

DESENVOLVIMENTO DE UMA PLACA HELICOIDAL COM
CAPACIDADE DE MEDIDA DE PORO-PRESSAO,
PARA O ESTUDO DO COMPORTAMENTO
TENSAO-DEFORMAÇÃO DOS
SOLOS

por

WILSON CONCIANI

Dissertação em Cumprimento às
Exigências Parciais para a Ob-
tenção do Grau de Mestre em
Ciências de Engenharia Civil.
Universidade Federal da Paral-
ba

setembro, 1989



C744d

Conciani, Wilson

Desenvolvimento de uma placa helicoidal com capacidade de medida de poro-pressao, para o estudo do comportamento tensao-deformacao dos solos / Wilson Conciani. - Campina Grande, 1989.

216 f. : il.

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

1. Geotecnica 2. Engenharia Civil 3. Mecanica dos Solos 4. Tensao dos Solos 5. Placa Helicoidal 6. Dissertacao I. Tanaka, Auro II. Universidade Federal da Paraiba - Campina Grande (PB) III. Título

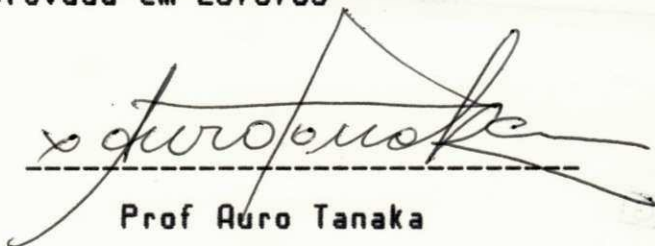
CDU 624.13(043)

DESENVOLVIMENTO DE UMA PLACA HELICOIDAL COM
CAPACIDADE DE MEDIDA DE PORO-PRESSAO,
PARA O ESTUDO DO COMPORTAMENTO
TENSAO-DEFORMAÇÃO DOS
SOLOS

por

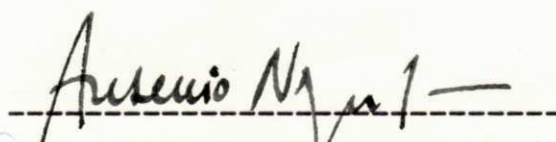
WILSON CONCIANI

Dissertação aprovada em 26/9/89



Prof Auro Tanaka

Orientador



Prof Arsênio Negro Júnior

Examinador



Prof Roberto Quental Coutinho

Examinador

Campina Grande, PB

setembro, 89

RESUMO

O presente trabalho consiste do desenvolvimento de uma placa helicoidal munida de um transdutor de pressão, para o estudo dos parâmetros geotécnicos de argilas moles. A análise de algumas alternativas relacionadas com aspectos construtivos do equipamento, mostrou ser tecnicamente viável a incorporação de um transdutor de pressão à placa helicoidal. Para a cravação da placa helicoidal no terreno e a realização do ensaio, foi também desenvolvido um sistema de cravação e reação do ensaio. O equipamento desenvolvido foi testado e, ensaios de placa helicoidal foram executados num depósito de solo coesivo, mole.

O solo estudado está localizado numa região do mangue da cidade de João Pessoa, estado da Paraíba. Os ensaios de placa helicoidal foram realizados em intervalos de profundidade de 1,0 m ao longo do perfil do sub-solo. A profundidade máxima alcançada em cada furo de sondagem foi de 14 m. Os ensaios foram executados em 5 furos de sondagem. Em cada profundidade, foram realizados ensaios cíclicos de carregamento com, pelo menos dois ciclos de carregamento. Cada curva de carregamento foi aplicada em 10 estágios de carga.

Após a introdução da placa helicoidal na profundidade de ensaio, foram realizados ensaios de dissipação do excesso de poro-pressão gerado pela cravação da placa. Também, durante a execução do ensaio de placa helicoidal foi registrada, em cada estágio de carga, a variação da poro-pressão com o tempo.

Essa metodologia permitiu a obtenção da curva carga-recalque do ensaio, quer em termos de tensão total, como em termos de tensão efetiva. Análises teóricas, baseadas na teoria da elasticidade, fornecem estimativas dos módulos de deformação não drenado e drenado do solo.

A carga limite ou a carga de ruptura do ensaio, pode ser estimada da curva carga-recalque do ensaio e, ser utilizada para avaliar a resistência ao cisalhamento, não drenada do solo. Por sua vez, a curva de registro da variação de recalques com o tempo, em cada estágio do ensaio, permite estimar as propriedades "in situ" de adensamento.

O equipamento desenvolvido demonstrou ser adequado e eficiente para a realização de ensaios de placa helicoidal em solos coesivos, moles. A incorporação de um transdutor de pressão à placa helicoidal, mostrou-se eficaz no estudo do comportamento tensão-deformação, em termos de tensão efetiva, bem como na avaliação "in situ" das características de adensamento do depósito de solo.

ABSTRACT

This thesis deals with the development of a screw plate within which a pressure transducer was incorporated to study the geotechnical parameters of soft clays. Analysis of some alternatives to incorporate the pressure transducer was found technically feasible. Also, a system to drive the plate down into the ground and a reaction system to carry out the screw plate tests, were developed. These devices were tested and a series of screw plate tests was carried out on a soft soil deposit.

The soil studied, is located at mangrove area in João Pessoa city, Paraíba's state. The screw plate tests were carried out at every one meter depth interval. A total of 5 boreholes were tested, and the maximum test depth was 14 m. Cyclic loading tests were carried out at each test with, at least, two loading cycles. Each loading curve was applied in 10 load steps.

After introducing the screw plate at test depth, dissipation tests were carried out. Also, during the screw plate tests, the variation of pore water pressure with time, was recorded for each load step.

The methodology permitted to obtain the load-settlement curve of the test, in terms of total, and as well as effective stress. Theoretical analysis, based on elasticity theory, was used to estimated drained and undrained, soil modulus.

The ultimate load or, the failure load, can be estimated from the load-settlement curve of the test. The obtained value is employed to estimate the undrained shear strength. On the other hand, from the time-settlement curve, it is possible to estimate the "in situ" consolidation properties.

The developed device showed to be very efficient and suitable to carry out screw plate tests on cohesive, soft soils. The incorporation of a pressure transducer to a screw plate, was efficient to study the stress-strain behaviour, under effective stress condition, and in the estimation of "in situ" consolidation characteristics of a soil deposit.

A DEUS, SEM QUEM NADA SE PODE FAZER .

A minha esposa, por seu apoio e compreensão, à
minhas filhas que se privaram do meu convívio
durante esse trabalho e, aos meus pais que me
mostraram o caminho do saber .

AGRADECIMENTOS

O autor agradece aos professores Massayoshi Shimizu e Auro Tanaka por seus ensinamentos técnicos, profissionais e por sua dedicação .

INDICE

	Página
RESUMO	i
ABSTRACT	iii
DEDICATORIA	v
AGRADECIMENTOS	vi
LISTA DE APENDICES	ix
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SIMBOLOS	xiii
Capítulo	
1 . Introdução	1
1.1 Importância do Estudo	1
1.2 Objetivos	7
2 . Revisão Bibliográfica	8
2.1 Introdução	8
2.2 Dimensões da Placa Helicoidal	10
2.3 Interpretação Teórica do Ensaio de Placa Helicoidal	14
3 . Projeto da Placa Helicoidal e do Sistema de Reação e Cravação	47
3.1 Projeto da Placa Helicoidal	47
3.2 Sistema de Cravação e Reação	60
3.3 Sistema de Leituras	68

4 .	Metologia e Programa de Ensaio	78
4.1	Local de Ensaio	78
4.2	Programa de Ensaio "In Situ"	82
4.3	Metodologia de Ensaio	83
5 .	Resultados e Discussões	90
5.1	Curva Carga-Recalque	90
5.2	Módulo de Deformação Tangente	95
5.3	Resistência ao Cisalhamento Não Drenada ..	105
5.4	Curva Tempo-Recalque	118
5.5	Dissipação do Excesso de Poro-Pressão	118
5.6	Projeto do Equipamento	127
6 .	Conclusões e Recomendações	128
6.1	Conclusões	128
6.2	Recomendações	130
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	131
	APENDICES	140

LISTA DE APÊNDICES

APÊNDICE		Página
1	Curvas Carga-Recalque	140
2	Curvas Tensão Efetiva-Recalque	162
3	Curvas Tempo-Recalque	165
4	Variação dos Parâmetros Pesquisados ao do Depósito	205
5	Curvas de Dissipação do Excesso de Poro-pressão	214

LISTA DE FIGURAS

FIGURA		Página
2.1	Placa Helicoidal	12
3.1	Vista em Planta da Placa Helicoidal ...	50
3.2	Vista Frontal da Placa Helicoidal	51
3.3	Vista em Corte da Placa Helicoidal	52
3.4	Diagrama Esquemático da Situação de Carga e Deflexão da Placa	53
3.5	Esquema de Mobilização de Resistência do Solo	55
3.6	Situação dos Esforços no Parafuso que Contrapina as Hastes de Cravação	56
3.7	Transdutor de pressão Instalado Dentro da Placa	58
3.8	Vista do Sistema de Cravação e Reação ..	61
3.9	Detalhes do Sistema de Cravação e Reação	62
3.10	Vista do Fuso de Cravação e Haste de Ajuste	63
3.11	Detalhes do Manipulo para Acionar o Fuso de Cravação	64
3.12	Arranjo Esquemático do Ensaio de Placa Helicoidal	69
3.13	Vista da Célula de Carga Instalada	73
3.14	Sistema de Leitura de Deslocamento com	

	Extensômetro Mecânico	75
3.15	Sistema de Leitura de Deslocamentos com LVDT	76
4.1	Localização do Campo Experimental	79
4.2	Características Geotécnicas e Perfil do Sub-solo do Campo Experimental	81
4.3	Planta Esquemática de Localização dos Furos	84
5.1	Curva Carga-Recalque Típica	92
5.2	Curva Carga-Recalque Ampliada	93
5.3	Curvas Tensão Efetiva-Recalque	96
5.4	Variação do E_u com a profundidade	104
5.5	Variação do C_u com a Profundidade	106
5.6	Variação de E_u/C_u com a Profundidade ...	110
5.7	Comparação dos Valores de C_u	115
5.8	Variação de E_u/C_u do Primeiro Ciclo ao Longo da Profundidade	116
5.9	Curva Tempo-Recalque	119
5.10	Curva de Dissipação do Excesso de Poro- Pressão Gerado pela Cravação da Placa ..	121
5.11	Curva de Dissipação do Excesso de Poro- Pressão Gerado por um Carregamento	124
5.12	Variação do Excesso de Poro-pressão com o Tempo para Diversos Carregamentos ...	125

LISTA DE TABELAS

TABELA		Página
2.1	Características da Placa Helicoidal ...	13
2.2	Coefficiente de Deformabilidade Característica (λ)	34
2.3	Razão q_u/C_u Segundo Selvadurai et alii (1980)	42
2.4	Coefficiente de Adensamento para Várias Condições de Ensaio Segundo Selvadurai e Gopal (1986)	45
3.1	Sumário dos Parâmetros Geométricos da Placa helicoidal	49
4.1	Propriedades Geotécnicas da Argila Mole de João Pessoa	84
5.1	Módulo de Deformação Não Drenado	100
5.2	Módulo de Deformação Drenado	101
5.3	Carga Limite do Ensaio	108
5.4	Resistência ao Cisalhamento Não Drenada.	109
5.5	Razão E_u/C_u	117

LISTA DE SIMBOLOS

SIMBOLO	Descrição
A	Area
B	Maior Dimensão da Sapata
C	Coesão
C_v	Índice de Compressibilidade
C_c	Coefficiente de Compressibilidade
C_r	Coefficiente de Adensamento Radial
C_u	Resistência ao Cisalhamento Não Drenada
C_v	Coefficiente de Adensamento Vertical
D	Diâmetro da Placa
d	Profundidade de assentamento de uma fundação
e	Espessura da Placa
e	Índice de Vazios
E	Módulo de Deformação
E_d	Módulo de Deformação Drenado
E_u	Módulo de Deformação Não Drenado
E_s	Módulo de Deformação na Superfície do Terreno
G	Módulo de Rigidez
I	Fator de Influência Adimensional Para Determinação do E

I'	Fator de Influência Adimensional Para Determinação do E
I ₀	Fator de Influência para a Geometria do Carregamento na Determinação do E
I ₁	Fator de Correção para a Profundidade de realização de Provas de Carga Abaixo da Superfície
K	Coefficiente de Permeabilidade
k	Módulo de Reação do Sub-leito
m _v	Coefficiente de Compressibilidade Volumétrica
n _v	Módulo de Reação Vertical do Sub-leito
ps	Passo da Placa Helicoidal
q	Tensão Normal Aplicada
q _{rc}	Tensão de Pré-adensamento
Q	Carga Aplicada
q ₀	Tensão Normal na Superfície do Terreno
R	Raio da Placa
R _n	Raio da Haste de Cravação
s	Recalque
s ₀	Recalque na Superfície do Terreno
t	Tempo
ton	Tonelada
w	Poropressão
w _i	Poropressão Inicial
U	Grau de Adensamento
Z	Profundidade

ϵ_z	Deformação Relativa em Z
γ	Densidade
f	Massa Específica
f_s	Massa Específica da Fase Sólida
ϕ	Angulo de Atrito Interno
ϕ_u	Angulo de Atrito Interno Não Drenado
ν	Coefficiente de Poisson

CAPITULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Importância do Estudo

O estudo do comportamento carga-recalque do solo de fundação se constitui em um dos pontos mais importantes do projeto e análise do comportamento de estruturas. As técnicas disponíveis para a obtenção dos parâmetros que regem o comportamento carga-recalque do solo são : ensaios de campo, ensaios de laboratório ou, a combinação de ambas as técnicas e, a instrumentação de obras civis de engenharia.

A técnica de instrumentação de fundação é empregada no controle da execução de obras e na verificação dos parâmetros geotécnicos assumidos no projeto. O alto custo envolvido na instrumentação de fundações, tem justificado o emprego dessa técnica somente em obras de grande vulto e importância.

A técnica de ensaios de laboratório apresenta a grande vantagem de se poder simular e variar as condições de carregamento e deformação que ocorrem com a solicitação de cargas de uma obra de engenharia civil. A desvantagem dessa técnica está na dificuldade de se obter amostras indeformadas de boa qualidade. Em alguns tipos de solos como, por exemplo, em areias saturadas,

a obtenção de uma amostra indeformada é praticamente impossível. Além disso, fatores relacionados com o transporte da amostra ao laboratório, armazenamento e moldagem dos corpos de prova para o ensaio são reconhecidos terem influência na qualidade dos parâmetros geotécnicos obtidos através da técnica de ensaios de laboratório. Uma outra limitação dessa técnica se refere ao efeito de escala, em virtude do pequeno tamanho de amostra do solo utilizado nos ensaios de laboratório.

Os parâmetros geotécnicos obtidos em laboratório devem, portanto, ser normalizados e compatibilizados de uma forma adequada para serem representativos da massa de solo. Essa correlação é importante no caso de solos altamente estratificados e/ou solos com estrutura descontínua (fissuras, falhas, planos de deslizamento, etc). Johnston (1983) sugere investigações detalhadas do comportamento micro-macro estrutural do solo, a fim de escolher tamanhos e quantidades de amostras que venham a minimizar o efeito de escala.

A técnica de ensaios "in situ" é justificável em vista das limitações e inconvenientes mencionados com a técnica de ensaios em laboratório. Os ensaios de campo têm a vantagem de fornecer parâmetros para análise e projeto através de ensaios realizados com o solo próximo a sua condição natural. Ela é altamente recomendável no caso de solos granulares, saturados e, solos argilosos, fissurados, onde a obtenção de amostras indeformadas de boa qualidade é muito difícil. Nesses casos, os ensaios "in situ" constituem o melhor meio para avaliar as propriedades de

engenharia dos solos, em particular, aqueles relacionados com o comportamento tensão-deformação. Os ensaios de campo mais recomendados para esse estudo são : a prova de carga sobre placas (LBT), o pressiômetro e a placa helicoidal.

O pressiômetro consiste de um cilindro metálico contendo uma célula de carga dentro da qual é injetada água sob pressão. A pressão aplicada pela célula de carga e o volume de água injetado dentro da mesma, permitem obter a curva pressão-volume do ensaio pressiométrico. A grande vantagem desse ensaio é permitir uma medida direta das propriedades de tensão-deformação do solo. O mais importante é que os parâmetros de rigidez do solo estimados desse ensaio, são bem fundamentados teóricamente em comparação com outras técnicas de ensaios de campo (por exemplo, ensaios de penetração).

Para que ocorra a condição de deformação plana, ou seja, somente deformação radial devido a célula de carga, o pressiômetro convencional de Ménard foi projetado com duas células de guarda situadas nas extremidades da célula central de carga. O pressiômetro convencional apesar de ser uma técnica que veio melhorar a qualidade dos dados de ensaio de campo, ainda está sujeito a uma série de fatores que afetam nos resultados dos ensaios. De acordo com Baguelin et al. (1978) podem ser incluídos :

- i) A técnica adotada para execução do furo de sondagem ;

ii) O tamanho do furo de sondagem com relação ao diâmetro da célula de carga, e

iii) Amolgamento e perturbação do solo .

Para minimizar e evitar os efeitos de perturbação do solo, um desenvolvimento muito significativo ocorreu na técnica de ensaios de campo com a introdução do pressiômetro auto perfurante (Baguelin et al., 1972 e Wroth e Hughes , 1973) .

As provas de carga (LBT), segundo Mitchell e Gardner (1975), constituíram o primeiro meio de se avaliar a compressibilidade de solos e rochas. O ensaio de prova de carga sobre placas é mais recomendável para solos permeáveis. A realização desses ensaios a grandes profundidades, não é justificada economicamente, pelo alto custo das escavações e estruturas de arrimo necessárias para suportar suas paredes.

Kummeneje e Eide (1961) introduziram a placa helicoidal com passo plano, a fim de superar as dificuldades e limitações da prova de carga sobre placas. A principal vantagem da placa helicoidal, em relação à prova de carga sobre placas , reside no fato de que pode ser cravada no sub-solo e ser ensaiada em qualquer profundidade. Além disso, esse desenvolvimento veio permitir a realização de ensaios num tempo e custo consideravelmente menores. Essas vantagens em relação à prova de carga sobre placas, têm justificado a utilização da placa helicoidal no estudo e avaliação de recalques de fundações de estruturas.

A estimativa das características de adensamento e/ou permeabilidade "in situ" pode ser realizada através de : ensaios de permeabilidade " in situ ", piezômetro e piezocone. Os ensaios de permeabilidade de campo apresentam a grande vantagem de fornecer valores de coeficiente de permeabilidade condizentes com o da massa global do solo. Eles são altamente recomendados no caso de solos muito estratificados ou de massa descontínua, em vista do grande volume de solo afetado pelo ensaio. Entretanto, existem sérias restrições à utilização de ensaios de permeabilidade "in situ", para solos coesivos, finos. O tempo de resposta e a duração do ensaio, são limitações que justificam o uso de outros métodos .

A incorporação de sensores elétricos (transdutores de pressão) aos equipamentos de ensaios de campo, veio melhorar a qualidade e a confiabilidade do registro de variação das pressões neutras durante o ensaio. O registro dessas medidas com tempos de resposta mais rápidos do que a fornecida pelos piezômetros do tipo convencional possibilitou a interpretação das curvas de dissipação do excesso de pressão neutra, e a estimativa das propriedades de adensamento e/ou de permeabilidade de solos coesivos .

A avaliação dessas propriedades é muito importante em problemas geotécnicos envolvendo previsões de velocidade de recalque, escolha de métodos de rebaixamento de lençol freático, de estabilização de solos moles (pré-carregamento com sobrecar-

ga, drenos de areia), etc. A necessidade de se fornecer métodos mais adequados e confiáveis à solução desses problemas, veio justificar os recentes desenvolvimentos na técnica de ensaios "in situ" de penetração com a incorporação de um sensor elétrico que possibilitou a transformação de uma grandeza física (pressão) em sinal elétrico .

O piezocone resultou da incorporação de três sensores elétricos ao cone para medida da variação de poro-pressão gerada durante a penetração, da resistência de ponta e da resistência por atrito lateral oferecidas pelo solo. Demartinecourt e Bauer (1983) mostraram que pela incorporação de transdutor de pressão ao aparelho do ensaio de cisalhamento em furo de sondagem (Borehole Shear Device) pode-se obter, além das características de adensamento e de permeabilidade, a curva tensão cisalhante-deformação em termos de tensão efetiva.

Smith (1987 - a, b) observou que a análise e a previsão do recalque de aterros poderia ser melhor estudada caso a placa helicoidal utilizada nos ensaios fosse munida de um transdutor de pressão, para o registro da dissipação da poro-pressão da água.

A incorporação de um transdutor de pressão à placa helicoidal pode, portanto, fornecer informações valiosas à compreensão do fenômeno e dos fatores que controlam a dissipação da poro-pressão, bem como, das discrepâncias que surgem entre resultados baseados em ensaios de laboratório e/ou de campo com o comportamento de obras de engenharia. Uma vez que as propriedades dos

solos variam com as tensões efetivas, interpretações adequadas de ensaios "in situ" requerem o conhecimento da poro-pressão de ensaio.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Estudar as propriedades geotécnicas de um solo coesivo mole, em particular, no que se refere ao seu comportamento tensão-deformação e, de adensamento com a placa helicoidal, munida de um transdutor de pressão .

1.2.2 Objetivos Especificos

Desenvolver uma placa helicoidal com a incorporação de um transdutor de pressão para a medida da variação da poro pressão com o tempo.

Desenvolver um sistema mecânico de cravação e aplicação de cargas axiais, verticais e, um sistema de reação para a execução do ensaio de placa helicoidal no campo .

Estudar o comportamento da carga-recalque de solos, sob a ação de cargas estáticas e monotônicas.

Estudar o comportamento da dissipação do excesso de poro - pressão com o tempo .

Estudar as características de adensamento do depósito escolhido.

CAPITULO 2

REVISAO DA LITERATURA

2.1 IntroduçãO

A placa helicoidal consiste essencialmente de uma lâmina de aço em forma helicoidal e com passo plano. Cargas incrementais aplicadas na superfície do terreno são transmitidas à placa através de hastes conectadas com a placa. O ensaio de placa helicoidal em nada difere de um ensaio convencional de prova de carga sobre placa, mas com a vantagem fundamental de ser executado em qualquer profundidade ao longo de um depósito de solo.

Existe uma completa similaridade das condições de carregamento do ensaio de placa helicoidal com a aplicada por uma fundação de um elemento estrutural. Esse fato torna a placa helicoidal uma técnica altamente justificável para o estudo do comportamento carga-recalque de solos sujeitos a cargas estáticas, verticais. No entanto, as primeiras aplicações dessa técnica foram no controle de compactação de aterros e depósitos de solos granulares, fofos (Kummeneje e Eide, 1961). Posteriormente, o emprego do ensaio de placa helicoidal se estendeu para a solução de vários outros problemas geotécnicos e tipos de solos. Webb (1969) e Schmertmann (1970), por exemplo, utilizaram os resultados do ensaio para se estimar o recalque de fundações

diretas apoiadas sobre solos não coesivos. Análises e estudos de outros pesquisadores relatam ensaios em solos coesivos de diferentes graus de consistência, que variam de moles a rijos e fissurados (Janbu e Senneset, 1973 ; Schwab e Broms, 1977 ; Selvadurai e Nicholas, 1979 ; Kay e Avalue, 1982 e Kay e Parry, 1982).

O campo de aplicação do ensaio de placa helicoidal abrange uma faixa muito ampla de tipos de solos. É particularmente recomendável naqueles depósitos altamente estratificados, solos granulares, fofos e saturados, solos rijos com massa muito descontínua (por exemplo, com fissuras, planos de deslizamentos, etc). Nesses tipos de solos é praticamente impossível a obtenção de amostras indeformadas de boa qualidade para os ensaios de laboratório. Os parâmetros geotécnicos dos solos interpretados desses ensaios estão sujeitos ao efeito de escala e tamanho da amostra, pelo fato de não poderem conter todas as descontinuidades e defeitos da massa de solo.

O presente capítulo procura abordar os mais importantes estudos relacionados com a placa helicoidal. A dimensão geométrica da placa helicoidal e alguns aspectos do seu projeto, são descritos, uma vez que, o ensaio de placa helicoidal não é padronizado. A interpretação teórica da curva carga-recalque do ensaio é discutida com base nas teorias de avaliação do ensaio de prova de carga sobre placas.

As teorias existentes para se estimar as características de

adensamento de um solo em função da análise das curvas de dissipação da poro-pressão gerada com a aplicação de cargas axiais, são discutidas. Os estudos abrangentes existentes na literatura e, relacionados com a análise dos ensaios de dissipação do excesso de pressão neutra com o piezocone, são apresentados para identificar as dificuldades associadas com a interpretação das curvas de dissipação.

2.2 Dimensões da Placa Helicoidal

A placa helicoidal consiste de uma lâmina em forma de helicóide e, em geral, com um passo plano. A Figura 2.1 apresenta uma ilustração da placa helicoidal. A lâmina deve ser delgada para facilitar a cravação da placa e para minimizar o efeito de amolgamento do solo durante a sua instalação.

Schmertmann (1970) e Selvadurai (1983) apresentam várias sugestões relacionadas com o projeto e as dimensões da placa helicoidal. Essas recomendações objetivam minimizar os efeitos da perturbação do solo durante a sua cravação e melhorar a qualidade dos dados de ensaio. Por exemplo, a lâmina deve ser afunilada, com espessura variável, decrescente do centro da placa em direção à sua aresta .

Na Tabela 2.1 são apresentadas algumas características das placas helicoidais utilizadas por diferentes pesquisadores. Em geral, a projeção horizontal da placa helicoidal apresenta

diâmetros variando entre 60 e 350 mm . A espessura da lâmina da placa é também muito variável. Placas com espessura entre 2 e 10 mm tem sido utilizadas. Como se pode observar da Tabela 2.1, as dimensões da placa não são padronizadas. A utilização de diferentes dimensões entre os diversos pesquisadores pode ser justificada pelos seguintes fatores :

- i) A resistência dos solos (solos compactos e/ou rijos) à cravação da placa ;
- ii) A adequação do equipamento de cravação disponível para a instalação da placa à profundidade de ensaio e,
- iii) A capacidade do sistema de carregamento .

A conjunção desses fatores pode influenciar ou, até mesmo, ser determinante na escolha das dimensões da placa .

O equipamento é instalado à profundidade de ensaio pela aplicação simultânea de um torque e um esforço vertical às hastes conectadas à placa. A aplicação desses esforços de cravação pode ser feita manual ou mecanicamente. Nos experimentos de Schmertmann (1970) e Janbu e Senneset (1973) a cravação foi realizada por meio de um sistema hidráulico .

