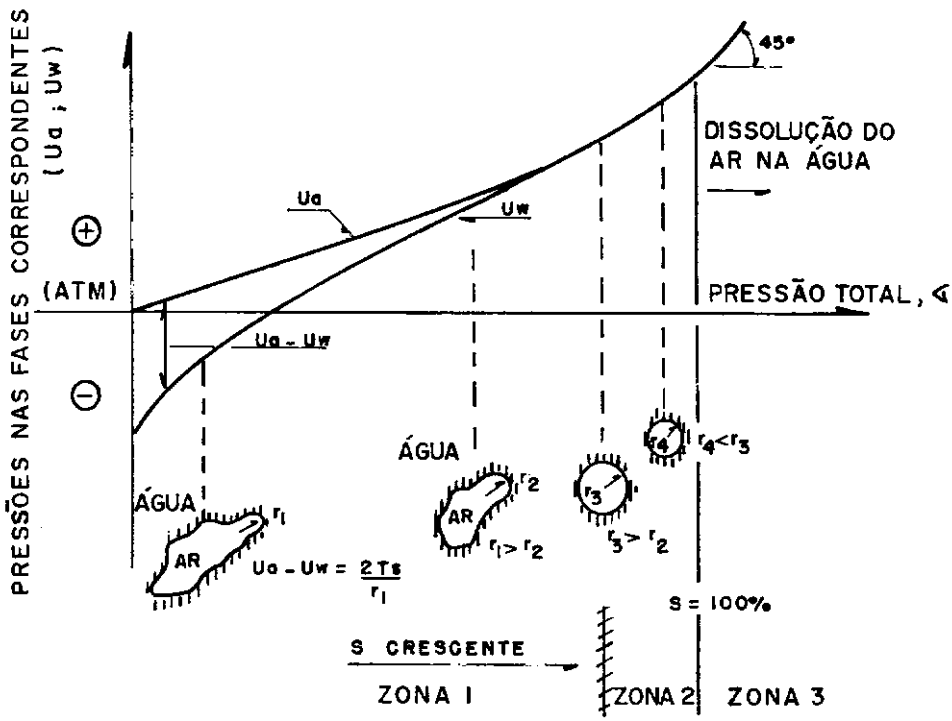


FIGURA II . 2 _ MODELO DE VARIAÇÃO DAS PRESSÕES NAS FASES AR E ÁGUA COM O AUMENTO DA PRESSÃO TOTAL CONFINANTE (APUD FREDLUND, 1976).

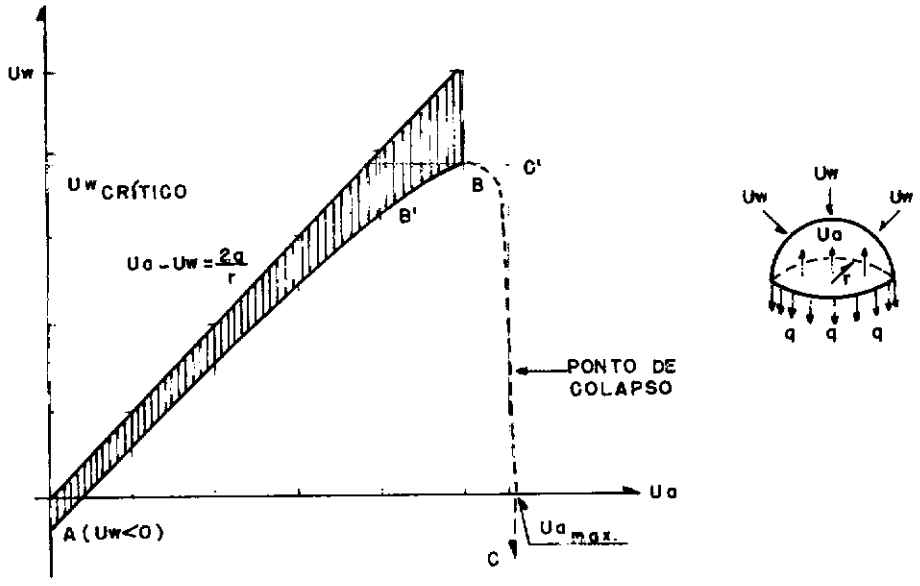


FIGURA II . 3 - MODELO TEÓRICO DO COMPORTAMENTO DAS PRESSÕES NO AR E NA ÁGUA, NO ESTADO OCLUSO, COM O AUMENTO DA PRESSÃO TOTAL CONFINANTE (APUD SCHUURMAN, 1966)

PACHECO SILVA (1966), a partir da observação das poropressões construtivas observadas em algumas barragens construídas entre 1956 e 1965 no estado de São Paulo, levou em conta esta "anomalia" ao descrever este fenômeno considerando um elemento de solo compactado, insaturado, submetido a estágios de carga incrementais. No instante inicial (após a compactação), $u_a = 0$ e $u_w < 0$. Após cada estágio de carga, u_a atinge um máximo e volta a zero, ao passo que a tensão de sucção na água passa por um mínimo e atinge um valor maior que o inicial. Isto se deveria ao fato de que a tensão capilar aumentaria ao diminuir o tamanho dos vazios do solo. Nesta fase, a geração de poropressões no ar seria comandada pela compressibilidade da massa e pela sua permeabilidade ao ar. Após a massa atingir um determinado grau de saturação, variável em função da microestrutura e mineralogia do solo, a sucção na água tenderia a diminuir com os incrementos de carga subseqüentes. Para graus de saturação próximos de 100%, o ar se torna confinado dentro da massa de solo (oclusão), a compressão (diminuição de volume) da massa se torna mais lenta, por envolver a sua permeabilidade à água e a pressão na água se torna positiva. Resumidamente, para um determinado solo compactado no estado aberto, u_w diminuiria inicialmente, para em seguida aumentar e eventualmente tornar-se positiva, conforme indicado na figura II.4. O autor salientou ainda a importância do grau de saturação inicial da massa, podendo levar à eliminação total do trecho negativo da curva σ x u (figura II.3), ou seja, ao surgimento imediato de poropressões positivas.

Com vistas à aplicação prática deste modelo, uma

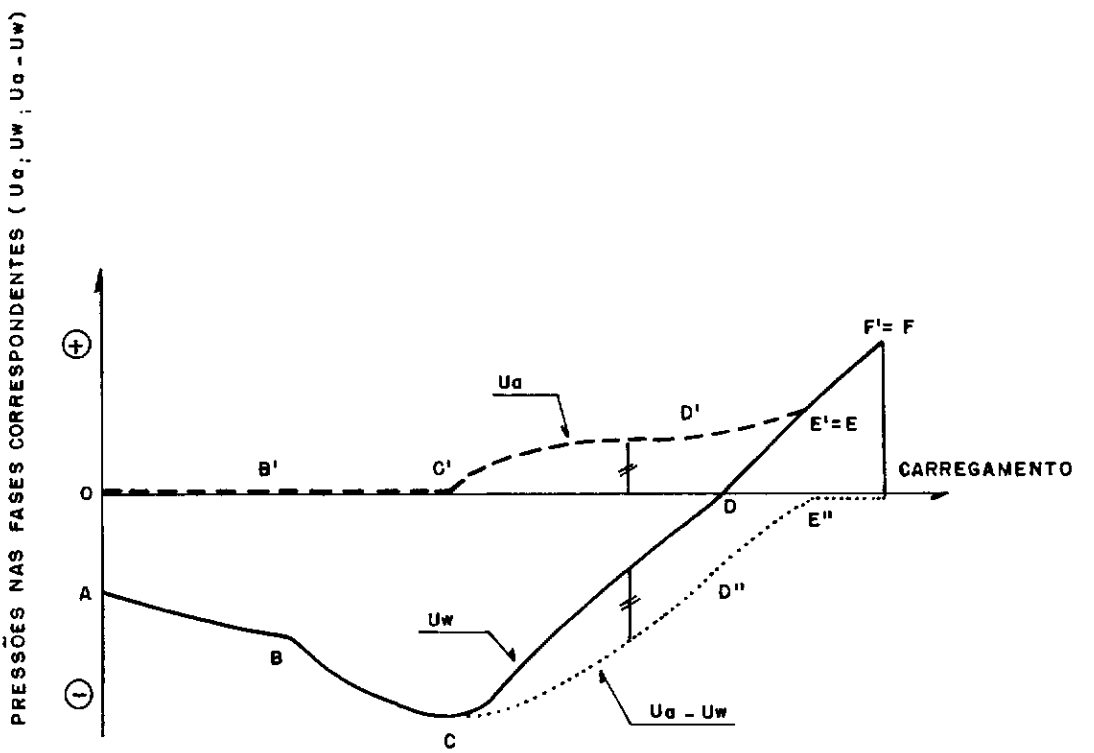


FIGURA II. 4 - MODELO DE COMPORTAMENTO DA SUCÇÃO NAS FUNDAÇÕES DURANTE A CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE TERRA (APUD PACHECO SILVA, 1973)

simplificação da relação σ x u foi proposta por SANDRONI (1985), segundo a qual a pressão no ar permaneceria nula (atmosférica) até a oclusão, enquanto que a pressão na água, inicialmente negativa, também se anularia no ponto da oclusão. A partir daí, as duas seriam iguais, conforme ilustrado na figura II.5.

II.5 - EXPRESSÕES MATEMÁTICAS PARA A POROPRESSÃO EM UM SOLO SUBMETIDO À COMPRESSÃO.

A quantificação da pressão na água (u_w) sob a forma de uma relação $\Delta\sigma$ x Δu é de grande significado prático para o projeto de aterros compactados em camadas. O acréscimo de pressão total decorrente da compactação de cada nova camada será absorvido parte pelo arcabouço de grãos (pressão efetiva) e parte pelo fluido intersticial (poropressão), a uma razão fortemente dependente da relação entre as compressibilidades das fases envolvidas (SKEMPTON,1954). A compressibilidade do esqueleto sólido varia em função da estrutura do solo e da energia de compactação empregada, ao passo que a compressibilidade do fluido intersticial é função da maior ou menor presença do ar na mistura (FREDLUND,1976). Desta forma, diversos autores propuseram expressões para a poropressão, desenvolvidas a partir de variadas hipóteses, algumas das quais são apresentadas a seguir.

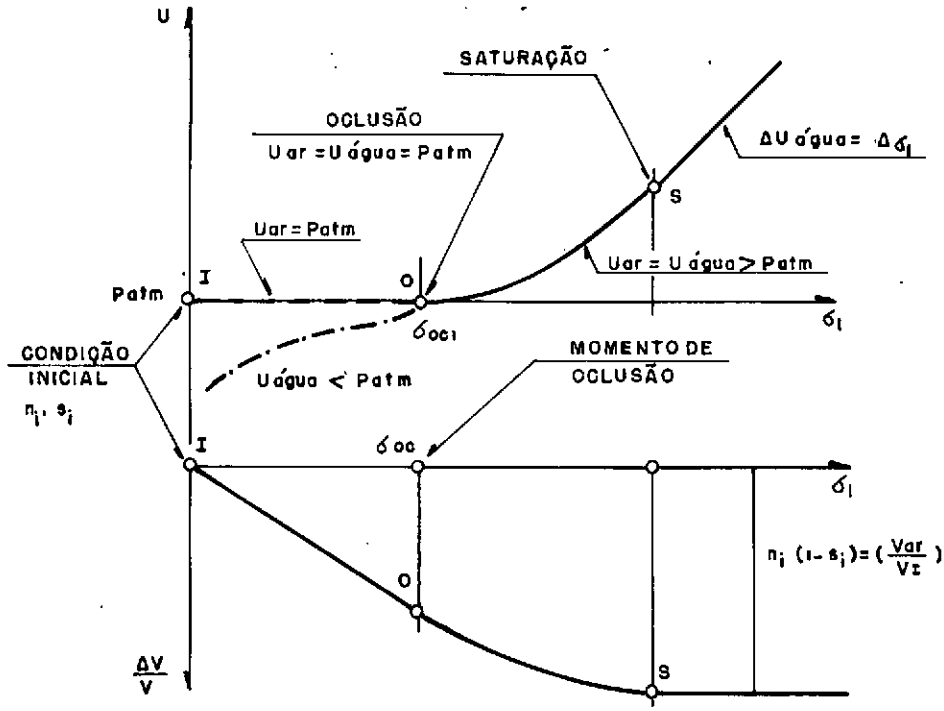


FIGURA II.5 - PRESSÕES NO AR E NA ÁGUA DURANTE A CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE TERRA (APUD SANDRONI E SILVA, 1988).

II.5.1 - Hilf (1948,1956)

Hilf, considerando um elemento de solo submetido a carregamento não-drenado, combinou a lei de Boyle :

$$P.V = n.R.T$$

que, para temperatura constante se torna :

$$P.V = \text{constante} \qquad \text{(Eq. II.5)}$$

com a lei de Henry, segundo a qual o volume de ar dissolvido na água é dado por :

$$V_{ad} = h.V_w \qquad \text{(Eq. II.6)}$$

onde "h" é a constante de solubilidade do ar na água, a qual vale cerca de 0.02 para 20°C. Partindo do princípio que a água e as partículas sólidas são incompressíveis em relação ao arcabouço sólido e que a pressão na água (u_w) é composta por duas parcelas, quais sejam, a pressão no ar, u_a, e uma componente de pressão capilar (u_c),

$$u_w = u_a + u_c \qquad \text{(Eq. II.7)}$$

o autor, desprezando a tensão superficial, chegou a :

$$u_w = u_a = \frac{p_{ai}.\Delta V}{V_{a_i} + h.V_w - \Delta V} \qquad \text{(Eq. II.8)}$$

Quando a amostra atinge a saturação, $\Delta V = V_{a_i}$ e a poropressão é dada por :

$$u_s = \frac{p_{ai} \cdot V_{ai}}{h \cdot V_w} \qquad \text{(Eq. II.9)}$$

A curva σ x u para um solo compactado de uma determinada maneira pode, então, ser obtida pela combinação da equação II.8 com a curva σ' x u obtida em um ensaio de compressão confinada, drenado, por exemplo.

II.5.2 - Skempton (1954)

Este autor desenvolveu uma expressão para a poropressão gerada por acréscimos de tensões principais em um carregamento não drenado, em função destes acréscimos e das compressibilidades do fluido intersticial e do arcabouço sólido, considerando as partículas incompressíveis.

Partindo da definição de compressibilidade do esqueleto sólido (β_s) e do fluido intersticial (β_m), genericamente :

$$\beta = - \frac{\Delta V/V}{\Delta \sigma} \qquad \text{(Eq. II.10)}$$

e subdividindo o acréscimo de poropressão nas parcelas devidas às variações de pressão confinante ($\Delta\sigma_3$) e desviadora ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$), Skempton chegou a :

$$\Delta u = B \cdot \left[\Delta\sigma_3 + A.(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right] \qquad \text{(Eq. II.11)}$$

onde "A" é um parâmetro empírico do solo, que varia em função das tensões e deformações sofridas pelo solo e que deve ser determinado experimentalmente adotando-se uma referência (como, por exemplo, a ruptura) e

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n.\beta_m}{\beta_s}} \qquad \text{(Eq. II.12)}$$

onde "β_m" e "β_s" são as compressibilidades do fluido intersticial e do arcabouço sólido, respectivamente.

II.5.3 - Schuurman (1966)

Schuurman partiu também das leis de Boyle e Henry e da mesma definição genérica de compressibilidade,

$$C = - \frac{dV/V}{du} \qquad \text{(= Eq. II.10)}$$

tendo o cuidado de exprimir a compressibilidade do fluido intersticial em função das parcelas de volume de ar e água. Considerando um ensaio não drenado, a temperatura, a tensão superficial "q" e o raio das bolhas de ar "r" constantes em uma massa de ar no estado ocluso, desprezando a pressão do vapor d'água e assumindo que o volume de ar dissolvido na água é constante, o autor chegou à seguinte expressão :

$$u_v = \frac{Va_o + Ve}{Va + Ve} \cdot \left[u_{vo} + \frac{2q}{r_o} \right] - \frac{2q}{r_o} \cdot \left[\frac{Va_o}{Va} \right]^{1/3} \qquad \text{(Eq. II.13)}$$

II.5.4 - Hasan e Fredlund (1980)

Os autores (in LINS, 1991), baseados no conceito de variáveis de estado de tensões proposto por Fredlund e Morgenstern (1977) e nas equações constitutivas apresentadas por Fredlund e Morgenstern (1976) e Fredlund (1976), desenvolveram expressões para os parâmetros de poropressão no ar (B_a) e na água (B_w) para um solo não saturado sob carregamento não drenado, chegando a :

$$B_w = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} = \frac{R_2 - R_1 . R_4}{1 - R_1 . R_3} \qquad \text{(Eq. II.14)}$$

$$B_a = \frac{\Delta u_a}{\Delta \sigma} = \frac{R_2 . R_3 - R_4}{1 - R_1 . R_3} \qquad \text{(Eq. II.15)}$$

$$R_1 = \frac{(R_s - 1) - \dfrac{(1 - S) . n + HS_n}{(u_a + u_{atm}) . m_1^s}}{R_s + S_n \beta_w / m_1^s} \qquad \text{(Eq. II.16)}$$

$$R_2 = 1 / (R_s + S_n \beta_w / m_1^s) \qquad \text{(Eq. II.17)}$$

$$R_3 = \frac{R_a}{(R_a - 1) - \dfrac{(1 - S) . n + HS_n}{(u_a + u_{atm}) . m_1^a}} \qquad \text{(Eq. II.18)}$$

$$R_4 = \frac{1}{(R_a - 1) - \dfrac{(1 - S) . n + HS_n}{(u_a + u_{atm}) . m_1^a}} \qquad \text{(Eq. II.19)}$$

onde :

m_1^s = compressibilidade da estrutura do solo quando $\Delta(u_a - u_w) = 0$;

m_2^s = compressibilidade da estrutura do solo quando $\Delta(\sigma_3 - u_a) = 0$;

$R_s = m_2^s / m_1^s$;

m_1^a = módulo de variação de volume do ar quando $(u_a - u_w) = 0$;

m_2^a = módulo de variação de volume do ar quando $(\sigma_3 - u_a) = 0$;

$R_a = m_2^a / m_1^a$.

II.5.5 - Sandroni (1986)

O autor desenvolveu a relação entre a poropressão e a tensão total aplicada em solo insaturado, no estado ocluso, submetido a carregamento isotrópico não drenado, considerando que o solo apresenta comportamento linear. Partindo da lei de Boyle, aplicada à variação de volume do ar, e da compressibilidade do arcabouço de grãos, e considerando a água e as partículas sólidas incompressíveis, ou seja, toda a variação de volume é devida à variação de volume do ar :

$$E = - \frac{dN'}{dV/V} = - \frac{(dN - dP)}{dV/V} ,$$

sendo N a pressão confinante e P a poropressão, em termos de pressão absoluta ($P = u + p_{atm}$), e assumindo que as pressões no ar e na água, no estado ocluso, são iguais ($u = u_a = u_w$),

igualando-se (dV/V) e integrando-se, chegou-se à expressão abaixo :

$$u = \frac{1}{2}\left[\sigma-\sigma_{ocl}+p_{atm}-M + \sqrt{(\sigma-\sigma_{ocl}+p_{atm}-M)^2+ 4M.p_{atm}}\right] - p_{atm}$$

(Eq. II.20)

onde

$$M = E \cdot n_{ocl} \cdot (1 - S_{ocl})$$

(Eq. II.21)

CAPÍTULO III - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foram realizados, em uma amostra deformada de solo, coletada em uma jazida de empréstimo utilizada para construção da barragem de Simplício (RJ), os seguintes ensaios :

- caracterização completa (granulometria por peneiramento e sedimentação, limites de Atterberg, peso específico dos grãos);
- compactação Proctor Normal;
- compactação por pisoteamento, em aparelho tipo Harvard miniatura;
- compressão triaxial tipo PNA, com carregamento isotrópico.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotécnica da COPPE/UFRJ.

Neste capítulo, são descritos os ensaios executados, além da metodologia utilizada para moldagem dos corpos de prova e execução dos ensaios PNA.

São apresentados os resultados dos ensaios de caracterização e compactação e o resumo dos ensaios PNA executados.

III.1 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO UTILIZADO

O material utilizado nos ensaios foi extraído de uma

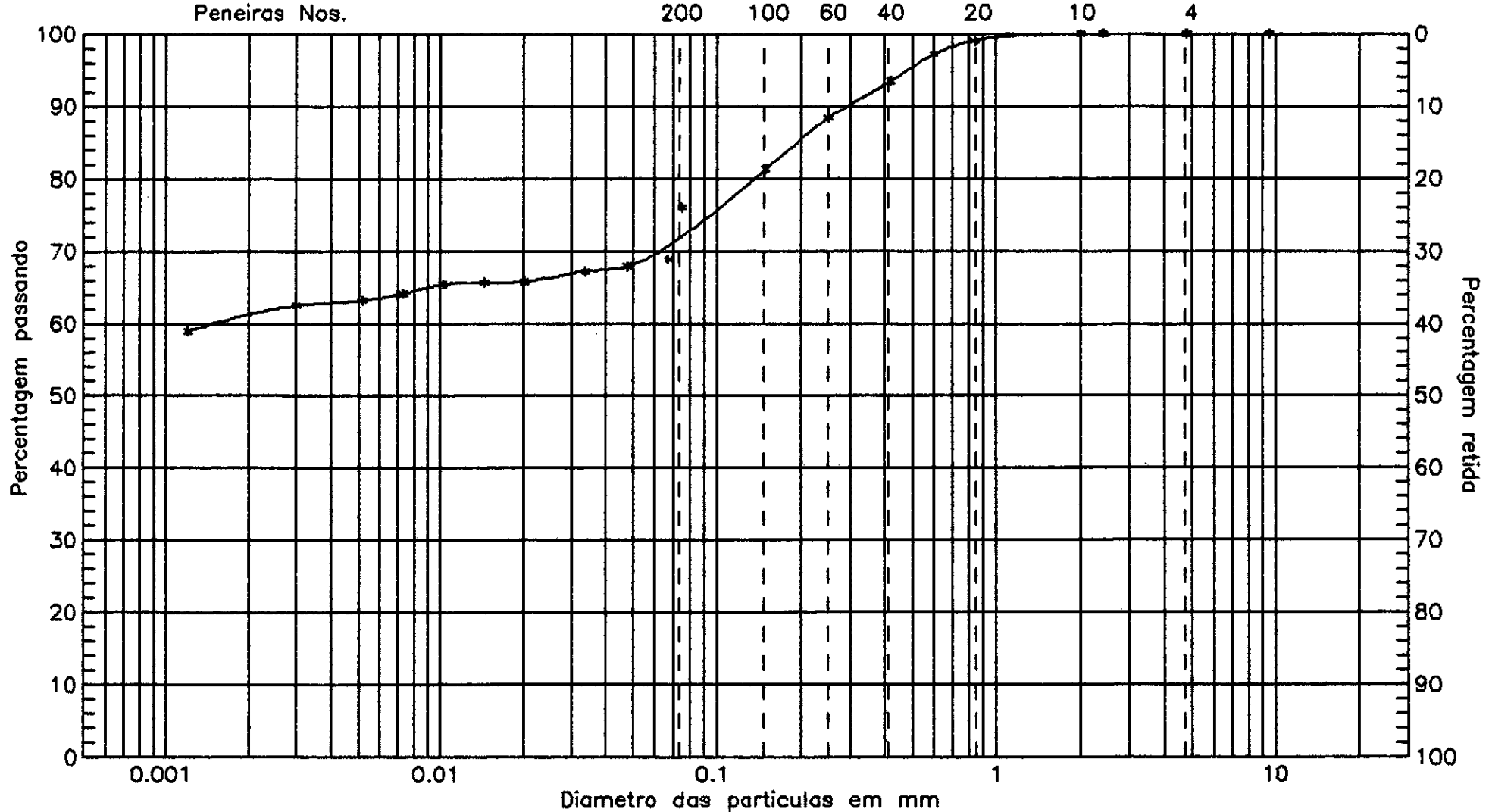
jazida de empréstimo de material argiloso da barragem de Simplício, no Estado do Rio de Janeiro.

Foram executados ensaios de granulometria completa (peneiramento e sedimentação) e determinação de limites de Atterberg e densidade dos grãos.