Para minimizar o efeito de amolgamento e perturbação do solo durante a cravação da placa helicoidal, é recomendado estabelecer uma taxa de avanço. O avanço a cada revolução completa deve ser de uma profundidade igual ao passo da placa. Em outros termos, a cada revolução completa, a placa deve ter penetrado no solo uma

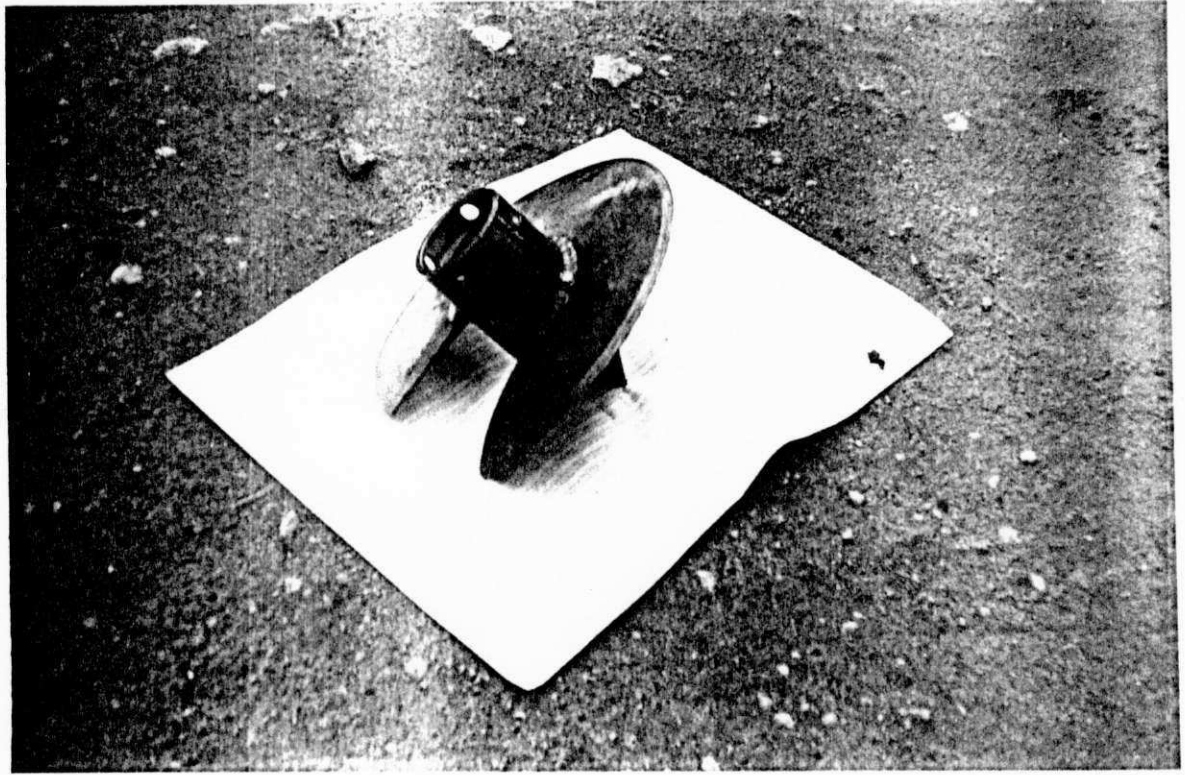


Figura 2.1 - Placa Helicoidal

distância correspondente ao passo da placa. Esse avanço pode ser controlado de diversas maneiras : diretamente no fuso de cravação, através de um sistema mecânico (Kay e Avalle, 1982) ou, através do estabelecimento de uma velocidade angular compatível com o avanço vertical (Schmertmann, 1970).

Autor	Solo Estudado	Características da Placa				Z
		D	e	A	p	
Schmertmann (1970)	areia fofa	320	ei = 8 ea = 3	80.430	64	8
Janbu e Sen nesset (1973)	areia fina silte argiloso	160	-	20.000	45	30
Schwab e Broms(1977)	argila mole	160 300	-	20.100 70.700	-	6
Selvadurai etal.(1980)	argila mole argila siltosa	200	2	31.400	25	4
Kay e Aval le (1982)	argila rija	80	10	6.080	10	8
Kay e Parry (1982)	argila rija	60	-	2.830	12	8

Tabela 2.1 : Características da Placa Helicoidal

Notas : 1) D = diâmetro em mm ;

2) e = espessura da placa em mm , sendo ei = espessura no centro e ea = espessura na aresta ;

3) A = área da projeção horizontal da placa em mm² ;

4) p = passo da placa em mm ;

5) Z = profundidade máxima alcançada no ensaio em m .

A recuperação do equipamento (placa e hastes) após o término do ensaio em um dado furo de sondagem é realizada aplicando-se uma reversão de rotação das hastes de cravação, ou seja, uma rotação no sentido inverso ao efetuado durante a cravação da placa. Schmertmann (1970) e Janbu e Senneset (1973) projetaram luvas especiais para a ligação entre as hastes de cravação. Essas conexões objetivaram suportar a reversão de rotação, bem como evitar a desconexão do conjunto das hastes.

A aplicação de cargas à placa durante o ensaio pode ser efetuada por um sistema hidráulico de carregamento (Schmertmann, 1970 ; Janbu e Senneset, 1973) ou, por um macaco hidráulico (Selvadurai e Nicholas, 1979 ; Kay e Ovalle, 1982). Um sistema de reação às cargas aplicadas, deve ser provido para a realização do ensaio. Esse sistema de reação pode ser constituído de tripé ancorado ao solo ou por uma viga metálica apoiada e ancorada nas extremidades. Em qualquer dos casos, as ancoragens devem ser realizadas à uma distância tal do furo que não introduza alterações no estado de tensões do solo a ser ensaiado.

2.3 Interpretação Teórica do Ensaio de Placa Helicoidal

O ensaio de placa helicoidal é, em geral, interpretado com base na teoria da plasticidade, onde para uma dada pressão aplicada, o módulo de deformação pode ser estimado em função do diâmetro (ou largura) da placa de ensaio, do coeficiente de Poisson , e de outros fatores relacionados com a forma,

rugosidade e rigidez da placa. A diferença em relação às interpretações teóricas existentes para o ensaio de prova de carga sobre placa é que, o fator de influência de embutimento da placa helicoidal é relevante na estimativa do módulo de deformação do solo.

O ensaio de placa helicoidal fornece a curva carga aplicada-recalque médio da placa. Dessa curva que, em última instância, pode ser assimilada como uma medida de rigidez do solo, é que se pode estimar o módulo de deformação do material ensaiado. A obtenção desse parâmetro através do ensaio de placa helicoidal pode ser realizada empiricamente (Schmertmann, 1978), de modo semi-empírico (Janbu e Senneset, 1973) ou através de formulações da teoria da elasticidade (Selvadurai e Nicholas, 1979). Um outro parâmetro que, eventualmente pode ser estimado desse ensaio é a resistência ao cisalhamento do solo.

O ensaio de dissipação da poro-pressão, juntamente com a curva recalque-tempo fornecida pelo ensaio de placa helicoidal, permitem a determinação do coeficiente de adensamento do solo.

2.3.1 O Ensaio de Prova de Carga sobre Placa

O ensaio convencional de prova de carga sobre placa fornece fundamentalmente dois parâmetros : o módulo de deformação e o módulo de reação do subsolo. De acordo com Mitchell e Gardner (1975), as técnicas interpretativas do ensaio de prova de carga sobre placa na obtenção desses parâmetros, podem ser agrupadas

em três grupos : aqueles baseados na teoria da elasticidade, através de correlações estatísticas e, no método dos elementos finitos.

i) Teoria da elasticidade. As diversas formulações existentes na literatura se fundamentam nas hipóteses usuais da teoria da elasticidade, ou sejam : meio perfeitamente elástico, isotrópico, homogêneo e de extensão semi-infinita .

As soluções da teoria da elasticidade que permitem a previsão do recalque imediato em função das dimensões da placa, da pressão aplicada e do meio sobre o qual ela se apoia, são bastante desenvolvidas .

Uma formulação geral, que permite a estimativa do módulo de deformação do solo pode, segundo Mitchel e Gardner (1975), ser expressa por :

$$E = I_0 I_1 K (1 - \nu^2) D \dots\dots\dots(2.1)$$

Onde :

I_1 = Fator de correção para provas de carga realizadas abaixo da superfície ;

I_0 = fator de influência para a geometria da superfície de carregamento ;

ν = coeficiente de Poisson ;

K = módulo de reação do sub-leito (=) $\int_0^D s_0$);

D = diâmetro da placa .

É importante reconhecer que os fatores de correção, I_0 e I_1 , diferenciam o rigor matemático e o grau de generalidade das análises, uma vez que eles representam uma função dos diversos

parâmetros envolvidos, ou sejam : forma da placa, sua rigidez relativa ao meio em que se apóia, condição de interação com o meio (rugosidade), anisotropia do meio, profundidade da placa e a sua localização em relação à superfície, natureza e extensão das cargas ou momentos aplicados à placa de carregamento, etc .

O fator de correção I_1 , é empregado nos casos de realização de provas de carga abaixo da superfície do terreno. Esse fator leva em conta o efeito de embutimento da placa no sub-solo. e assume diferentes valores para diferentes situações de embutimento da placa no solo. Por exemplo : placa assente no fundo de um furo de sondagem de dimensão igual ao seu próprio diâmetro; placa no fundo de um furo de dimensões maiores que o seu próprio diâmetro (nesse caso a razão entre o diâmetro da placa e a dimensão do furo também tem influência no valor de I_1); etc .

No caso de provas de carga instrumentadas, onde as deformações e/ou deslocamentos são medidos em várias profundidades abaixo da vertical pelo centro da placa rígida, pode-se estimar o módulo de deformação em função dessas medidas, do raio da placa, da pressão aplicada e do coeficiente de Poisson do meio (Mitchell e Gardner, 1975). O módulo de deformação pode também ser estimado em função dos recalques superficiais medidos através de marcos superficiais colocados nas adjacências da placa de ensaio, conforme proposição de Stagg e Zienkiewics (1968). As soluções disponíveis e aplicáveis em função de dados obtidos de deformações e/ou deslocamentos a várias profundidades, bem como de recalques superficiais tem sido mais utilizados na interpreta-

ção de ensaios de placa realizados sobre rochas.

No caso de solos não homogêneos, com o módulo Young de elasticidade, E crescendo com a profundidade, algumas formulações semi-empíricas foram estudadas por Burmister (1963) e Gibson (1967 e 1974). A solução de Burmister (1963), baseia-se na comparação de resultados de duas provas de carga realizadas com placas de tamanho diferentes. Essa solução envolve o emprego do módulo de reação vertical do solo (Mitchell e Gardner, 1975).

$$n_v = \frac{I_0 (1 - \nu^2)}{\alpha} \left[\frac{K_1 D_1 - K_2 D_2}{D_1 - D_2} \right] \dots\dots\dots (2.2)$$

$$E_0 = I_0 (1 - \nu^2) \left[\frac{K_1 - K_2}{D_2 - D_1} \right] D_1 D_2 \dots\dots\dots (2.3)$$

Sendo :

- D_1 , D_2 respectivamente os diâmetros das placas 1 e 2
- K_1 , K_2 módulo de reação do solo para as placas 1 e 2 respectivamente .

A formulação de Gibson (1974) permite calcular a deformação de uma superfície plana sob um carregamento uniformemente distribuído. Essa formulação considera a variação do módulo de deformação cisalhante (G_{vh}) em relação ao módulo de deformação vertical, através de um coeficiente N, conforme apresentado a seguir.

$$s_{(x,y)} = q_{(x,y)} / N (dE_v / dz) \dots\dots\dots (2.4)$$

$$N = (G_{vh}/E_v) + (4 - E_h/E_v)^{-1} \dots\dots\dots(2.5)$$

Onde,

s = recalque da placa

q = carga aplicada

E_v = módulo de deformação vertical

E_h = módulo de deformação horizontal

ii) Correlações estatísticas. As técnicas interpretativas do grupo de correlações estatísticas, conforme proposto por Mitchell e Gardner (1975) se baseiam no fato de que os ensaios de prova de carga para serem aplicáveis na estimativa de recalques de solos granulares, devem ser executados a níveis de tensão compatíveis com que a fundação real irá suportar. Tendo em vista que, o volume de solo solicitado pela aplicação de cargas na placa, é muito menor do que a de um protótipo, faz-se necessário extrapolar os resultados do modelo para se estimar o recalque da fundação real .

Terzaghi e Peck (1948) propuseram uma relação entre o recalque, s, de uma sapata de largura B e, o recalque s_p obtido no ensaio de prova de carga sobre placa quadrada de lado 0,3 m , para um mesmo nível de tensões. Essa relação é empírica e foi avaliada estatisticamente em função de observação do recalque de muitas estruturas e fundações rasas. A expressão proposta por Terzaghi e Peck (1948) é dada por :

$$\frac{s}{s_p} = (\frac{2B}{D + D_p})^z \dots\dots\dots(2.6)$$

Combinando as Equações 2.1 e 2.6 , pode-se obter a relação :

$$\frac{E}{E_p} = \left(\frac{2B}{B + B_p} \right)^2 \frac{B_p}{B} \dots\dots\dots(2.7)$$

Onde :

E = módulo de deformabilidade do solo

E_p = módulo de deformabilidade estimado do ensaio de prova
de carga sobre placa

Pelo fato das Equações 2.6 e 2.7 serem empíricas, não levam em conta alguns fatores, tais como : a variação na densidade do solo, a variação da profundidade de ensaio , mudanças na posição do lençol freático, variação na rigidez do solo, etc.

iii) Método dos elementos finitos (MEF) . As soluções empregando o MEF têm sido utilizadas para diversos tipos e formas de carregamentos. O método permite também, a consideração de diversas condições do solo, tais como : grau de anisotropia, não homogeneidade, não linearidade, nível de tensões, etc. Segundo Mitchell e Gardner (1975), Carrier e Christian apresentaram em 1973, um estudo bastante abrangente acerca da aplicação desse método à análise de provas de carga sobre placas. A condição de não homogeneidade do meio, foi estudada através de três casos.

Esses são :

caso 1 : E = E₀

caso 2 : E = n_v Z

caso 3 : E = E₀ + n_v Z

Os dois primeiros casos apresentam boa concordância com outras soluções fornecidas também pelo MEF . Quanto ao terceiro caso não há soluções similares que possam ser comparadas . As Equações 2.8 e 2.9 expressam as soluções para todos os três casos :

$$E_0 = I_D \frac{\int_0^a}{s_0} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$E_0 = I_e \frac{\int_0^a}{s_0} \dots\dots\dots (2.9)$$

Os coeficientes I e I_e são fatores de influência adimensionais, que são obtidos em função de E₀ / n v D . O módulo de reação vertical do solo depende fundamentalmente, do coeficiente de Poisson e da magnitude dos recalques sofridos pela placa sob uma carga qualquer.

Como comentado anteriormente, as análises com base na teoria da elasticidade, para a interpretação do ensaio de prova de carga sobre placa, dependem de vários fatores. Esses fatores estão relacionados com o meio em que a placa se apóia, a sua forma e rigidez e, a sua condição de interação com o meio. A consideração e a validade de aplicação dessas condições aos solos reais são discutidas a seguir .

Uma enorme quantidade de análises, envolvendo as mais variadas formas de placas, com diferentes condições de rigidez e de rugosidade, são disponíveis. A maioria das soluções fechadas

(exatas) são obtidas considerando-se o meio homogêneo, isotrópico e elástico-linear. Soluções exatas mais rigorosas e matematicamente mais complexas para meios não homogêneos e/ou anisotrópicos, também são disponíveis e, em geral, são analisadas pelo uso do MEF (Carrier e Christian, 1973). A solução numérica dessas análises estão traduzidas em forma de gráficos e tabelas que, podem ser facilmente usadas em projetos.

A aplicação dessas soluções elásticas é, no entanto, limitada a cargas que não ultrapassem a tensão que produz a plastificação do solo.

É reconhecido que, uma placa rígida apoiada num meio elástico ideal e, sob a aplicação de uma carga, resulta teoricamente em uma tensão de aresta muito elevada. Na prática, a tensão de aresta da placa deve-se igualar à tensão de ruptura ou de capacidade de suporte do solo. Atingido um determinado nível de tensões na aresta da placa, o qual pode ser menor do que aquele correspondente à de ruptura do solo, pode ocorrer uma deformação plástica do solo. A plastificação do solo acarreta uma redistribuição de esforços no contato solo-placa, que vai do bordo da placa em direção ao seu centro. Placas instrumentadas comprovam que tensões maiores do que as previstas teoricamente são produzidas no centro da placa. A extensão da zona de plastificação próxima ao bordo da placa depende da carga aplicada e da capacidade de carga do solo. Os erros em se aplicar a teoria elástica na estimativa de recalques, aumentam com a extensão das zonas plásticas.

As tensões na aresta da placa são tanto maiores quanto maior for a coesão do solo. Para um solo puramente granular a curva de distribuição de tensões pode variar de uma parábola, para pequenas placas, até a forma de uma sela para placas maiores (Terzaghi, 1943) .

Estudos realizados por Carrier e Christian (1973), mostram que a diminuição do coeficiente de Poisson causa um aumento na rigidez relativa do sistema placa-solo. O aumento da rigidez relativa implica na diminuição das tensões de contato no centro da placa e no aumento da tensão de aresta. Entretanto, os efeitos da variação do coeficiente de Poisson são mais perceptíveis na estimativa dos recalques total e diferencial de uma placa.

Para solos não homogêneos, a presença de uma camada relativamente rígida sobre uma camada mole, a pequena profundidade em relação ao diâmetro da placa, causa uma grande distribuição lateral das tensões verticais. Contudo, a situação inversa tende a aumentar o recalque no topo da camada compressível. As tensões verticais são mais concentradas, no topo da camada, sob uma placa rígida. Isso implica dizer que sob uma placa flexível, as tensões no topo de uma camada de solo são menos concentradas. É também observado que, se a espessura da camada rígida superior relativa ao tamanho da placa diminui, as deformações da placa também diminuem.

A estimativa da deformação, pode estar afetada de muito erro

devido à macro estrutura do solo. Quando se carrega uma argila fissurada e ressecada, parte considerável das deformações são devidas ao fechamento das fissuras. Em argilas saturadas e fissuradas, a deformação é maior devido a deformações cisalhantes adicionais provenientes da rápida dissipação do excesso de poro-pressão e drenagem através das fissuras. Velocidade de carregamento também influe na estimativa das deformações.

Barden (1963) mostrou que, em meios anisotrópicos, com grau de anisotropia (E_h/E_v) maior que 1, ou seja, com o módulo de deformação na direção horizontal, E_h , maior que o módulo de deformação na direção vertical, E_v , as tensões verticais e horizontais são, respectivamente, menores e maiores do que as correspondentes ao caso isotrópico. No caso de razão de anisotropia menor do que 1, as tensões verticais e horizontais obtidas são respectivamente, maiores e menores do que aquelas obtidas para o caso isotrópico. Em termos de deformação, esses estudos mostram que, em solos com graus de anisotropia maior do que 1, a deformação total deve ser menor do que a encontrada para um meio isotrópico, enquanto que, o oposto deve ocorrer para o caso E_h/E_v menor do que 1.

Mital (1985) refere-se a estudos de Burmister (1963) onde foram analisadas relações entre o recalque e a carga aplicada com a dimensão da placa. Burmister (1963) estabeleceu um valor crítico do raio da placa, ou seja, 150 mm; abaixo do qual, o comportamento carga-recalque passa a ser governado pela resistência ao cisalhamento do solo. No caso de placas com raio

maior que 150 mm, o comportamento carga-recalque seria regido pela capacidade de suporte do solo. Assim sendo, quanto maior a placa, maiores serão os recalques provocados por uma dada carga aplicada.

Kondner e Krizek (1962) analisando a influência da forma da placa em provas de carga, mostraram que, para um dado nível de tensões, os recalques obtidos com uma placa quadrada podem ser 5% maiores do aqueles de uma placa circular, de mesma área.

A interação solo-placa pode ser considerada estudando-se as condições de contato solo-placa. Três casos podem ser analisados: atrito total, atrito parcial e, deslizamento total (contato liso, sem atrito). Os casos extremos de atrito total e deslizamento total fornecem limites para as condições de deflexão da placa e drenagem do solo. A tensão cisalhante, no caso de contato solo-placa perfeitamente liso é nula. Contudo, para o contato rugoso entre a placa e o solo, o valor da tensão cisalhante dependerá do coeficiente de Poisson, da rigidez relativa do sistema solo-placa e da distribuição das cargas aplicadas. O grau de rugosidade afeta a forma da superfície de ruptura e a capacidade de suporte do solo. Carrier e Christian (1973) mostraram que, o grau de rugosidade tem influência desprezível no comportamento carga-recalque de placas carregadas em meios homogêneos ou não, e com coeficiente de Poisson maior que 0.3.

A profundidade de apoio da placa determina o nível de

tensões confinantes atuando na placa. A profundidade de apoio da placa influencia na resistência do solo. Quanto maior essa profundidade, maior a capacidade de suporte do solo e menores os deslocamentos da placa. Segundo Durgunoglu (1979) a profundidade de embutimento da placa no solo, influencia na magnitude e distribuição das tensões verticais e radiais . Uma outra conclusão desse pesquisador refere-se à influência de aterros acima do nível de ensaios com a placa . A ausência de aterro sobre a placa de ensaio, propicia condições mais críticas de tensão e deslocamento.

Ho e Lopez (1969) verificaram que a aplicação de cargas cíclicas em uma placa apoiada sobre um solo não coesivo, causa redistribuição das tensões de contato. Essa redistribuição de tensões tem maior influência nos dois primeiros ciclos de carregamento da curva carga-recalque e, torna-se depois bem menor .

A flexibilidade do sistema solo-placa tem muita influência sobre os recalques e a distribuição de tensões. Esse efeito se estende até uma certa profundidade abaixo da placa. A rigidez relativa é função da razão E_p/E , ν_p/ν , de Z e de um coeficiente adimensional devido a geometria da placa. E_p e ν_p são, respectivamente, módulo de deformação e coeficiente de Poisson do material da placa, enquanto que, E e ν são respectivamente o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do solo .

2.3.2 O Ensaio de Placa Helicoidal

De uma forma geral, as soluções existentes para a determinação do módulo de elasticidade do solo com dados obtidos em provas de carga, são aplicáveis principalmente à solos granulares. Também é verificado que grande parte dessas soluções são empíricas. No caso de solos coesivos, uma solução teórica foi desenvolvida por Selvadurai e Nicholas (1979). Algumas dessas soluções empíricas e teóricas são apresentadas a seguir.

Módulo de deformação não drenado

A determinação do módulo de deformação não drenado, com dados fornecidos pela prova de carga realizada com a placa helicoidal, requer a consideração de fatores como : rigidez relativa do conjunto solo-placa, efeito de profundidade de embutimento da placa no solo, condições de contato solo-placa e, grau de amolgamento do solo.

Um estudo abrangente da placa helicoidal com condições de interação solo-placa em meio elástico foi feito por Selvadurai e Nicholas (1979). Esses autores levam em conta hipóteses relativas a interação solo-placa, condições de drenagem e rigidez relativa do sistema solo-placa, com vistas à determinação do comportamento tensão-deformação do solo. Esses fatores estão expressos no coeficiente de deformabilidade característica (λ). Selvadurai e Nicholas (1979) propõem que λ deve ser

assumido variando entre 0,6 e 0,75 para ensaios não drenados. Isso possibilita a determinação de E_u , através de :

$$E_u = \lambda q R / s \dots\dots\dots(2.10)$$

Sendo, q = tensão aplicada na placa (variação no trecho linear);
 s = recalque da placa , correspondente à tensão aplicada ;

R = raio da placa .

Todos os casos estudados por Selvadurai e Nicholas (1979) estão sumarizados na Tabela 2.2. Esses autores chegam a considerar a placa helicoidal inclusive como um esferóide imerso no solo .

O ensaio de placa helicoidal pode ser realizado a pequenas profundidades. Para uma profundidade Z menor que seis vezes o diâmetro D da placa, considera-se como sendo uma prova de carga convencional. Normalmente o ensaio de placa helicoidal é procedido à grandes profundidades. Nesses casos está livre da influência da superfície do terreno. Em outras palavras, o efeito da superfície do terreno sobre a deflexão da placa é negligenciável (Selvadurai et al., 1980). Geralmente a introdução da placa à profundidade de ensaio causa alguma perturbação no solo. Esse amolgamento contudo, é difícil de ser quantificado. Porém, pode-se considerar o amolgamento do solo nesse caso, assumindo que a

coluna de solo por onde a placa passou, tem rigidez igual a zero. Isso significa que o ensaio é uma prova de carga realizada em um furo de sondagem .

Módulo de deformação drenado

As soluções a seguir discutidas são semi-empíricas, e aplicáveis principalmente à solos granulares.

A determinação do módulo de deformação drenado conforme proposição de Schmertmann (1970), considera que ocorre compressão unidimensional, em meio linearmente elástico, homogêneo e isotrópico . A estimativa do módulo de deformação drenado do solo pode ser feita pela Equação 2.11. Esse módulo deve ser considerado como secante e correspondente à níveis de tensões usuais em fundações rasas, (Schmertmann, 1970-b).

$$s = I_x C_1 C_2 \Delta q \sum_{\theta} \left(\frac{I_x}{E} \right) \Delta z \dots\dots\dots (2.11)$$

Sendo, I_x o fator de influência ,

C_1 correção devida à imersão da placa

C_2 correção devida ao creep

q pressão aplicada

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q_0}{\Delta q} \right) \dots\dots\dots (2.12)$$

$$C_z = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t_{mno}}{0,1} \right) \dots\dots (2.13)$$

As hipóteses de compressão unidimensional, meio elástico-linear, isotrópico e homogêneo foram também utilizadas na proposição de Janbu e Senneset (1973). Esses autores relacionam além desses fatores, a dependência do módulo de deformação com a história de tensões e o nível de tensões do sub-solo. Os seguintes parâmetros são usados na formulação de Janbu e Senneset (1973):

$$m = \frac{F}{s} \frac{q_n D}{q_a} \dots\dots\dots (2.14)$$

$$q_n = q_a - q_0 = q_a - \gamma' z \dots\dots\dots (2.15)$$

Onde : q_a pressão atmosférica

F coeficiente adimensional, depende fundamentalmente da história de tensões e da carga aplicada pela placa.

m módulo de compressão unidimensional

O módulo de deformação na vertical é então estimado através de :

$$E_v = m q_a \left(\frac{q'}{q_a} \right)^{1-\lambda} \dots\dots\dots (2.16)$$

A análise de Selvadurai e Nicholas (1979), comentada anteriormente, pode também ser utilizada na estimativa do módulo de deformação drenado. A Equação 2.10 deve ser utilizada com os valores apropriados de λ . Esses valores são por sua vez, calculados com as equações da Tabela 2.2 empregando um coeficien-

E finalmente combinando-se as Equações 2.17 e 2.21 pode -se estabelecer :

$$E_u = \frac{3}{2(1 + \mu)} E \dots\dots\dots (2.22)$$

Adotando-se um valor de $\mu = 0,3$, que é um valor típico para a estrutura sólida do solo, tem-se que:

$$E_u = 1,15 E \dots\dots\dots (2.23)$$

A razão E_u/E obtida de ensaios de compressão triaxial em laboratório, mostra que é, em geral, muito maior do que a fornecida pela relação 2.23 . Lambe e Whitman (1979) reportam que valores entre 3 e 4 tem sido encontrados para argilas normalmente adensadas.

Considerações sobre poro-pressão

O solo em seu estado natural é, em geral, constituído de 3 fases : sólida, líquida e gasosa. Se um elemento de solo é submetido a um carregamento, esse esforço será primeiramente suportado pelas fases líquida e gasosa. Assim, quando um elemento de solo saturado é solicitado por um carregamento, a pressão no fluido intersticial aumenta. O excesso de poro-pressão gerado pelo carregamento passa a ser gradualmente transferido à fase sólida do elemento de solo. Esse processo de transferência de tensões é um fenômeno que ocorre com o tempo, e depende fundamentalmente da permeabilidade do solo .

Caso	Equação de λ	λ		
		$\nu=0,00$	$\nu=0,47$	$\nu=0,50$
1	$\frac{(3-4\nu)(1+\nu)0,84}{4(1-\nu)}$	0,630		0,630
2	$\frac{\pi (3-4\nu)(1+\nu)}{16 (1-\nu)}$	0,589		0,589
3	$\frac{(1+\nu)((3-4\nu)+(1-\pi/4)(1-2\nu)z)}{4(1-\nu)}$	0,803		0,750
4	$\frac{(1+\nu)\sqrt{3-4\nu}}{2+(1+[\ln(3-4\nu)]z/\pi z)}$	0,771		0,750
* 5	$\frac{(3-4\nu)(1+\nu)(144-60Rz+90h)}{16(1-\nu)(64-90h)}$	0,648 0,589 0,883		0,648 0,589 0,883
6	$\frac{(1+\nu)(\sinh \lambda - [\sinh^2 \lambda - (3-4\nu)]x)}{8(1-\nu) \sqrt{(1-n^2)^{1/2}}}$	0,560	0,585	
7	MEF-Método dos elementos finitos	0,600	0,730	
8	MEF-Método dos elementos finitos	0,415	0,525	

Tabela 2.2 -Coeficiente de Deformabilidade Característica,

OBS : caso 1 - Carregamento uniforme, placa flexível, meio elástico infinito (recalque médio).

caso 2 - Placa rígida e áspera, enterrada em meio elástico .

caso 3 - Placa rígida, enterrada em meio elástico e, contato parcialmente polido.

caso 4 - Placa rígida, enterrada em meio elástico e,

contato parcialmente áspero.

caso 5 - Placa flexível, enterrada e aderida ao meio elástico, condições de rigidez intermediária .

caso 6 - Inclusão de um esferóide rígido, áspero, enterrado no meio elástico .

caso 7 - Carregamento uniforme, flexível colocado no fundo de um poço em meio elástico (recalque médio).

caso 8 - Placa rígida e carregada no fundo de um poço em meio elástico .

h = rigidez relativa do sistema solo-placa .

$$\alpha = n/\sqrt{1-n^2}$$

$n = b/a$, onde b e a são, respectivamente, o semi-eixo maior e menor do esferóide.

$$x = \cot^{-1} (\sinh \alpha)$$

* - Os 3 valores apresentados representam em ordem decrescente as seguintes situações : adesão total nas duas faces da placa, adesão total em uma face e deslizamento total em outra, deslizamento total

nas duas faces.

O conhecimento da pressão do fluido intersticial durante a aplicação de um carregamento, é importante não apenas para o conhecimento da tensão efetivamente aplicada ao solo, como também das características de permeabilidade e adensamento do solo.

A solução teórica de Terzaghi (1943) apresenta curvas de adensamento em sua fase inicial, que se comparam bem com as curvas experimentais (Lowe III, 1974). No estágio final do fenômeno, a diferença entre as curvas teóricas e experimentais se acentuam. Esses resultados mostram que o processo continua numa razão maior do que a prevista teóricamente por Terzaghi (fase de consolidação secundária). Não é objeto dessa revisão discutir todas as modificações propostas à teoria de Terzaghi e que levam em conta, a consolidação secundária. Essa discussão pode ser encontrada em Olson (1986) e Mitchell (1976).

A teoria de Terzaghi considera o solo com comportamento tensão-deformação elástico linear, e assume que a tensão total permanece constante em todos os pontos da massa de solo. Desse modo, as deformações são causadas somente pela variação da poro-pressão da água. A teoria de Terzaghi é referida como teoria não acoplada, pelo fato de tratar o fenômeno como sendo basicamente, da dissipação do excesso de poro-pressão em função do tempo e, independente da tensão total durante a consolidação.

Uma outra teoria que considera o solo também com comportamento elástico linear, é a de Biot (1941 e 1955). Essa teoria é

referida como teoria acoplada, pelo fato de prever a interação entre o esqueleto sólido do solo e a variação do excesso de poro-pressão com o tempo. A teoria de Biot considera a variação das tensões totais durante a consolidação. Uma significativa diferença entre a teoria de Terzaghi (1943) e de Biot (1941 e 1955) é que essa última prevê um aumento do excesso de poro-pressão no estágio inicial do fenômeno de adensamento. Esse acréscimo foi comprovado nas soluções teóricas da formulação de Biot, obtidos por Mandell (1953) e Cryer (1963). Essa constatação passou a ser referida como fenômeno Mandell-Cryer. Gibson et al (1963) comprovam experimentalmente esse efeito através da realização de ensaios de adensamento com amostras esféricas, de solo.

Recentemente, muitos estudos tem sido feitos com relação ao comportamento de dissipação do excesso de poro-pressão obtidos em ensaios com o piezocone. Esse ensaio permite identificar o perfil do sub-solo, a história de tensões e as características de permeabilidade e adensamento do solo ensaiado (Campanella e Robertson, 1988). O ensaio de piezocone pode ser realizado com facilidade e rapidez e oferece a possibilidade de se poder estimar importantes parâmetros geotécnicos de projeto. Essas vantagens tem justificado o interesse de vários pesquisadores na melhoria da análise interpretativa e na qualidade experimental do ensaio (Torstensson, 1975 e 1977; Baligh e Levadoux, 1980; Campanella e Robertson, 1988).

A medida da poro-pressão em ensaios "in situ" está sujeita a algumas limitações devido ao amolgamento do solo nas adjacências

do aparelho, a saturação do sistema de medida de poro-pressão e também a posição e constituição do elemento poroso.

A posição do elemento poroso é reconhecido como sendo um dos fatores de maior influência na medida de poro-pressão. Estudos realizados mostram que, diferentes posições do elemento poroso não só conduzem a tempos de respostas diferentes como também a valores de poro-pressão muito diferentes (Campanella e Robertson, 1988).

Outro fator que tem grande influência nas medidas de poro-pressão, é a saturação do sistema de medição. É reconhecido que, um sistema de medição contendo bolhas de ar fornece valores errôneos de poro-pressão. O tempo de resposta no caso de circuito não saturado, é mais longo do que o real (Gillespie e Campanella, 1981).

A completa saturação do sistema de medida de poro-pressão é em geral, realizada em laboratório. O fluido de saturação recomendado é a glicerina ou silicone líquidos. Eventualmente, a água deaerada pode ser utilizada para esse fim. O piezocone já saturado, é então mantido dentro de uma câmara sob pressão, até o momento do ensaio. Para manusear o piezocone e iniciar a cravação, o mesmo é colocado dentro de uma proteção plástica contendo o fluido de saturação (por exemplo: um saco plástico).

O material utilizado na confecção de pedras porosas tem também influência sobre os valores de poro-pressão lidos nos ensaios de campo. Uma grande variedade de materiais é empregada

na fabricação dos elementos porosos, desde materiais como polietileno até o corindom. Essa diversidade de materiais visa atender as exigências de porosidade e durabilidade dos elementos porosos. Um elemento poroso compressível pode introduzir tensões no líquido que está percolando através dos seus poros e, em consequência, pode contribuir para medidas de poro-pressão maiores. Quanto à permeabilidade, o elemento poroso deve ser bastante permeável para obtenção de um baixo tempo de resposta nas medições. Por outro lado, um elemento poroso muito permeável dificulta a saturação do sistema de medição.

Gillespie e Campanella (1981) discutem diversas soluções teóricas para a interpretação do ensaio de dissipação do excesso de poro-pressão gerado pela cravação do piezocone. Esses autores, baseados na teoria da expansão de cavidades cilíndricas apresentam um procedimento gráfico para a obtenção do coeficiente de adensamento na direção horizontal, a partir da curva de dissipação do excesso de poro-pressão.

Não existe um estudo sistemático da influência da posição, do material que é constituído o elemento poroso e, da saturação do sistema de medição da poro-pressão aplicados à placa helicoidal. Além da inexistência desses estudos experimentais, também não há estudos de análises interpretativas das curvas de dissipação da poro-pressão registradas durante o ensaio. Esses fatos mostram que, existem ainda amplas possibilidades de pesquisa na melhoria da qualidade do ensaio de placa helicoidal.

As teorias existentes para se estimar as características de adensamento de um solo são baseadas no comportamento da curva recalque-tempo do ensaio. Essa discussão será realizada mais adiante.

Resistência ao cisalhamento não drenada

A resistência ao cisalhamento dos solos pode ser avaliada, com dados obtidos do ensaio de placa helicoidal, através da estimativa da carga de ruptura ou da carga limite do ensaio. A carga limite do ensaio é definida como o ponto onde a curva carga-recalque se torna assintótica. Em geral, a curva carga-recalque do ensaio não permite definir com precisão a carga limite, exceto quando o ensaio é realizado até a completa ruptura do solo. Em vista dessa dificuldade, Schwab e Broms (1977); Selvadurai et al (1980) e, Kay e Parry (1982) propuseram formas práticas de se estimar a carga limite do ensaio. A diferença entre essas proposições se baseia na maneira de apresentação da curva carga-recalque do ensaio. A recomendação de Schwab e Broms (1977) é apresentar o gráfico com o logaritmo da tensão média aplicada versus a razão entre o recalque da placa e o seu diâmetro dada em percentagem. Esse procedimento permite definir com precisão a carga limite do ensaio.

A aplicação de cargas axiais e verticais no ensaio da placa é associada ao estudo da capacidade de carga dos solos. Esse estudo baseia-se na teoria da plasticidade, onde o solo é

assumido com comportamento plástico ideal. No caso de solos puramente coesivos, a capacidade de carga do solo de fundação pode ser expressa por :

$$q_u = C_u N_c + \gamma d \dots\dots\dots(2.23)$$

Onde : q_u é a tensão de ruptura ,

N_c é o fator de capacidade de carga ,

C_u é a resistência ao cisalhamento não drenada ,

d é a profundidade de assentamento da fundação e,

γ é o peso específico do solo .

Negligenciando o efeito de profundidade, a Equação 2.23 pode ser escrita da seguinte forma :

$$q_u = N_c C_u \dots\dots\dots(2.24)$$

Uma vez conhecida a carga que provoca a ruptura do solo ou a carga limite do ensaio e, o fator de capacidade de carga, então a resistência ao cisalhamento não drenada fica determinada pela Equação 2.24. Schwab e Broms (1977) e Kay e Avalue (1982) adotam N_c como sendo igual a 9,0 . Esse valor corresponde ao fator de capacidade de carga para fundações circulares e profundas. Selvadurai et al (1980) fizeram um estudo considerando vários fatores relacionados com a geometria da placa, condições de rigidez e interação do sistema solo-placa, profundidade de ensaio, etc. O coeficiente de capacidade de carga, N_c , para os

diversos casos analisados, estão sumarizados na Tabela 2.3 .

Selvadurai et al (1980) , adotam N_c variando entre 9,0 e 11,35 . Esses limites são sugeridos por esses investigadores pelo fato de que mais se aproximam das condições físicas do ensaio de placa helicoidal.

q_u/C_u	Caso
5,69	Carga circular rígida puncionando o meio , contato sem atrito
6,05	Carga circular rígida puncionando o meio , contato rugoso
9,00	Fundação circular profunda , empirico
9,34	Fundação circular profunda , solução aproximada contato rugoso
10,97	Placa circular rígida , mergulhada a grande profundidade , contato sem atrito
11,35	Placa circular rígida , mergulhada a grande profundidade , contato rugoso

Tabela 2.3 - Razão q_u/C_u , segundo Selvadurai et al (1980) .

Coefficiente de adensamento e permeabilidade

Conforme comentado anteriormente, o fenômeno de adensamento é formulado com base na teoria de Terzaghi (1923) e/ou de Biot (1941 e 1955). Essas teorias podem ser empregadas para a obtenção dos parâmetros de adensamento com dados obtidos do ensaio de placa helicoidal.

De acordo com Selvadurai e Gopal (1986), existem sérias dificuldades na formulação teórica do fenômeno do adensamento em função das curvas de dissipação da poro-pressão do ensaio de placa helicoidal. A posição do elemento poroso na placa, a poro-pressão inicial do ensaio, as condições de carregamento e deformação impostas ao solo durante a cravação da placa, são fatores que tornam mais complexa a interpretação do ensaio de dissipação.

Além das dificuldades teóricas de análise, deve-se ressaltar também, o limitado conhecimento experimental dos fatores intervenientes no desenvolvimento da poro-pressão devida à cravação da placa helicoidal. Em virtude desses fatos, pode-se explicar que as análises interpretativas existentes (Janbu e Senneset, 1973; Kay e Avalle, 1982 e Selvadurai e Gopal, 1986) são apresentadas em função da variação do recalque da placa com o tempo.

Para a obtenção do coeficiente de adensamento do solo Janbu e Senneset (1973) assumiram a condição de fluxo radial abaixo da placa, na região circunscrita pela projeção horizontal da sua circunferência e, a compressão unidimensional (vertical) desse cilindro de solo. O coeficiente de adensamento foi obtido com o emprego da Equação 2.25. Nessa Equação o tempo t_{90} , necessário para que aconteça 90% do adensamento, é obtido da curva raiz do tempo versus recalque.

$$C_r = T \sigma^2 / t_{90} \dots\dots\dots (2.25)$$

Onde, C_r = coeficiente de adensamento

D = diâmetro da placa

T = fator tempo

Um estudo bastante compreensivo, a respeito da obtenção de parâmetros de adensamento em ensaios de placa helicoidal, foi realizado por Selvadurai e Gopal (1986). Esses autores obtiveram, através do emprego do método dos elementos finitos, uma solução da teoria tridimensional de adensamento de Biot (1955), aplicável à análise de recalques com o tempo. Foram assumidas varias condições fisicamente possíveis do ensaio: condições de drenagem, amolgamento do solo, interação solo-placa, flexibilidade/rigidez da placa, etc.

A Tabela 2.4 apresenta um sumário dos diversos casos estudados por Selvadurai e Gopal (1986). Os resultados são expressos por um coeficiente adimensional ξ que por sua vez, é empregado na Equação 2.26 para a obtenção do C_v . O coeficiente ξ é função não apenas das condições de ensaio, mas também do coeficiente de Poisson (ν) do solo.

$$C_v = \xi D^2 / t_{70} \dots\dots\dots(2.26)$$

As análises de Selvadurai e Gopal (1986) mostram que, o adensamento sob a placa é significativamente influenciado pelo amolgamento do solo e, pelas condições de drenagem na região de contato placa-solo. O tempo t_{70} , correspondente a 70 % do adensamento, foi estabelecido da curva raiz quadrada do tempo versus recalque da placa.

Condições de Contorno e Drenagem	ξ	obs
Ocorre drenagem em todas as direções. Não há atrito solo-carregamento. Considera o efeito de profundidade.	0,175	
Carregamento tem contorno impermeável. Regiões adjacentes ao carregamento são drenantes. Não há atrito solo-carga. Acréscimo de tensões externas verticais somente sob a placa.	0,375	1
As regiões adjacentes são drenantes. A placa é rígida. Não há atrito solo-placa. Não considera o efeito de profundidade. Carga vertical e axial.	0,275	
Contorno da placa é impermeável. Regiões adjacentes são drenantes. Placa é rígida. Não há atrito solo-placa. Carga vertical e axial. Não considera o efeito de profundidade.	0,425	2
As regiões adjacentes são drenantes. Ocorre drenagem pela aresta da placa. A placa é rígida. Não há atrito entre a placa e o solo. O carregamento é axial e vertical.	0,0875	
A placa é impermeável. Ocorre drenagem pela aresta da placa. A placa é rígida. Não há atrito entre a placa e o solo. O carregamento é vertical e axial.	0,1563	3
O meio é impermeável. Não há atrito solo-placa. Despreza o efeito de profundidade. O carregamento da placa é vertical e axial. A placa é rígida.	0,11 0,10 0,05	4(1) 4(2) 4(3)
As regiões adjacentes são drenantes. O solo sob a placa é impermeável. A placa é rígida. Não há atrito entre o solo e a placa. Despreza o efeito de profundidade. O carregamento é vertical e axial.	0,200 0,150 0,075	4(1) 4(2) 4(3)

Tabela 2.6 - Valor do Coeficiente ξ segundo Selvadurai e Gopal (1986).

Observações : 1 - carregamento uniformemente distribuido na
superficie

2 - placa na superficie

3 - placa assente no fundo de um poço de
profundidade infinita e diâmetro igual ao da
placa .

4 - placa no interior de um maciço infinito

$$(1) - \psi = 0,0$$

$$(2) - \psi = 0,2$$

$$(3) - \psi = 0,4$$

CAPITULO 3

PROJETO DA PLACA HELICOIDAL E DO SISTEMA DE CRAVAÇÃO E REAÇÃO

3.1 Projeto da Placa Helicoidal

A revisão de várias investigações (Schmertmann, 1970; Janbu e Senneset, 1973; Schwab e Broms, 1977; Kay e Parry, 1982; Kay e Avalle, 1982) mostra que em geral, a placa helicoidal é projetada com um único passo plano. No entanto, existem diversas sugestões relacionadas com as suas dimensões. Schmertmann (1970) recomenda uma placa helicoidal afunilada, com passo plano e com dimensões fixadas em função do diâmetro da sua projeção horizontal. Selvadurai (1983) sugeriu um projeto de uma placa helicoidal com vários helicóides de passo plano. Nesse caso as suas dimensões são fixadas não sómente, em função do raio da projeção horizontal dos helicóides, como também, do raio da haste de cravação. A Tabela 3.1 apresenta as diferentes proposições para o projeto de uma placa helicoidal.

Uma lâmina muito grande ou muito espessa pode aumentar o grau de amolgamento do solo durante a instalação da placa, além das dificuldades experimentais para promover a sua cravação no terreno. Por outro lado, uma lâmina muito delgada pode se tornar flexível durante o ensaio ou, deformar-se durante a sua cravação.

O efeito de amolgamento devido a cravação da placa helicoi-

dal em uma argila artificial, foi observado em laboratório por Selvadurai et alli (1981). Esse estudo mostrou que, um projeto de placa adequado, pode minimizar o efeito de amolgamento e a sua influência nos resultados de ensaio. Na prática, a dimensão da placa helicoidal é limitada pela capacidade do equipamento de cravação e reação disponíveis para o ensaio e, pela resistência do solo.

Schmertmann (1970) executou ensaios em solos não coesivos com placa helicoidal de 300 mm de diâmetro. Uma aparelhagem de reação idêntica ao utilizado para a execução de ensaios de prova de carga sobre placas foi provida, tendo em vista que, as cargas de ensaio foram levadas a níveis de tensão aplicada de até 800 KPa.

Kay e Avalor (1982) realizaram ensaios com placas helicoidais de diâmetros de 60 e 88 mm. A técnica utilizada nessas investigações foi a de pré-perfurar o furo de sondagem. A base do furo perfurado situava-se, em geral, a uma altura acima da profundidade de ensaio de cerca de 5 vezes o diâmetro da placa. A placa helicoidal era então cravada no solo a partir da base do furo perfurado até a cota de ensaio. Esse procedimento era repetido novamente para se aprofundar os ensaios. É provável que, as investigações de Kay e Avalor (1982) se limitaram ao uso de placas de pequeno diâmetro e, da técnica de pré-perfurar o furo em virtude da alta rigidez do solo argiloso pesquisado e da baixa capacidade do equipamento de cravação. Esses mesmos fatores podem justificar a escolha de Kay e Parry (1982) em utilizar a

técnica de pré-perfuração do furo de ensaio e placas de pequeno diâmetro (100 mm). De uma forma geral, o diâmetro das placas helicoidais situa-se entre 100 e 300 mm, conforme se pode verificar na Tabela 2.1.

Autor	Relação	Valor
Schmertmann (1970)	passo	0/5
	espessura inicial	0/40
	esp.inicial/esp.aresta	2.5
Selvadurai (1983)	raio da haste de cravação / raio da placa	0.125
	passo da hélice / raio da placa	0.25
	espessura da placa / raio da placa	0.02

Tabela 3.1 Dimensões da Placa Helicoidal

No presente estudo adotou-se uma placa helicoidal com diâmetro de 200 mm. As demais foram projetadas em função das relações propostas por Schmertmann (1970). As medidas características da placa helicoidal são :

passo da lâmina	: 41 mm
espessura inicial da lâmina	: 07 mm
espessura de aresta da lâmina	: 03 mm
diâmetro da haste de cravação	: 40 mm