A curva granulométrica e o gráfico de plasticidade estão apresentados nas figuras III.1 e III.2. O material apresenta limites de liquidez e plasticidade iguais a 74% e 38%, respectivamente, e densidade dos grãos igual a 2,691. No Sistema Unificado, sua classificação está situada na fronteira entre MH-CH, ou seja, entre silte e argila de alta plasticidade. No quadro abaixo, estão indicadas as principais frações granulométricas, segundo o preconizado pela A.B.N.T. e pelo M.I.T. :

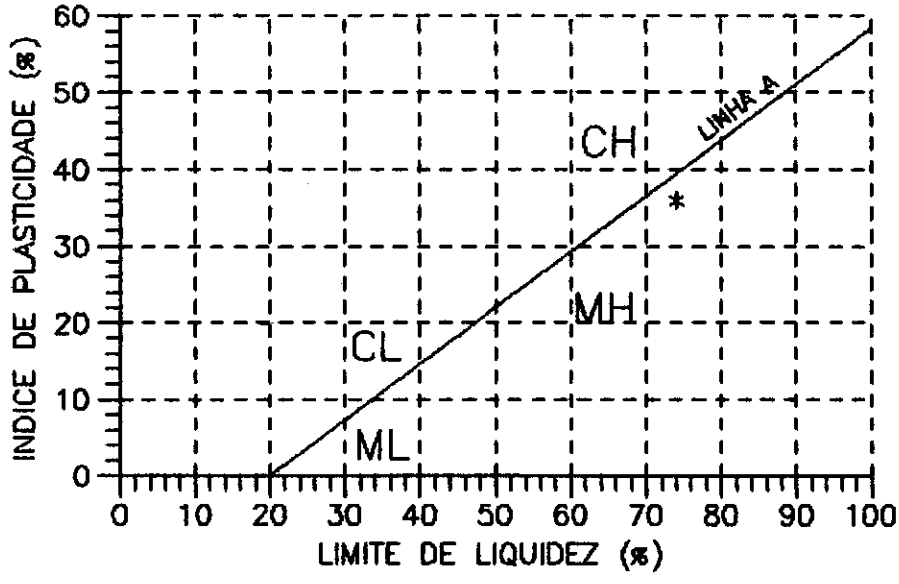
FRAÇÃO DO SOLO	PERCENTAGEM	
	A.B.N.T.	M.I.T.
argila	62	60
silte	7	10
areia fina	19	16
areia média	11	11
areia grossa	1	3

FIGURA III.1 – CURVA GRANULOMETRICA



M.I.T.	ARGILA	SILTE FINO	MEDIO	GROSSO	AREIA FINA	MEDIA	GROSSA	P. FINO	GROSSO	
ABNT	ARGILA		SILTE		AREIA FINA		MEDIA	GROSSA	PEDREGULHO	

FIG. III.2 – GRAFICO DE PLASTICIDADE



III.2 - ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Inicialmente, foi feito ensaio de compactação dinâmica, com energia Proctor Normal, por ser o método mais amplamente empregado como referência, especialmente no caso de barragens de terra.

Para a moldagem dos corpos de prova, entretanto, foi adotado o método de compactação por pisoteamento (kneading), com aparelho tipo Harvard Miniatura, em molde de 2" (5,08cm) de diâmetro e altura de cerca de 10cm, de forma que, após a compactação, o corpo de prova era extraído do molde tripartido já nas dimensões ideais para a execução dos ensaios triaxiais.

A escolha deste método para a moldagem dos corpos de prova baseou-se no fato, constatado por diversos autores, de que a compactação por pisoteamento fornece uma curva de compactação mais próxima da compactação de campo realizada com rolos pé-de-carneiro ou pneus do que a compactação dinâmica (SHERARD et alli, 1960; SEED et alli, 1960; CASAGRANDE e HIRSCHFELD, 1960) (figura III.3). Além disso, apesar de ressaltarem as diferenças na estrutura dos solos produzidas por diversos métodos de compactação, SEED e CHAN (1959) observaram que amostras com estruturas dispersa e floculada apresentam aproximadamente o mesmo comportamento em termos da relação (σ'_1/σ'_3 x ε), mesmos valores de resistência e poropressão a grandes deformações, além de ressaltar que compactação por impacto e pisoteamento produzem amostras que apresentam comportamentos bastante similares entre si.

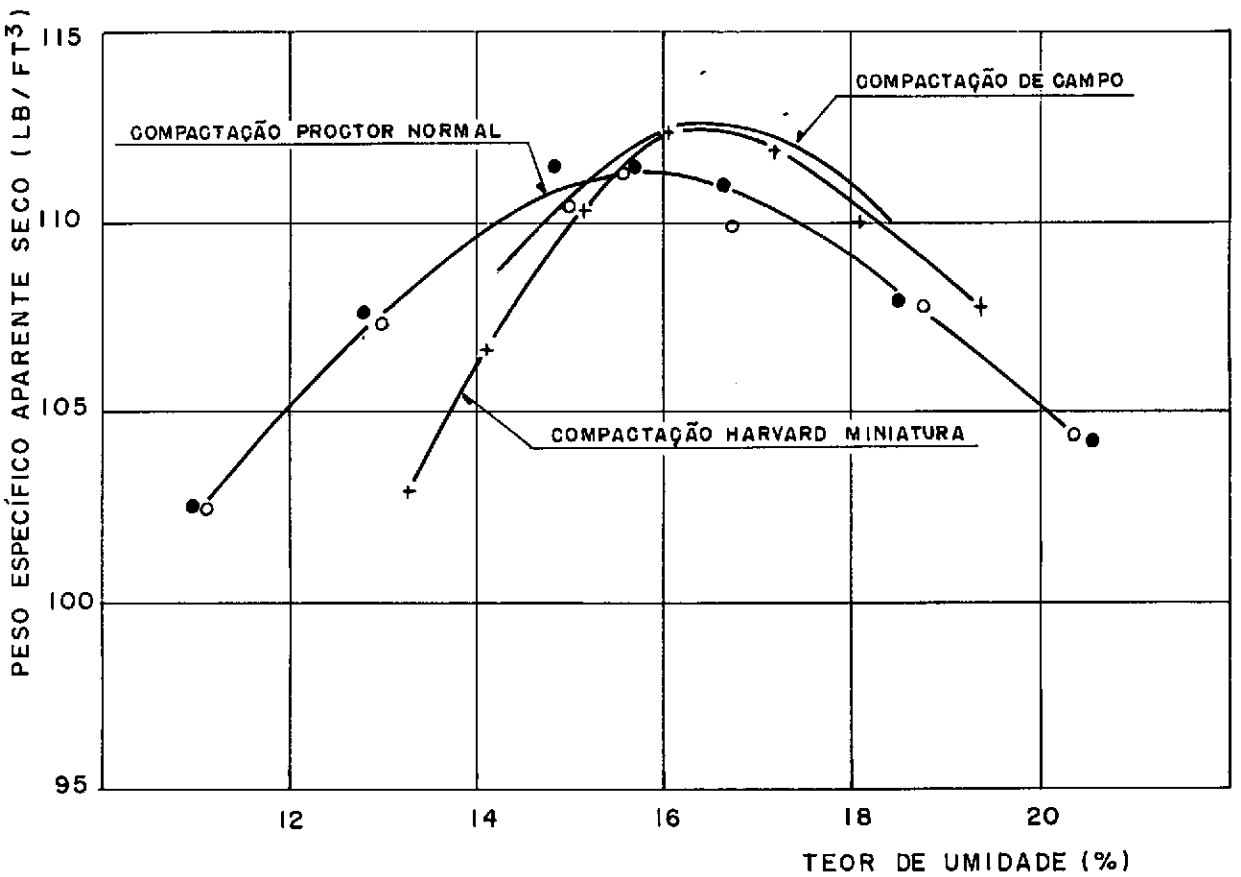


FIGURA III.3 - COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS DE COMPACTAÇÃO DE CAMPO E LABORATÓRIO (CASAGRANDE E HIRSCHFELD, 1960)

Adicionalmente, após analizar ensaios de resistência sobre amostras compactadas por métodos dinâmico, estático e por pisoteamento, MAIOLINO (1985) concluiu que "nenhum comportamento típico pode ser associado a um determinado tipo de compactação de laboratório". Entretanto observou que compactação de campo e de laboratório produziram resultados significativamente diferentes em ensaios triaxiais tipo CU_{sat}.

Uma vez decicida a utilização da compactação por pisoteamento para a moldagem dos corpos de prova, passou-se à determinação da energia de compactação a ser empregada. Como não há referências concretas a respeito da quantificação da energia de compactação em ensaios por pisoteamento, adotou-se como padrão aquela capaz de reproduzir o ponto ótimo da curva de compactação Proctor Normal. Este procedimento, apesar de não ser fundado em nenhuma referência da literatura técnica, tem sido adotado sistematicamente no laboratório da COPPE, na ausência de outra referência mais adequada, uma vez que "não é possível obter, por meio do aparelho Harvard miniatura, curva de compactação similar à curva de Proctor Normal. Isto confirma o observado por outros investigadores que pisoteamento e compactação dinâmica resultam em curvas de compactação com formas diferentes" (CASAGRANDE e HIRSCHFELD, 1960). Aliás, na figura III.3 pode-se observar que a curva de compactação por pisoteamento intercepta a de Proctor Normal próximo ao seu ponto ótimo. Não obstante, a determinação adequada da energia de compactação deve ser feita em função da curva de compactação de campo produzida por um aterro experimental para que seja considerada representativa.

Sendo assim, após a determinação da energia de compactação segundo o critério exposto acima, foi feita uma série de corpos de prova exclusivamente para traçar a curva de compactação por pisoteamento. A compactação foi feita com 25 "golpes" em cada uma de 5 camadas, com a mola do pistão calibrada para 26 kgf.

Nas figuras III.4 e III.5 estão apresentadas as curvas de compactação e grau de aeração (ω x γ_s e ω x V_a/V_t), para os ensaios de compactação dinâmica e por pisoteamento. Cabe ressaltar que os pontos das curvas de compactação foram calculados considerando-se o volume interno dos moldes, ao passo que os ensaios PNA foram executados após o desconfinamento da amostra. Isto quer dizer que, após se extrair o corpo de prova do molde, ele sofre uma expansão à qual corresponde uma redução no seu peso específico aparente seco e no grau de saturação e um aumento no índice de vazios e no grau de aeração.

III.3 - O ENSAIO PNA

Ensaios voltados especificamente para o estudo de poropressões vêm sendo desenvolvidos simultaneamente às teorias sobre o assunto. Fellenius e Terzaghi (in BISHOP, 1952) sugeriram um método de análise de estabilidade de barragens de terra ao final de construção, adequado para fazer uma estimativa grosseira do fator de segurança, envolvendo ensaios drenados e não drenados.

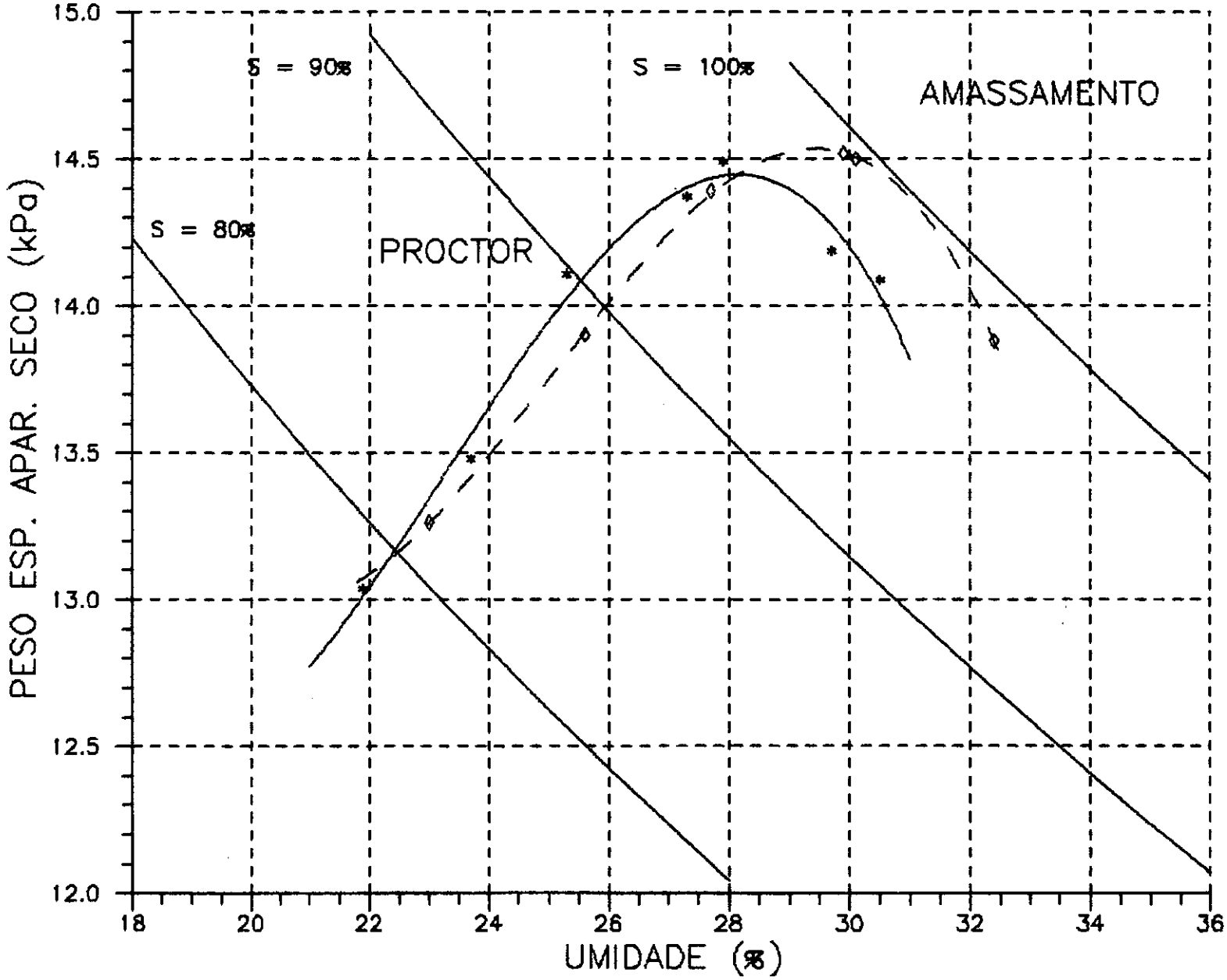
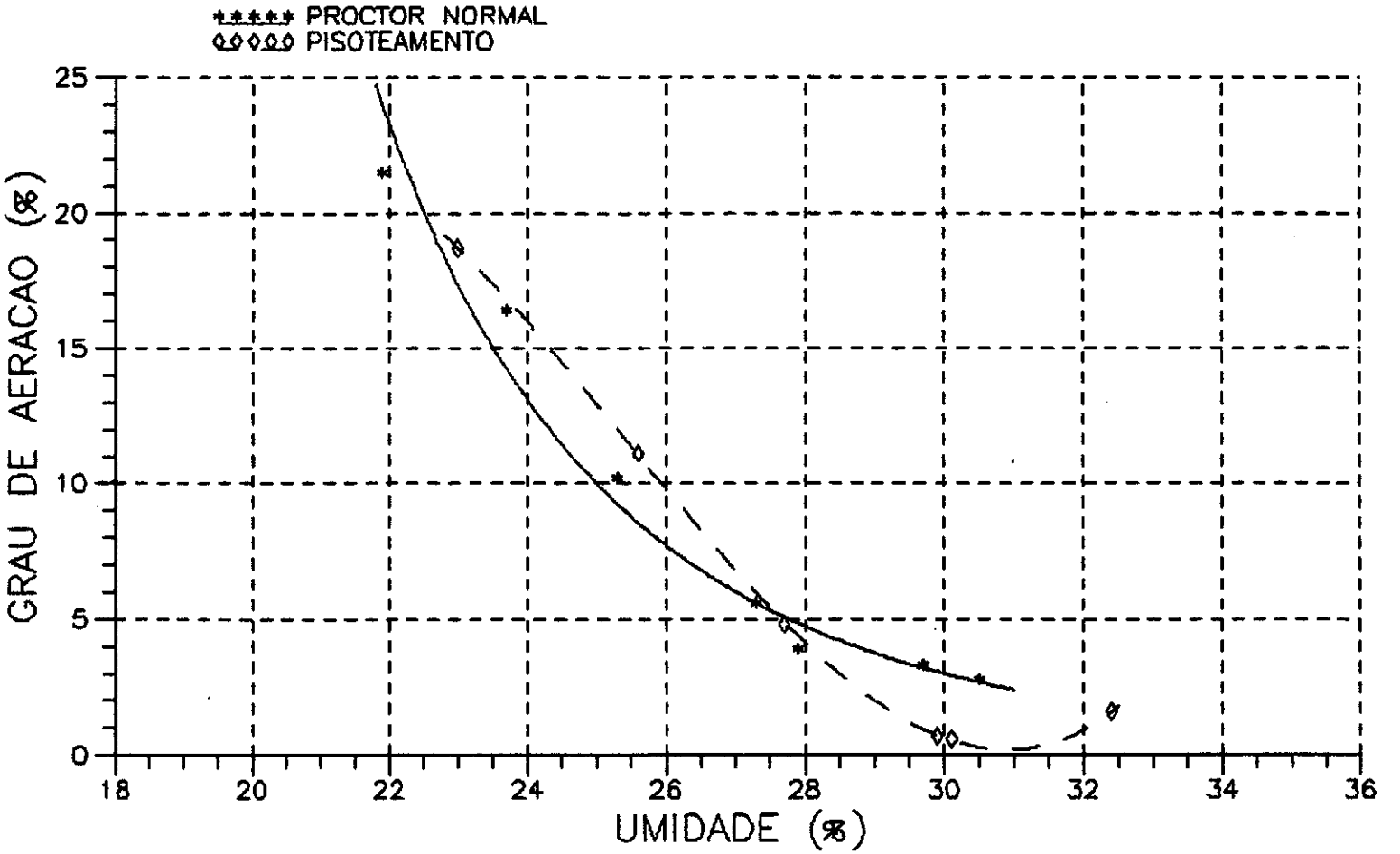

15.0
14.5
14.0
13.5
13.0
12.5
12.0
PESO ESP. APAR. SECO (kPa)
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
UMIDADE (%)
S = 90%
S = 100%
S = 80%
AMASSAMENTO
PROCTOR

FIGURA III.5 – CURVA w x (Va/Vt)



BISHOP (1952) mencionou um procedimento que estaria em início de desenvolvimento segundo o qual poderiam ser executados ensaios com rezão de tensões principais constante, também com vistas à resolução do mesmo problema.

CASAGRANDE e HIRSCHFELD (1960) realizaram ensaios não drenados com tensão controlada, mantendo a relação $K = \sigma_1/\sigma_3$ constante, com estágios de carga de 5 minutos de duração, denominados PH (Pore-pressure, Hydrostatic, para K = 1) e PN (Pore-pressure, Non-hydrostatic, para $K \neq 1$).

CRUZ (1973) realizou ensaios em que os corpos de prova, após um carregamento não drenado a tensão controlada, com K = constante, foram levados à ruptura após atingirem um nível máximo especificado de σ_3. Seus ensaios foram denominados PN (Pressão Neutra).

SANDRONI e SILVA (1988) adaptaram o ensaio tornando-o drenado ao ar, através da utilização de uma tubulação dupla no cabeçote, a qual permaneceria em contato com a pressão atmosférica até que o corpo de prova atingisse a oclusão, quando então ela seria saturada e fechada, tornando o ensaio não drenado a partir deste ponto. Em suma, trata-se de um ensaio drenado ao ar e não drenado à água, que simularia o comportamento de un elemento de solo no corpo de uma barragem de terra durante a sua construção. Os autores denominaram este ensaio de ensaio PN Aberto - PNA (independentemente da trajetória de tensões).

Os ensaios PNA são sempre iniciados com a tubulação dupla

aberta. A oclusão é determinada pela monitoração da poropressão. No estágio imediatamente anterior à oclusão, a curva u x t se caracteriza por um pico positivo nos instantes iniciais e pela estabilização em um valor negativo. Quando ocorre a oclusão, a poropressão se estabiliza em um valor positivo. No caso da amostra compactada no estado ocluso, isto ocorre logo no primeiro estágio. Antes de se iniciar o estágio seguinte, se faz percolar água por uma das torneiras até que ela saia pela outra, quando então ambas são fechadas. A partir daí, o ensaio se torna não drenado.

Como o objetivo do ensaio é observar a geração de poropressões em função da tensão total aplicada, os corpos de prova não foram levados à ruptura.

III.3.1 - Equipamento utilizado

Nos ensaios triaxiais executados, foi utilizado o seguinte equipamento, indicado na figura III.6 :

- célula de aço de alta pressão (15000 kPa) tipo Bishop, com pedra porosa cerâmica de alta pressão de borbulhamento (200 kPa);

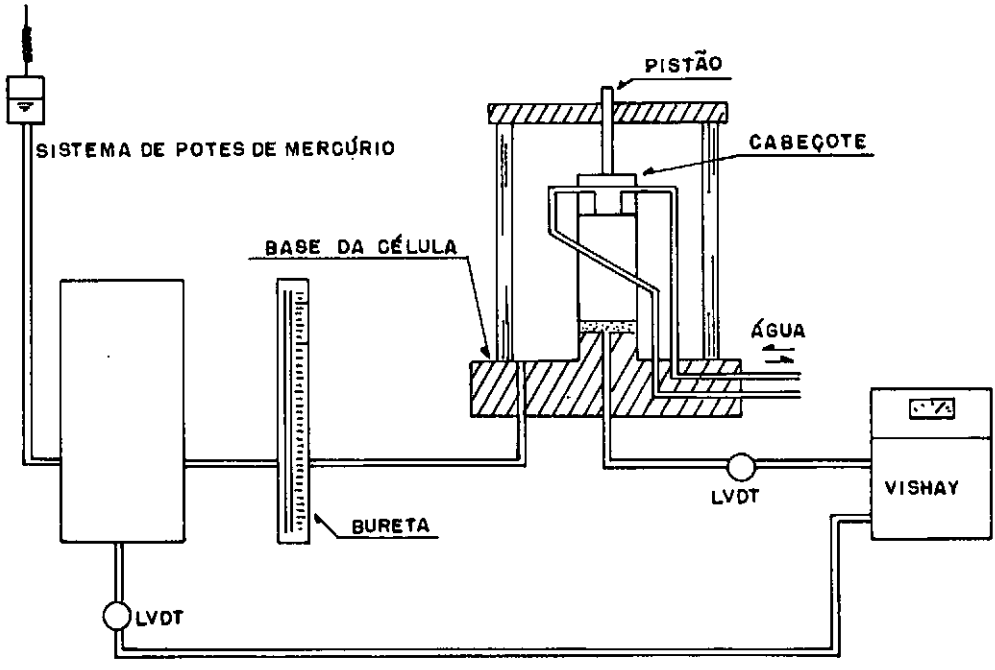


FIGURA III.6 - ESQUEMA DO EQUIPAMENTO DE ENSAIO

- sistema de potes de mercúrio para aplicação da pressão confinante;
- transdutores de pressão Bell Howell, com capacidade de até 1000 kPa, acoplados a um aparelho de leitura Vishay, para medida das pressões confinante e intersticial;
- bureta dupla de inversão, para medida da variação de volume;

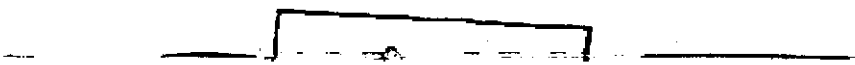
O cabeçote utilizado, desenvolvido especialmente para este ensaio, é dotado de tubulação dupla, que durante o ensaio permanece aberta até a oclusão, quando então é saturada e fechada (figura III.7).

Foram adotados ainda os seguintes procedimentos :

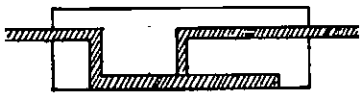
- foi feita calibração da variação de volume do sistema, para descontar das leituras dos ensaios a deformação da célula;
- foi usada água destilada e desaerada para aplicação da pressão confinante e saturação da linha de drenagem do topo do cabeçote após a oclusão.

III.3.2 - Montagem do ensaio

Após se compactar o corpo de prova, este foi extraído do



(A)



(B)

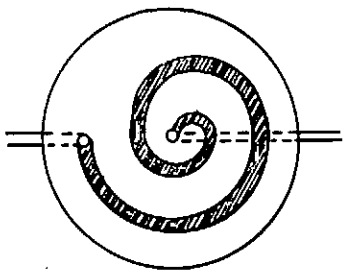


FIGURA III . 7 - DETALHE DO CABEÇOTE

molde e teve suas bases escarificadas superficialmente, para remover o excesso de vaselina (utilizada como lubrificante na compactação) da base inferior e o alisamento excessivo da base superior após o arrasamento do corpo de prova.

As dimensões dos corpos de prova foram medidas imediatamente antes da sua colocação na célula. Foram utilizados papel filtro na base inferior e membrana de borracha, fixada com elásticos à base da célula e ao cabeçote.

Em seguida, fechou-se e encheu-se a célula, tomando-se as leituras iniciais de poropressão e volume para pressão confinante nula (atmosférica), iniciando-se em seguida a seqüência de carregamento, com estágios de 50 ou 100 kPa.

III.3.3 - Execução dos ensaios

A seqüência de carregamento foi iniciada, invariavelmente, com acréscimos de pressão de 50 kPa. Nos primeiros ensaios, em função do longo tempo de duração, foram feitos acréscimos de 100 kPa, nos estágios finais. Entretanto, após limitar-se os estágios a 30 minutos cada (e os ensaios a um único dia), foram adotados acréscimos fixos de 50 kPa, até o limite de 800 kPa, para todos os ensaios.