As Figuras 3.1 , 3.2 e 3.3 mostram detalhes do projeto da

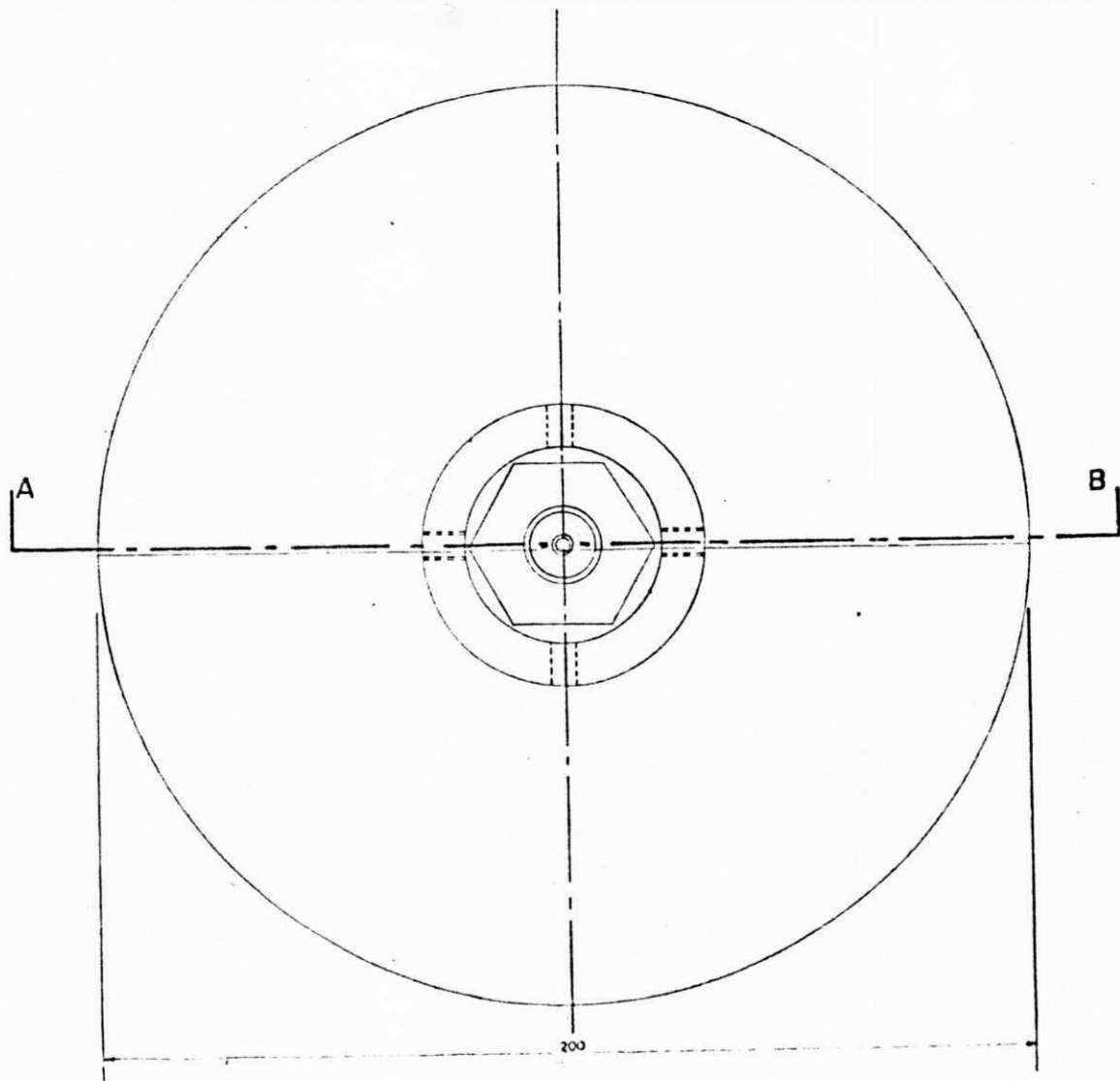


Figura 3.1 - Vista em Planta da Placa Helicoidal

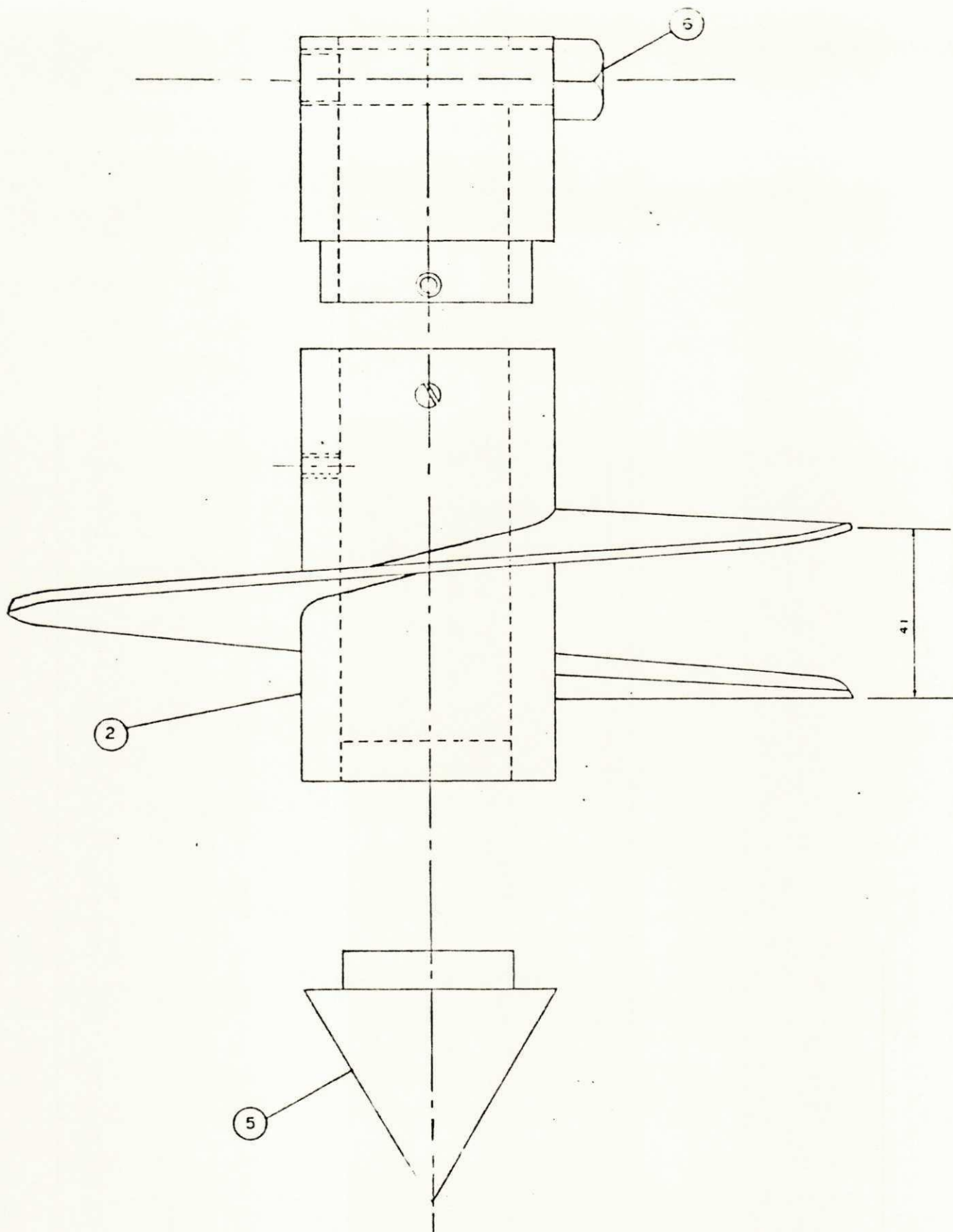
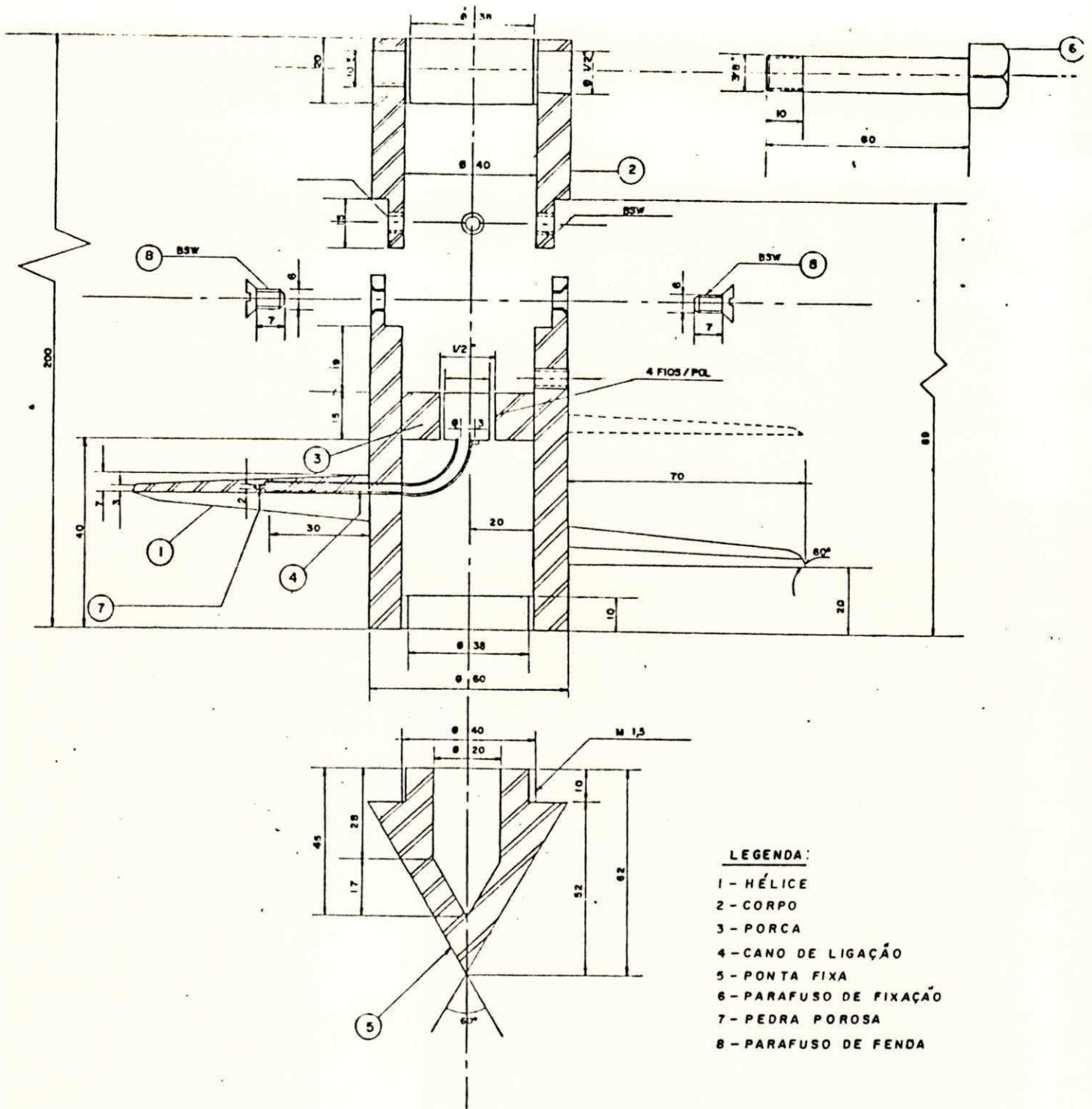


Figura 3.2 - Vista Frontal da Placa Helicoidal



- LEGENDA:**
- 1 - HÉLICE
 - 2 - CORPO
 - 3 - PORCA
 - 4 - CANO DE LIGAÇÃO
 - 5 - PONTA FIXA
 - 6 - PARAFUSO DE FIXAÇÃO
 - 7 - PEDRA POROSA
 - 8 - PARAFUSO DE FENDA

Figura 3.3 - Vista em Corte da Placa Helicoidal

placa helicoidal. O aço empregado na confecção da lâmina é o aço mecânico 1020. As faces da lâmina foram polidas para diminuir o atrito solo-placa e, minimizar o grau de amolgamento do solo. A magnitude da deflexão da lâmina é um importante fator a ser considerado na avaliação da rigidez da placa. A deflexão da placa foi estimada considerando-se uma carga distribuída, uniformemente aplicada pela placa ao solo. Na Figura 3.4 é mostrado esquematicamente o diagrama de carga utilizado.

A carga máxima estimada no cálculo foi de 640 KPa. Para essa situação de carregamento, a deflexão na aresta da placa foi de 0,01 mm. Esta pode ser considerada desprezível, em vista dos recalques previstos. Ao mesmo tempo, é de se esperar que a placa se comporte como sendo rígida.

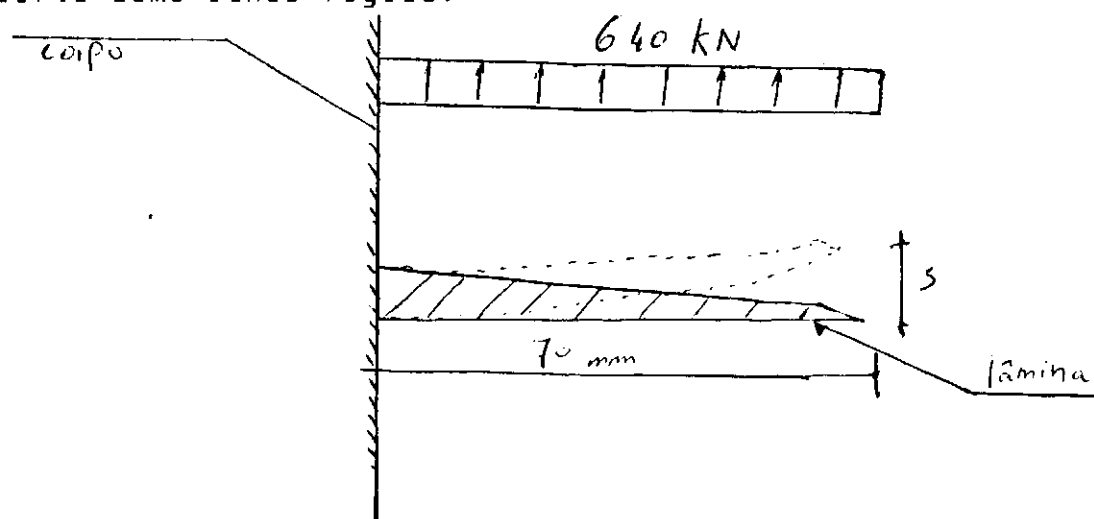


Figura 3.4 - Diagrama Esquemático do Cálculo da Deflexão da Placa .

A deflexão máxima na aresta da placa foi calculada através da seguinte equação :

$$s = \frac{ql^3}{3EI} \dots\dots\dots(3.1)$$

onde,

q = carga distribuida uniforme (KN/m)

E = módulo de elasticidade do material da lâmina (KPa)

I = momento de inércia (m⁴)

Adotando-se :

q = 640 KN/m

E = 2,1 x 10⁷ KPa e,

I = 2,13 x 10⁻⁶ m⁴

$$s = \frac{640 \times 0,07^3}{3 \times 2,1 \times 10^7 \times 2,13 \times 10^{-6}}$$

s = 0,01 mm

Para se estimar o torque necessário para cravar a placa helicoidal, foi assumido que a resistência do solo à cravação, é uniformemente distribuida na direção radial da placa. A resistência máxima do solo admitida para fim de projeto foi de 100 KPa e, portanto maior que a resistência ao cisalhamento não drenada de um solo coesivo, mole. O sistema de cravação projetado está limitado, por razões práticas e econômicas, à cravação de placas em solos argilosos, moles. O esquema de forças utilizado para o cálculo do torque máximo é apresentado na Figura 3.5.

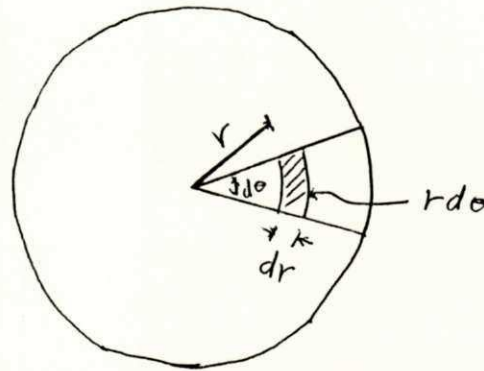


Figura 3.5 - Diagrama de Forças para Cálculo do Torque

$$dF = C_u ds$$

$$dF = C_u R d\theta dr$$

$$dT = C_u R^2 d\theta dr$$

$$dT = \int_0^{2\pi} d\theta \int_0^R R^2 dr$$

$$T = \frac{2\pi C_u R^3}{3} \dots \dots \dots (3.2)$$

Adotando-se $R = 0,1 \text{ m}$ e $C_u = 100 \text{ KPa}$, obtém-se $T = 0,2094 \text{ KNm}$ ($20,94 \text{ Kgm}$). Portanto, o torque de $0,21 \text{ KNm}$ (21 Kgm) é mobilizado em cada face da placa. Cabe ressaltar que, foi negligenciado a pequena contribuição do esforço mobilizado por atrito lateral ao longo das hastes de cravação.

Durante a cravação, o sentido destrógiro de rotação imposto à placa helicoidal e às luvas de conexão das hastes são concordantes. Na operação de retirada do conjunto haste-placa impõe-se uma rotação de sentido sinestrógiro portanto, inverso ao da cravação. A inversão do sentido de rotação pode acarretar a

desconexão nas luvas das hastes de cravação e, a conseqüente perda da placa helicoidal e de parte dessas hastes no terreno. Com o fim de evitar a ocorrência de desconexão de hastes, empregou-se luvas de conexão de simples encaixe e contrapinadas com parafusos passantes.

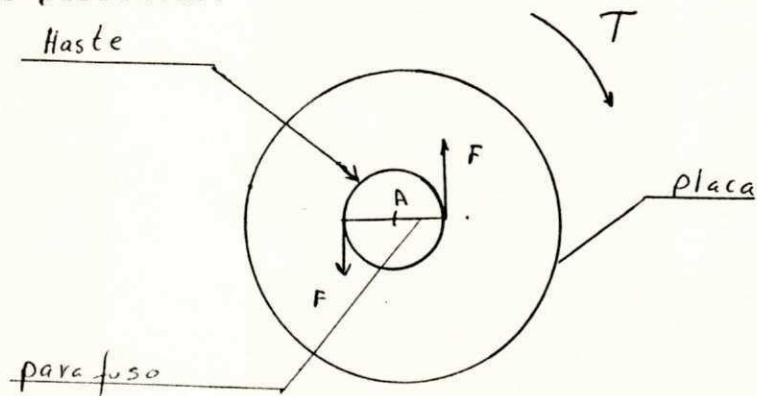


Figura 3.6 - Esforços no Parafuso de Contrapino às Hastes de Cravação.

Os esforços considerados no cálculo do parafuso de contrapino das luvas de conexão, estão mostrados na Figura 3.6 . O cálculo da força cisalhante atuando no parafuso é indicado a seguir :

$$\sum M_a = 0$$

$$0,42 - 0,03F = 0$$

$$F = 14,00 \text{ KN}$$

Como o parafuso é solicitado em duas secções , tem-se :

$$F' = \frac{14,00}{2} = 7,00 \text{ KN}$$

Adotando-se um diâmetro D de 12 mm, a área solicitada é :

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A = 0,00113 \text{ m}^2$$

A tensão de cisalhamento τ é dada por :

$$\tau = F' / A = 62,00 \text{ MPa}$$

Considerando a tensão de cisalhamento admissível de 110,00 MPa (característica do aço mecânico 1020), verifica-se que a tensão atuante é muito menor . Portanto, o diâmetro adotado é suficiente para resistir aos esforços impostos pela cravação da placa .

A Figura 3.7 mostra um detalhe do transdutor de pressão embutido no corpo da placa. O corpo da placa foi seccionado para permitir a instalação do transdutor de pressão e facilitar a sua manutenção. Para fixar as duas partes seccionadas, são empregados quatro parafusos de fenda. O procedimento de cálculo para verificar a resistência ao cisalhamento dos parafusos, foi análogo ao citado anteriormente. A força cisalhante F , a área solicitada e, a tensão de cisalhamento τ , são :

$$F' = 14,00 / 4$$

$$= 3,50 \text{ MPa}$$

$$A = 0,00005 \text{ m}^2$$

$$\tau = 70,00 \text{ MPa}$$

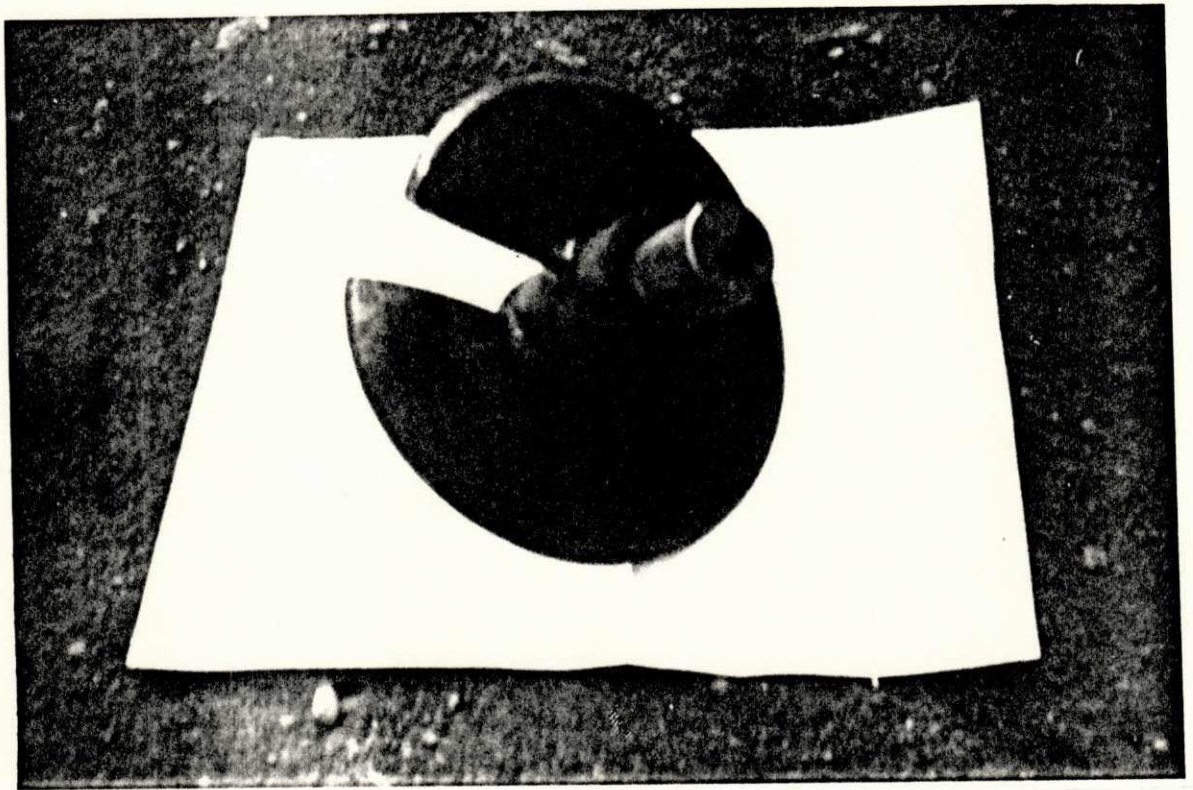


Figura 3.7 - Transdutor de Pressão Instalado Dentro da Placa

A razão entre a tensão admissível e a tensão atuante é igual à 1,7. O diâmetro D de 8 mm é portanto, suficiente .

A posição da pedra porosa (Figuras 3.1, 3.2, 3.3) foi escolhida por razões puramente geométricas. O ponto de medição foi colocado na região mediana da placa. Com a aplicação de cargas é de se esperar que ocorrerá um contato solidário entre o ponto de medição e o solo.

É interessante mencionar algumas dificuldades experimentais ocorridas na fase de testes do equipamento. Medidas adicionais devem ser tomadas para se garantir a total estanqueidade dos transdutores de pressão vendidos comercialmente. Cuidados devem também ser tomados para não ocorrer pequenos cortes e/ou furos no isolamento dos cabos elétricos.

A solução adotada para evitar a danificação do transdutor de pressão, foi alojá-lo num compartimento dentro do corpo da placa. A estanqueidade desse compartimento foi garantida por um tampão de borracha. Esse tampão, confeccionado com o diâmetro ligeiramente superior ao da placa, foi pressionado com uma prensa hidráulica e, posicionado logo acima do transdutor de pressão. Um pequeno orifício de diâmetro igual ao do cabo elétrico do transdutor, permitiu a passagem do mesmo pelo tampão de vedação. Essa vedação, foi suficiente para evitar, não somente a danificação do transdutor de pressão, como também o arrancamento do conector.

3.2 Sistema de Reação e Cravação

A garantia da verticalidade das hastes durante a cravação é um importante aspecto da qualidade do ensaio de placa helicoidal. Para se conseguir essa verticalidade é necessário um sistema de cravação e reação adequados.

Por razões puramente econômicas, projetou-se um sistema de cravação e reação totalmente mecânicos. Como ponto de partida, o projeto que se descreve a seguir, pode ser considerado o mais simples e econômico possível.

O sistema de reação consiste de uma estrutura de aço, tipo cavalete, com altura livre de 1.200 mm. Esse sistema é fixado por meio de duas ancoragens, que podem oferecer uma carga de reação de até quatro toneladas. Na face inferior da viga de reação, está colocado o suporte do macaco hidráulico. O suporte do macaco é deslizante permitindo a sua colocação em posição, de forma rápida e segura. O macaco é acionado por uma bomba hidráulica manual. As Figuras 3.8 ; 3.9 ; 3.10 e 3.11 apresentam detalhes do sistema projetado.

Para impedir o movimento do sistema de reação, foram previstos contraventamentos da estrutura. O contraventamento é constituído por duas barras horizontais entre os apoios laterais e por um conjunto de quatro estais. Os estais são de cabo de aço diâmetro de 4.8 mm (3/16 pol), dotados de estiradores. Para instalar os estais foram usadas quatro agulhas de aço de 40 cm de

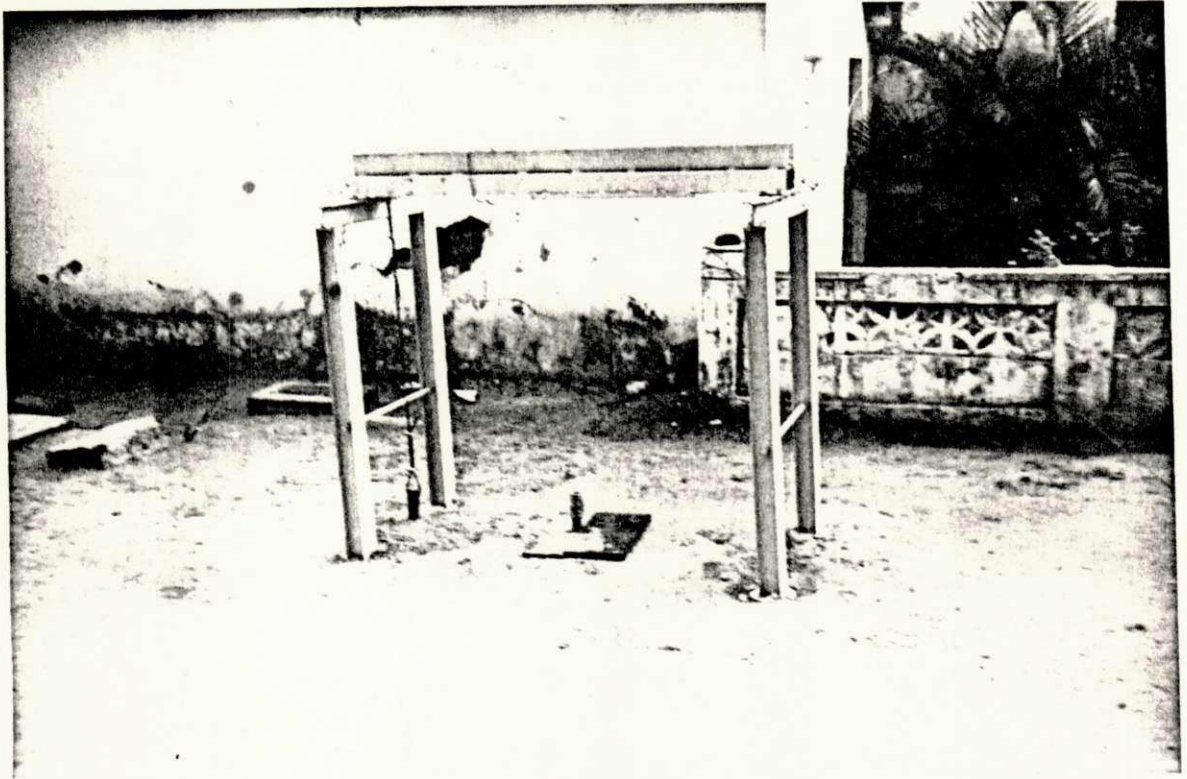


Figura 3.8 - Vista do Sistema de Cravação e Reação

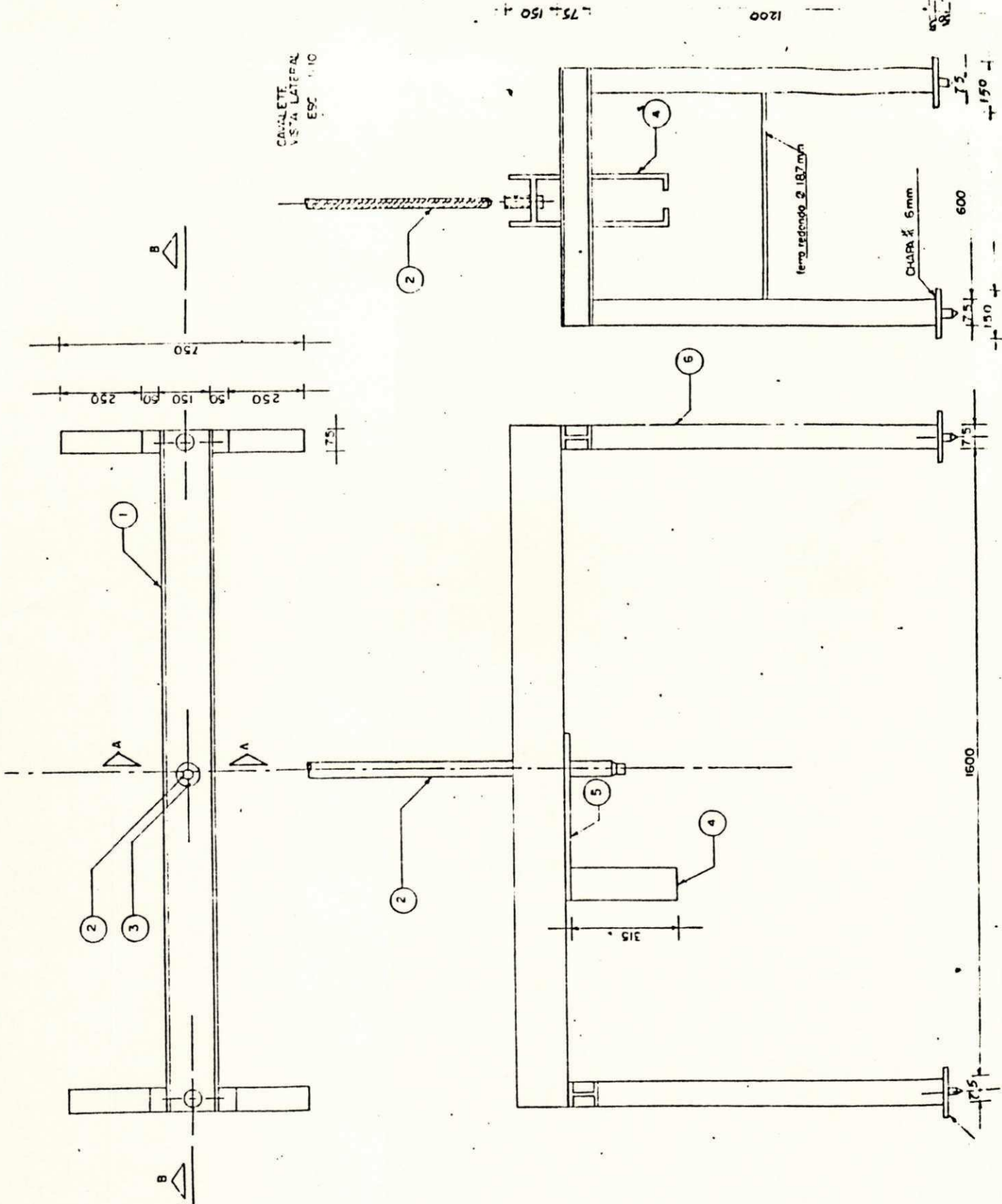


Figura 3.9 - Detalhes do Sistema de Lavagem e Reação

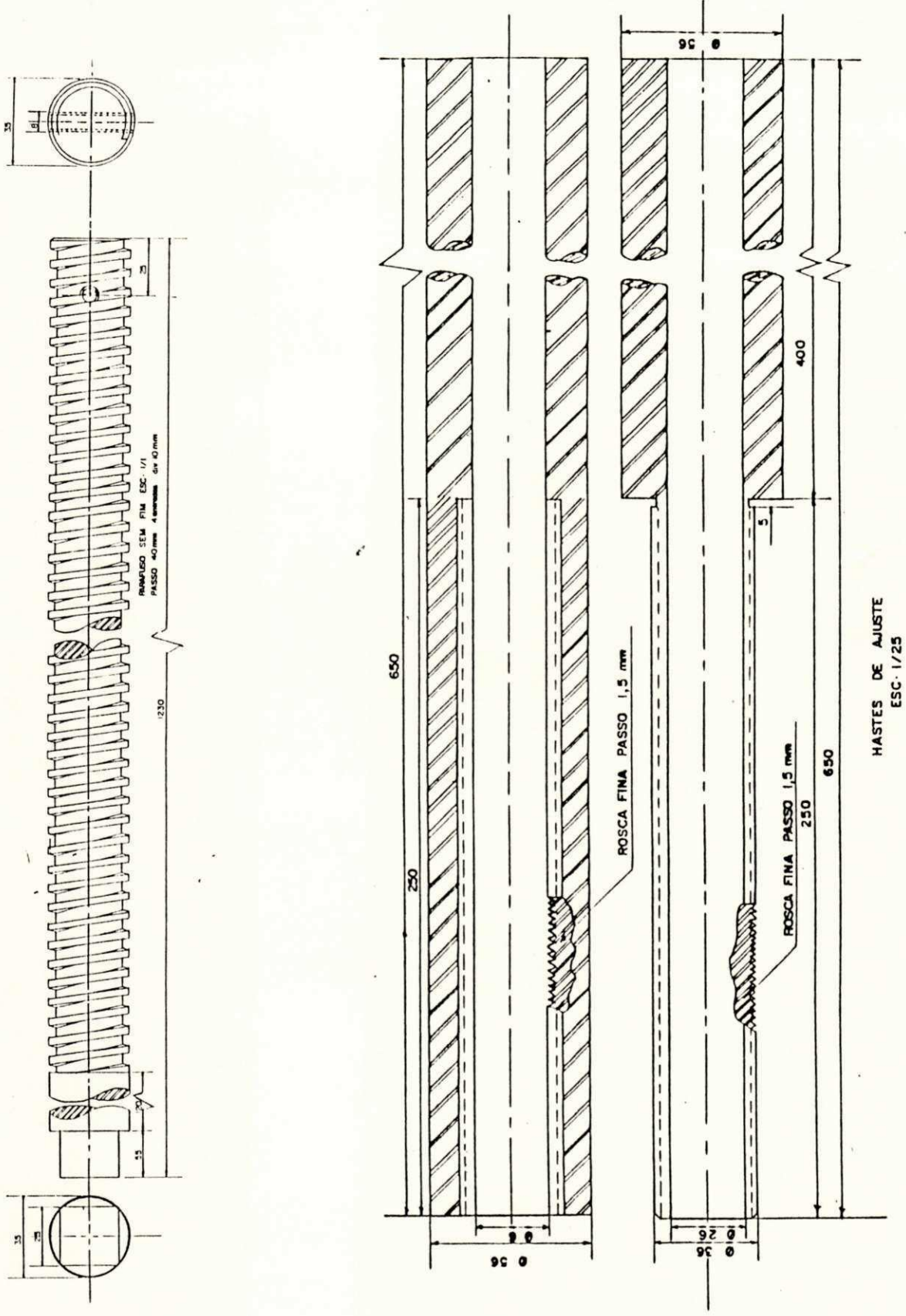


Figura 3.10 - Detalhes do Fuso de Cravação e Haste de Ajuste

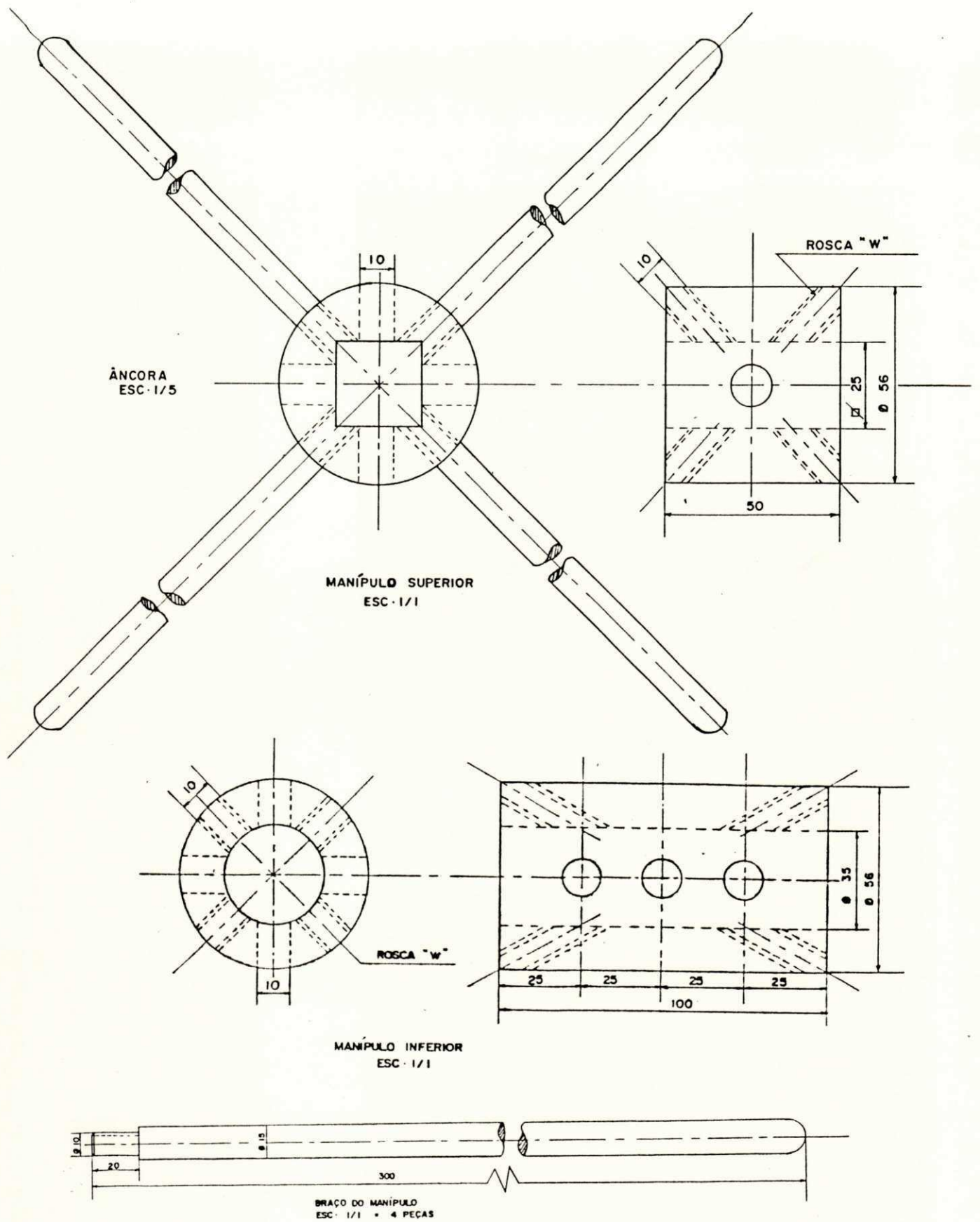


Figura 3.11 - Detalhes do Manipulo para Acionar o Fuso de Cravação

comprimento cada uma. Essas agulhas são cravadas no solo em posições diagonalmente opostas à viga central da estrutura de reação.

A cravação da placa helicoidal pode ser feita manual ou mecanicamente. Entretanto, o sistema de cravação requer compatibilização do avanço com a velocidade angular da placa. Essa compatibilização de movimento é necessária, segundo Schmentmann (1970) e Kay e Aivalle (1982), para minimizar o efeito de amolgamento do solo. Durante a cravação, a placa deve passar somente uma vez em um dado ponto situado no interior da área delimitada pelo diâmetro da placa .

No presente estudo, o controle da penetração é feito através de um parafuso de acionamento colocado na vertical. O fuso de acionamento construído em aço 1020, foi dimensionado com quatro entradas e passo de 40 mm. Esse fuso deve impor à placa um avanço constante, ou seja, a cada volta do fuso a placa completa uma revolução e avança 40 mm. Esse avanço corresponde ao seu passo . O núcleo desse fuso tem 25 mm de diâmetro. O diâmetro externo do fuso é de 35 mm e o seu comprimento de 1200 mm .

O passo do fuso, que deve ser igual ao da placa, representa a razão entre o avanço da placa e a rotação da mesma. Levando em conta as considerações e dimensões descritas anteriormente, o passo do fuso foi tomado igual a 40 mm. Adotando-se um fuso de 4 entradas, obtém-se um passo relativo entre cada fio de rosca de 10 mm .

As vantagens da adoção de quatro filetes de rosca para a entrada do fuso são, além de um melhor controle do seu avanço, uma melhor distribuição de esforços e, um aumento da resistência ao desgaste.

O fuso projetado foi verificado quanto à sua resistência à torção, pela seguinte fórmula :

$$\tau = \frac{MT}{Jt} R \dots\dots\dots (3.3)$$

onde :

MT = momento torçor

Jt = momento de inércia da secção (= $\frac{\pi}{32} D^4$)

R = raio

Considerando D, o diâmetro líquido da peça e, colocando na Equação 3.3, os valores correspondentes aos descritos anteriormente, obtem-se a tensão cisalhante mobilizada :

$$\tau = \frac{4\ 200\ \text{kgcm} \times 1,2\ \text{cm}}{3,25\ \text{cm}^4}$$
$$\tau = 1\ 550\ \text{kg/cm}^2 = 155\ \text{MPa}$$

Duas manipulas situadas nas extremidades do fuso foram consideradas para a aplicação do torque . O torque desenvolvido em cada manipula foi tomado como a metade do máximo previsto de 0,42 KNm O semi-braço L da manipula foi calculado por :

$$L = \frac{T}{F} \dots\dots\dots (3.4)$$

Como a operação de cravação da placa helicoidal no terreno é um processo intermitente durante o ensaio, previu-se uma força humana F de $0,5$ KN (50 Kgf), para acionar a manipula. Colocando-se esses valores na Equação 3.4, obtem-se :

$$L = \frac{0,21}{0,50} = 0,42 \text{ m}$$

Adotou-se, um comprimento de 400 mm para cada semi-braço da manipula.

O projeto desenvolvido oferece a vantagem de realizar as operações de montagem, desmontagem e execução de ensaios, de uma forma rápida e segura. O sistema de reação e cravação é inteiramente desmontável, e facilmente transportável. O peso total do sistema montado é de aproximadamente, $1,5$ KN (150 kg) e, todas as partes componentes são fixadas umas às outras com parafusos, porcas e arruelas. Separadamente cada peça pesa, em geral, cerca de $0,1$ KN (10 Kg).

Projetou-se também um sistema de apoio para extensômetros. Ele consiste fundamentalmente de uma plataforma metálica assente sobre um cavalete de aço . O cavalete tem comprimento de 2000 mm e portanto, está apoiado fora da área de influência do carregamento da placa. Uma agulha de aço foi cravada cerca de 20 cm no solo, em cada extremidade do cavalete. Procurou-se com essa medida, garantir a imobilidade do cavalete e eliminar a influência desse fator, nas leituras dos deflectômetros.

O arranjo final esquemático do ensaio de placa helicoidal pode ser visto na Figura 3.12.

3.3 Sistema de Leituras

O sistema de leituras incluiu equipamentos eletrônicos. Para fornecer corrente elétrica à esses equipamentos construiu-se uma fonte de corrente contínua de 10 volts por 1 Ampère. A fonte construída dispõe de um quadro de comutação de terminais para intercambiar as leituras dos diversos aparelhos. Os sinais eletrônicos foram lidos em um multímetro digital de marca Hewlett-Packard modelo 3466A, de sensibilidade de 1 microvolt na faixa de leituras de 0 a 200 milivolts.

3.3.1 Sistema de Leituras de Poro-pressão

O sistema de leitura da poro-pressão é constituído pelo transdutor de pressão, tubo de cobre e pedra porosa incrustada na placa. O tubo de cobre é o elemento condutor da água sob pressão que atua na base da placa. Em uma de suas extremidades está conectado com uma pedra porosa de 2 mm de espessura e de 4 mm de diâmetro. Na outra extremidade, com o transdutor de pressão. O transdutor é provido de um dreno que permite retirar todo ar da tubulação de cobre antes do início do ensaio. Detalhes desse sistema pode ser visto na Figura 3.7 .

O transdutor empregado é um HM200 fabricado pela Sulmex e, com escala nominal de 0 a 1 MPA. O transdutor mostrou-se

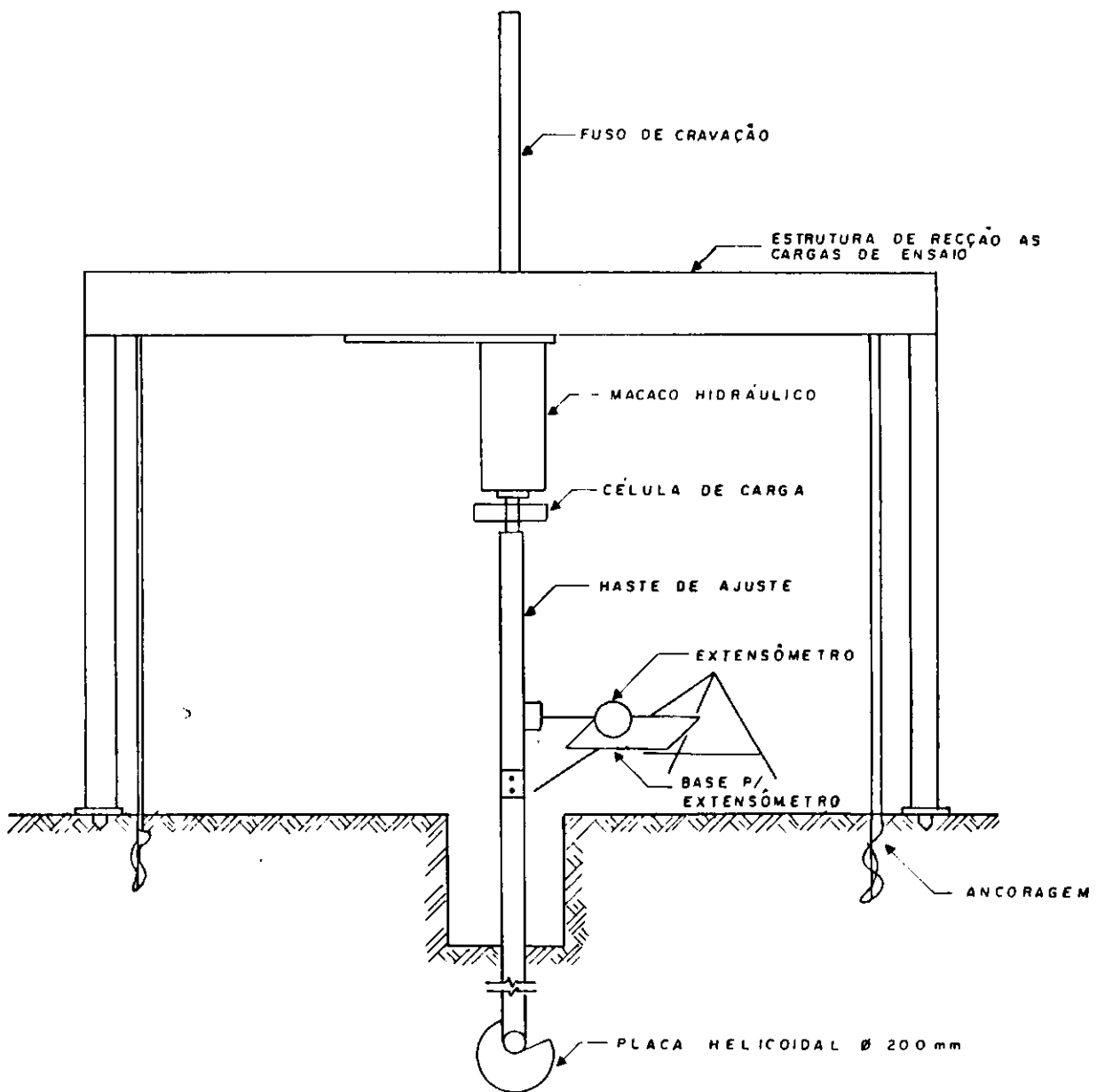


FIGURA 3.12 - ARRANJO ESQUEMÁTICO DE ENSAIO DE PLACA HELICOIDAL

inadequado para ensaios realizados abaixo do nível do lençol freático. Por não ser totalmente estanque, o transdutor tornou-se inoperante devido a um curto-circuito. Não sendo possível a sua recuperação, passou-se a usar um transdutor fabricado pela Sensotec. As características desse transdutor são :

- Alimentação : 10 v ac/dc
- Temperatura de compensação : 60 F a 160 F
- Escala nominal : 0 a 500 PSI
- Sensibilidade : 3 mv / v
- Resistência de entrada : 429 ohms
- Resistência de saída : 350 ohms

O transdutor foi calibrado em laboratório por meio de uma bomba de pressão. Foram aplicados 5 ciclos de carregamento e descarregamento. A pressão máxima alcançada em cada ciclo foi de 1.000 kPA. Essa pressão foi atingida em 15 estágios de carga. O mesmo número de estágios foi utilizado na fase de descarregamento.

Uma análise de regressão linear dos dados (pressão aplicada versus leitura do multímetro) de calibração, foi efetuada utilizando-se o programa SPSS (Statistical Package for Social Sciences), implantado em computador "mainframe". A equação da reta de melhor ajuste, com coeficiente de correlação de 0,99997 é dada por :

$$W = 117,096 L - 224,565 \dots\dots\dots(3.5)$$

onde : W é a pressão do fluido (poro pressão) em kPA

L é a leitura do multímetro em mv

Um fato inevitável com a utilização de equipamentos eletro-eletrônicos é o desvio do "off-set" de leituras. A influência da alteração desse "off-set" pode ser minimizada, quando se dispõe de câmaras de pressão ("Chamber Pressure Test"). Essas câmaras permitem a calibração do instrumento de medida em condições próximas à de operação em campo. No presente estudo, considerou-se a curva de calibração de laboratório, porém com o "off-set" inicial registrado no campo. A confiabilidade das leituras fornecidas pelo transdutor de pressão com a curva de calibração ajustada ao "off-set" de campo, foi testada para várias profundidades ao longo de um furo de ensaio.

Esse procedimento foi justificado com a verificação da sensibilidade do transdutor de pressão. Para essa verificação, foi montado no laboratório um pequeno circuito elétrico, que permite variar o "off-set" do transdutor. Foi observado que, as leituras realizadas nos diversos "off-set" testados, conservam a razão de aproximadamente $8,5 \times 10^{-3}$ KPa/mv.

A curva real de calibração, ajustada à variação de off-set, e utilizada no presente estudo, foi :

$$W = 117,096 L - 159,485 \dots\dots\dots(3.6)$$

3.3.2 Sistema de Leituras de Carga

Uma célula de carga foi utilizada para melhorar a precisão

das leituras de cargas aplicadas do ensaio. Essa célula foi instalada entre o macaco hidráulico do sistema de carregamento e a haste de cravação (Figura 3.12). A célula de carga é o modelo N400 da Sodemex, e tem as seguintes especificações :

Escala nominal	: 20 KN
Alimentação	: 12 v ac/dc
Temperatura de compensação	: 20 c a 80 c
Linearidade	: 0,03 % EN
Repetibilidade	: 0,01 % EN
Histerese	: 0,02 % EN
Sensibilidade	: 2,135 mv/v
Resistência de saída	: 350,8 ohms
Resistência de entrada	: 376,5 ohms

A célula de carga foi calibrada em laboratório por um sistema hidráulico de carregamento com vazão controlada e sensibilidade de 1 N. A calibração foi feita em 5 ciclos de carregamento e descarregamento. Tanto na fase de carregamento como a de descarregamento, foram realizados 15 estágios. Uma análise de regressão linear dos dados (força aplicada versus tensão lida) de calibração foi realizada, utilizando o programa SPSS, mencionado anteriormente. A equação da reta de melhor ajuste, que fornece um coeficiente de correlação de 0,99995 é

dada por :

$$Q = 68,146 + 93,639 L \dots\dots\dots(3.7)$$

sendo : Q a carga em kg

L a leitura do multímetro em mv

3.3.3 Sistema de Leituras de Deslocamentos

O sistema de leituras de deslocamentos consiste de 2 extensômetros mecânicos presos à haste de cravação por um suporte. A extremidade do cursor desses extensômetros se apóia sobre a plataforma de apoio dos extensômetros apresentada no item 3.2. A Figura 3.13 mostra o sistema em funcionamento. Um dos extensômetros tem 1 000 divisões sendo cada uma de 0,0025 mm (0,001 pol). O outro tem 4 000 divisões sendo cada uma de 0,001 mm .

Para melhorar a precisão das leituras de deslocamentos pode-se empregar um transdutor de deslocamentos (LVDT) . O LVDT utilizado no presente estudo é do tipo DT 100 A, fabricado pela Kyowa. São as seguintes as suas especificações :

Escala nominal	: 0 a 100 mm
Sensibilidade	: 1 304,5 microvolt/volt
Alimentação (máxima)	: 50 v ac/dc
não linearidade	: 0,06 % EN



Figura 3.13 - Vista da Célula de Carga Instalada

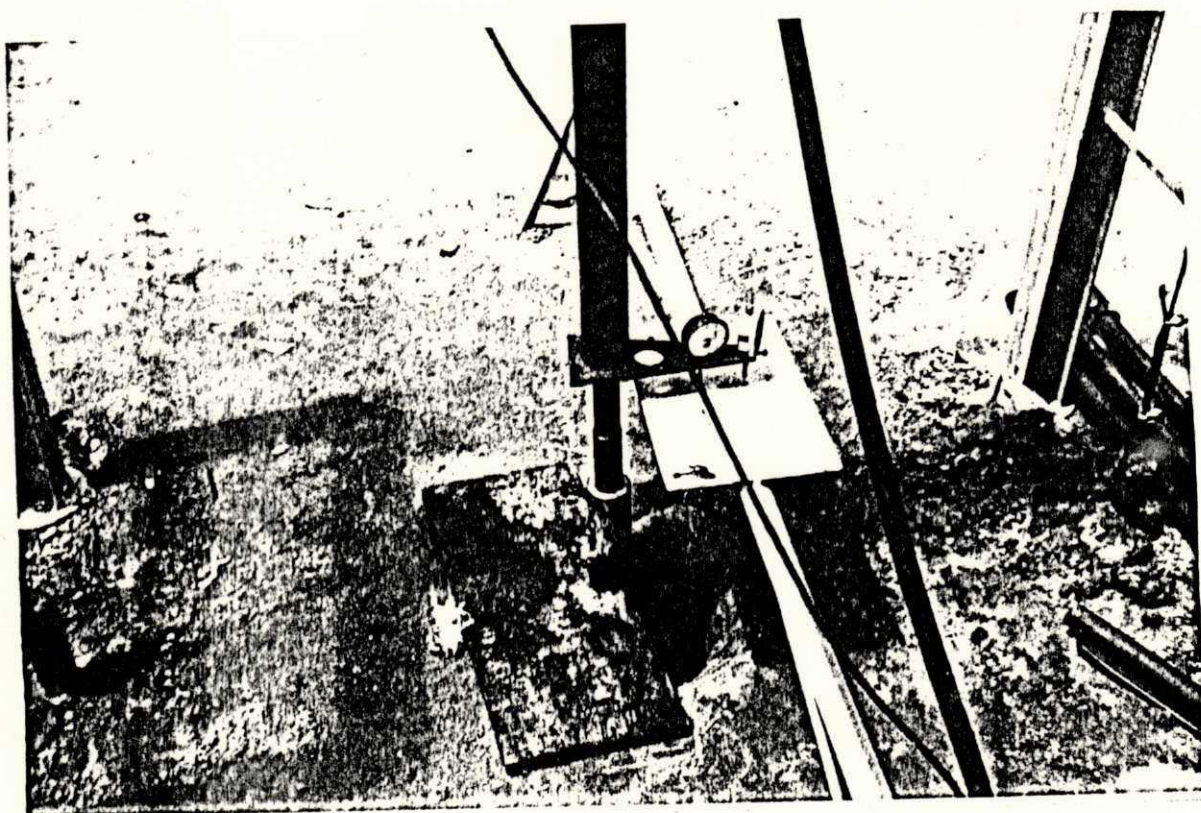


Figura 3.14 - Sistema de Leitura Deslocamento com Extensômetro Mecânico

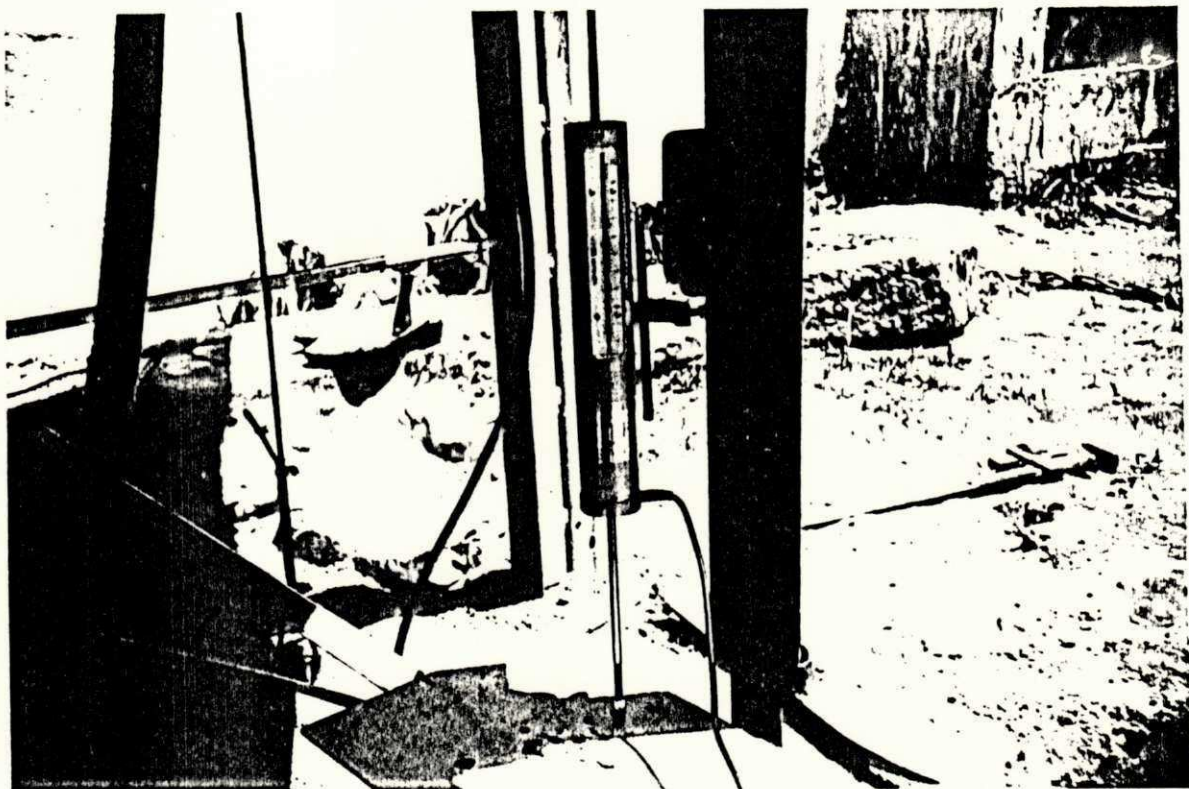


Figura 3.15 - Sistema de Leitura de Deslocamento com
LVDT

Histerese	: 0,08 % EN
Resistência de entrada	: 121,8 ohms
Resistência de saída	: 121,9 ohms

A calibração do LVDT foi feita em uma prensa de carregamento. Foram realizados três ciclos completos de deslocamento do cursor. Tanto a fase de alívio como de compressão do cursor, foi executada com 100 estágios. A precisão do extensômetro empregado na calibração, é de 0,001 mm por uma divisão. Uma análise de regressão linear dos dados (deslocamento versus tensão lida) de calibração, foi realizada utilizando o programa SPSS, citado anteriormente. A equação da reta de melhor ajuste, com coeficiente de correlação de 0,9997 é :

$$s = 3,016 + 0,776 L \dots\dots\dots(3.8)$$

onde :

s é o deslocamento em mm e,

L a leitura do multímetro em mv

CAPITULO 4

METODOLOGIA E PROGRAMA DE ENSAIOS

4.1 Local de Ensaio

O campo experimental para esse estudo, é localizado nas adjacências do viaduto Indio Piragibe, próximo à estação rodoviária da cidade de João Pessoa, estado da Paraíba. A Figura 4.1 mostra o local de execução dos ensaios "in situ".