No caso específico deste ensaio, a duração dos estágios deve ser determinada em função de dois fatores principais : o tempo deve ser o suficiente para que haja equalização das poropressões, de modo que a leitura destas na base do corpo de

prova seja representativa, e deve ser pequeno o bastante para simular a construção rápida de um aterro compactado sem que haja o adensamento do corpo de prova ou dissipação de poropressões que não ocorreria no campo, assim como para evitar efeitos da difusão de ar através da membrana, reduzindo os valores de u_a e u_v (BISHOP et alli, 1960).

Desta forma, seguindo as indicações de SANDRONI e SILVA (1988), foi estabelecido um tempo mínimo de 45 minutos por estágio, critério este que foi adotado nos ensaios nos. 5, 6 e 7. Os gráficos u x t dos estágios destes ensaios mostraram, entretanto, uma nítida tendência de estabilização nos primeiros 30 minutos.

Adicionalmente, a maior duração dos estágios não permitia a execução dos ensaios em um único dia. As conseqüências disto são claramente notadas nas "quebras" observadas nas curvas (σ x u) e (σ x ΔV) dos ensaios 5, 6 e 7.

Em conseqüência disto, adotou-se como norma, a partir do oitavo ensaio, a execição dos ensaios em estágios de 30 minutos de duração.

III.4 - ENSAIOS PNA EXECUTADOS

Na tabela III.1, está apresentado um quadro resumo dos ensaios executados. Os corpos de prova números 1 a 4 foram perdidos devido a problemas tais como vazamentos no sistema ou má vedação da membrana

Foram detectadas bolhas no transdutor de poropressão ao final dos ensaios 8 e 9, em maior quantidade no ensaio 8. Isto será comentado mais adiante, no capítulo IV.

No ensaio 11, após o estágio de 650 kPa, ocorreu furo na membrana que envolvia o corpo de prova, permitindo a comunicação da pressão da c lula com o transdutor de poropressão, o que foi confirmado pela poropressão medida e pela mancha observada no papel filtro exclusivamente neste ensaio, indicando o carreamento de material.

Nas figuras III.8 a III.28 estão apresentados os resultados dos ensaios 5 a 12, na seguinte forma:

- curvas σ x u ;
- curvas σ x ΔV ;
- curvas σ x E', onde E' é o módulo de compressibilidade ("bulk modulus"), calculado incrementalmente, definido por :

$$E' = - \frac{\Delta\sigma'}{\Delta V/V} \qquad \text{(Eq. III.1)}$$

onde V é o volume inicial do corpo de prova e $\Delta\sigma'$ e ΔV, as variações de tensão efetiva e volume em cada estágio.

FIGURA III.8 – ENSAIO No. 5

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = −2.9
S = 73.5
Va/Vt = 12.7
γs = 13.783 kN/m3
n = 0.4779

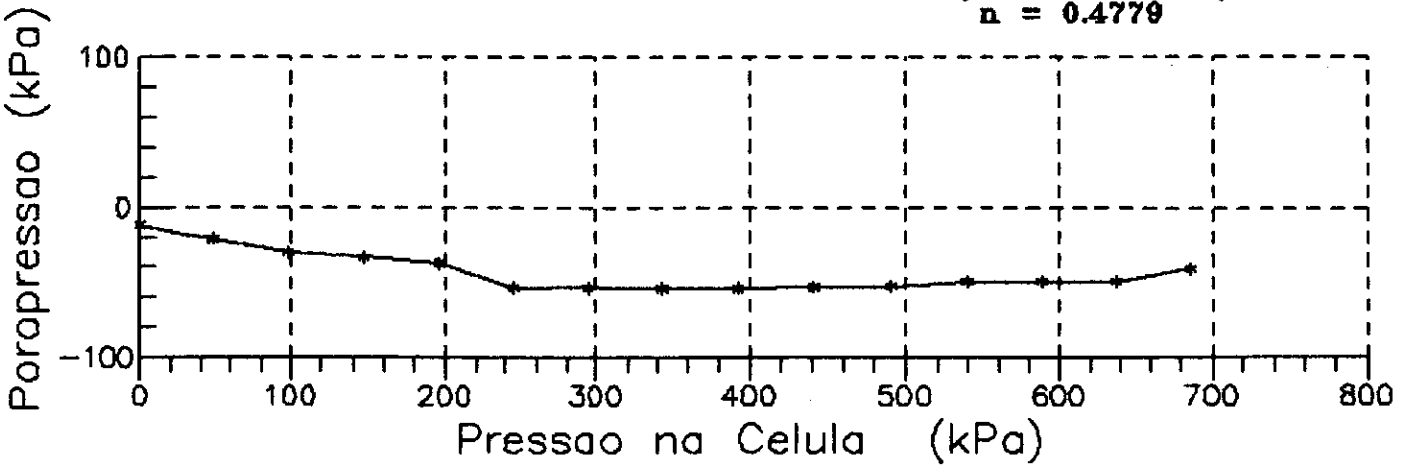


FIGURA III.9 – ENSAIO No. 5

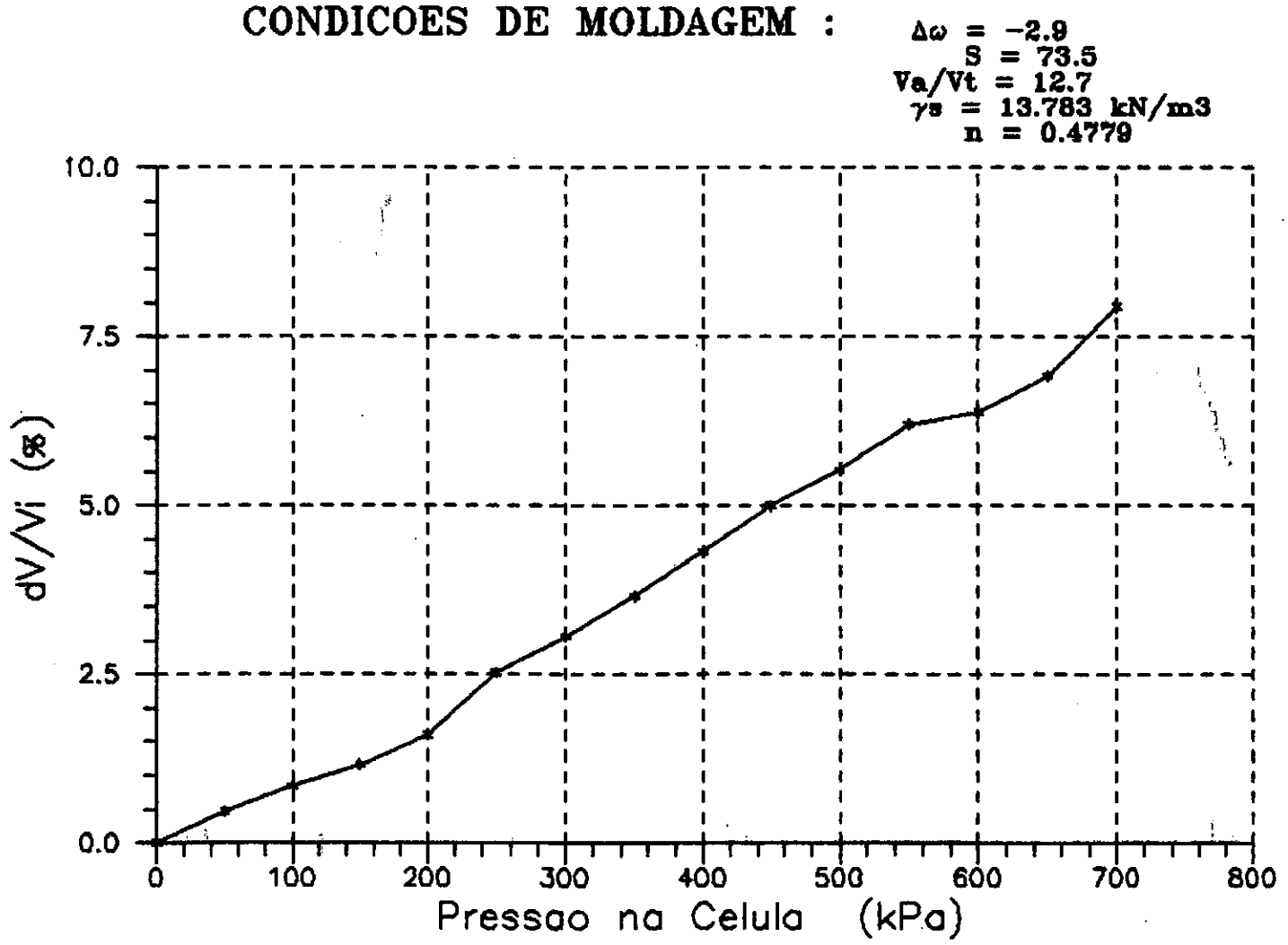


FIGURA III.10 – ENSAIO No. 6

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = −1.2
S = 79.9
Va/Vt = 9.3
γs = 13.999 kN/m3
n = 0.4696

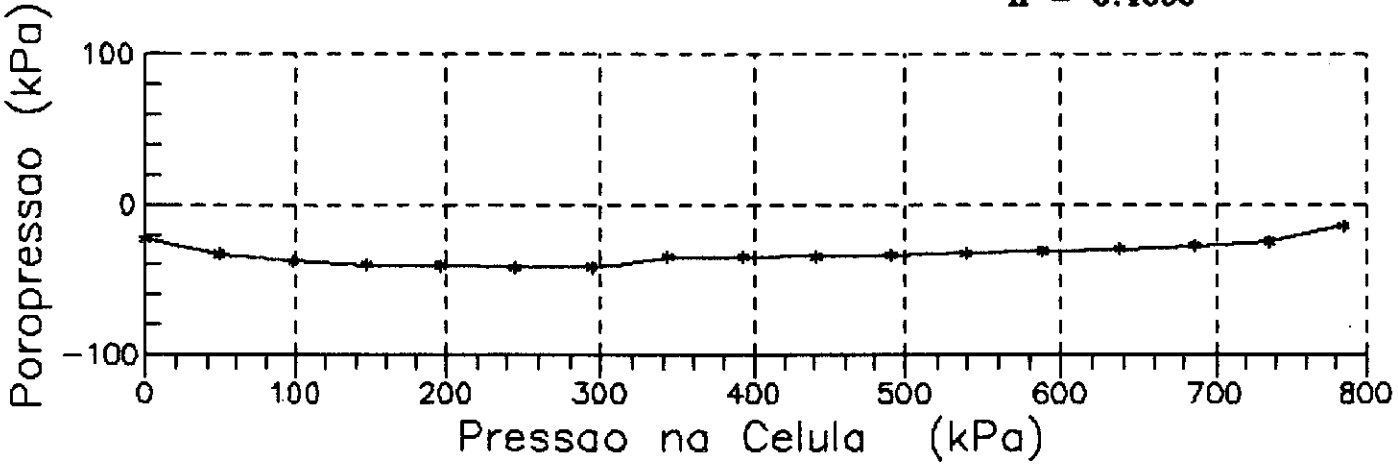


FIGURA III.11 – ENSAIO No. 6

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = −1.2
S = 79.9
Va/Vt = 9.3
γs = 13.999 kN/m3
n = 0.4696

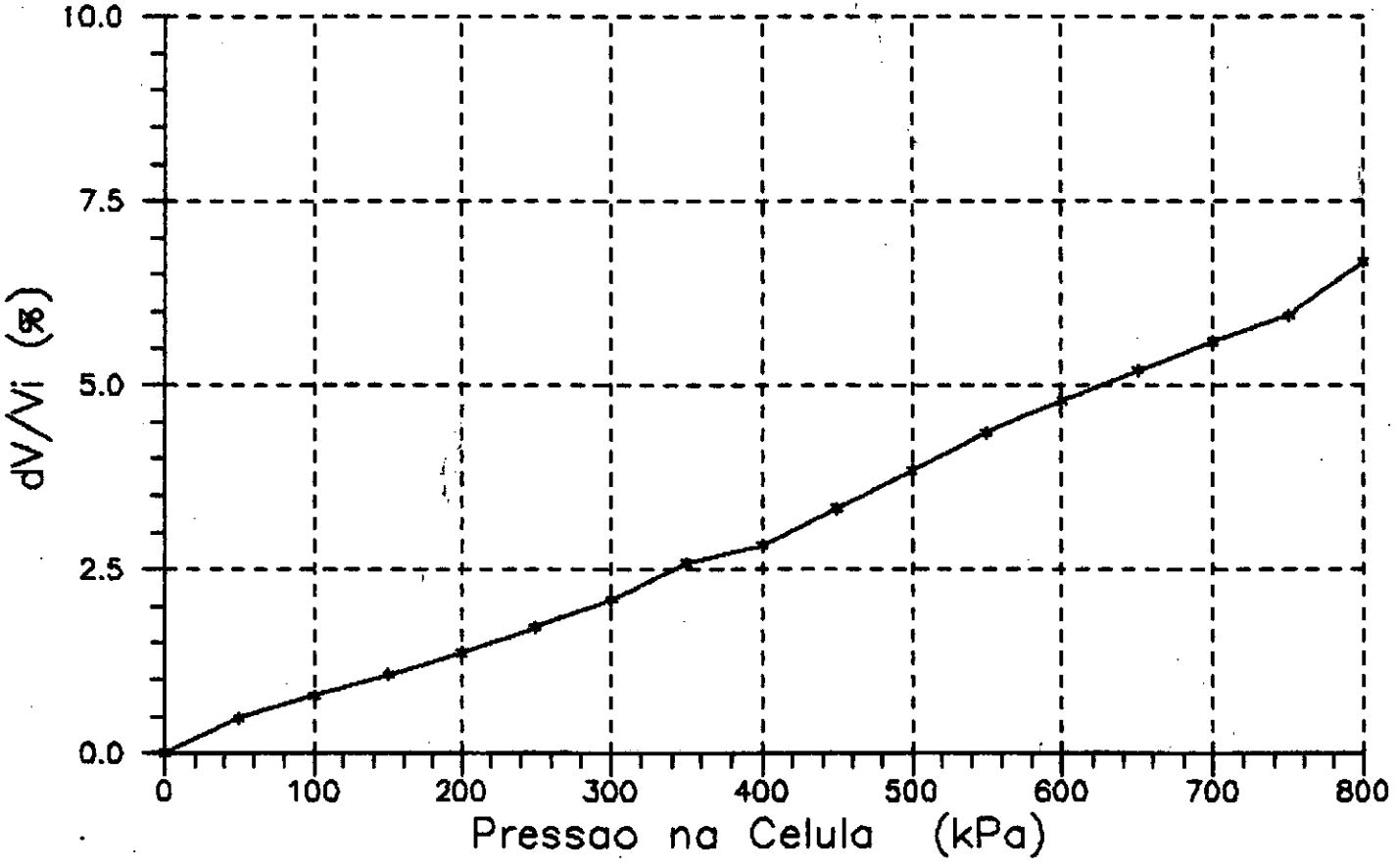


FIGURA III.12 – ENSAIO No. 7

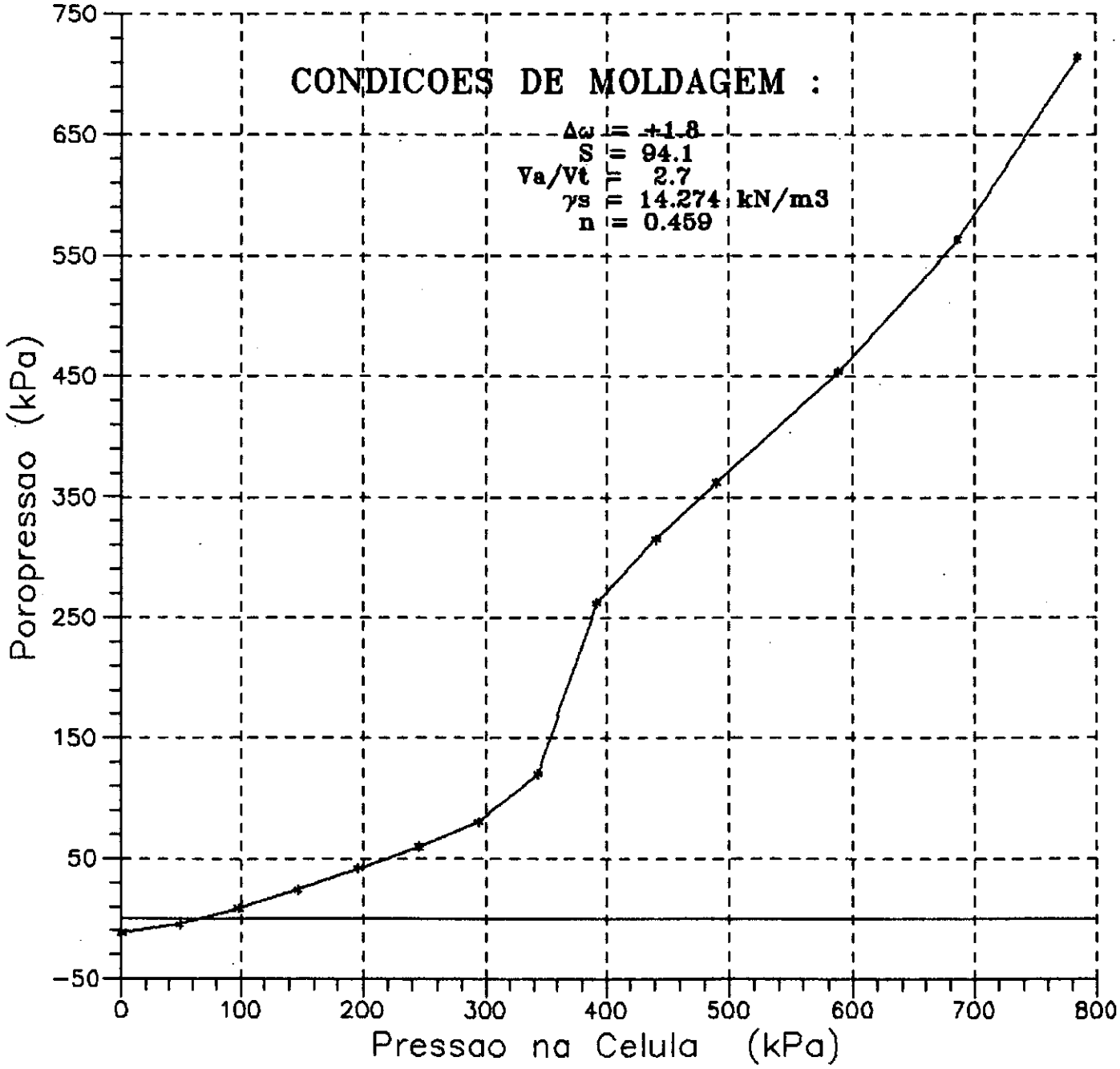


FIGURA III.13 – ENSAIO No. 7

CONDICOES DE MOLDAGEM :

Δω = +1.8
S = 94.1
Va/Vt = 2.7
γs = 14.274 kN/m3
n = 0.469

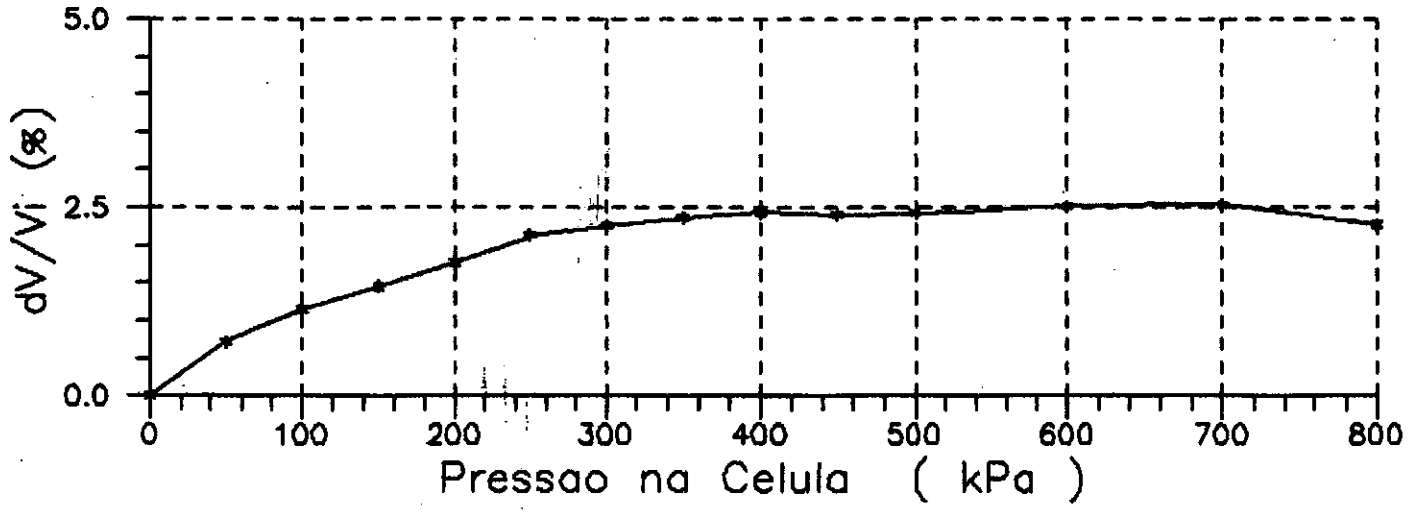


FIGURA III.14 – ENSAIO No. 7

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +1.8
S = 94.1
Va/Vt = 2.7
γs = 14.274 kN/m3
n = 0.459

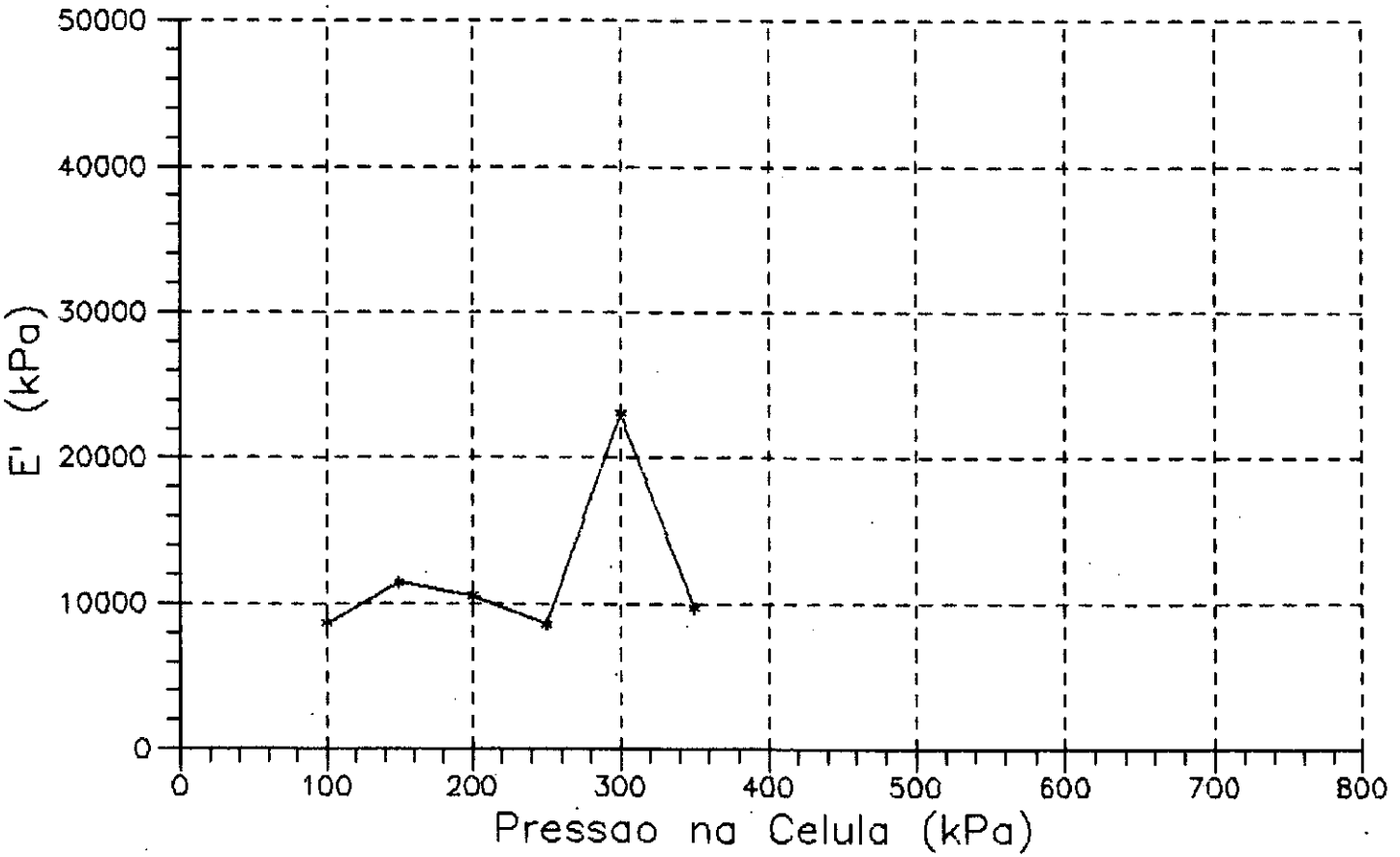


FIGURA III.15 – ENSAIO No. 8

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +0.7
S = 91.1
Va/Vt = 4.1
γs = 14.313 kN/m3
n = 0.4578