De acordo com Dos Santos (1977) e Da Conceição (1977) a cidade de João Pessoa está localizada sobre uma bacia sedimentar litorânea. Nos estados da Paraíba e de Pernambuco essa bacia abrange uma faixa de aproximadamente 40 km de largura. A espessura da camada sedimentar em João Pessoa é estimada em, no máximo, 150 m. A bacia sedimentar nesse local é constituída das seguintes formações : Maria Farinha e Barreiras, ambas da idade terciária, e algumas formações do período quaternário.

As formações quaternárias ocorrem principalmente em uma faixa litorânea muito estreita, sob formas de praias, dunas, mangues e/ou recifes de corais. As formações terciárias são depósitos com camadas irregulares de areia, argila e depósitos orgânicos, em geral, não consolidados. As três formações podem ocorrer sobrepostas ou não. A presença de argila mole no sub-solo da cidade de João Pessoa é restrita a uma pequena

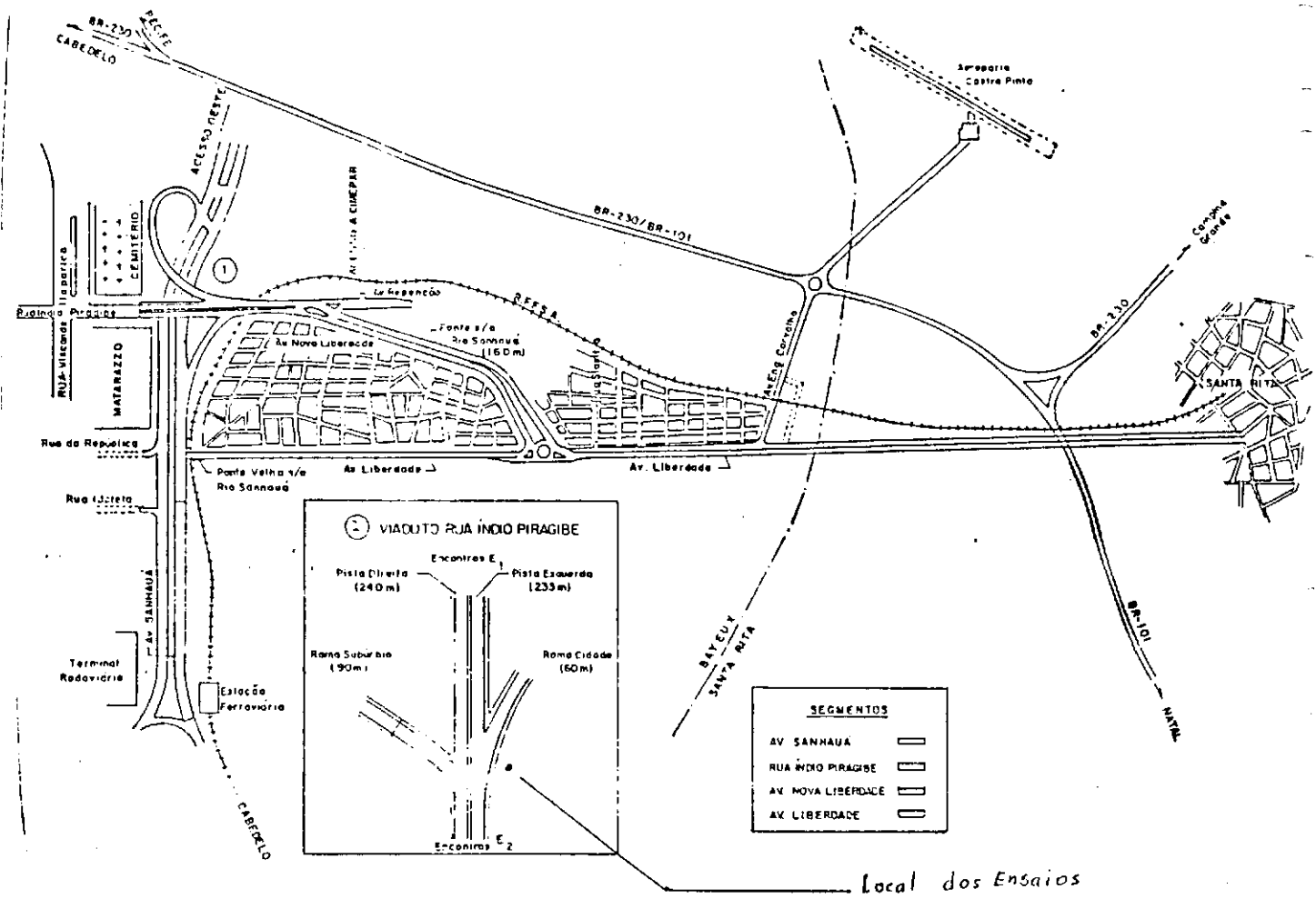


Figura 4.1 - Localização do Campo Experimental

Área da zona central da cidade. Essa área está principalmente localizada nas regiões de mangue da cidade, em particular, onde se situa a rodoviária, na confluência dos rios Índio Piragibe e Sanhaú .

O local de ensaios da presente pesquisa, bem como outros locais próximos, já foram objetos de estudo de vários pesquisadores (Barros, 1969; Dos Santos, 1977; Da Silva, 1977; Da Conceição, 1977; Dellis, 1987 e Diniz Filho, 1988). Esses pesquisadores, à exceção de Barros que estudou a geologia da cidade, se concentraram na avaliação dos parâmetros de adensamento e da resistência ao cisalhamento .

Na Figura 4.2 é apresentado um perfil de sondagem do local de ensaio, bem como algumas características geotécnicas baseadas em dados de Dos Santos (1977) Da Silva (1977) Da Conceição (1977) e Dellis (1987). Pode-se verificar que a profundidade do depósito de argila mole é de aproximadamente 18 m. Sobrejacente a esse depósito, ocorre uma camada de aterro com aproximadamente 2 m de espessura. O teor de umidade natural dessa argila é, em geral, superior ao seu limite de plasticidade. A história de tensões desse depósito, mostra que no seu terço médio superior ele é pré-adensado. A partir daí, até a base, a argila comporta-se como normalmente adensada .

Os parâmetros de adensamento, ou sejam, o coeficiente de compressibilidade C_c e o coeficiente de adensamento C_v são, em geral, decrescentes com a profundidade .

Baseados nos estudos realizados por Dos Santos (1977) e Da

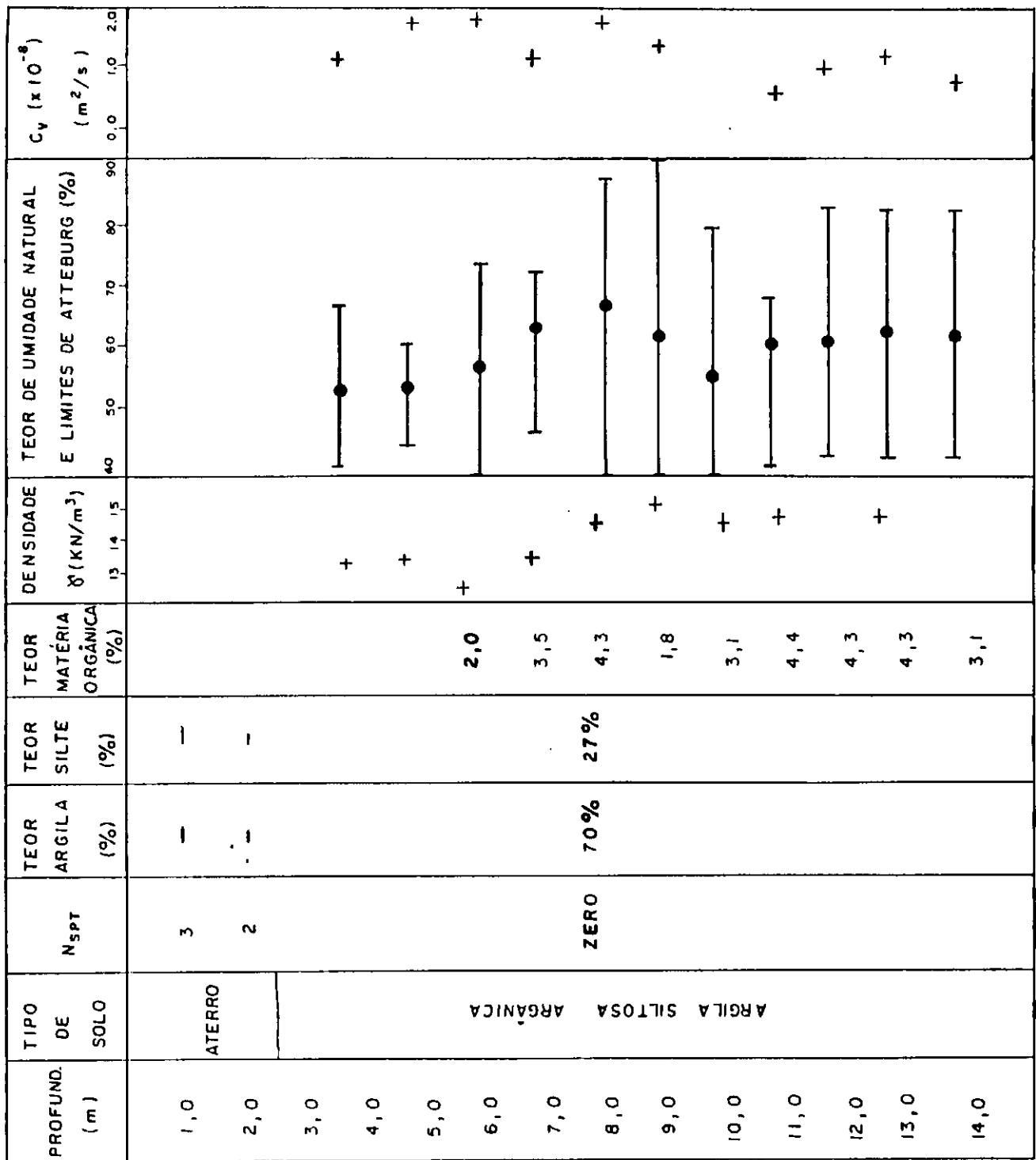


FIGURA 4.2 - CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS E PERFIL DO SUB-SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL.

Conceição (1977), apresenta-se na Tabela 4.1 algumas propriedades geotécnicas do depósito de argila mole da cidade de João Pessoa .

4.2 Programa de Ensaios "In Situ"

No presente estudo foram realizados 5 furos de sondagem, através da camada de argila mole. Os furos são localizados próximos a um pilar do viaduto, cuja fundação necessitou ser reforçada. Uma estaca prova, após o reforço, foi instrumentada e testada com a execução de uma prova de carga sobre a estaca. O comportamento foi analisado por Dellis (1987). Posteriormente, Diniz Filho (1988) realizou no mesmo local uma série de ensaios com o piezocone. O local de ensaios fornece portanto, uma série de dados para o confronto e comparação com os dados do presente trabalho .

Os ensaios foram realizados ao longo da profundidade do depósito de argila, espaçados de 1 m. Como o depósito de argila tem uma espessura de 18 m (Dellis, 1987), procurou-se realizar ensaios em toda a sua profundidade. Esses furos de sondagem estão situados à uma distância média de 15 m do local onde Dellis (1987) ensaiou uma estaca instrumentada.

Não se executou ensaios na camada superficial, pelo fato da mesma se constituir de material de aterro e entulhos de construção. Ainda mais, a parte superficial (aterro) não estava saturada, o que poderia introduzir bolhas de ar no sistema de medição de poro-pressão.

4.3 Metodologia do Ensaio

O ensaio de prova de carga com a placa helicoidal não é padronizado. No entanto, existem várias sugestões e recomendações de ensaio (Schmertmann, 1970 e Janbu e Senneset, 1973). A metodologia de ensaio empregada por esses investigadores difere muito pouco entre si, uma vez que a técnica de ensaios geralmente se baseia na aplicação de cargas incrementais. As sugestões e recomendações relatadas por Schmertmann (1970), Janbu e Senneset (1973), foram importantes para se definir o procedimento de ensaio do presente trabalho, o qual, é descrito a seguir .

4.3.1 Instalação do equipamento

Instalar o equipamento compreende montar o sistema de cravação e de reação sobre o local de ensaio, bem como promover o seu posicionamento para a execução do ensaio. A instalação procedeu-se na seguinte ordem:

- a) Executar manualmente um furo de diâmetro de 200 mm até o topo da camada de argila mole ;
- b) Posicionar e ancorar o sistema de cravação e reação centrado sobre o furo de ensaio. O terreno deve ser previamente nivelado e deve ser garantida a imobilidade perfeita do sistema ;
- c) Fixar a célula de carga no macaco hidráulico . Conectar o cabo da célula de carga com a registradora de leituras ;
- d) Instalar a registradora de leitura em lugar nivelado e

abrigado do sol ;

- e) Posicionar o transdutor de pressão na placa, tomando-se o cuidado de verificar a ocorrência de bolhas de ar no sistema, tanto no tubo que conecta a pedra porosa como no transdutor ;
- f) Conectar a placa helicoidal ao fuso de cravação ;

Parâmetro	unid	Santos	Conceição	Médio
ρ	KN/m ³		12,72 - 16,63	14,67
ρ_s	KN/m ³		24,38 - 26,24	25,31
ϕ_u	graus	zero	zero	zero
C	KPa		16	16
Cu	KPa		13 - 42	28
q'c	KPa	34 - 55	53 - 73	54
e(nat)	-	1,61 - 3,31	1,44 - 4,73	2,77
e(inic)	-	2,04 - 3,55	1,65 - 5,32	2,54
k	m/s	0,9 - 2,3 ($\times 10^{-10}$)	0,8 - 3,5 ($\times 10^{-10}$)	1,9 ($\times 10^{-10}$)
Ca	-	0,30 - 0,54		0,42
mv	KPa ⁻¹	800 - 1400	800 - 3100	1600
Cv	m ² /s	0,8 - 1,8 ($\times 10^{-8}$)	0,8 - 1,1 ($\times 10^{-8}$)	1,1 ($\times 10^{-8}$)

Tabela 4.1 - Parâmetros Geotécnicos do Depósito de Argila Mole em Estudo

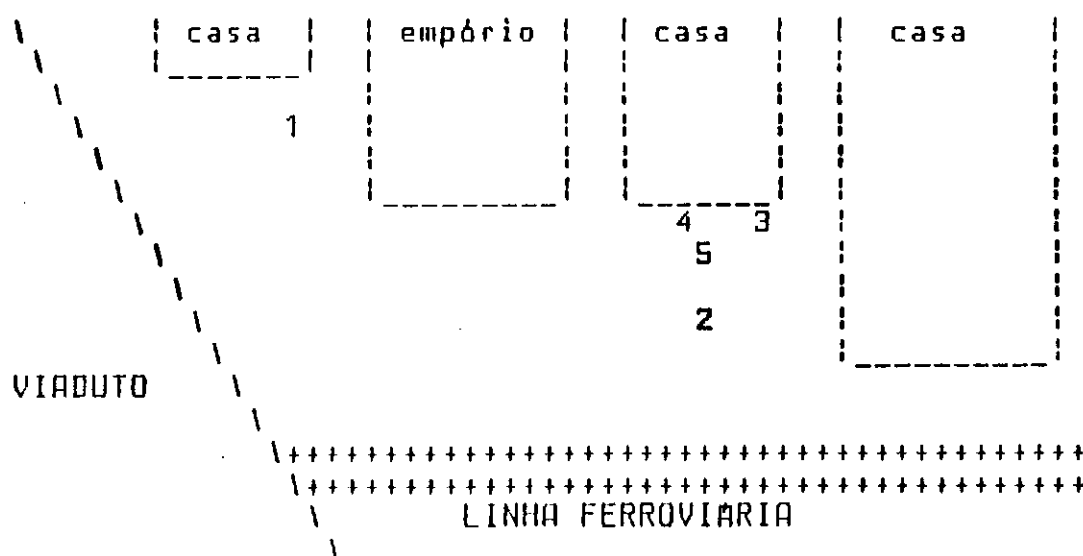


Figura 4.3 - Planta Esquemática dos Furos de Sondagem

- g) Verificar o funcionamento de todo o sistema, antes de iniciar a introdução da placa no solo e,
- h) Início da cravação, aplicando-se um torque constante através dos braços da manípula. É importante ressaltar que, o tempo necessário para se aprofundar um metro no terreno, foi de dois minutos.

4.3.2 Profundidade de ensaio

A profundidade máxima a ser alcançada no ensaio é função basicamente da magnitude das tensões a serem impostas pela estrutura e da natureza do sub-solo. Em geral, as normas de projetos de fundações e investigação do sub-solo, não especificam a profundidade a ser alcançada nas sondagens (por exemplo, ABNT 1986). Recomendações práticas sugerem que, para fundações rasas a profundidade a ser investigada deve ser de 1,5 a 2,0 vezes a menor dimensão da estrutura. No caso de fundações por estacas deve-se prosseguir pelo menos, até a zona delimitada do bulbo de pressões, estimado a partir da metade do comprimento da estaca .

Nesse estudo emprega-se uma placa helicoidal com diâmetro 200 mm. Uma profundidade de 2 vezes o diâmetro da placa, nesse caso é de 40 cm, está de acordo com a teoria elástica da distribuição das tensões, suficiente para que os acréscimos de tensão devido à aplicação de cargas sejam considerados desprezíveis. Em vista disso, adotou-se como espaçamento entre os ensaios, o intervalo de 1 m. Esse valor é muito superior ao recomendado por Janbu e Senneset (1973) e Selvadurai e

Nicholas (1983). Esses autores sugerem espaçamento mínimo igual a 5 vezes o raio da placa.

4.3.3 Ensaio de dissipação da poro-pressão

As deformações cisalhantes e acréscimos de tensões causadas ao solo devido ao movimento de rotação e cravação da placa geram excessos de poro-pressão durante a sua instalação no terreno. A variação da dissipação desse excesso de poro-pressão com o tempo pode ser registrada pelo transdutor de pressão. O tempo de registro da variação da poro-pressão pode variar de acordo com o grau de homogeneidade do solo, grau de perturbação e amolgamento introduzido pela placa, e principalmente, com as características de permeabilidade.

Demartinecourt e Bauer (1983) modificaram o aparelho de ensaio de cisalhamento em furo de sondagem (Bore Hole Shear Device) com a introdução de um transdutor de pressão no aparelho. Essa modificação permitiu a medida de pressão neutra gerada antes e durante a realização do ensaio. Ensaio de dissipação da poro-pressão com o tempo realizados por esses autores sobre uma argila mole, sensível, mostram que o tempo para que ocorra 50% da dissipação do excesso de poro-pressão inicial é de 10 min. O tempo para a completa dissipação do excesso de poro-pressão é de aproximadamente 80 min .

Demartinecourt e Santos (1986), realizando ensaios de adensamento na prensa edométrica com medidas do excesso de poro-

pressão sobre uma argila mole de João Pessoa, verificaram que é necessário um tempo de 2 horas para se observar a dissipação de 50 % do excesso de poro-pressão.

Conforme comentado no sub-item 2.3.3, a curva de dissipação da poro-pressão com o tempo tem sido empregada para o estudo dos parâmetros de adensamento e permeabilidade do solo "in situ".

No presente estudo foi adotado um tempo de 15 min para observação da dissipação do excesso de poro-pressão inicial. A cada incremento de carga aplicada à placa, foi registrada a variação do excesso de poro-pressão e a evolução dos recalques, durante um tempo de 5 minutos. No furo 5 esse tempo de observação foi de 15 min.

4.3.4 Ensaio de Placa Helicoidal

Para a aplicação das cargas do ensaio, desconecta-se a última haste de cravação do fuso. No topo dessa última haste coloca-se a haste de ajuste com a célula de carga, a qual por sua vez, é conectada ao macaco.

O carregamento do ensaio de prova de carga é, geralmente, feito de forma incremental, dividindo-se em vários estágios de carregamento. O incremento de carga correspondente a cada estágio é definido em função da carga de ruptura estimada para o solo. Schwab e Droms (1977) utilizaram em cada estágio de carregamento um valor correspondente entre 10 a 15 % da carga de ruptura estimada. Janbu e Senneset (1973) executaram ensaios

com carregamento cíclico. Cada ciclo de descarregamento- recarregamento é realizado após a aplicação de, pelo menos, 5 estágios de carregamento .

No presente estudo foram realizados ensaios cíclicos com descarregamento-recarregamento. Em cada um dos ciclos, o carregamento foi feito em 10 estágios, enquanto que o descarregamento em 5 estágios. Em cada ciclo a carga máxima correspondeu a aproximadamente um terço da carga de ruptura estimada. Cada incremento de carga correspondeu a um décimo da carga máxima do ciclo. Em geral, os incrementos de carga variaram entre 0,05 KN e 1,0 KN (1,5 e 36 KPa). Os incrementos de cargas maiores foram aplicados no segundo ciclo de carregamento do ensaio e, para profundidades abaixo de 8 m. A única exceção a esse procedimento, foram os ensaios realizados no furo 5. Os ensaios desse furo foram realizados em um único ciclo de carregamento.

Cada estágio de carga é mantido durante 5 minutos. Para manter a carga aplicada constante, é necessário bombear o macaco hidráulico, continuamente. Durante esse tempo pode ocorrer alguma drenagem. Entretanto, essa dissipação inicial é inevitável em termos operacionais, em virtude da necessidade de bombeamento constante para manutenção da carga aplicada. O módulo de deformação obtido dessa forma, é admitido como não drenado.

O tempo de manutenção do carregamento varia em função do tipo do solo, características de permeabilidade, homogeneidade, etc. Janbu e Senneset (1973) ensaiando solos granulares mantiveram cada estágio de carga por 5 min . Ensaios realizados

por Schwab e Broms (1977) em argilas moles de diferentes formações, para a análise das características de adensamento e resistência, tiveram tempos variáveis entre 5, 10 e 15 minutos.

CAPITULO 5

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

O ensaio fornece em cada profundidade um par de valores, ou seja, a carga aplicada e o recalque da placa. O ensaio de dissipação do excesso de poro-pressão gerada durante a cravação, fornece também as leituras do excesso de poro-pressão com o tempo. A curva carga versus recalque permite estimar o módulo de deformação do solo, a tensão de ruptura do ensaio e a resistência ao cisalhamento não drenada do solo ensaiado. A variação do recalque e do excesso de poro-pressão com o tempo permitem por sua vez, a avaliação das características de adensamento e permeabilidade do solo.

5.1 Curva Carga-Recalque

O resultado do ensaio de placa helicoidal é apresentado sob a forma de uma curva carga-recalque. A carga considerada em todos os resultados do ensaio de placa helicoidal, representa a soma da carga aplicada no ensaio mais o peso-próprio do conjunto haste-placa. Não foram consideradas as cargas devido ao atrito lateral entre a haste de cravação e o solo. Essa parcela devida ao atrito deveria ser deduzida da carga corrigida mencionada anteriormente.

Da análise dessa curva carga-recalque podem ser obtidos alguns parâmetros geotécnicos do solo, como por exemplo, o módulo de deformação tangente e secante, a resistência ao cisalhamento,

etc. A Figura 5.1 apresenta uma curva carga-recalque típica dos ensaios realizados, enquanto que na Figura 5.2 são mostrados os carregamentos cíclicos do ensaio de forma ampliada. Essa curva corresponde a resposta do solo em condições não drenadas de ensaio. Outras curvas desse tipo podem ser vistas no Apêndice um.

O ciclo de carregamento inicial do ensaio de placa helicoidal, compreende uma carga que varia entre 0,5 e 1,6 KN. Essa carga corresponde à aproximadamente um terço da carga de ruptura estimada do solo. A curva de carregamento inicial e a dos ciclos de carregamento e recarregamento dos ensaios, está afetada por uma carga inicial de acomodação. Isso se deve em parte, ao peso próprio do conjunto haste-placa e, é também devido as próprias características do ensaio. Entre o momento final da instalação da placa à profundidade de ensaio e, o instante de início do ensaio decorre um tempo necessário para a instalação dos extensômetros. No ciclo de carregamento inicial os recalques máximos obtidos são aproximadamente de meio milímetro.

Na maioria dos ensaios realizados, o solo foi levado a ruptura no segundo ciclo de carregamento, com uma carga média de 150 KPa. Entretanto, em alguns casos a carga máxima de ensaio foi atingida no primeiro ciclo de carregamento. A carga máxima de ensaio foi de 16,2 KN (pressão aplicada de 540 KPa), e essa carga provocou um recalque de aproximadamente 11 mm. Isso aconteceu para a profundidade máxima de ensaio que corresponde a 14 m. Na curva carga-recalque o início de ruptura do solo pode ser assimilado pelo trecho assintótico. A partir desse trecho

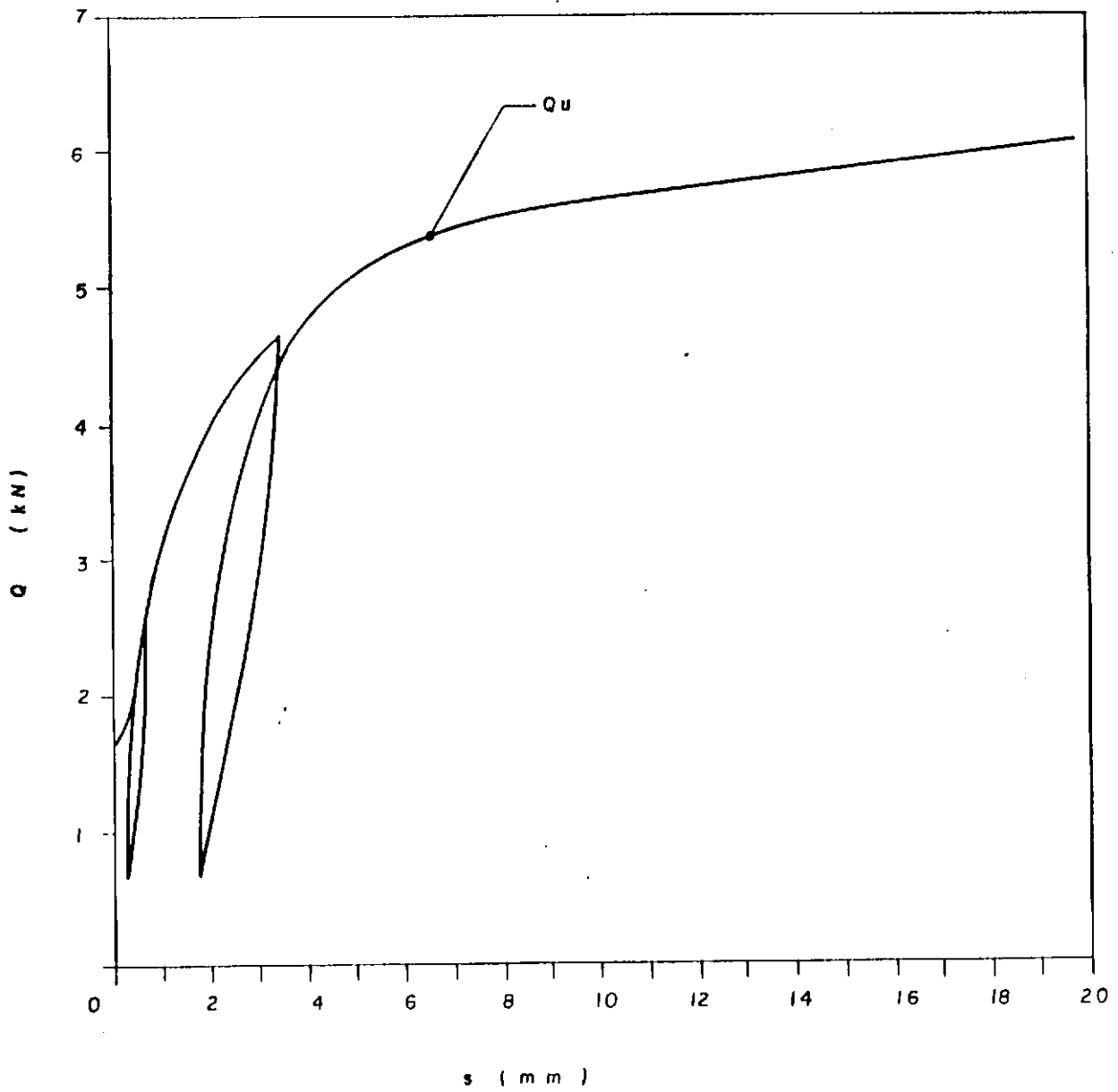


FIGURA 5.1 - CURVA CARGA - RECALQUE TÍPICA.

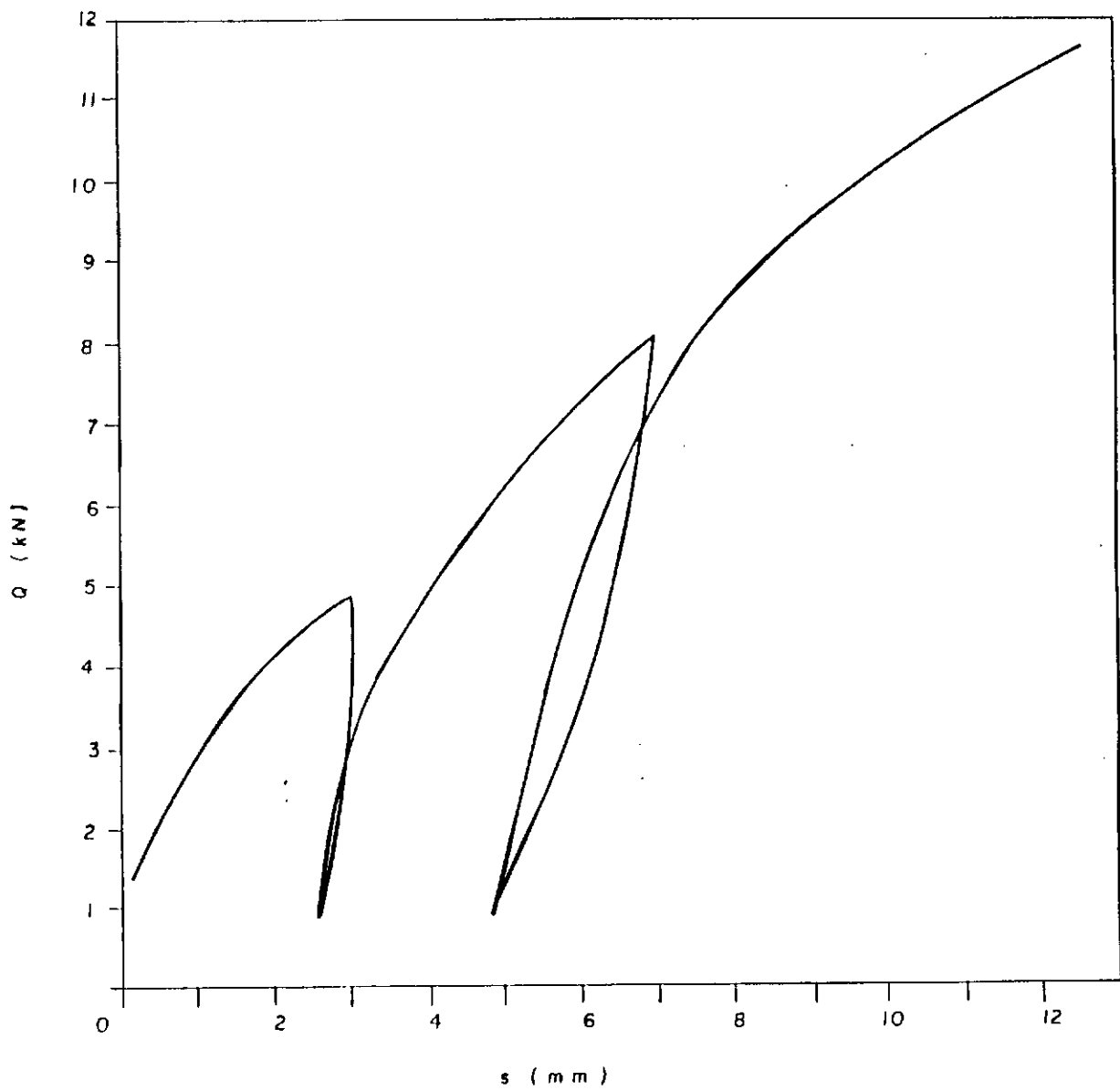


FIGURA 5.2 - CURVA CARGA-RECALQUE AMPLIADA.

assintótico, a curva apresenta grandes recalques para pequenos acréscimos de carga.

A carga limite de ensaio, Q_u , que é a carga utilizada para o cálculo da pressão limite de ensaio e da resistência ao cisalhamento do solo, foi obtida do trecho assintótico da curva carga-recalque. Esse procedimento está ilustrado na Figura 5.1.

As curvas carga-recalque obtidas, apresentaram um comportamento que reestabelece a continuidade da curva após cada ciclo de carregamento. O primeiro ciclo apresenta um pequeno deslocamento em relação ao ciclo inicial, contudo, a parte da curva, com carga superior à máxima do ciclo anterior, continua como um prolongamento do ciclo inicial. Esse fato se repete entre o primeiro e o segundo ciclo de carregamento. O comportamento da curva carga-recalque é tido como típico de argilas moles, normalmente adensadas (Parry e Wroth, 1961).

As curvas carga-recalque foram também traçadas em termos de cargas efetivas aplicadas. Nesse caso, a curva traçada é a curva tensão efetiva-recalque. Um exemplo típico dessa curva está na Figura 5.3. A curva tensão efetiva-recalque só foi obtida para algumas profundidades do furo 5. As demais curvas estão no apêndice dois.

Na curva tensão efetiva-recalque há apenas um ciclo de carregamento. A tensão efetiva, necessária para a construção dessa curva, foi obtida pela diferença entre a tensão total e a pressão neutra. O valor da pressão neutra adotado, corresponde ao máximo valor medido durante cada estágio de carregamento. A

diferença entre as tensões total, efetiva e neutra, pode ser vista na Figura 5.3. Essa Figura mostra que os valores de poro-pressão desenvolvidos durante o ensaio, são bastante pequenos em relação às tensões totais aplicadas.

5.2 Módulo de Deformação Tangente

5.2.1 Módulo de deformação tangente, não drenado (E_u)

A análise interpretativa de Selvadurai e Nicholas (1979) foi empregada por se constituir no estudo teórico mais abrangente do ensaio de placa helicoidal. A grande vantagem do estudo desses investigadores se baseia no fato de que o módulo de deformação do solo pode ser estimado, e é expresso em função dos dois únicos dados do ensaio, ou sejam, a carga aplicada e o correspondente recalque da placa.

O estudo de Selvadurai e Nicholas (1979), considera diversas situações fisicamente admissíveis do ensaio de placa helicoidal, a saber : placa enterrada num meio elástico semi-infinito, placa apoiada no fundo de um poço de diâmetro igual ao seu próprio diâmetro. Nesse caso considera-se que todo o solo que circunscribe a placa no trajeto por onde ela é cravada, é amolgado. Além disso, esses dois pesquisadores levaram em conta fatores como : rigidez relativa do conjunto solo-placa, condições de atrito da placa com o solo, etc. Todos os casos analisados foram expressos em função do coeficiente λ (Tabela 2.2), denominado deformabilidade característica e que depende do

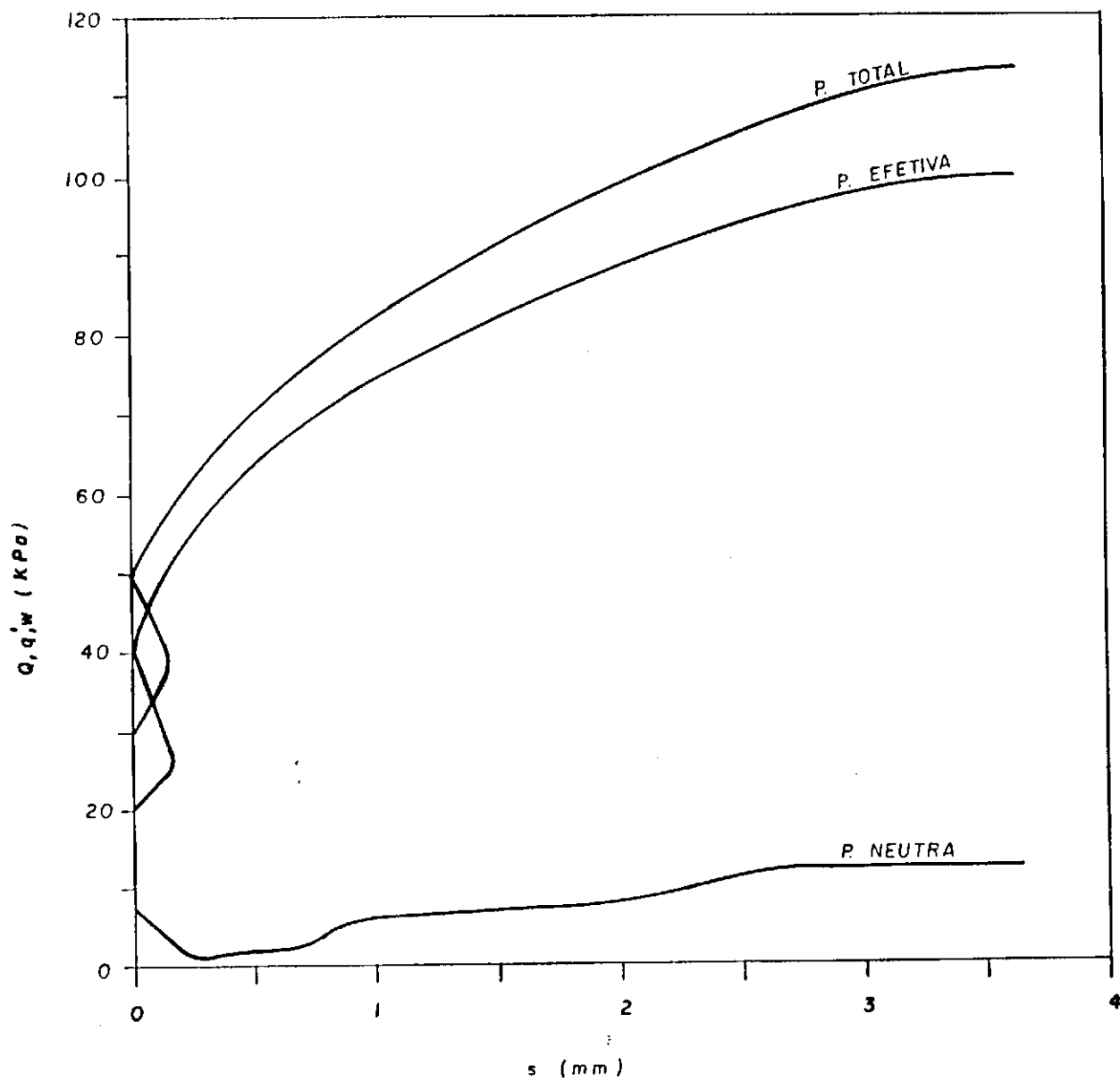


FIGURA 5.3 - CURVA TENSÃO EFETIVA - RECALQUE.

coeficiente de Poisson, . A expressão final apresentada por Selvadurai e Nicholas (1979) é dada por :

$$\lambda = \frac{s}{q R / E} \dots\dots\dots (5.1)$$

Sendo, s = recalque médio da placa no trecho tangente da curva,

q = tensão aplicada à placa correspondente ao recalque s,

R = raio da placa e,

E = módulo de deformação.

Conforme é mostrado na Tabela 2.2 o coeficiente de deformabilidade característica pode variar de 0,48 a 0,75 . Selvadurai e Nicholas (1979) ressaltam que, para condições não drenadas e situações que mais se aproximam das condições físicas do ensaio, o coeficiente λ deve se situar entre 0,60 e 0,75 . Esses valores correspondem, respectivamente, a condição de $u = 0$ e $u = 0,5$. A estimativa do módulo de deformação tangente do solo foi, no presente estudo realizada através de :

$$E_u = (0,60 \text{ a } 0,75) \frac{\pi q}{R s} \dots\dots\dots (5.2)$$

Os valores do módulo de deformação não drenado, estimados da Equação 5.2 para todos os furos, estão listados na Tabela 5.1. Os módulos de deformação mínimo e máximo, mostrados nessa Tabela correspondem, respectivamente, aos valores de de 0,6 e 0,75.

5.2.2 Módulo de deformação tangente, drenado (E_s)

A justificativa utilizada anteriormente no sub-item 5.2.1, do emprego das análises de Selvadurai e Nicholas (1979), na interpretação das curvas carga-recalque, é também aplicável na análise das curvas tensão efetiva-recalque. Contudo, para a estimativa do módulo de deformação drenado, considerou-se o coeficiente de poisson do solo igual a 0,3. Substituindo esse valor de ν nas equações do coeficiente de deformabilidade característica, λ , da Tabela 2.2 e, considerando àquelas situações físicas que mais se aproximam da existente no ensaio de placa helicoidal, obtém-se variando entre 0,6 e 0,85.

Os valores do módulo de deformação drenado obtidos, são apresentados na Tabela 5.2. Esses valores representam o módulo de deformação tangente. O módulo de deformação drenado foi obtido somente para os ensaios, onde se obteve uma resposta adequada do transdutor de pressão.

5.2.3 Análise dos resultados

É importante ressaltar que, conforme comentado no sub-item 4.3.4, o módulo de deformação tangente é admitido como não drenado, muito embora possa haver alguma drenagem.

A Tabela 5.1 apresenta os valores do módulo de deformação tangente não drenado. Verifica-se que os valores obtidos no furo de ensaio de número quatro, são muito superiores aos demais furos. Isso se deve a uma falha no sistema de medidas de

recalques (transdutor de deslocamentos - LVDT). Esses resultados discrepantes não foram incluídos nas análises que se seguem.

O módulo de deformação não drenado inicial, é em geral, duas vezes e meia menor que o módulo de deformação obtido no primeiro ciclo de carregamento. Isso se deve muito provavelmente, ao amolgamento do solo promovido pela operação de instalação da placa à profundidade de ensaio. Outro fator que poderia contribuir é o aumento da resistência (rigidez) com o tempo ("set-up").

A influência do amolgamento do solo na estimativa do módulo de deformação pode ser minimizada pela aplicação de repetidos ciclos de carregamento. Perloff (1975) sugere estimar o módulo de deformação da curva do quinto ciclo de carregamento. Nessa condição o solo estaria muito pouco afetado pela influência do amolgamento do solo. Essa observação, parece decorrer do fato de que o módulo de deformação se torna invariável a partir do quinto ciclo de carregamento de ensaios cíclicos.

O módulo de deformação obtido no primeiro ciclo de carregamento é em geral, cerca de 20 % maior que o obtido no segundo ciclo de carregamento. Essa acentuada diminuição na diferença entre os módulos determinados na curva inicial de carregamento e no primeiro ciclo e, deste para o segundo ciclo de carga, parece indicar que, apesar da diferença do nível de tensões em que esse parâmetro é estimado, há um possível efeito de amolgamento do solo com o aumento de carregamentos cíclicos.

F No	Z (m)	Eu mínimo (MPa)			Eu máximo (MPa)		
		ci	c1	c2	ci	c1	c2
1	3	0,86	6,90	2,02	1,07	8,62	2,53
1	4	1,53	14,90		1,92	18,26	
1	6		10,79	7,11		13,49	8,88
1	7	4,15			5,19		
1	8	1,91	16,55	14,95	2,39	20,69	18,68
1	9	7,64	13,79		9,55	17,24	
1	10	14,95	16,55	10,91	18,68	20,69	13,64
2	2	1,18	3,28	2,29	1,48	4,11	2,86
2	3	0,95	4,10		1,18	5,13	
2	4	2,52	4,92		3,16	6,16	
2	5	6,79	7,58	6,73	8,48	9,47	8,41
2	6	16,16		12,13	20,20		15,16
2	7		19,70	12,13		24,63	15,16
2	8	11,46	12,29	28,30	14,32	15,36	36,00
2	9	4,25			5,31		
2	10	5,68	10,49	16,83	7,11	13,11	21,03
2	11		7,57	12,65		9,47	15,81
2	12	4,94	21,22	4,48	6,18	26,53	5,60
2	14	3,48	8,65	9,32	4,35	10,81	11,65
3	3	1,81	7,03	8,66	2,26	8,79	10,82
3	4	1,94	5,18		2,43	5,18	
3	5	1,21	5,19		1,52	6,48	
3	6	4,09			5,12		
3	7	2,91	25,13	10,99	3,64	31,41	13,74
3	8	2,67	10,99	11,03	3,34	13,73	13,79
3	9	5,56	19,70	12,13	6,95	24,63	15,16
3	10	4,10	17,10	19,00	5,13	21,38	23,75
3	11	6,96		13,79	8,69		17,24
3	12	5,60		10,11	7,00		12,63
3	13	3,87	13,64	10,82	4,84	17,05	13,53
3	14	1,96	12,13	8,66	2,45	15,16	10,82
4	3	25,69	35,44		32,11	44,30	
4	4		49,66			62,07	
4	5	19,10	47,75	50,93	23,87	59,68	63,66
4	6	19,10	47,75	190,99	23,87	59,68	238,73
4	7	42,02	95,49	50,93	52,52	119,37	63,66
4	8	47,74			59,68		
4	9	38,20	95,49	35,01	47,75	119,37	43,76
4	10	33,42	133,69	89,13	41,78	167,11	111,41
4	11	30,08		12,10	37,60		15,22
4	12	39,34	190,99	132,64	133,69	49,18	238,73
4	13	26,74	95,49	127,32	33,42	119,36	159,15
5	4	2,73			3,41		
5	5	1,31			1,64		
5	6	2,00			2,45		
5	7	1,67			2,10		
5	8	1,91			2,39		

Tabeta 5.1 Módulo de Deformação Não Drenado

Nota : F = número do furo

c1, c1 e c2 = curva de carregamento inicial, primeiro ciclo
e, segundo ciclo de recarregamento

Z = profundidade de ensaio

Z (m)	E _d (MPa)	
	valor mínimo	valor máximo
5	1,31	1,85
6	2,38	2,83
7	1,68	2,83
8	1,91	2,71

Tabela 5.2 - Módulo de Deformação Drenado

Segundo Simons (1975), quanto mais se aproxima da carga de ruptura, maiores são os recalques sofridos pela placa. Portanto, é de se esperar que o módulo obtido da curva do primeiro ciclo seja maior que o obtido do segundo ciclo.

O módulo de deformação não drenado inicial variou entre 0,86 e 16,16 MPa, para valores mínimos; enquanto que, os valores máximos entre 1,07 e 20,20 MPa.

O módulo de deformação não drenado estimado no primeiro ciclo de carregamento, se situou entre 3,28 e 25,13 MPa, para valores mínimos; e os valores máximos entre 4,11 e 31,41 MPa.

O módulo de deformação não drenado no segundo ciclo de carregamento, variou entre 2,02 e 28,30 MPa, para valores

mínimos; e os valores máximos entre 2,53 e 36 MPa.

O módulo de deformação drenado varia de 1,31 a 2,38 MPa, para valores mínimos. Os valores máximos se situam entre 1,85 e 2,83 MPa. Esses valores representam o módulo de deformação tangente inicial, obtido através da curva carga-recalque conforme comentado nos sub-itens 4.3.4 e 5.1.

A razão entre o módulo de deformação não drenado e drenado apresenta uma variação de 1,06 a 1,16. Apesar do limitado número de determinações do módulo de deformação drenado, os resultados estão próximos a razão teórica entre os módulos apresentada no sub-Item 2.3.2.

O local de ensaios da presente pesquisa foi também objeto de estudos realizados por Dellis (1987). Esse autor executou ensaios com o pressiômetro convencional, do tipo Ménard, ao longo da profundidade do depósito de argila mole. O módulo de deformação estimado do ensaio pressiométrico se situou entre 0,73 e 2,07 Mpa. Da Silva (1977) executou ensaios de laboratório com amostras retiradas de um local próximo ao da presente pesquisa. O módulo de deformação tangente, estimado da curva tensão-deformação de ensaios de compressão triaxial não adensado-não drenado, variou entre 1,48 e 6,67 MPa.

Os resultados dessas investigações foram utilizados e confrontados com os valores médios de todas as determinações estimados do ensaio de placa helicoidal, conforme mostrado na Figura 5.4. Como se pode observar dessa Figura, os maiores

valores do módulo de deformação obtidos do ensaio de placa helicoidal são encontrados entre as profundidades de 7 e 10 m. Os resultados de Da Silva (1977) mostram também uma tendência de valores maiores entre essas profundidades. Os resultados parecem indicar uma maior rigidez do depósito de solo, no intervalo de 7 a 10 metros abaixo da superfície do terreno.

O módulo de deformação obtido da curva inicial do ensaio de placa helicoidal, concorda com os valores estimados de ensaios de compressão triaxial rápido. Colocando de lado, a influência do modo de carregamento e de deformação impostas em ambas as técnicas, velocidade e tempo de carregamento, pode-se realçar o efeito de amolgamento do solo na concordância desses resultados.

Os valores do módulo de deformação do ensaio pressiométrico realizado por Dellis (1987), são muito menores do que os obtidos com a placa helicoidal. Em virtude da diferença na forma de carregamento do solo, horizontal no pressiômetro e vertical na placa helicoidal, há indicação de uma razão anisotrópica (E_h/E_v) do solo, muito menor do que um.

Entretanto, deve ser mencionado que a técnica de execução dos furos levou a realização de vários ensaios em furos mal calibrados ou seja, muito largos (Dellis, 1987). A execução do furo de ensaio em um solo mole, é um dos fatores de maior influência na curva (pressão-volume injetado) do ensaio pressiométrico e, por consequência na obtenção do módulo de deformação do solo (Baguélin et al., 1978). Esse fato pode

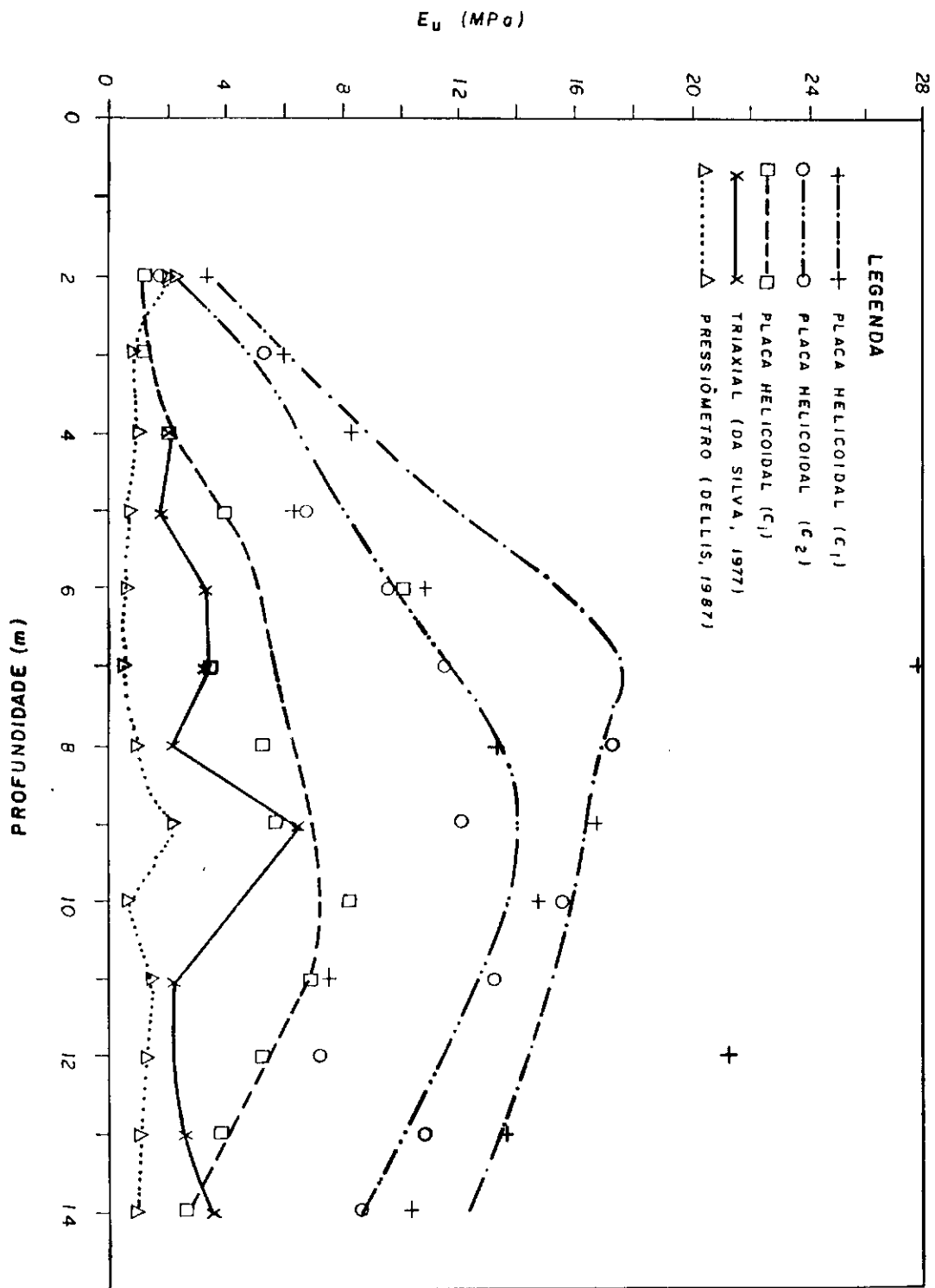


FIGURA 5.4 - VARIAÇÃO DO E_u COM A PROFUNDIDADE

justificar os baixos valores do módulo pressiométrico obtidos por Dellis (1987).

5.3 Resistência ao Cisalhamento Não Drenada

5.3.1 Apresentação dos resultados

O valor da resistência ao cisalhamento não drenada é estimada de acordo com Selvadurai et al. (1980). A determinação da carga de ruptura é feita tomando-se o ponto onde a curva carga-recalque torna-se assintótica . As curvas carga-recalque apresentadas nas Figuras 5.1 e 5.2 e no Apêndice 1 mostram que os ensaios foram executados em níveis de tensão próximos ao da tensão de ruptura do solo. Quando essa ruptura não está caracterizada, o ensaio foi, pelo menos, carregado de forma que o comportamento assintótico da curva é definido. Pelo fato de todas as curvas terem o ramo assintótico bem definido não foi necessário utilizar a metodologia empregada por Schwab e Broms (1977) e discutida no capítulo 2 .