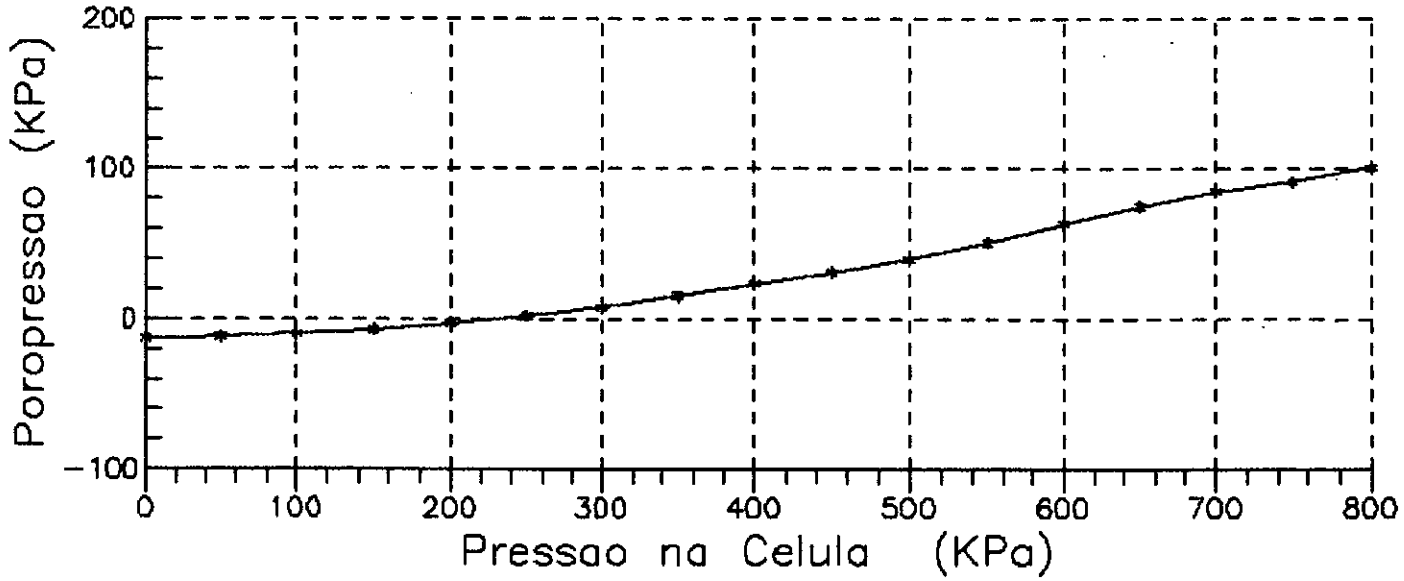


FIGURA III.16 – ENSAIO No. 8

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +0.7
S = 91.1
Va/Vt = 4.1
γs = 14.313 kN/m3
n = 0.4578

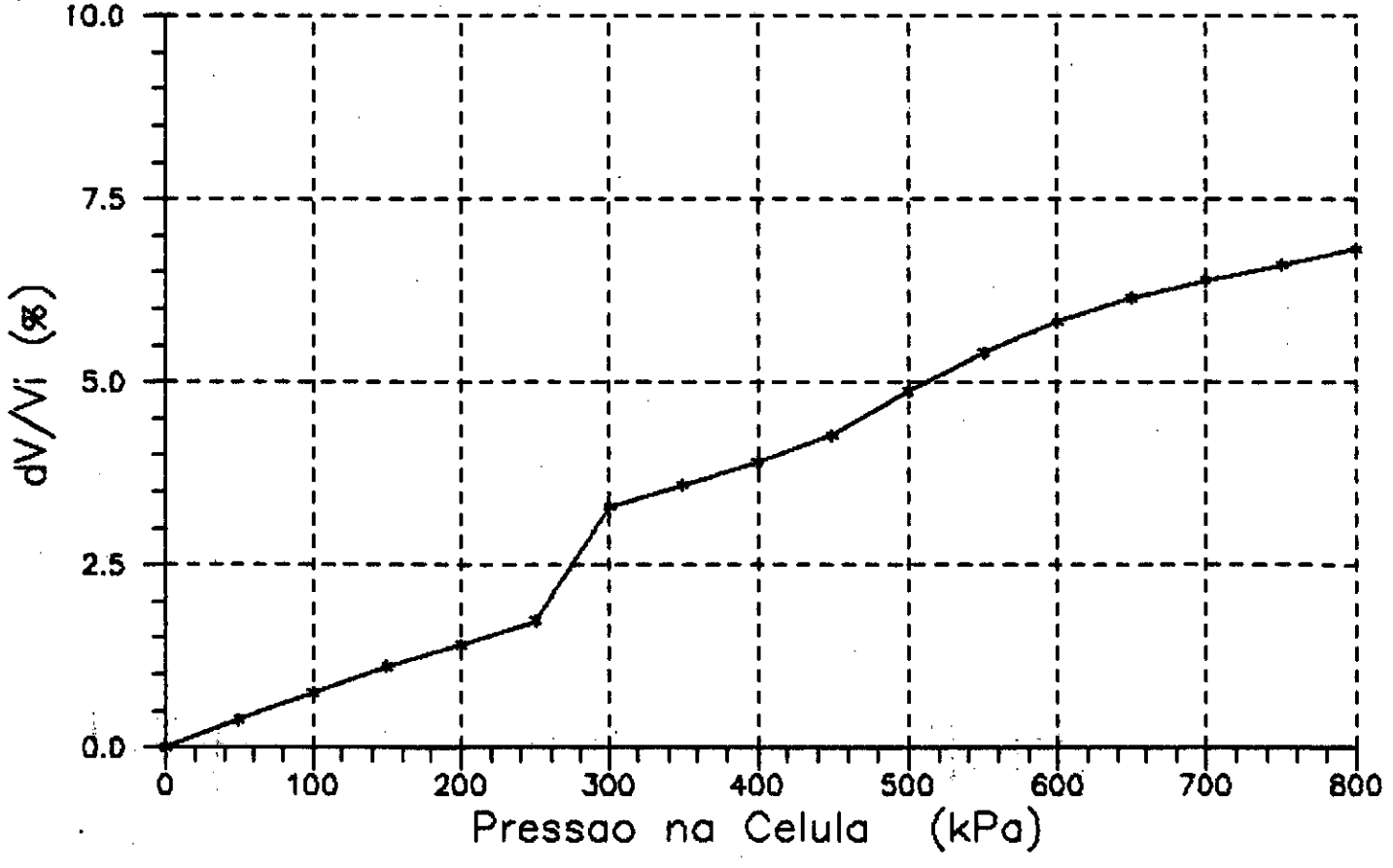


FIGURA III.17 – ENSAIO No. 8

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +0.7
S = 91.1
Va/Vt = 4.1
γs = 14.313 kN/m3
n = 0.4578

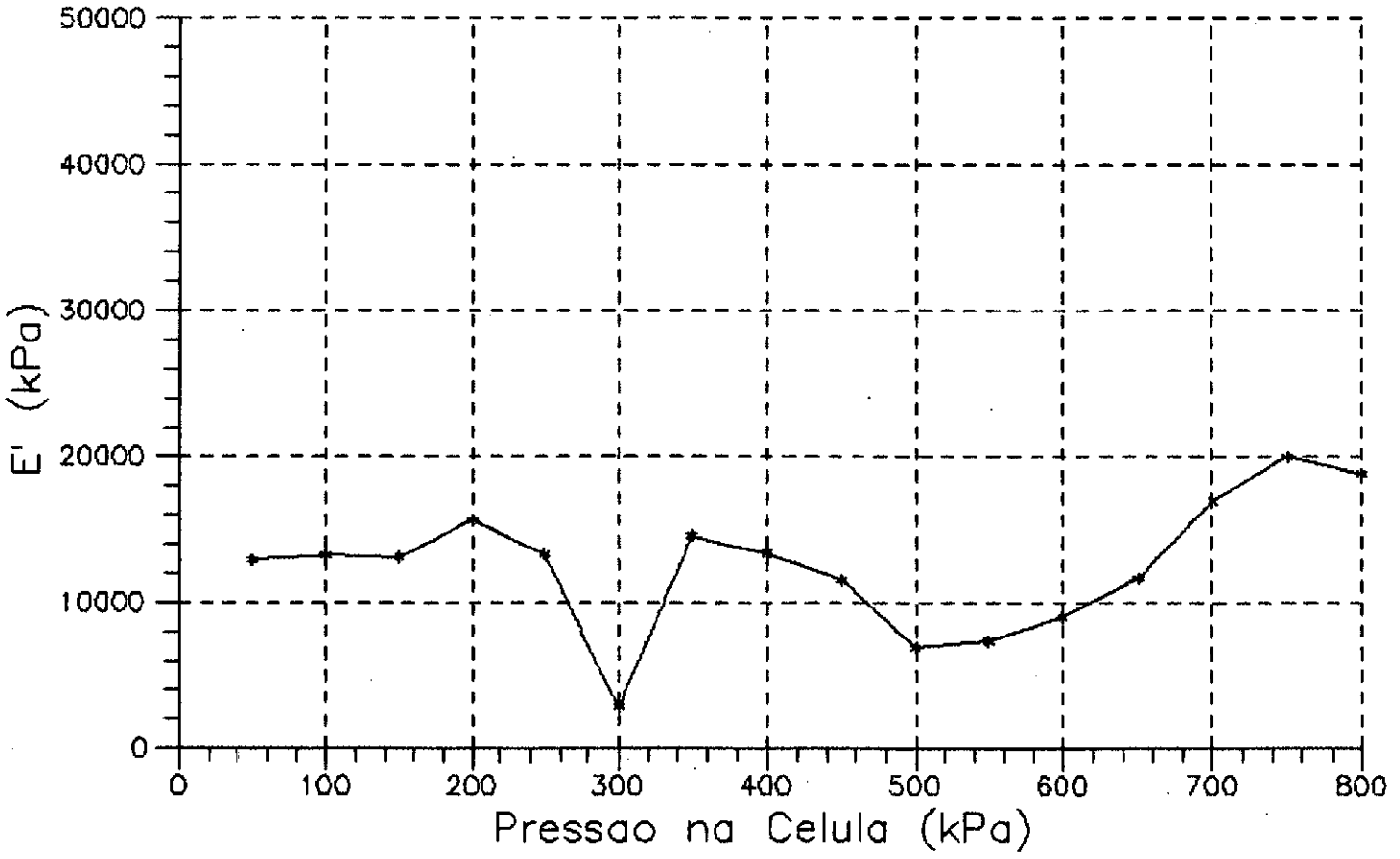


FIGURA III.18 – ENSAIO No. 9

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +0.5
S = 87.6
Va/Vt = 5.8
γs = 14.097 kN/m3
n = 0.4658

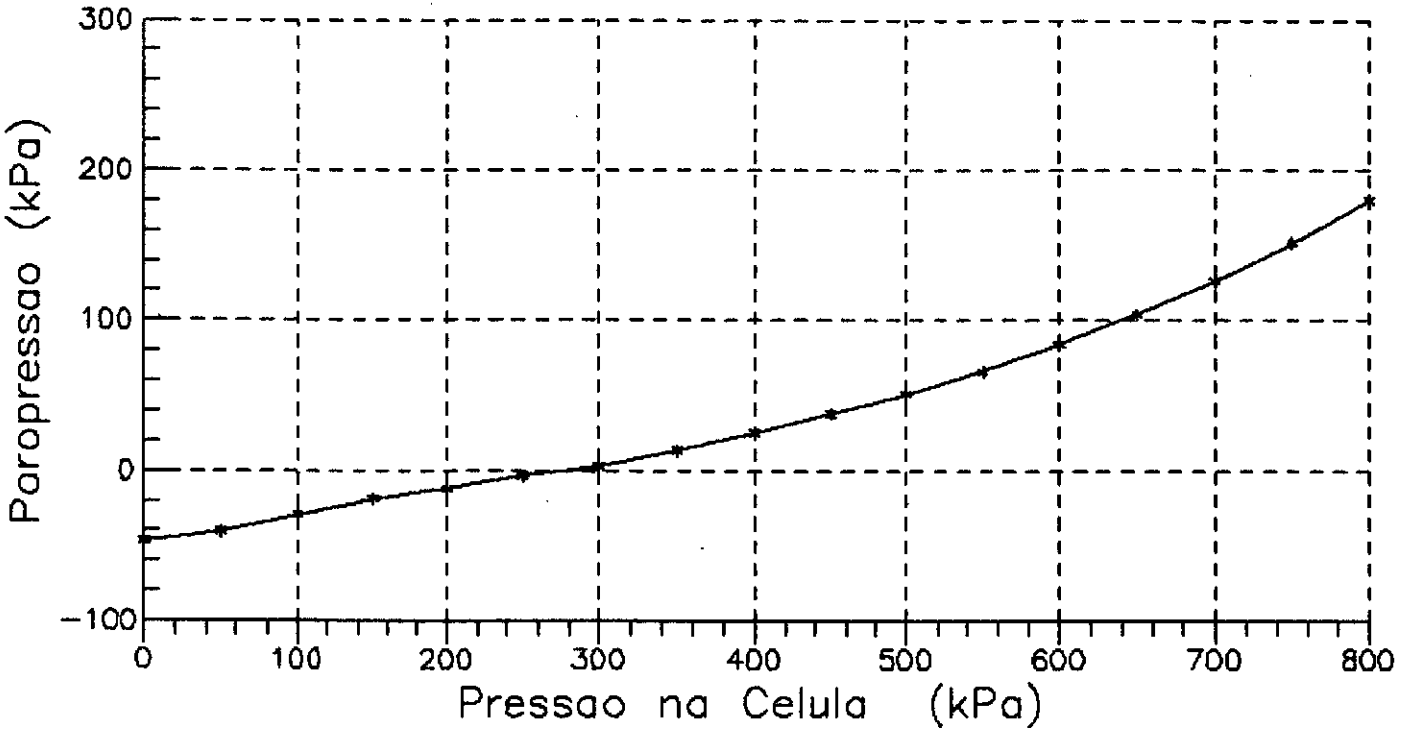


FIGURA III.19 – ENSAIO No. 9

CONDICOES DE MOLDAGEM :

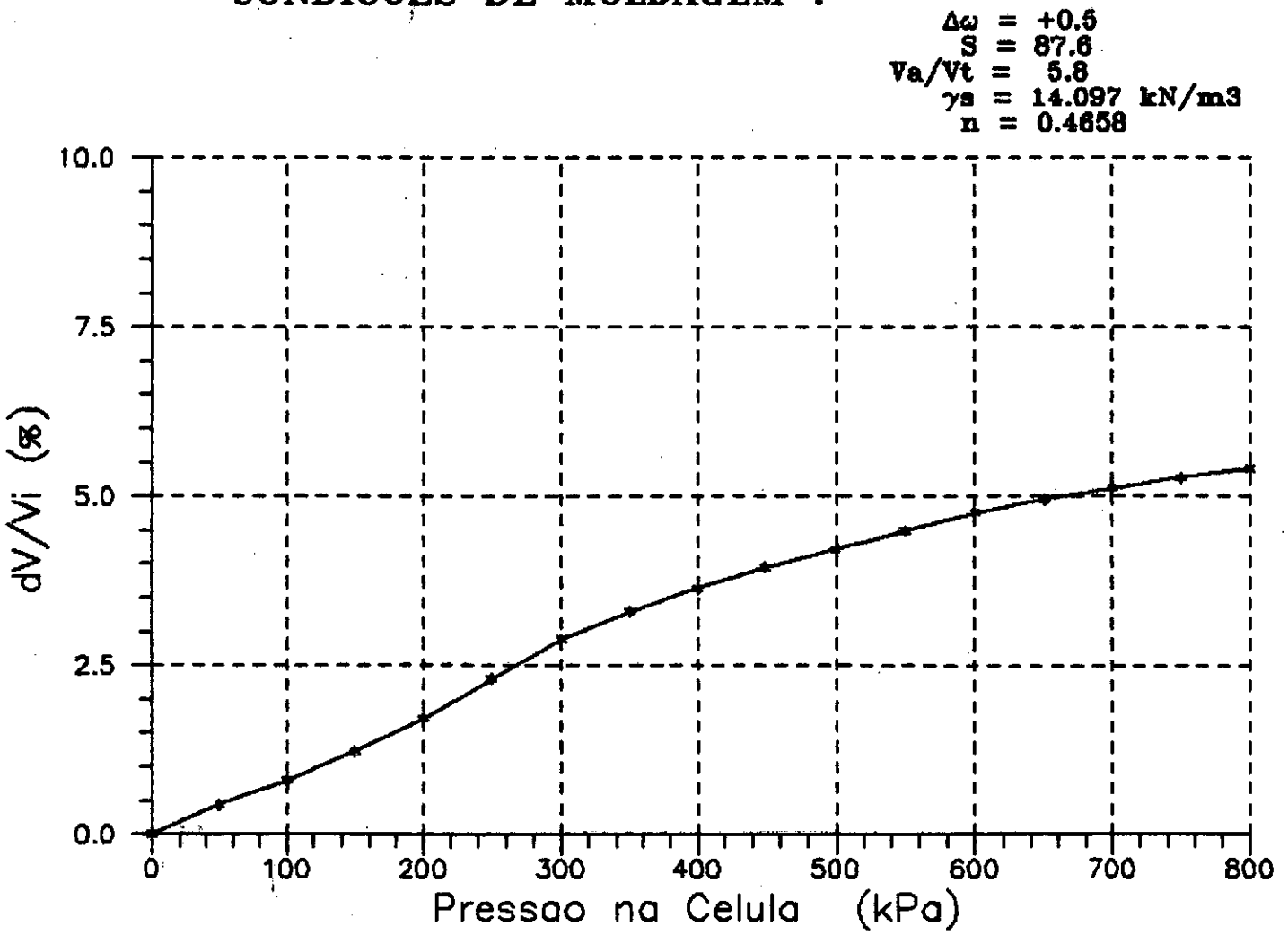


FIGURA III.20 – ENSAIO No. 9

CONDICOES DE MOLDAGEM :

Δω = +0.5
S = 87.6
Va/Vt = 5.8
γs = 14.097 kN/m3
n = 0.4658

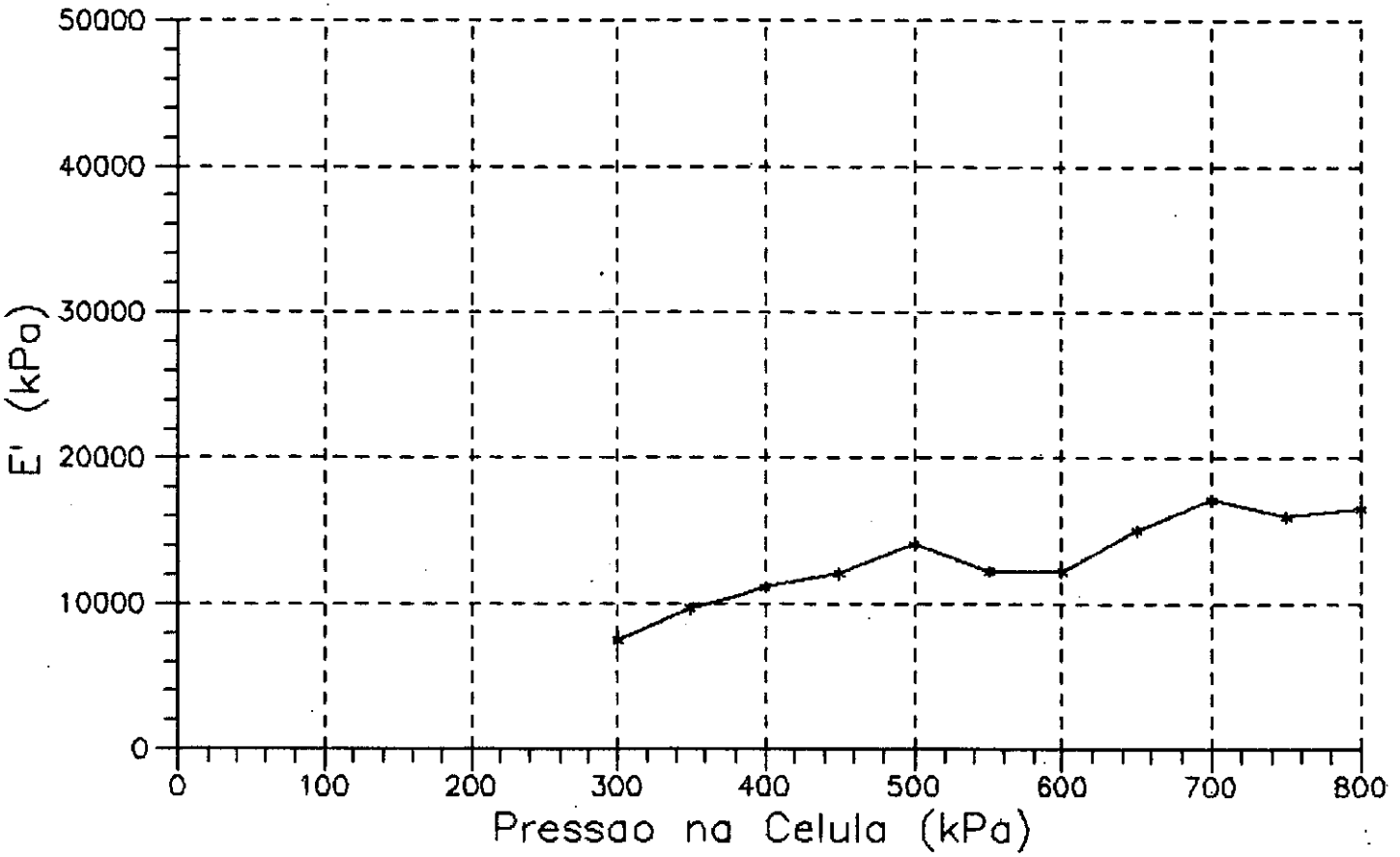


FIGURA III.21 – ENSAIO No. 10

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +0.5
S = 89.9
Va/Vt = 4.6
γs = 14.274 kN/m3
n = 0.4594

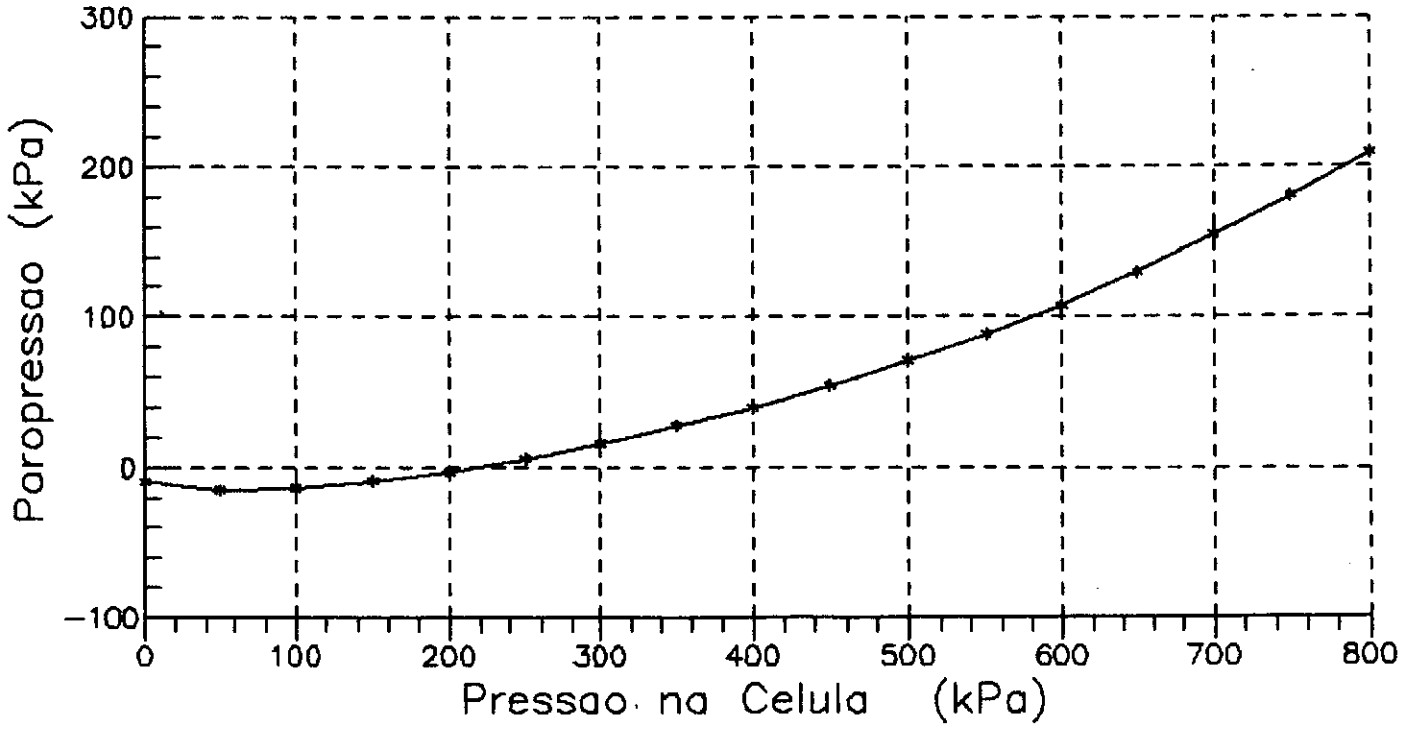


FIGURA III.22 – ENSAIO No. 10

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +0.5
S = 89.9
Va/Vt = 4.6
γs = 14.274 kN/m3
n = 0.4594

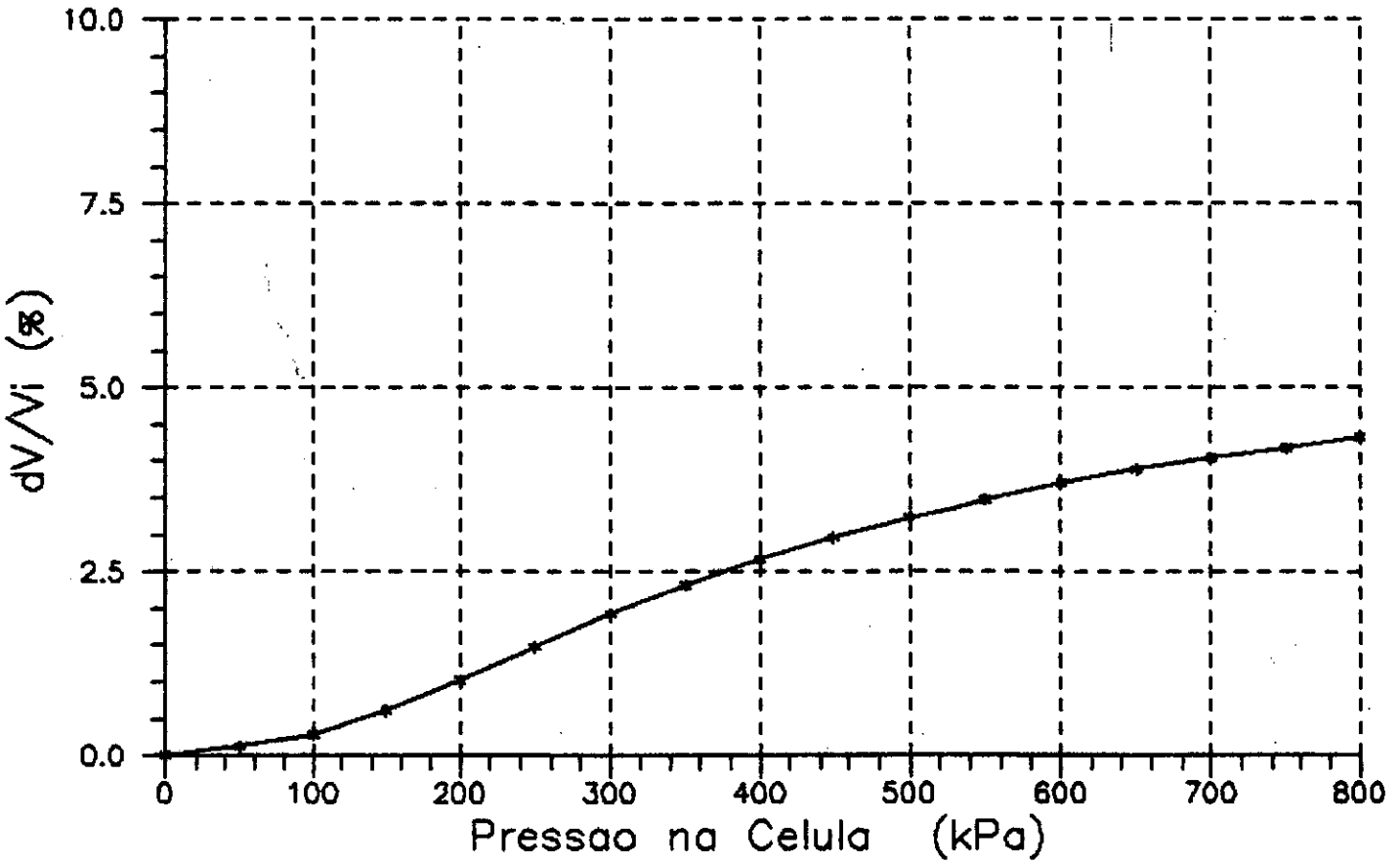


FIGURA III.23 - ENSAIO No. 10

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +0.5
S = 89.9
Va/Vt = 4.6
γs = 14.274 kN/m3
n = 0.4594

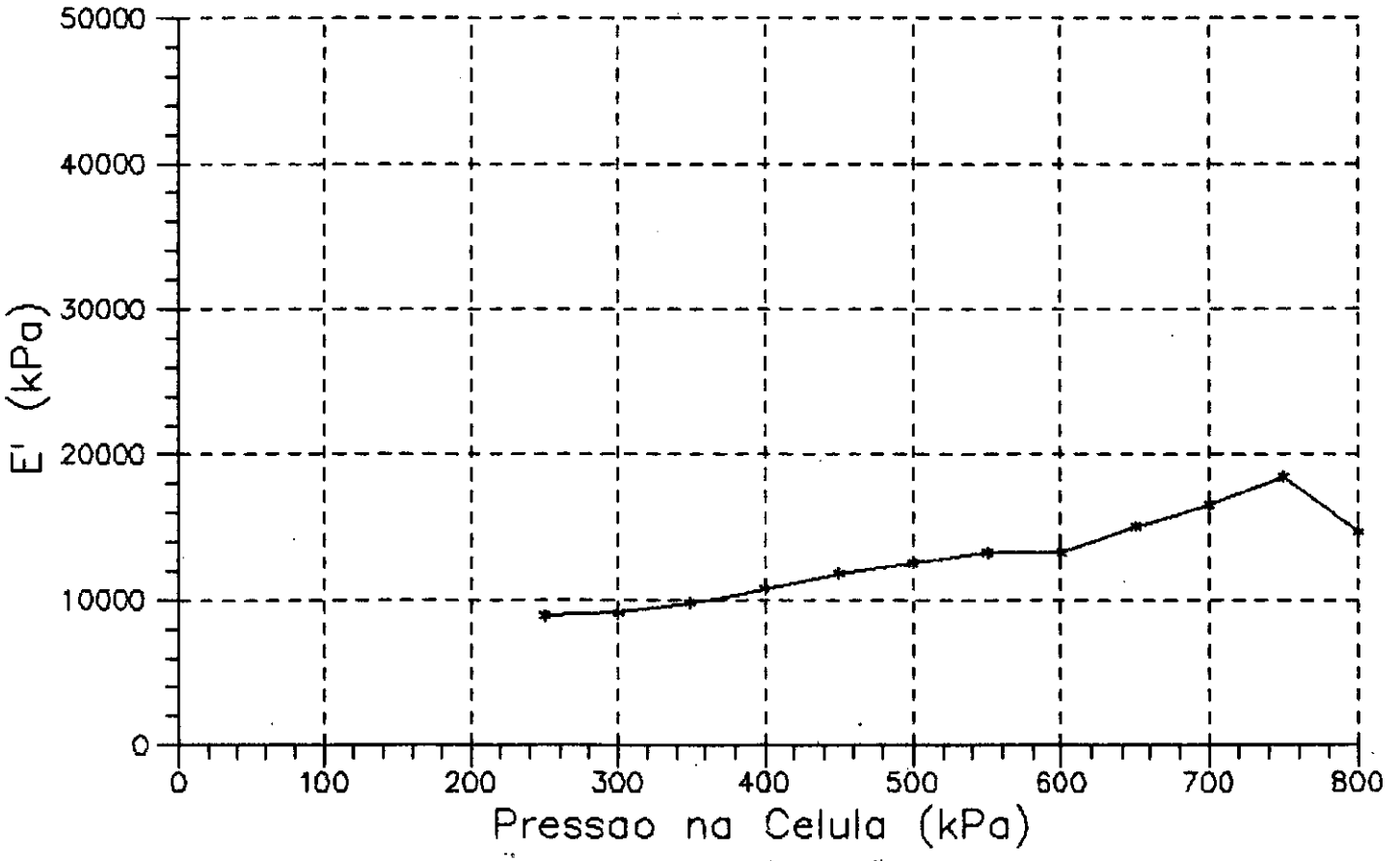


FIGURA III.24 – ENSAIO No. 11

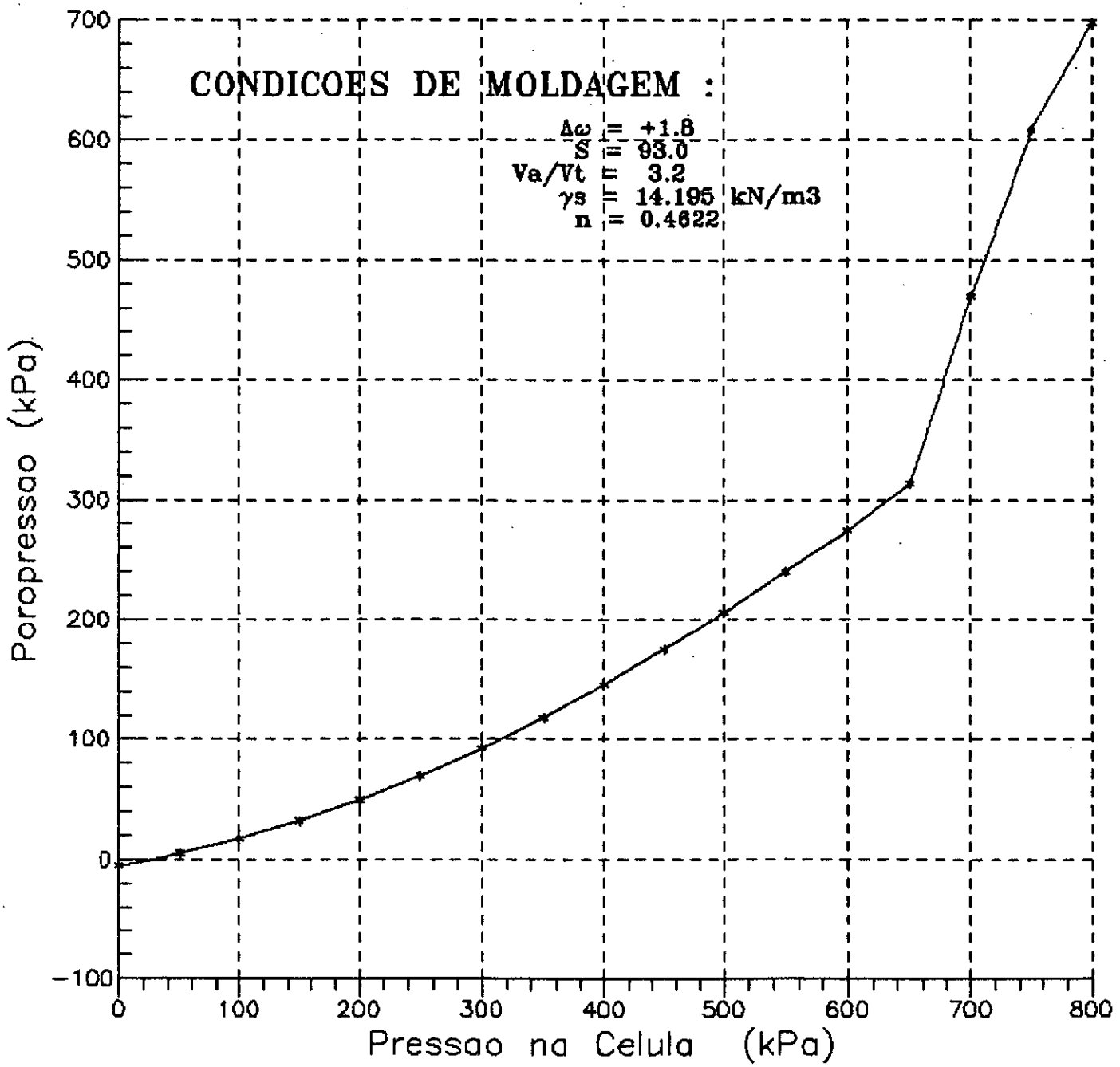


FIGURA III.25 – ENSAIO No. 11

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +1.8
S = 93.0
Va/Vt = 3.2
γs = 14.195 kN/m3
n = 0.4622

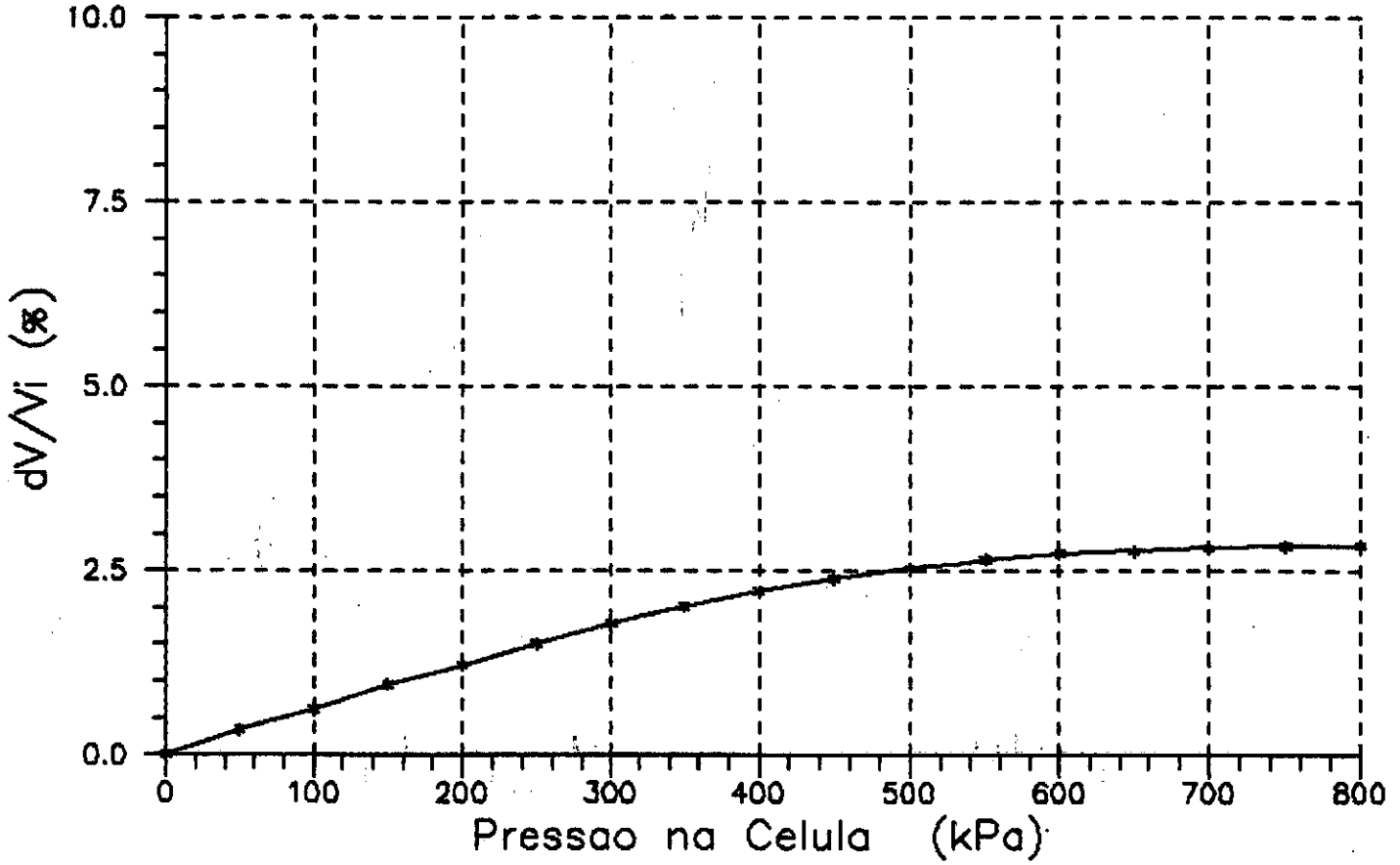


FIGURA III.26 – ENSAIO No. 11

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +1.8
S = 93.0
Va/Vt = 3.2
γs = 14.195 kN/m3
n = 0.4622

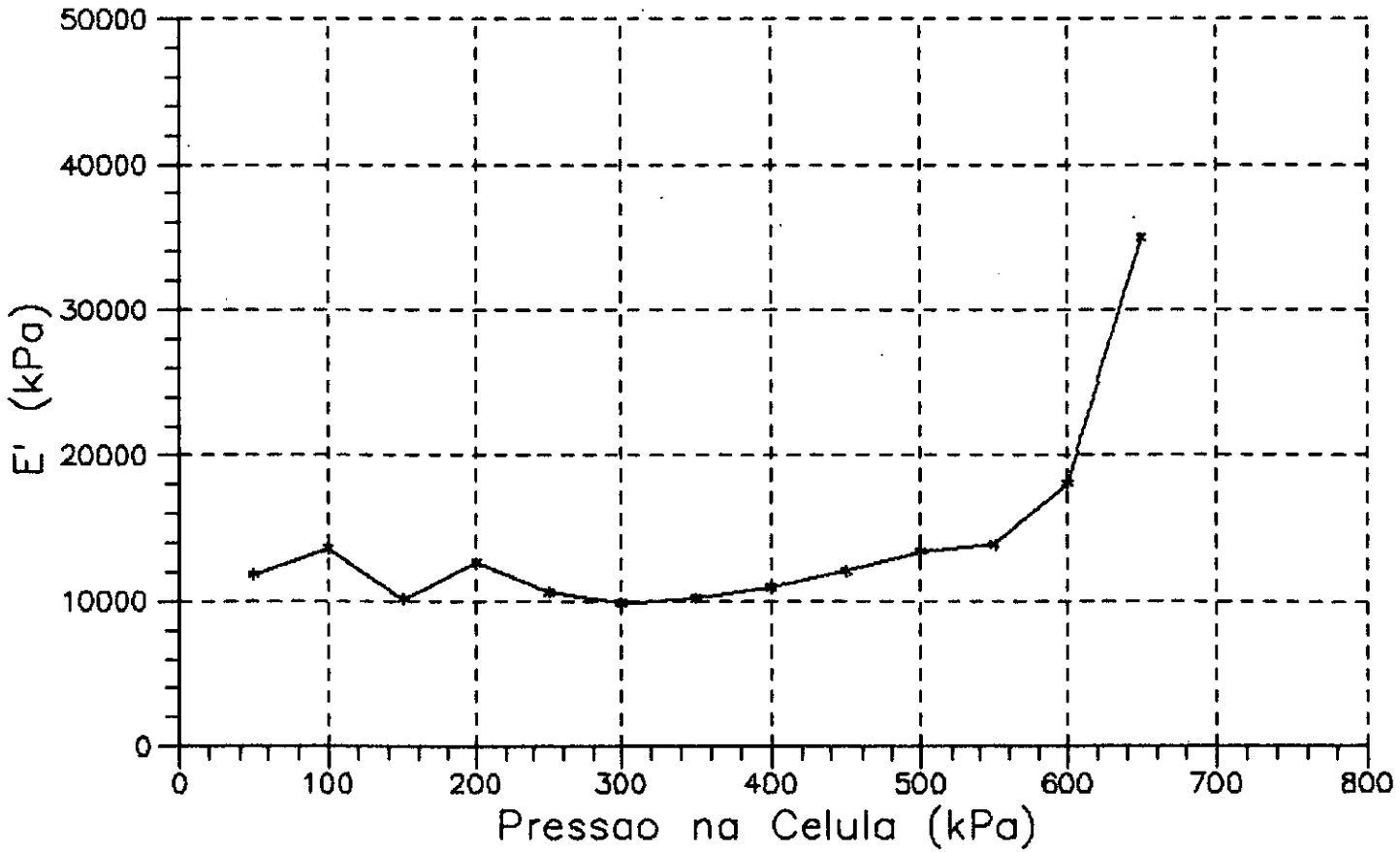


FIGURA III.27 – ENSAIO No. 12

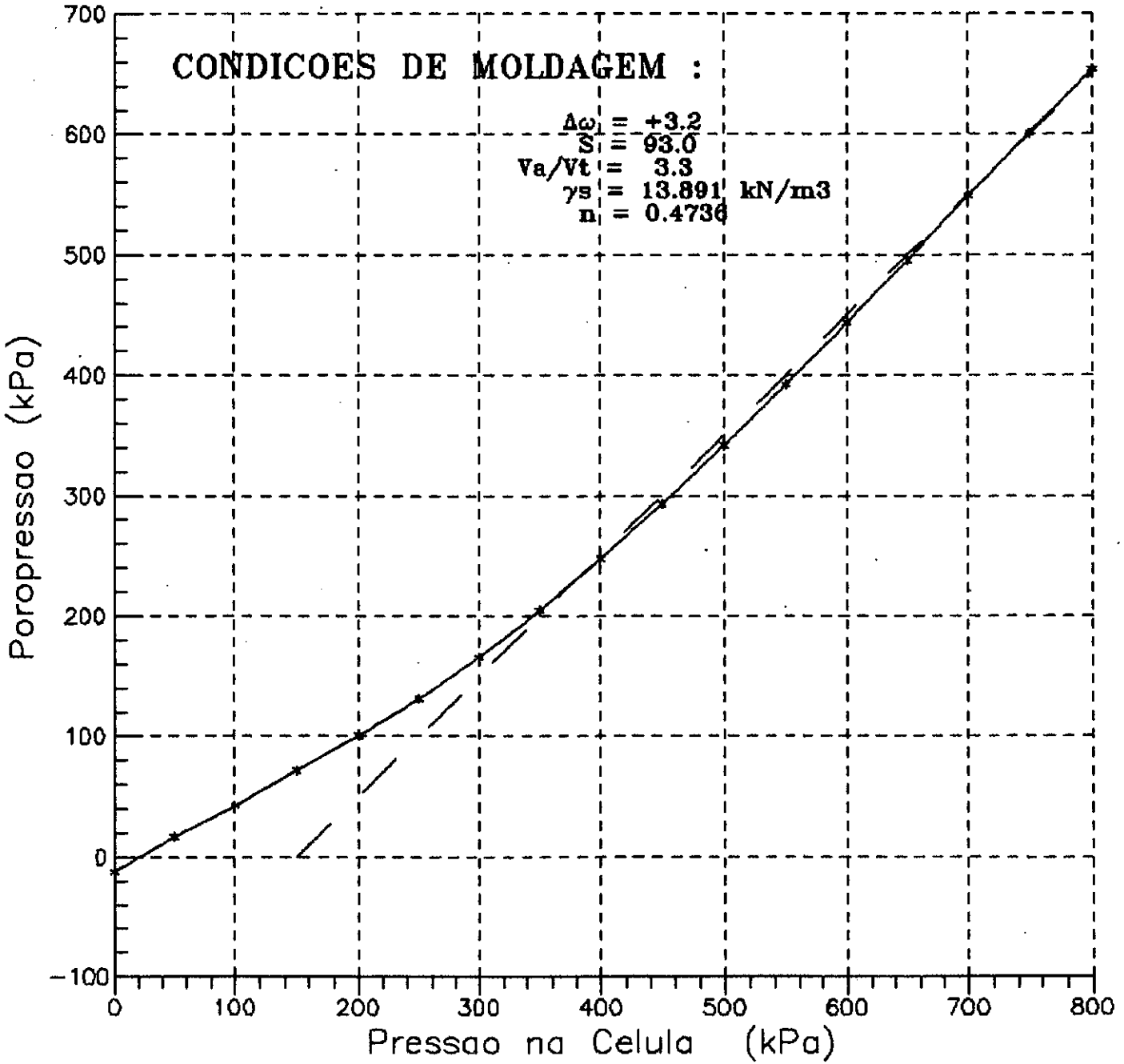


FIGURA III.28 – ENSAIO No. 12

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +3.2
S = 93.0
Va/Vt = 3.3
γ_s = 13.891 kN/m3
n = 0.4736

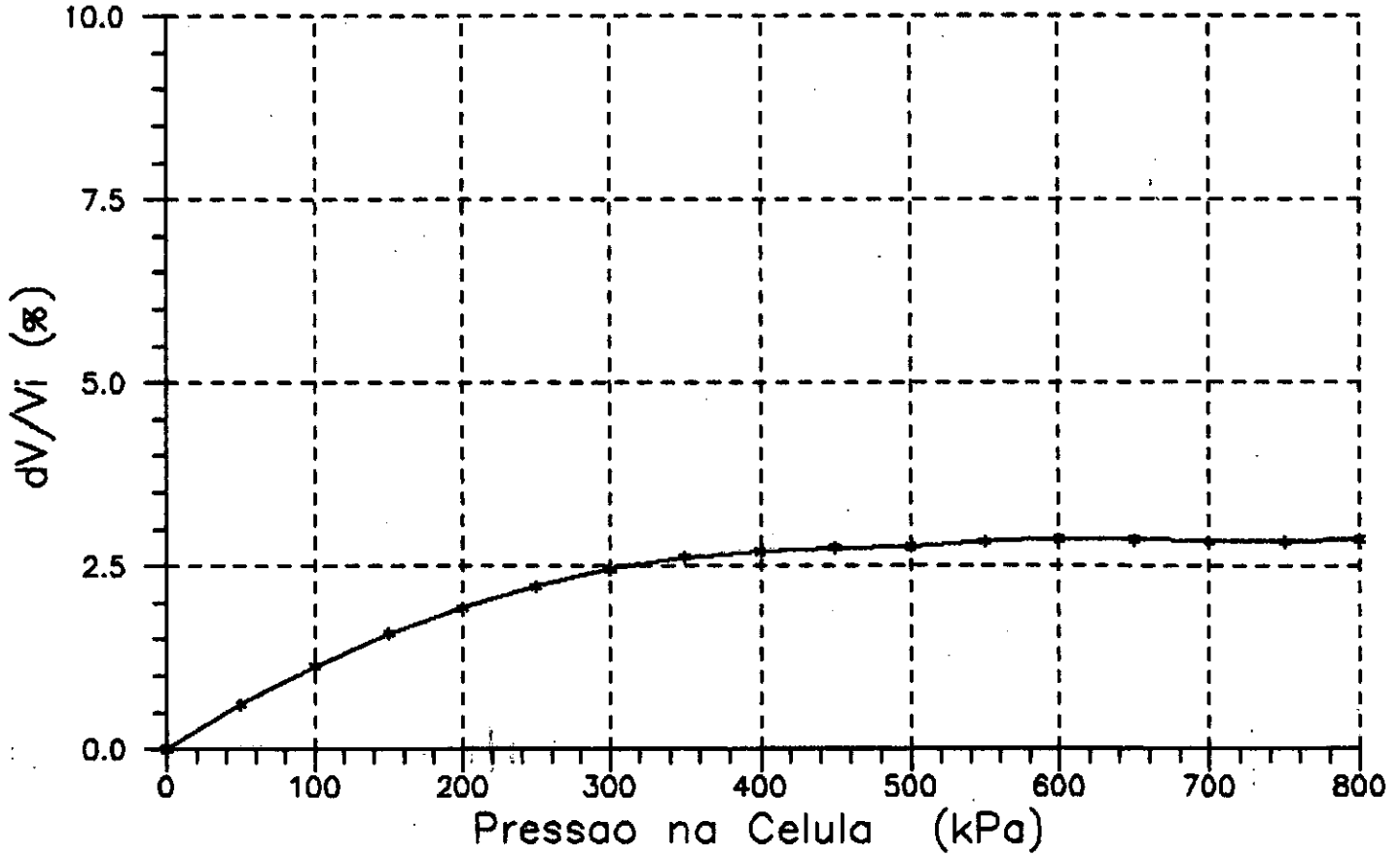
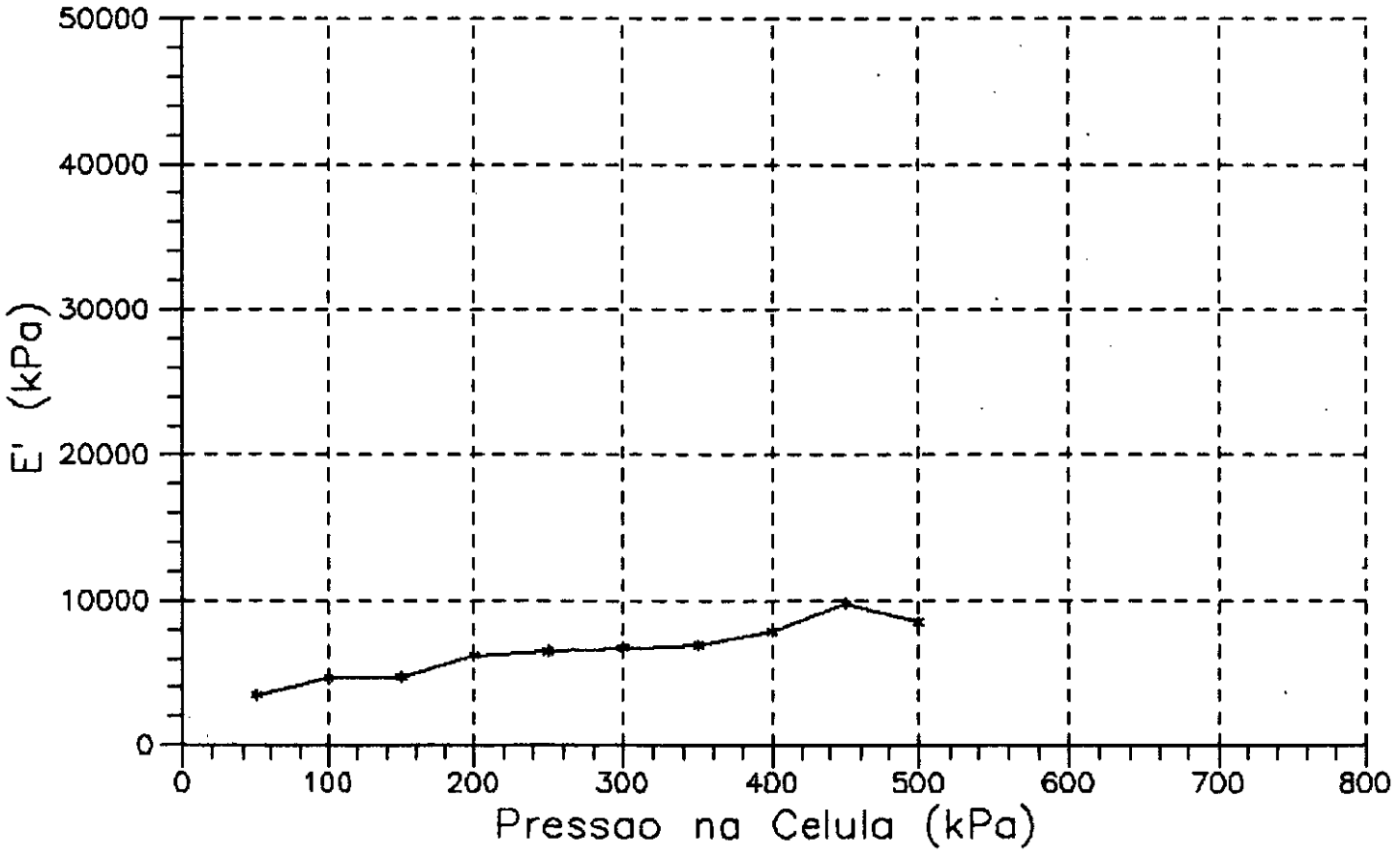


FIGURA III.29 – ENSAIO No. 12

CONDICOES DE MOLDAGEM :

$\Delta\omega$ = +3.2
S = 93.0
Va/Vt = 3.3
γs = 13.891 kN/m3
n = 0.4736



QUADRO RESUMO

ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL TIPO PNA

CP Nº	Wi (%)	ΔWi (%)	n_i	e_i	γ_s (kN/m³)	S_i (%)	$(Va/Vt)_i$ (%)	TEMPO DE CURA	DURAÇÃO DOS ESTÁGIOS	σ_{pos} (kPa)	S_{pos} (%)	$(Va/Vt)_{pos}$ (%)	S_{final} (%)	$(Va/Vt)_{final}$ (%)
5	25,0	-2,9	0,4779	0,915	13,783	73,5	12,7	0	VAR≥45'	–	–	–	88,2	4,70
6	26,7	-1,2	0,4696	0,890	13,999	79,9	9,3	0	VAR≥45'	–	–	–	93,6	2,60
7	29,7	+1,8	0,4590	0,850	14,274	94,1	2,7	0	VAR≥45'	65	96,0	1,70	99,0	0,43
8	28,6	+0,7	0,4578	0,840	14,313	91,1	4,1	24 H.	30'	230	94,0	2,40	107,1	-2,80
9	28,4	+0,5	0,4658	0,870	14,097	87,6	5,8	24 H.	30'	280	93,0	3,00	99,1	0,40
10	28,4	+0,5	0,4594	0,850	14,274	89,9	4,6	24 H.	30'	220	92,3	3,40	99,3	0,30
11	29,7	+1,8	0,4622	0,860	14,195	93,0	3,2	24 H.	30'	35	93,3	3,10	99,1	0,40
12	31,1	+3,2	0,4736	0,900	13,891	98,8	3,3	24 H.	30'	20	93,5	3,10	99,0	0,50

Wi = UNIDADE INICIAL

e_i = INDICE DE VAZIOS INICIAL

S_i = GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL

S_{pos} = GRAU DE SATURAÇÃO NA POSITIVAÇÃO

$(Va/Vt)_i$ = GRAU DE AERAÇÃO INICIAL

$(Va/Vt)_{pos}$ = GRAU DE AERAÇÃO NA POSITIVAÇÃO

σ_{pos} = PRESSÃO DE POSITIVAÇÃO

$M = \frac{E}{n(1-S)}$

E = COMPRESSIBILIDADE DE $\frac{d\sigma}{dV/Vo}$

γ_s = PESO ESPECÍFICO SECO

DADOS DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

PROCTOR NORMAL	PISOTEAMENTO
W_o = 27,9 %	W_o = 29,5 %
S = 91,3 %	S = 98 %
Va/Vt = 39 %	Va/Vt = 0,8 %

IV. ANÁLISE DOS RESULTADOS

IV.1 - ANÁLISE DAS CURVAS (σ x u), (σ x ΔV) E (σ x E')

Nas figuras IV.1 a IV.3 estão mostradas em conjunto as curvas de poropressão, variação de volume e módulo de compressibilidade isotrópica dos ensaios 5 a 12. No caso de E', foram considerados apenas os valores de E' após a positivação das poropressões

IV.1.1 - Ensaios 5, 6 e 7

Nestes ensaios, como já discutido no capítulo III, foi notada a influência da duração dos estágios. Além disso, o fato desses ensaios terem sido iniciados imediatamente após a moldagem dos corpos de prova também teve influência marcante, principalmente nos ensaios 5 e 6, compactados no ramo seco. Observou-se uma tendência de redução nas poropressões até sua estabilização em um valor negativo, tornando a aumentar nos estágios finais. Este comportamento sugere a falta do tempo necessário para a equalização das poropressões residuais de compactação.

O ensaio 7 apresentou uma descontinuidade a partir de 300 kPa, tendo a poropressão se aproximado do valor da pressão na célula. Aparentemente, houve algum vazamento no sistema, ou furo na membrana, pondo a pedra porosa em contato com o fluido confinante.

IV.1.2 - Ensaio 8

A curva (σ x ΔV) deste ensaio revelou uma descontinuidade anômala, pondo em dúvida a validade dos seus resultados, os quais apresentaram as maiores discrepâncias dentre os ensaios analisados. Este foi o único ensaio em que se observou variação de volume superior ao volume de ar inicial. Posteriormente, no final do ensaio, foram detectadas bolhas de ar no transdutor de poropressão, o que pode ter sido a causa destas discrepâncias.

Aparentemente, as bolhas de ar devem ter aparecido pelo fato de que, ao se decidir moldar os corpos de prova 24 horas antes de se iniciar o ensaio, devido ao exposto no ítem IV.1.1, o corpo de prova permaneceu estas 24 horas dentro da célula, em contato com a pedra porosa. O ensaio 9, que também foi preparado desta maneira, acusou igualmente a presença de bolhas de ar no final, ao contrário dos demais, em que se deixou o corpo de prova descansar na câmara úmida.

IV.1.3 - Ensaios 7 e 11

Estes corpos de prova foram moldados em condições semelhantes, o que se reflete no resultado praticamente coincidente das curvas (σ x u) até 300 kPa. A "quebra" na curva (σ x u) do ensaio 7 elimina a possibilidade de correlação a partir deste ponto. Não obstante, pode-se observar a boa repetibilidade dos resultados no trecho inicial do ensaio.

IV.1.4 - Ensaios 9 e 10

Também moldados em condições semelhantes, estes dois ensaios apresentaram boa concordância, com as pequenas discrepâncias refletidas coerentemente nos índices físicos iniciais (o CP -10, com maior grau de saturação inicial, apresentou maiores poropressões).

IV.2 - ANÁLISE DOS ÍNDICES FÍSICOS TEÓRICOS E OBSERVADOS

IV.2.1 - Influência das condições iniciais de moldagem

Sob este aspecto, os resultados dos ensaios não apresentaram surpresas :

- as poropressões aumentaram para maiores umidade e grau de saturação e menores peso específico e grau de aeração iniciais;
- a tensão de positivação diminuiu para maiores umidade e grau de saturação iniciais e menores graus de aeração iniciais, para corpos de prova moldados no ramo úmido (ver figuras IV.4 a IV.6);
- os corpos de prova moldados no ramo seco não atingiram valores positivos de poropressão.

IV.2.2 - Análise dos índices físicos iniciais e na positivação das poropressões

Observou-se que os graus de saturação e de aeração dos corpos de prova ao atingirem a positivação situaram-se, em geral, próximos aos do ponto ótimo da curva de compactação Proctor Normal, nos ensaios 9 a 12 (ver figuras IV.7 e IV.8). No caso do ensaio 7 (ver tabela abaixo), que atingiu a positivação para grau de saturação um pouco superior e de aeração inferior ao do ponto ótimo, isto talvez se deva ao fato de que o CP-7, além de ter sido moldado imediatamente antes da execução do ensaio, ao contrário dos demais, que tiveram um tempo de cura de 24 horas, foi também moldado mais próximo à curva de compactação por pisoteamento do que da curva Proctor Normal (ver figura III.1).

ENSAIO	$(V_a/V_t)_{poe}$ (%)
Proctor	3.9
Pisoteamento	0.8
7	1.7
8	2.4
9	3.0
10	3.4
11	3.1
12	3.1

O grau de aeração de positivação poderia ser relacionado com o valor correspondente à interseção das retas representativas dos dois ramos da curva w x V_a/V_t, mostradas na figura IV.7, ao invés do ponto ótimo da curva de compactação, uma vez que é discutível a hipótese de que a

positivação das poropressões se daria para tal condição. No presente caso, entretanto, os valores encontrados foram praticamente coincidentes.

Comparando-se os resultados acima com resultados obtidos por LINS (1991) em um solo de características físicas (granulometria, limites de Atterberg) semelhantes, pode-se observar que em ambos os casos, houve uma tendência de se atingir a positivação a um grau de aeração único. Entretanto, o valor deste grau de aeração não foi o mesmo para os dois casos. Lins obteve grau de aeração em torno de 7% em ensaios CIU e de 4,5% em ensaios CIUO (semelhantes ao PNA), sendo que o grau de aeração do ponto ótimo da curva de compactação Proctor Normal foi de 7% . Entretanto, os seus corpos de prova foram moldados por compactação estática, além de terem sido ensiados somente após a determinação das poropressões residuais e com a translação de eixo, diferentemente do critério de 24 horas de cura adotado neste trabalho, o que pode ter ocasionado estas diferenças.

IV.3 - COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS (σ x u) MEDIDAS E CALCULADAS

Nas figuras IV.9 a IV.12 estão apresentadas curvas σ x u medidas e calculadas, para os ensaios 9 a 12, pelos seguintes métodos :

* Boyle : foram calculados os valores de u_a a partir dos valores de ΔV medidos, considerando, no ponto da positivação (quando o ensaio passou a ser não-drenado),

$u_a = p_{atm}$. Desta forma,

$$\Delta u_a = \frac{P_{atm} \cdot Va_i}{Va_i - \Delta V} \qquad \text{(Eq. IV.1)}$$

Para os corpos de prova compactados no estado aberto (9 e 10), foram tomados como pontos de partida a positivação da poropressão ("Boyle -positivação") e o ponto em que o grau de aeração se igualou ao do ponto ótimo da curva de Proctor, ligeiramente anterior ("Boyle - $(Va/Vt)_{otimo}$").

* Hilf : usou-se a equação II.8, adotando-se como ponto de partida a positivação, quando o ensaio tornou-se não drenado.

* Sandroni (1985 - M = constante) : neste caso, foi usada a expressão desenvolvida pelo autor, apresentada no Capítulo II, buscando-se um valor de M que fornecesse a melhor aproximação da curva medida.

* Sandroni (1985 - E'_{med}) : usou-se o método proposto, utilizando-se os valores medidos de E' em substituição a um valor escolhido de M. Por conveniência, ao invés de se usar a equação II.20, usou-se a expressão abaixo :

$$dP = \frac{1}{E.n.(1 - S).(Po/P^2) + 1} \cdot dN \qquad \text{(Eq. IV.2)}$$

onde P e N são respectivamente a poropressão e a tensão confinante em termos de pressões absolutas, a qual, ao ser integrada, deu origem à equação II.14.

* Schuurman, 1966 : as poropressões foram computadas pela equação II.13, escolhendo-se também um valor de 2q/r que

fornecesse a melhor correlação. Cabe observar que, com $q = 7.26 \times 10^{-5} kN/m$ (Fredlund, 1976), obteve-se valores para o raio das bolhas de ar, r, da ordem de 1μ.

Das figuras IV.9 a IV.12, pode-se constatar o seguinte :

1. A equação de Boyle não forneceu boa correlação em nenhum dos casos.

2. A equação de Hilf (1948) tendeu a produzir valores ligeiramente superiores aos medidos, antes de aproximar-se da saturação. Entretanto, assim como as demais expressões baseadas na variação de volume, tende a se afastar da curva medida quando a variação de volume tende a zero, à medida em que o solo se aproxima da saturação. Isto pode ser explicado pelo fato de que a poropressão é expressa em termos da variação de volume, a qual se torna nula quando o solo atinge a saturação. De fato, o distanciamento entre as curvas medidas e calculadas por Hilf (1948) é mais nítido nos ensaios 11 e 12, cujos corpos de prova foram moldados com os maiores graus de saturação iniciais.

3. A expressão proposta por Sandroni (1985) forneceu boa correlação, para o caso em que foi escolhido um valor de M. No outro caso, uma vez que E' foi calculado a partir da variação de volume, nos ensaios 11 e 12 forneceu curvas mais próximas das calculadas por Hilf (1948) do que das medidas. Possivelmente esta correlação seria melhor caso se obtivessem valores de E' a partir de um ensaio drenado.

4. A expressão de Schuurman (1966) apresentou resultados similares à equação de Hilf (1948), uma vez que é igualmente dependente das medidas de variação de volume.

FIGURA IV.1 – CURVAS σ x u

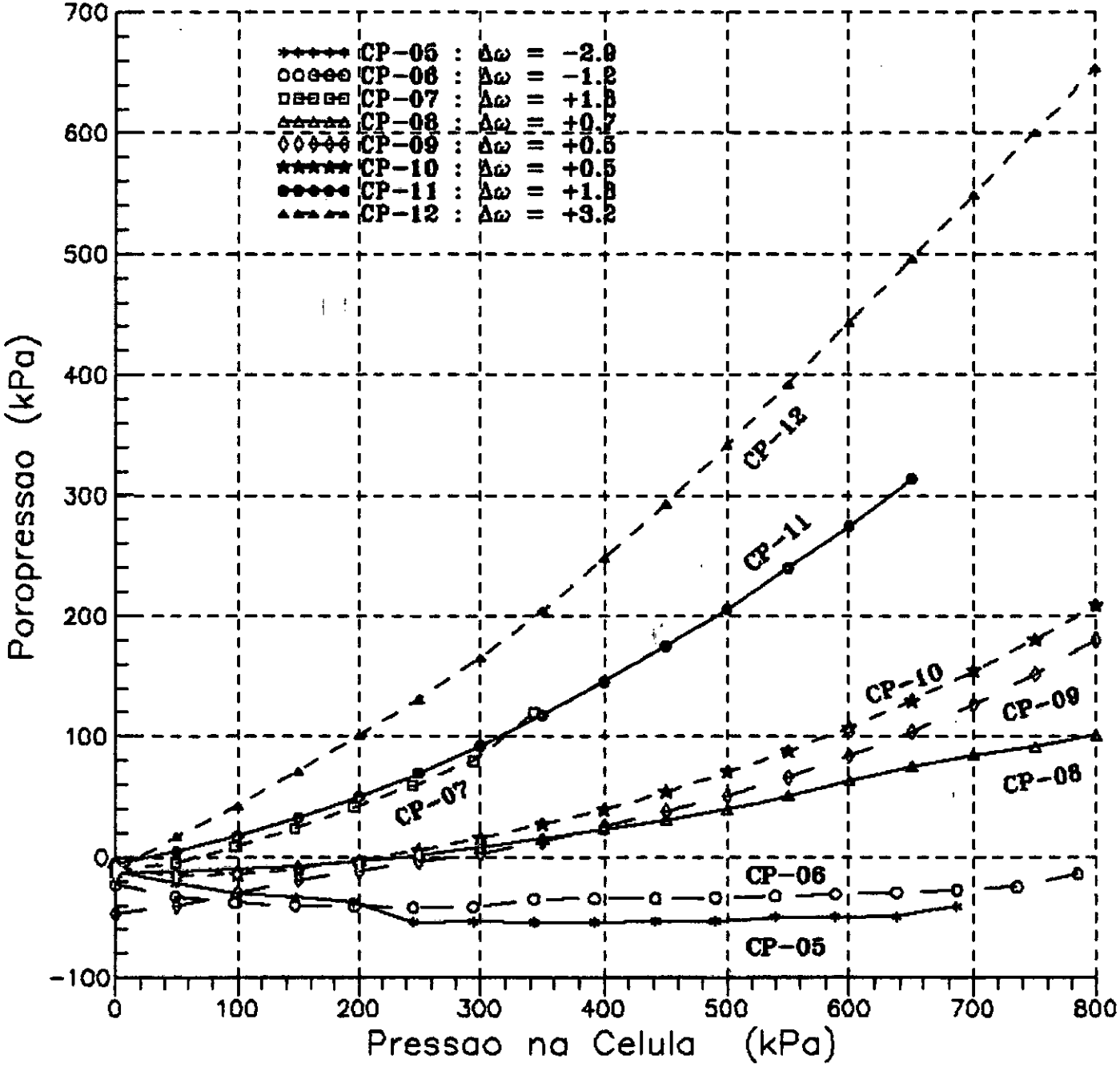


FIGURA IV.2 – CURVAS σ x $(\Delta V/V_i)$

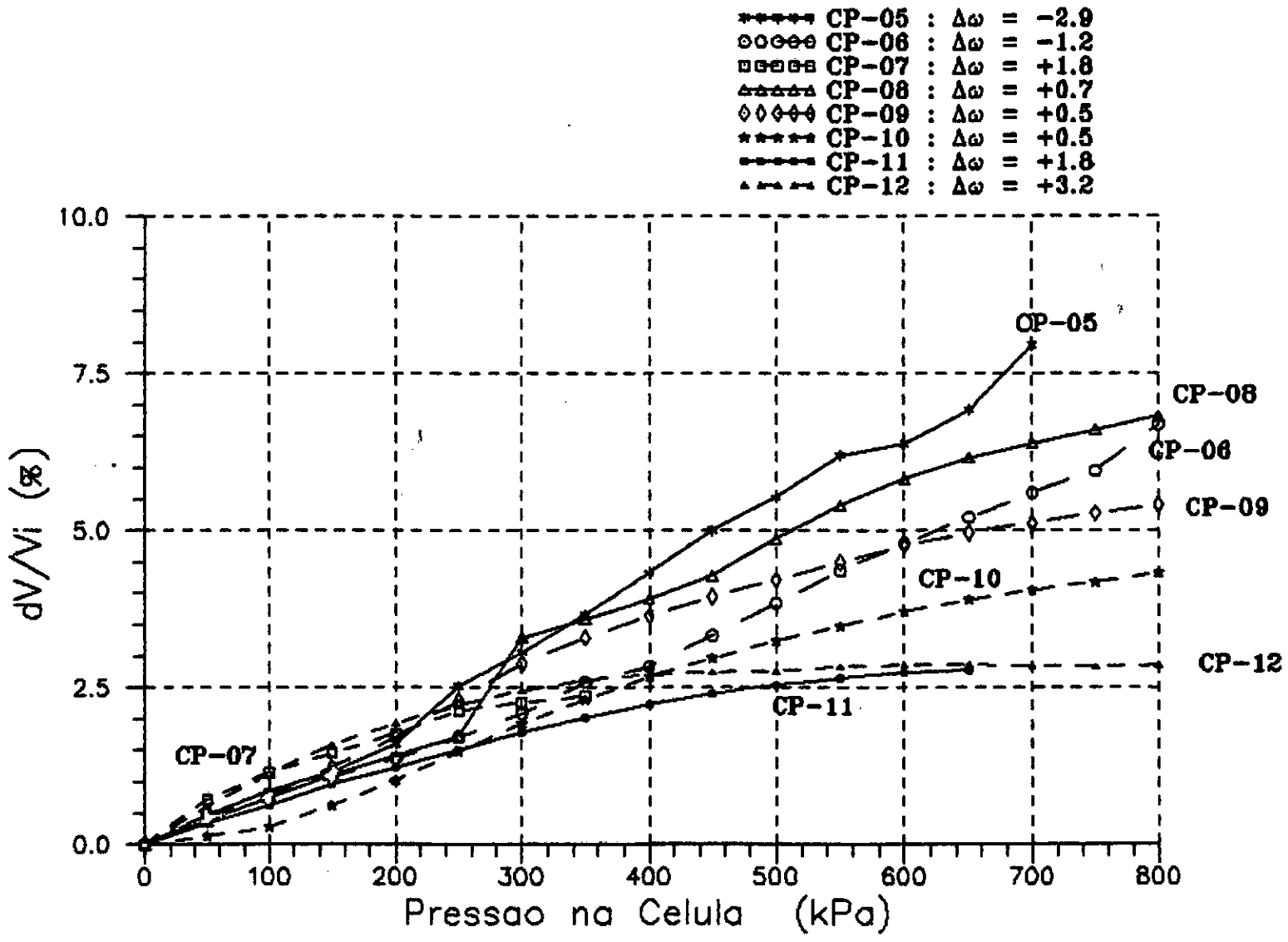


FIGURA IV.3 – CURVAS σ x E'

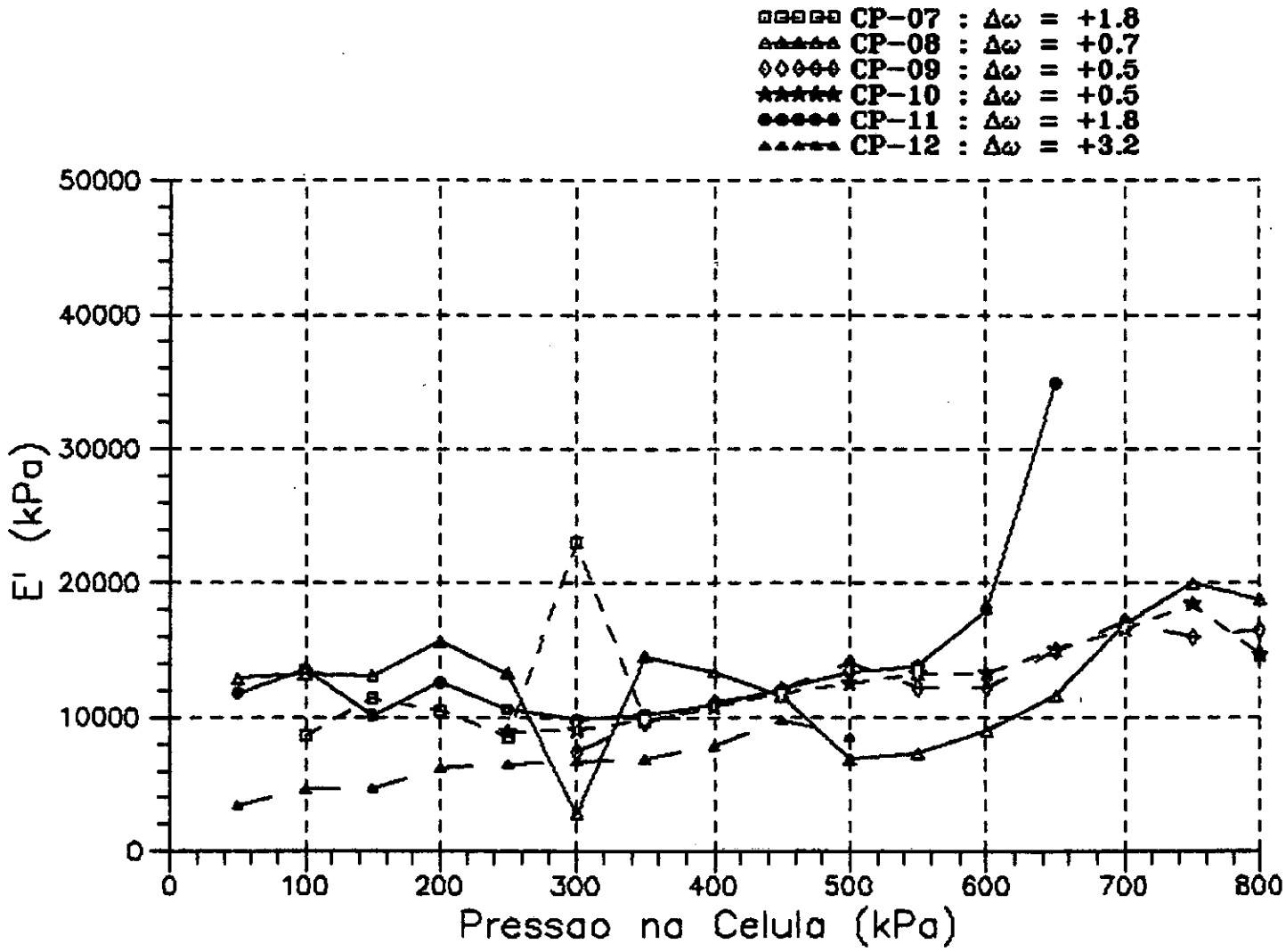


FIGURA IV.4 – σ_{pos} x w_i

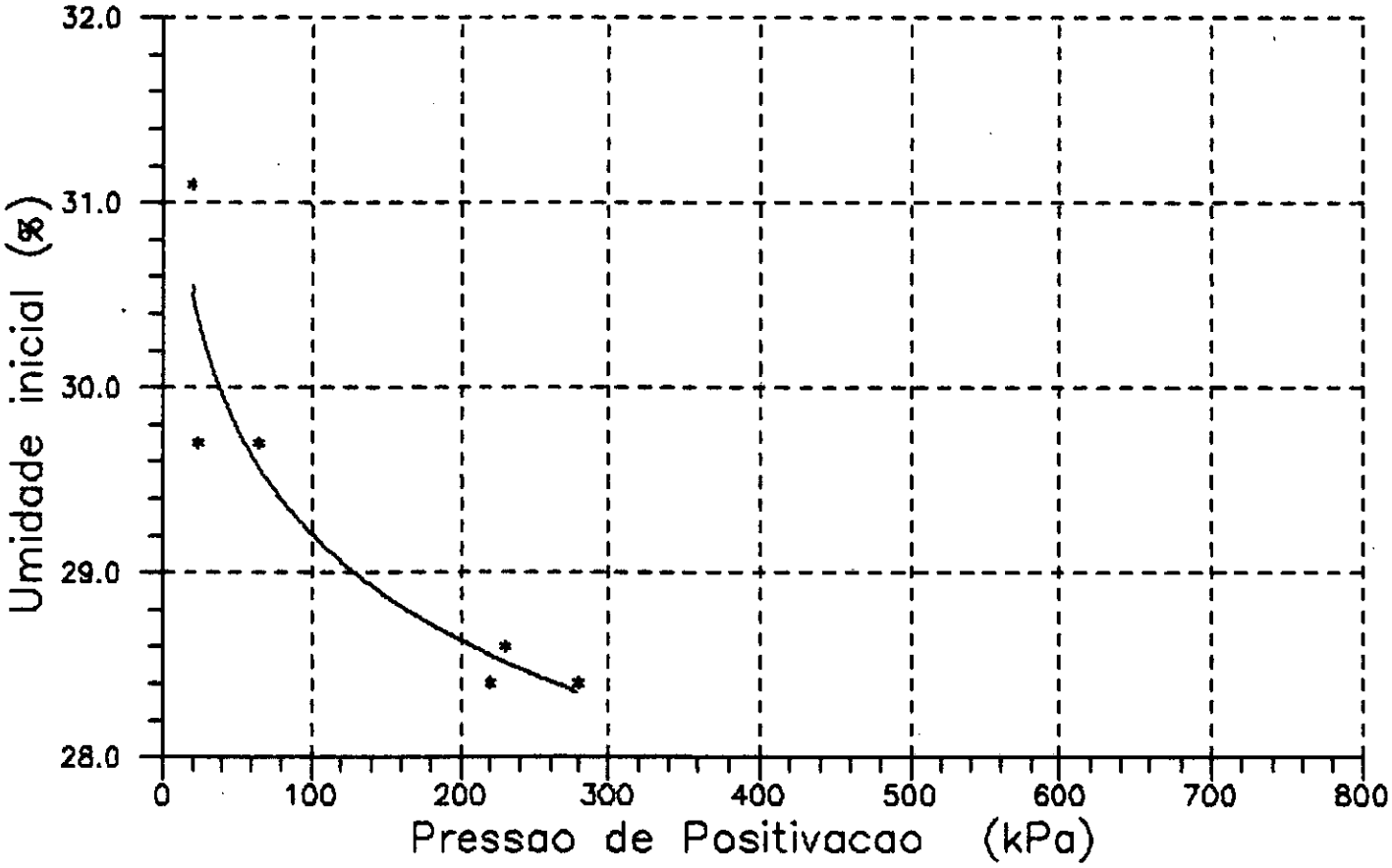


FIGURA IV.5 – σ_{pos} x $(Va/Vt)_i$

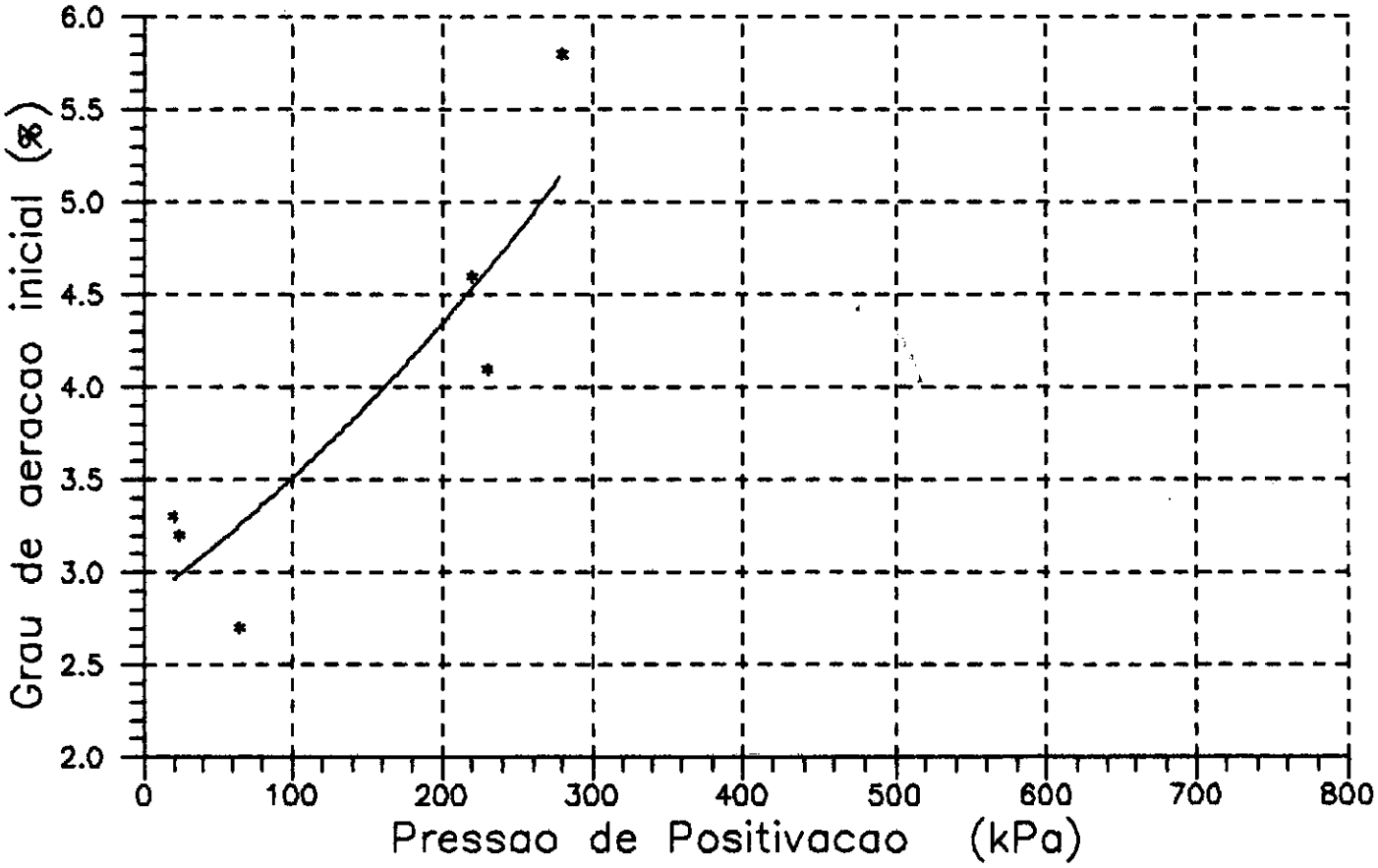


FIGURA IV.6 – σ_{pos} x S_i

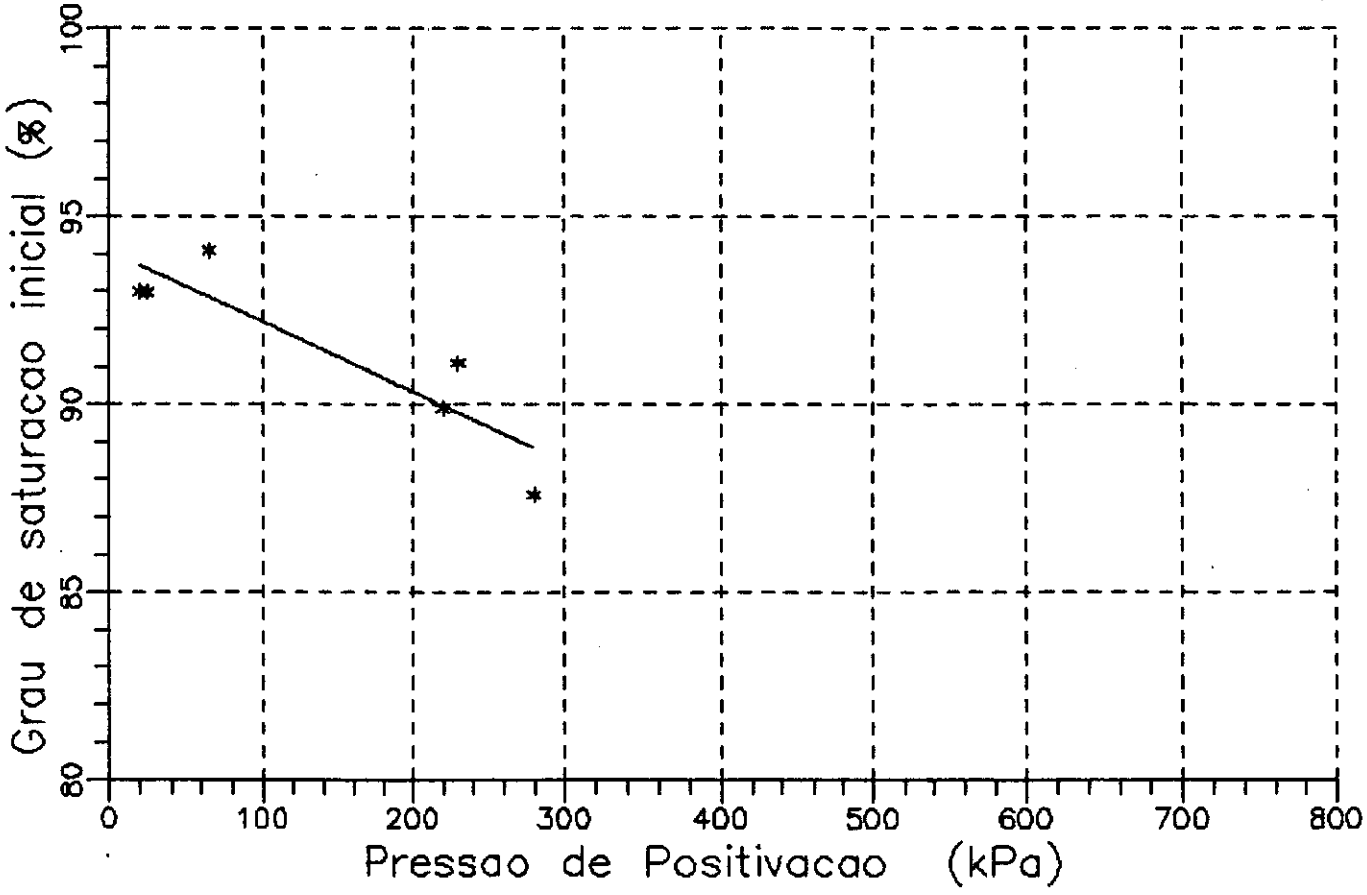


FIGURA IV.7 - ω x V_a/V_t

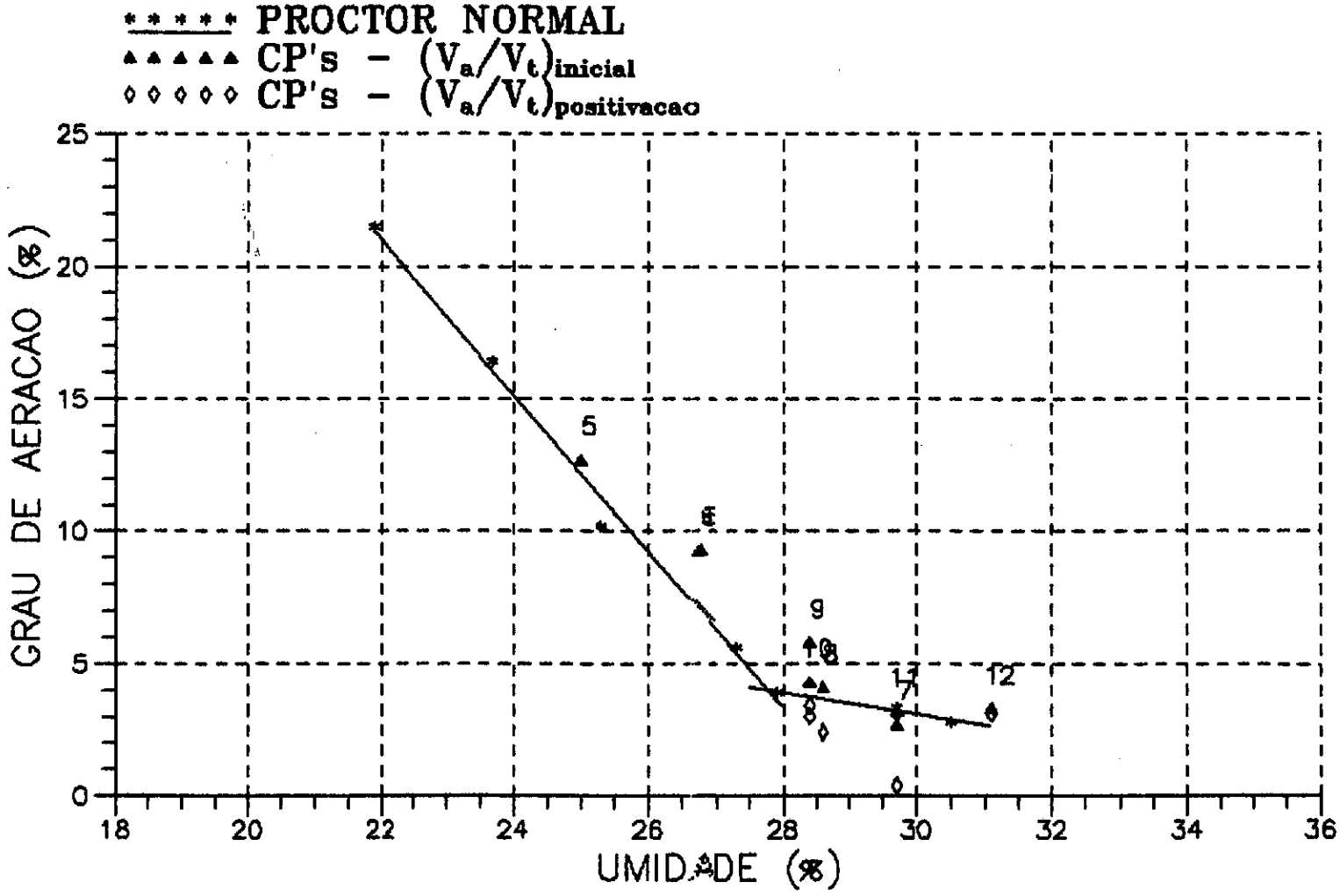


FIGURA IV.8 – ω x S

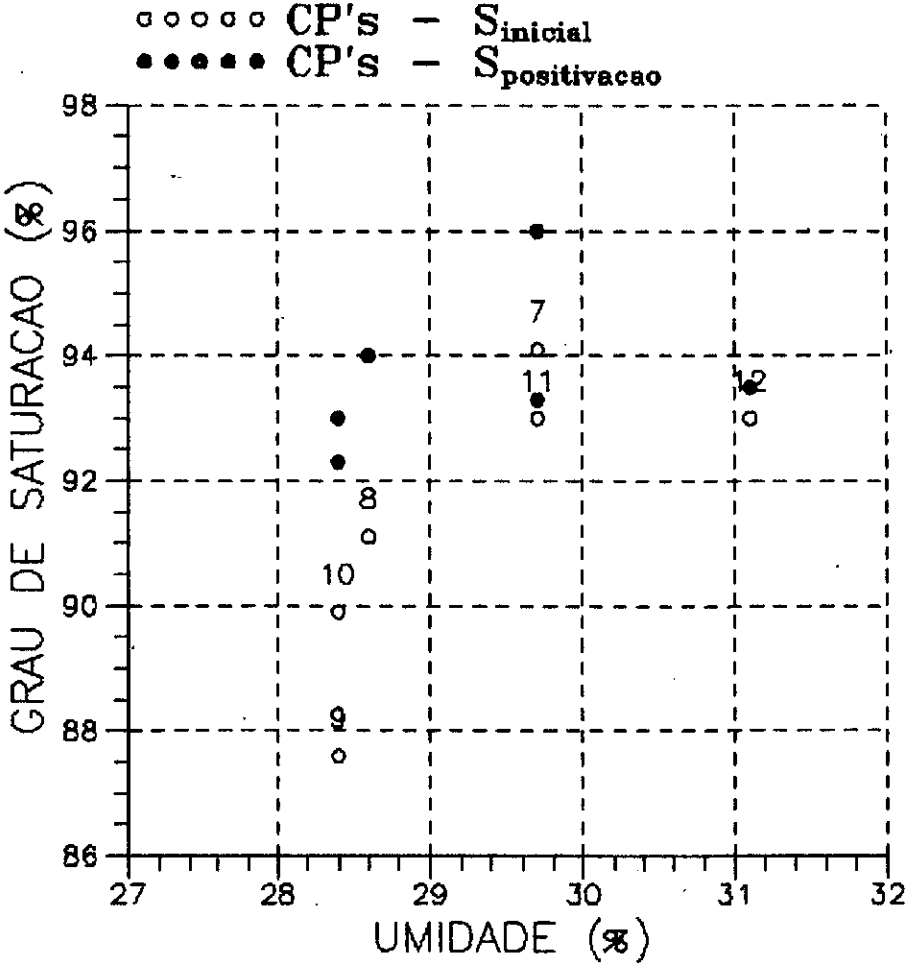


FIGURA IV.9 – ENSAIO No. 9

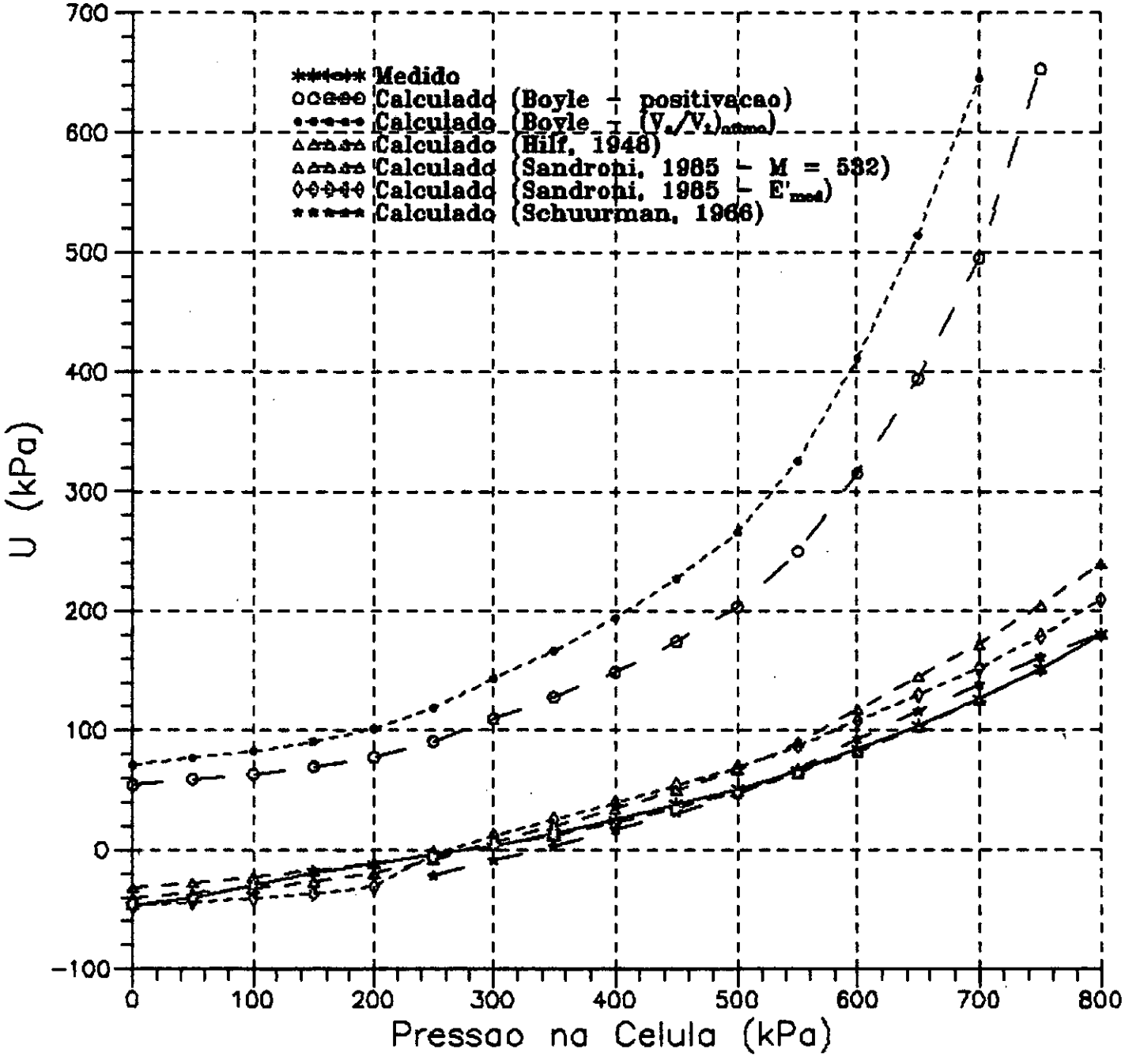


FIGURA IV.10 – ENSAIO No. 10

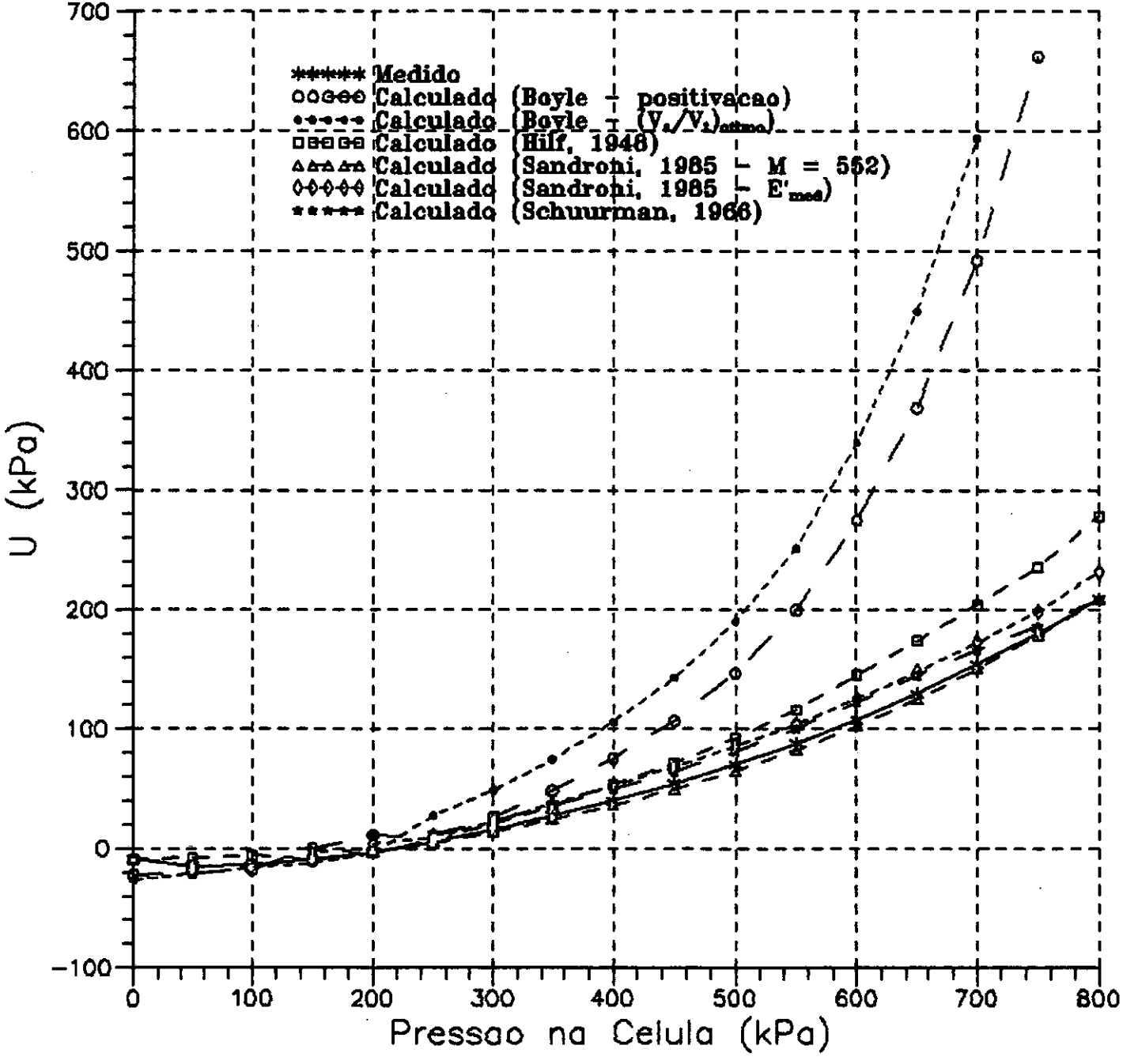


FIGURA IV.11 – ENSAIO No. 11

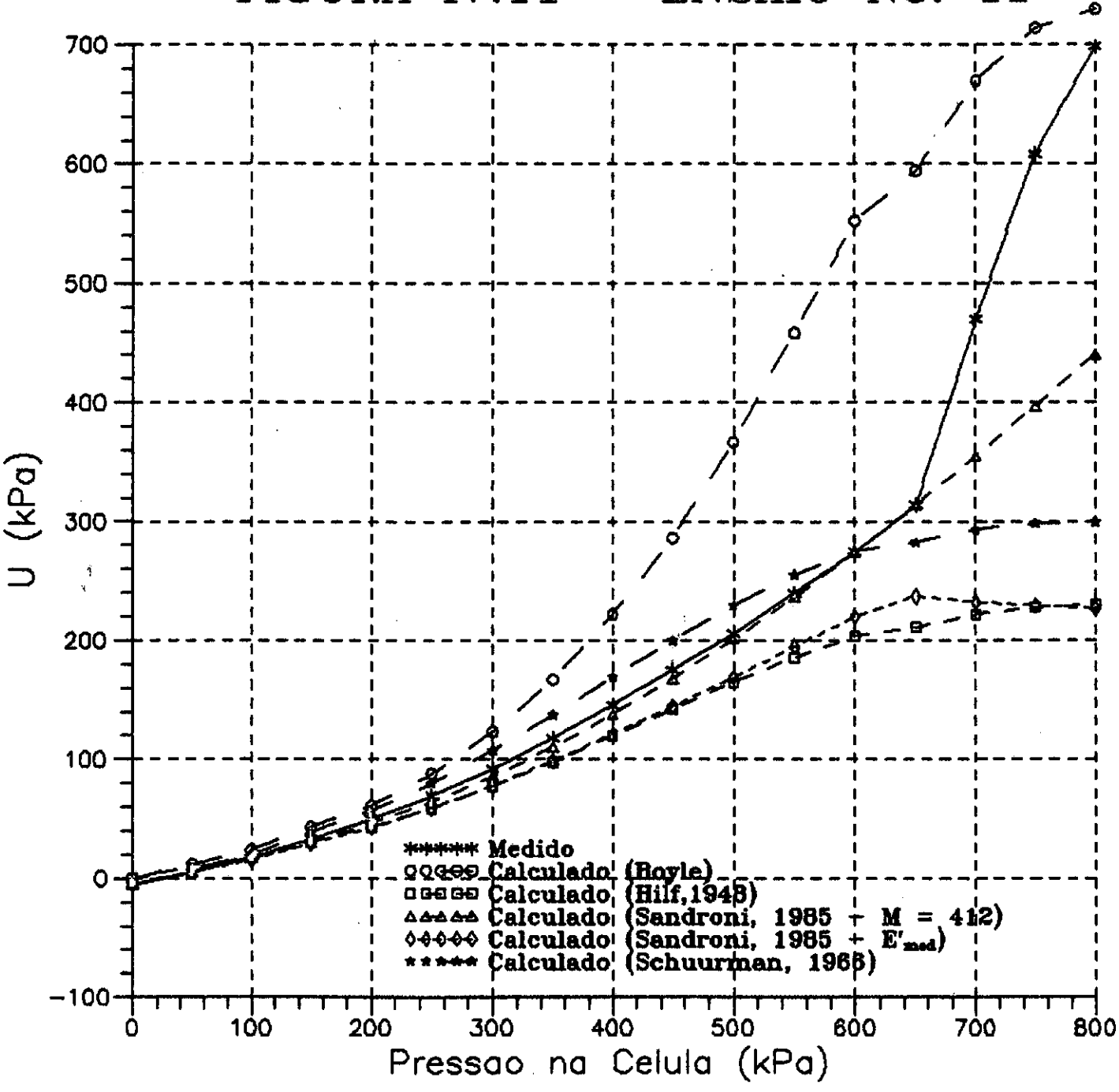
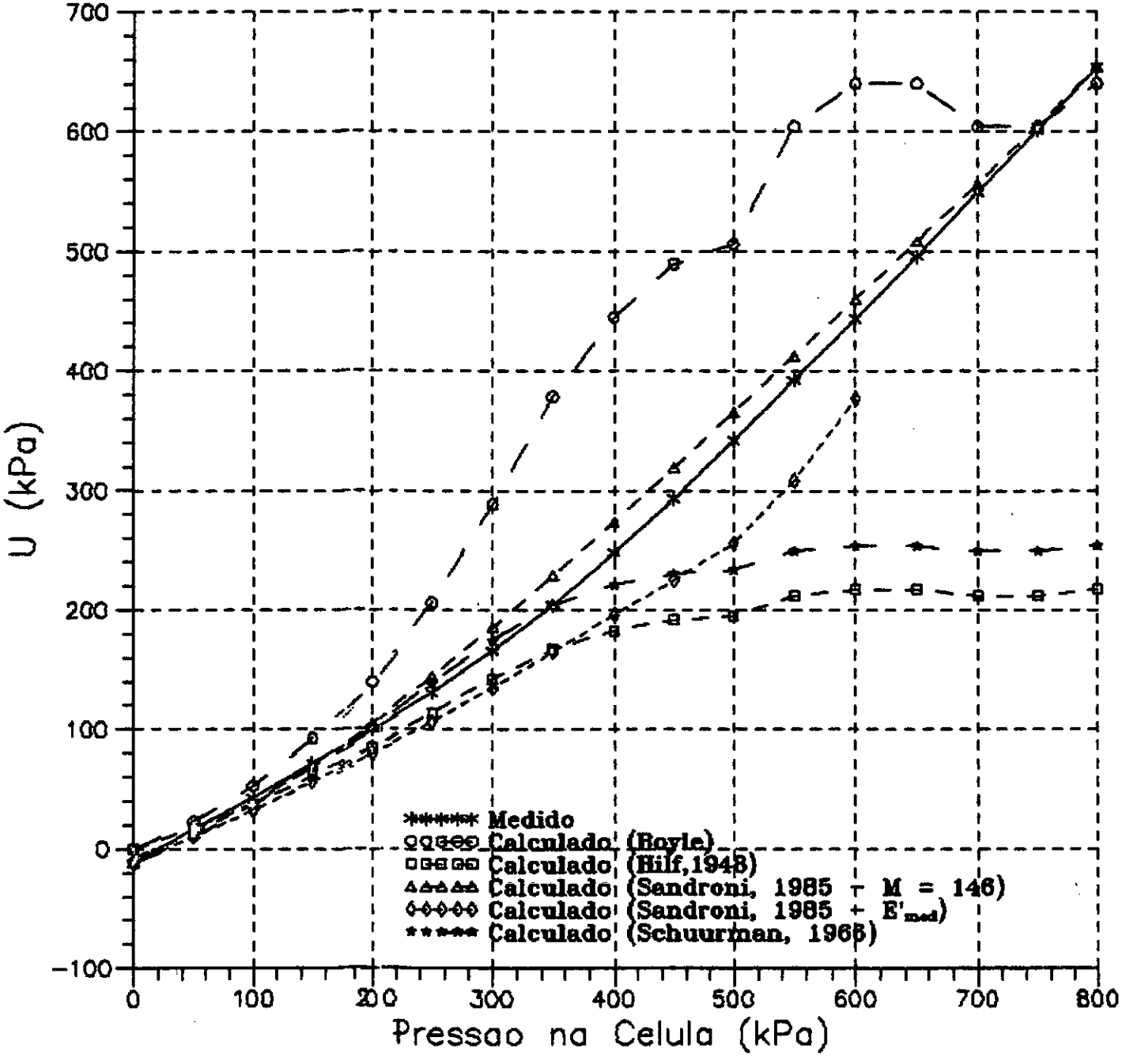


FIGURA IV.12 – ENSAIO No. 12



V. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISA

V.1 - CONCLUSÕES

Após a análise dos resultados dos ensaios realizados, pode-se chegar às seguintes conclusões :

1. Os corpos de prova atingiram a positivação da poropressão com graus de saturação e aeração aproximadamente constantes, próximos aos do ponto ótimo da curva de compactação.

2. Os métodos de estimativa de poropressões baseados na variação de volume não representam o comportamento de um ensaio PNA, quando o corpo de prova se aproxima da saturação, uma vez que, neste ensaio, as maiores poropressões são atingidas justamente quando a variação de volume tende a zero, ou seja, quando o ar se dissolve completamente na água intersticial.

3. A lei de Boyle, isoladamente, não apresentou boa correlação com os resultados dos ensaios. Combinada com outros fatores, como a lei de Henry (Hilf, 1948) ou com a teoria da elasticidade (Sandroni, 1985), apresentou resultados melhores, ressalvando-se o exposto no item anterior. A expressão da lei de Boyle indica que, quanto maior a pressão, maior será a variação de volume. Entretanto, esta expressão foi desenvolvida para gases, ou seja, para fluidos de grande compressibilidade (em relação aos níveis de tensão encontrados usualmente). Ao tentarmos transpor esta expressão para

explicar o comportamento da água intersticial do solo, estamos tentando traduzir, pela lei dos gases, o comportamento de um fluido com compressibilidade várias ordens de grandeza inferior, para a mesma faixa de pressões confinantes que, para efeito de engenharia, é considerado incompressível. Conseqüentemente, é fácil compreender que, à medida em que a compressibilidade do fluido intersticial se aproxima da compressibilidade da água, a correlação entre a lei de Boyle e a curva medida se torne mais pobre.

4. Foi observado ainda, a exemplo dos resultados de LINS (1991), que há um valor de M para o qual a expressão de Sandroni (1985) representa com boa aproximação a curva do ensaio PNA. O valor do módulo de compressibilidade correspondente a este M não foi encontrado através do ensaio PNA, pelo motivo exposto no item 1 acima. Este resultado sugere a necessidade de se realizar um ensaio drenado com a finalidade de se verificar se este módulo de compressibilidade seria representativo do material ensaiado.

V.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISA

Os seguintes pontos foram considerados relevantes para pesquisas futuras :

- estudar a relação (σ x u) em ensaios PNA realizados com outras trajetórias de tensões;

- comparar ensaios de laboratório tipo PNA com medidas de

instrumentação de campo;

- estudar critérios para energia de compactação em ensaios de pisoteamento, e comparar as curvas obtidas com ensaios Proctor Normal e compactação de campo pelos métodos usuais.

VI. BIBLIOGRAFIA

ABRAMENTO, Maurício (1988),"Resistência Ao Cisalhamento de Solos Não Saturados : Considerações Teóricas e Estudo Experimental Sobre Solo Coluvionar Das Encostas Da Serra Do Mar", Dissertação de Mestrado, EPUSP.

BISHOP, A.W. (1952), "The Stability Of Earth Dams", Ph.D. Thesis, IMPERIAL COLLEGE, University of London.

BISHOP, A.W. (1957), "Some Factors Controlling The Pore Pressures Set Up During The Construction Of Earth Dams", 4th. ICOSOMEF, Londres, vol. 2, p. 294-300.

BISHOP, A.W., ALPAN, I., BLIGHT, G.E. e DONALD, I.B. (1960), "Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils",RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, ASCE, Boulder, pp. 503-532.

CASAGRANDE, A. e HIRSCHFELD, R.C. (1960),"Stress-deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted To A Constant Dry Unit Weight", RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, ASCE, Boulder, pp. 359-417.

CRUZ, P.T. da, e MASSAD, F. (1966), "O Parâmetro $\bar{B}$ Em Solos Compactados", III COBRAMSEF, vol. 1.

CRUZ, P. e SIGNER, S. (1973), "Pressões Neutras De Campo E Laboratório Em Barragens De Terra", IX SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, vol. 2.

FREDLUND, D.G. (1976), "Density And Compressibility Characteristics of Air-Water Mixtures", CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, v. 16, n. 1, p. 121-139.

HERKENHOFF, C.S. e DIB, P.S. (1985), "UHE Tucuruí - Pressões da Água Intersticial Nas Barragens De Terra e a Segurança

no Período Construtivo", XVI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Belo Horizonte, p. 811-833.

HILF, J.W. (1948), "Estimating Construction Pore Pressures in Rolled Earth Dams", 2nd. ICOSOMEF, vol. 3, p. 234-240.

HILF, J.W. (1956),"Investigation on Pore Pressures in Compacted Soils", Ph.D. Thesis, UNIVERSITY OF COLORADO.

JENNINGS, J.E.B. & BURLAND, J.B. (1962), "Limitations to the Use Of Effective Stresses in Partly Saturated Soils, GEOTECHNIQUE.

LAMBE, T.W. (1961), "Residual Pore Pressures in Compacted Clay", 5th. ICOSOMEF, proceedings, vol. 1, p. 207-211.

LEME, C.R.M. (1976), "Pressões Neutras em Período Construtivo. A Análise de Um Caso.", XI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Fortaleza, vol.2.

LINS, A.H.P. (1991), "Resistência e Poropressões Desenvolvidas em um Solo Compactado Não Saturado em Laboratório", tese de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

MAIOLINO, A.L.G. (1985), "Resistência ao Cisalhamento de Solos Compactados : Uma Proposta de Tipificação", tese de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

PACHECO SILVA, F. (1966), "Neutral Pressures in Compacted Cohesive Soils", ASCE, vol. 92, SM1.

SANDRONI, S.S. (1985), "Estimativa de Poro-pressões Positivas em maciços de Terra Compactada durante a Fase de Construção", XVI SEMINÁRIO DE GRANDES BARRAGENS, Belo Horizonte.

SANDRONI, S.S. e SILVA, S.R.B. da (1988), "Estimativa de Poropressões Construtivas em Aterros Argilosos : Os Ensaios PN Abertos", SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM

ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, Rio de Janeiro.

SCHUURMAN, I.E. (1966), "The Compressibility of an Air/Water Mixture And A Theoretical Relation Between the Air and Water Pressures", GEOTECHNIQUE, v.16, n. 4, p. 269-281.

SEED, H.B. e CHAN, C.K. (1959), "Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays", ASCE, vol. 85, SM5.

SHERARD, J.L., RICHARD, J.W., STANLEY, F.G. e CLEVENGER, W.A. (1963), "Earth and Earth-rock Dams", John Wiley and Sons, 725 pgs.

VII. SIMBOLOGIA

A,B	parâmetros de poropressão de Skempton
C	compressibilidade
E	módulo de compressibilidade
H	constante de solubilidade do ar na água de Henry
K	σ_3/σ_1
M	fator de geração de poropressão de Sandroni
N,N',P	pressões absolutas
S	grau de saturação
T	temperatura
V	volume
V_a	volume de ar
V_{ad}	volume de ar dissolvido na água
V_i	volume inicial
V_s	volume de sólidos
V_t	volume total
V_v	volume de água
e	índice de vazios
n	porosidade
p_a	pressão no ar
p_{atm}	pressão atmosférica
q	tensão superficial
r	raio das bolhas de ar
u,u*	poropressão no fluido intersticial
u_a	poropressão no ar
u_c	pressão capilar
u_e	poropressão no ar quando o solo atinge a saturação
u_v	poropressão na água

w	teor de umidade
w_{ot}	umidade ótima
β	compressibilidade
β_s	compressibilidade do esqueleto sólido
β_m	compressibilidade do fluido intersticial
β', χ, χ_m, χ_s	parâmetros empíricos de poropressão
Δu	variação de poropressão
ΔV	variação de volume
$\Delta\sigma$	variação de pressão
γ_s	peso específico aparente seco do solo
ψ	sucção
ψ_m	sucção matricial
π	sucção osmótica
σ	tensão normal total
σ'	tensão normal efetiva
σ_{ocl}	tensão de oclusão
σ_{pos}	tensão de positivação
σ_1	tensão principal maior
σ_3	tensão principal menor

VIII. LISTA DE FIGURAS

num.	título	pag.
II.1	Compressibilidade do ar e da água	9
II.2	Modelo de variação das pressões nas fases ar e água com o aumento da pressão total confinante	16
II.3	Modelo teórico do comportamento das pressões no ar e na água, no estado ocluso, com o aumento da pressão total confinante	17
II.4	Modelo de comportamento da sucção nas fundações durante a construção de uma barragem de terra	19
II.5	Pressões no ar e na água durante a construção de uma barragem de terra	21
III.1	Curva granulométrica	30
III.2	Gráfico de plasticidade	31
III.3	Comparação entre curvas de compactação de campo e laboratório	33
III.4	Curva de compactação	36
III.5	Curva w x (Va/Vt)	37
III.6	Esquema do equipamento de ensaio	40
III.7	Detalhe do cabeçote	42
III.8	Curva σ x u - ensaio no. 5	46
III.9	Curva σ x $\Delta V/V$ - ensaio no. 5	47
III.10	Curva σ x u - ensaio no. 6	48
III.11	Curva σ x $\Delta V/V$ - ensaio no. 6	49
III.12	Curva σ x u - ensaio no. 7	50
III.13	Curva σ x $\Delta V/V$ - ensaio no. 7	51

num.	título	pag.
III.14	Curva σ x E' - ensaio no. 7	52
III.15	Curva σ x u - ensaio no. 8	53
III.16	Curva σ x $\Delta V/V$ - ensaio no. 8	54
III.17	Curva σ x E' - ensaio no. 8	55
III.18	Curva σ x u - ensaio no. 9	56
III.19	Curva σ x $\Delta V/V$ - ensaio no. 9	57
III.20	Curva σ x E' - ensaio no. 9	58
III.21	Curva σ x u - ensaio no. 10	59
III.22	Curva σ x $\Delta V/V$ - ensaio no. 10	60
III.23	Curva σ x E' - ensaio no. 10	61
III.24	Curva σ x u - ensaio no. 11	62
III.25	Curva σ x $\Delta V/V$ - ensaio no. 11	63
III.26	Curva σ x E' - ensaio no. 11	64
III.27	Curva σ x u - ensaio no. 12	65
III.28	Curva σ x $\Delta V/V$ - ensaio no. 12	66
III.29	Curva σ x E' - ensaio no. 12	67
IV.1	Curvas σ x u - ensaios nos. 5 a 12	77
IV.2	Curvas σ x $\Delta V/V$ - ensaios nos. 5 a 12	78
IV.3	Curvas σ x E' - ensaios nos. 7 a 12	79
IV.4	gráfico σ_{pos} x w_i	80
IV.5	gráfico σ_{pos} x $(V_a/V_t)_i$	81
IV.6	gráfico σ_{pos} x S_i	82
IV.7	gráfico w x (V_a/V_t)	83
IV.8	gráfico w x S	84
IV.9	curvas σ x u medida e calculadas - ensaio no. 9	85

num.	titulo	pag.
IV.10	curvas σ x u medida e calculadas - ensaio no. 10	86
IV.11	curvas σ x u medida e calculadas - ensaio no. 11	87
IV.12	curvas σ x u medida e calculadas - ensaio no. 12	88