Selvadurai et al. (1980) realizaram um estudo para definir o valor do fator de capacidade de carga, N_c , da Equação 2.24. Esses autores sugerem N_c variando de 9,00 a 11,35. No presente estudo foi adotado o valor 10,18, que corresponde ao valor médio entre esses valores limites. Deve-se mencionar que o intervalo de variação do fator de capacidade de carga entre as várias condições fisicamente admissíveis do ensaio de placa helicoidal é muito pequeno .

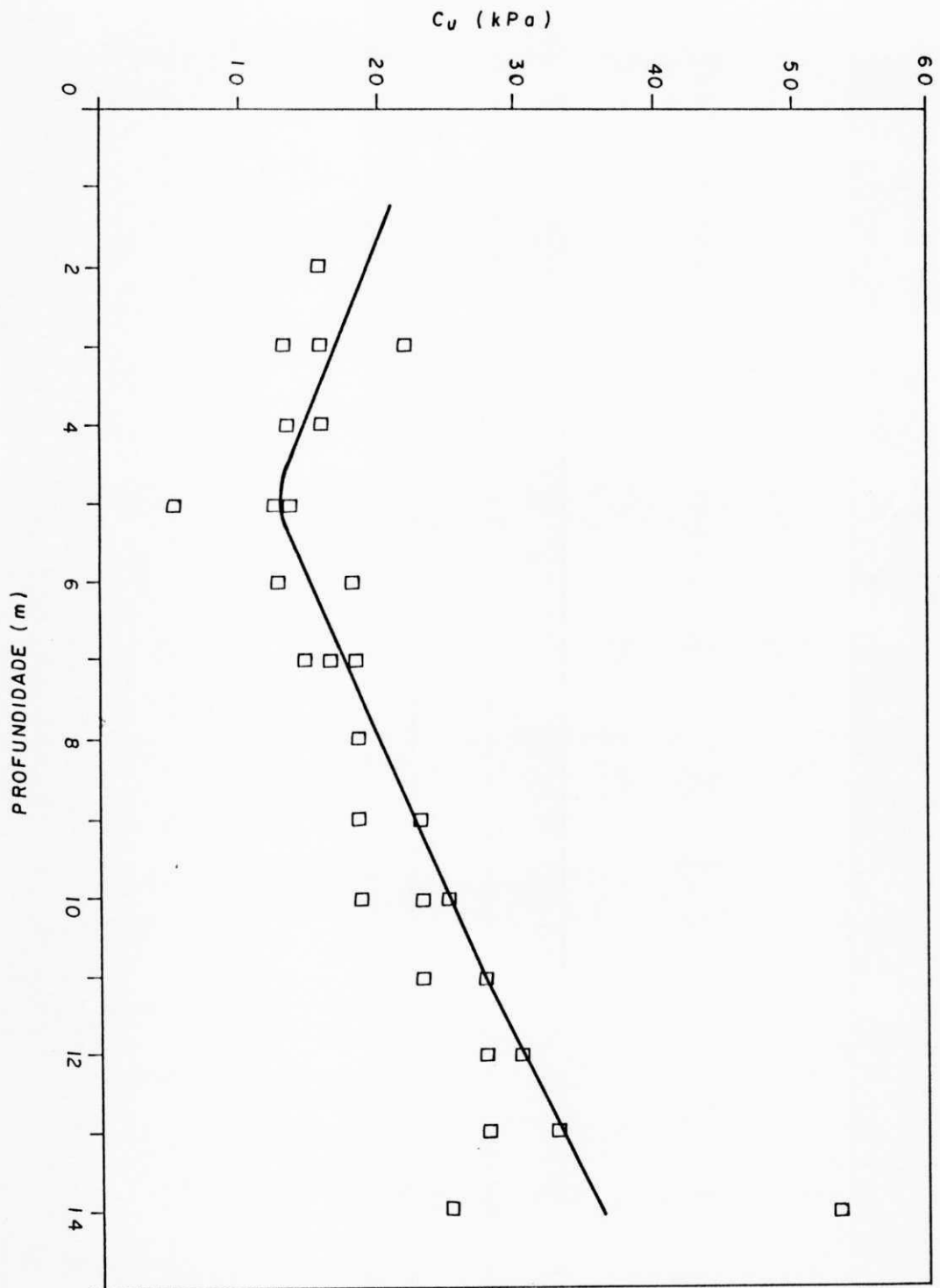


FIGURA 5.5 - VARIAÇÃO DO C COM A PROFUNDIDADE

A resistência ao cisalhamento não drenada, C_u , foi estimada através de :

$$C_u = \frac{\sigma_u}{10,18} \dots\dots\dots(5.3)$$

sendo, σ_u a tensão de ruptura (ou tensão limite de ensaio)

C_u a resistência ao cisalhamento não drenada

Deve ser mencionado que a formulação de Selvadurai et alli, não leva em conta o efeito da gravidade o que provocaria uma redução nos valores da resistência ao cisalhamento não drenada do solo. As Tabelas 5.3 e 5.4 apresentam respectivamente, o valor da carga limite e da resistência ao cisalhamento não drenada obtidas nessa pesquisa. A Figura 5.5 mostra a variação da resistência ao cisalhamento ao longo da profundidade. O perfil de resistência apresenta um pequeno decréscimo e atinge um valor mínimo entre as profundidades de 4 a 6 m, passando então a aumentar com a profundidade.

A razão E_u/C_u foi calculada para cada ciclo de carregamento com os valores do módulo de deformação mínimo e máximo. Os valores dessa razão E_u/C_u estão apresentados na Tabela 5.5. A variação da razão ao longo da profundidade foi estudada considerando-se os valores mínimos de E_u e, é mostrada na Figura 5.6. As demais Figuras desse tipo podem ser vistas no Apêndice 4.

Z (m)	Carga limite, Q_u (KN)				
	Furo				
	1	2	3	4	5
2		161			
3	163	137	246	119	
4	120	139	145	120	120
5	41	141	131	103	122
6	133	187	133	114	114
7	150	188	169	154	150
8	190	190	190	136	114
9	192	236	236	154	
10	193	257	238	213	
11		284	259	214	
12		311	286	216	
13		338	338	338	
14		544	544		

Tabela 5.3 - Carga Limite de Ensaio

Z (m)	Resistência ao cisalhamento, C_u (KPa)				
	Furo				
	1	2	3	4	5
2		15,85			
3	16,01	13,50	22,26	18,34	
4	13,66	13,66	16,17	11,79	11,79
5	5,38	13,82	12,89	10,07	11,95
6	13,04	18,36	13,05	11,17	11,17
7	14,77	18,52	16,64	15,08	14,77
8	18,68	18,68	18,68	13,36	11,18
9	18,84	23,22	23,22	15,09	
10	19,00	25,25	23,88	20,88	
11		27,91	23,54	21,03	
12		30,57	28,07	21,19	
13		33,24	33,24	33,24	
14		53,41	25,27		

Tabela 5.4 - Resistência ao Cisalhamento Não Drenada, C_u

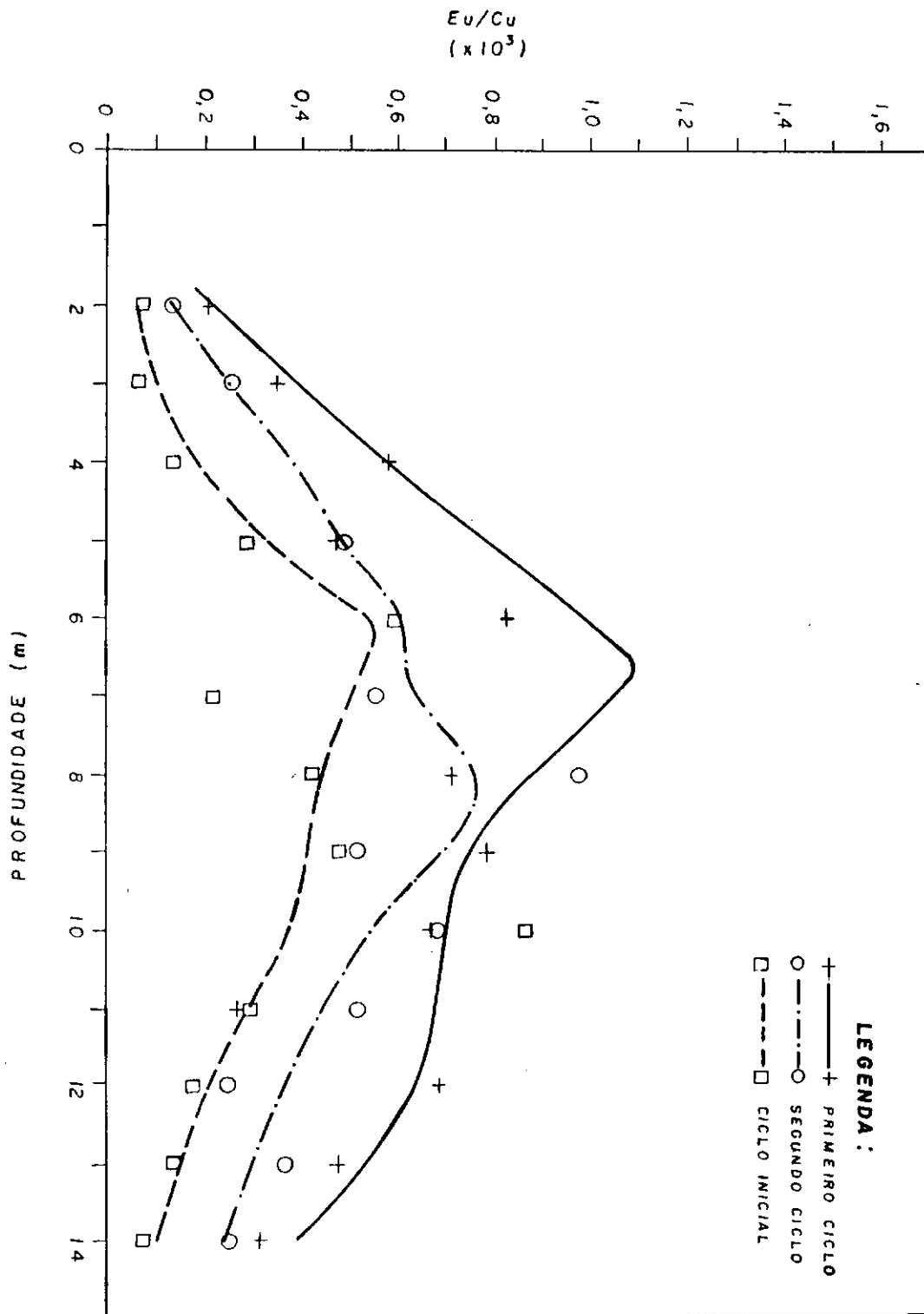


FIGURA 5.6 - VARIAÇÃO DE E_v/C_u COM A PROFUNDIDADE

5.3.2 Análises e Comparações

Várias investigações tem sido realizadas para a caracterização geotécnica do depósito de argila mole de João Pessoa. Os resultados desse estudos são descritos a seguir e, confrontados com os obtidos do ensaio de placa helicoidal.

Conforme comentado no capítulo 4, o depósito de argila é localizado numa área muito limitada da cidade de João Pessoa e, originário de uma mesma formação geológica. Esses fatos reforçam a validade dessas comparações, bem como, permitem uma comprovação direta do desempenho da placa helicoidal na estimativa da resistência ao cisalhamento, não drenada, do solo.

Da Conceição (1977) realizou ensaios de vane test ao longo da profundidade e obteve os valores de resistência ao cisalhamento não drenada, C_u , "in situ" entre 13 e 38,9 KPa. Ensaio de compressão triaxial não adensado-não drenado (UU) em laboratório, forneceram valores de C_u entre 13 e 42 KPa. Ensaio de cone estático com o cone mecânico (tipo Begemann), forneceram valores de resistência de ponta que variam de 50 a 1000 KPa.

Cassan (1978) avaliou o fator de cone, N_c , através da Equação 2.24. Esse autor utilizou na sua análise uma enorme quantidade de resultados de resistência ao cisalhamento, obtidos através de ensaios de laboratório e de campo. As investigações de Cassan mostram que o fator de cone, N_c varia entre 15 e 20,

quando se ensaia solos coesivos, normalmente adensados, através do cone mecânico. Adotando-se o valor de N_c igual a 15 e utilizando os resultados de resistência de ponta, q_c , obtidos por Da Conceição (1977), tem-se C_u variando variando entre 3 e 66 KPa.

Foi efetuada uma verificação do valor de N_c obtido por Da Conceição (1977), através da relação entre a resistência de ponta do cone e, a resistência ao cisalhamento não drenada do ensaio de vane teste. Apesar do limitado número de ensaios, a razão q_c/C_u , situa-se entre 3 e 8. Esse intervalo de variação praticamente se mantém inalterado, ao se considerar os valores de resistência ao cisalhamento não drenado obtidos do ensaio de compressão triaxial UU. Os valores de N_c baseados nos resultados de Da Conceição (1977) são portanto, muito baixos comparados com os encontrados por Cassan (1978). Cabe ressaltar que o intervalo de N_c obtido por Cassan se enquadra para solos argilosos normalmente adensados. Adotando-se porém, o valor de N_c igual a 8, os valores de C_u se situam entre 6,3 e 125 KPa.

Da Silva (1977) realizando ensaios de vane test, obteve valores de C_u variando entre 11 e 26 KPa, enquanto que, os ensaios de compressão triaxial (UU) em laboratório forneceram valores entre 3 e 20 KPa. Ensaio de penetração com o cone mecânico, tipo Begemann, registraram valores de resistência de ponta, q_c , entre 200 e 1000 KPa. Utilizando-se esses valores e, tomando N_c igual a 15 na Equação 2.24, obtém-se C_u entre 20 e 67 KPa.

Considerando-se os valores de C_u estimados do ensaio de Vane test na razão q_c/C_u , obtêm-se valores de N_c entre 11 e 50. Adotando-se os valores de resistência de dos ensaios de compressão triaxial (UU), o fator de cone, N_c , varia de 35 a 67. Esses intervalos de variação se situam bem acima aos da faixa encontrada por Cassan (1978) e, estão em contraste com os baixos valores de N_c verificados nos experimentos de Da Conceição (1977).

O número muito limitado de dados dos experimentos de Da Conceição (1977) e Da Silva (1977) não permite, no atual estágio, estabelecer com alguma confiança o intervalo de variação do fator de cone, N_c para o depósito do solo de João Pessoa.

Os valores de resistência ao cisalhamento obtidos por Da Conceição (1977) e Da Silva (1977) são confrontados com os do presente estudo, na Figura 5.7. A comparação é difícil em virtude da variação errática dos diversos perfis de resistência. No entanto abaixo da profundidade de 5 m da superfície do terreno, os perfis de resistência apresentam uma tendência de aumento com a profundidade, exceto aquele baseado nos resultados de compressão triaxial de da Silva (1977).

Os valores de resistência ao cisalhamento estimados do ensaio de placa helicoidal, apesar da diferença da condição de carregamento dos ensaios das diferentes técnicas tendem a se situar próximos a um valor médio entre o mínimo e o máximo encontrados por outros autores.

A razão E_u/C_u é um parâmetro estabelecido empiricamente que permite estimar o valor do módulo de deformação não drenado a partir da resistência ao cisalhamento ou, o inverso. A razão E_u/C_u sofre influência principalmente do nível de tensões cisalhantes, diminuindo com a aproximação entre a carga aplicada e a carga de ruptura. Esse parâmetro apresenta-se com valores pequenos em solos de alta plasticidade e/ou com elevados teores de matéria orgânica (Ladd et al, 1977).

Na Figura 5.6 compara-se os valores médios obtidos para a razão E_u/C_u nos três ciclos de carregamento realizados. Como se pode verificar nessa Figura, os valores máximos desse parâmetro estão no primeiro ciclo de carregamento. A diferença entre os valores encontrados no primeiro ciclo e no ciclo inicial, é provavelmente devida ao amolgamento do solo produzido pela cravação da placa.

Os valores encontrados para a razão E_u/C_u estão em boa concordância com os valores citados por Simons (1975) os quais, estão situados entre 250 e 1500, para argilas normalmente adensadas. Ladd et al. (1977) mostra valores dessa razão tão baixos quanto 20, contudo, o mais comum é que se encontre entre 200 e 1000. Valores de E_u/C_u obtidos para argilas moles de Recife, Sarapui e Juturnaiba, são da ordem de 100 ou menores (Coutinho, 1976 e 1986).

A razão E_u/C_u ao longo do perfil, teve seu valor máximo aproximadamente a 8 m de profundidade conforme se pode ver na Figura 5.8. O comportamento dessa curva, é oposto ao da

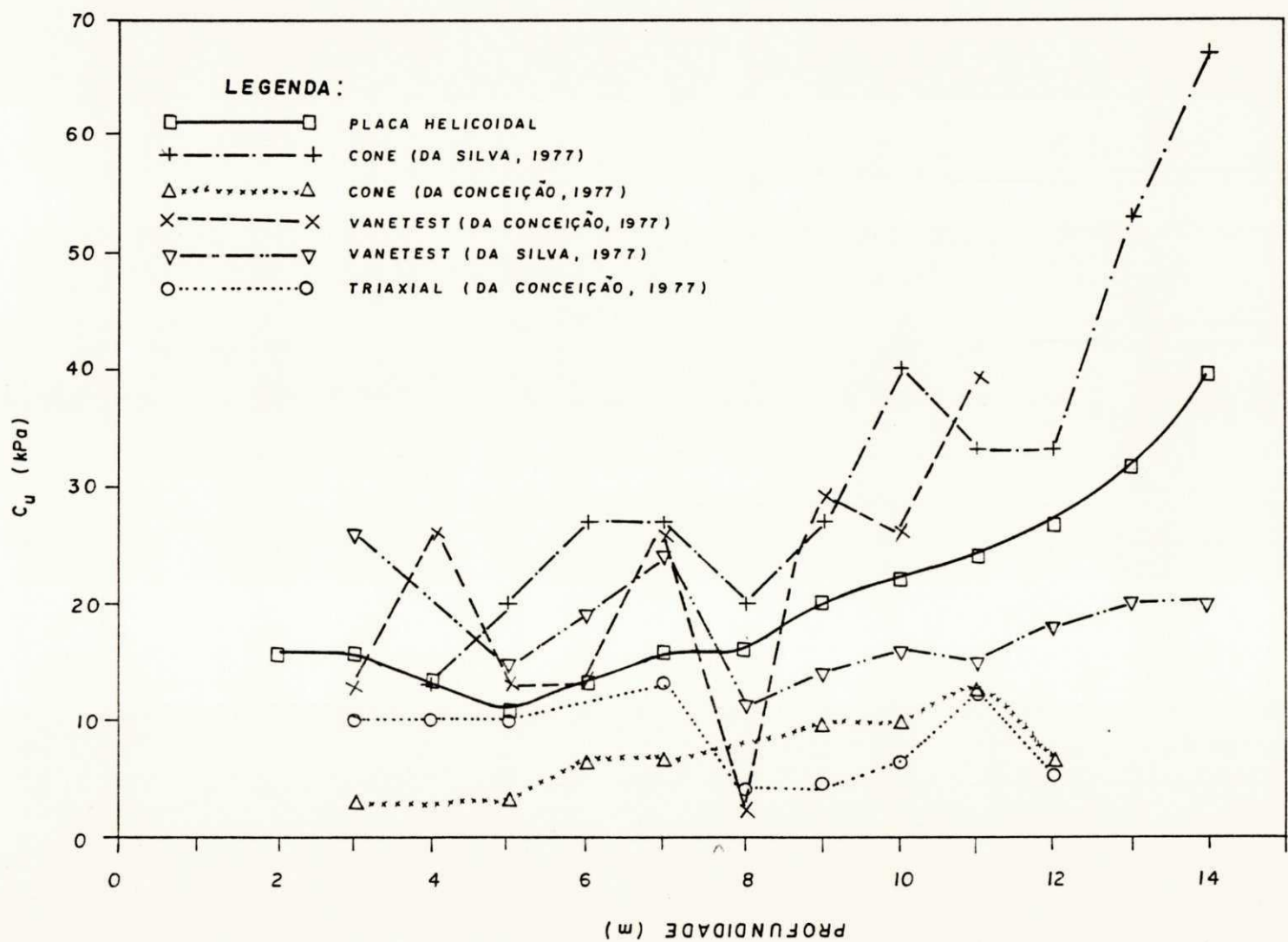


FIGURA 5.7 — COMPARAÇÃO DOS VALORES DE C_u

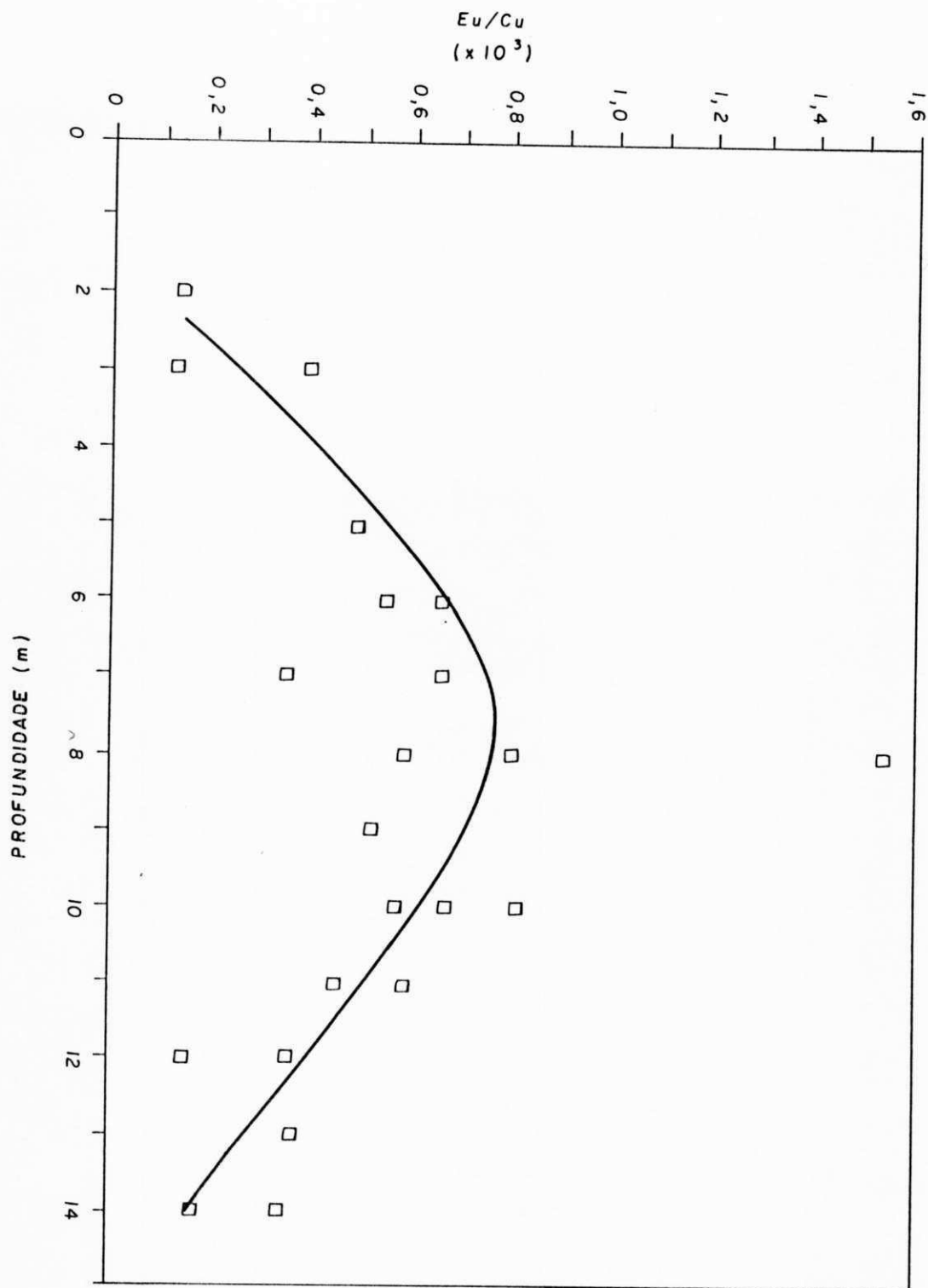


FIGURA 5.8 - VARIAÇÃO DE E/C DO PRIMEIRO CICLO AO LONGO DA PROFUNDIDADE

F	Z	E _w mínimo			E _w máximo				
		Nº	(m)	ci	c1	c2	ci	c1	c2
1	3			50	430	130	70	540	160
1	4			110	1070		140	1340	
1	6				830	550		1030	680
1	7			280			350		
1	8			100	890	800	130	1110	1000
1	9			400	730		510	920	4050
1	10			790	870	570	980	1090	720
2	2			70	210	140	90	260	180
2	3			70	300		90	380	
2	4			180	360		230	450	
2	5			490	550	490	610	690	610
2	6			880		660	1100		830
2	7				1060	660		1330	820
2	8			610	660	1540	770	820	1930
2	9			180			230		
2	10			220	420	670	280	520	830
2	11				270	450	220	950	200
2	12			160	690	150	200	870	180
2	14			70	160	170	80	200	220
3	3			80	320	390	100	390	490
3	4			120	320		150	320	
3	5			90	400		190	400	
3	6			310			390		
3	7			170	1510	660	220	1890	830
3	8			140	590	590	180	740	740
3	9			240	850	520	300	1060	650
3	10			180	730	810	220	910	1020
3	11			300		590	370		730
3	12			200		360	250		450
3	13			140	480	370	170	600	480
3	14			80	480	340	100	600	430
4	3			2210	3050		2760	3810	
4	4				4210			5260	
4	5			1900	4740	5060	2370	5930	6320
4	6			1710	4270	17100	2140	5340	5700
4	7			5630	2790	6330	3380	3480	7920
4	8			3570			4470		
4	9			2530	6330	2320	3160	7910	2900
4	10			1600	6400	4270	2000	8000	730
4	11			1430		580	1790		720
4	12			1860	9010	6310	2320	11270	7890
4	13			800	2870	3830	1010	3590	4790

Tabela 5.5 Razão E_w/C_w

variação do teor de matéria orgânica com a profundidade apresentada por Da Silva (1977), que teve seu valor mínimo nessa profundidade de 8 m (Figura 4.2). O índice de plasticidade do solo estudado apresenta uma variação errática ao longo do perfil (Dos Santos, 1977). Portanto, não foi possível estabelecer comparação entre esses dois parâmetros.

5.4 Curva Tempo-Recalque

A análise da curva tempo-recalque apresentada na Figura 5.9 permite observar que, os recalques imediatos se estabilizaram em um intervalo de tempo que varia de 100 a 300 segundos. Essa observação está em boa concordância com os dados de Selvadurai e Nicholas (1981). Outras curvas tempo-recalque são apresentadas no apêndice 3.

5.5 Dissipação do Excesso de Poro-Pressão

A instalação da placa helicoidal no terreno , impõe ao solo deformações normais e cisalhantes que geram um excesso de poro-pressão. Como consequência do excesso de poro-pressão gerado induz-se no solo gradientes de pressão hidráulica e o estabelecimento de um regime de fluxo hidrodinâmico. A dissipação de todo o excesso de poro-pressão gerado, cessa o regime hidrodinâmico.

O registro da variação da poro-pressão com o tempo, permite estimar o tempo necessário para que ocorra uma determinada percentagem de adensamento. Com base em teorias unidimensionais

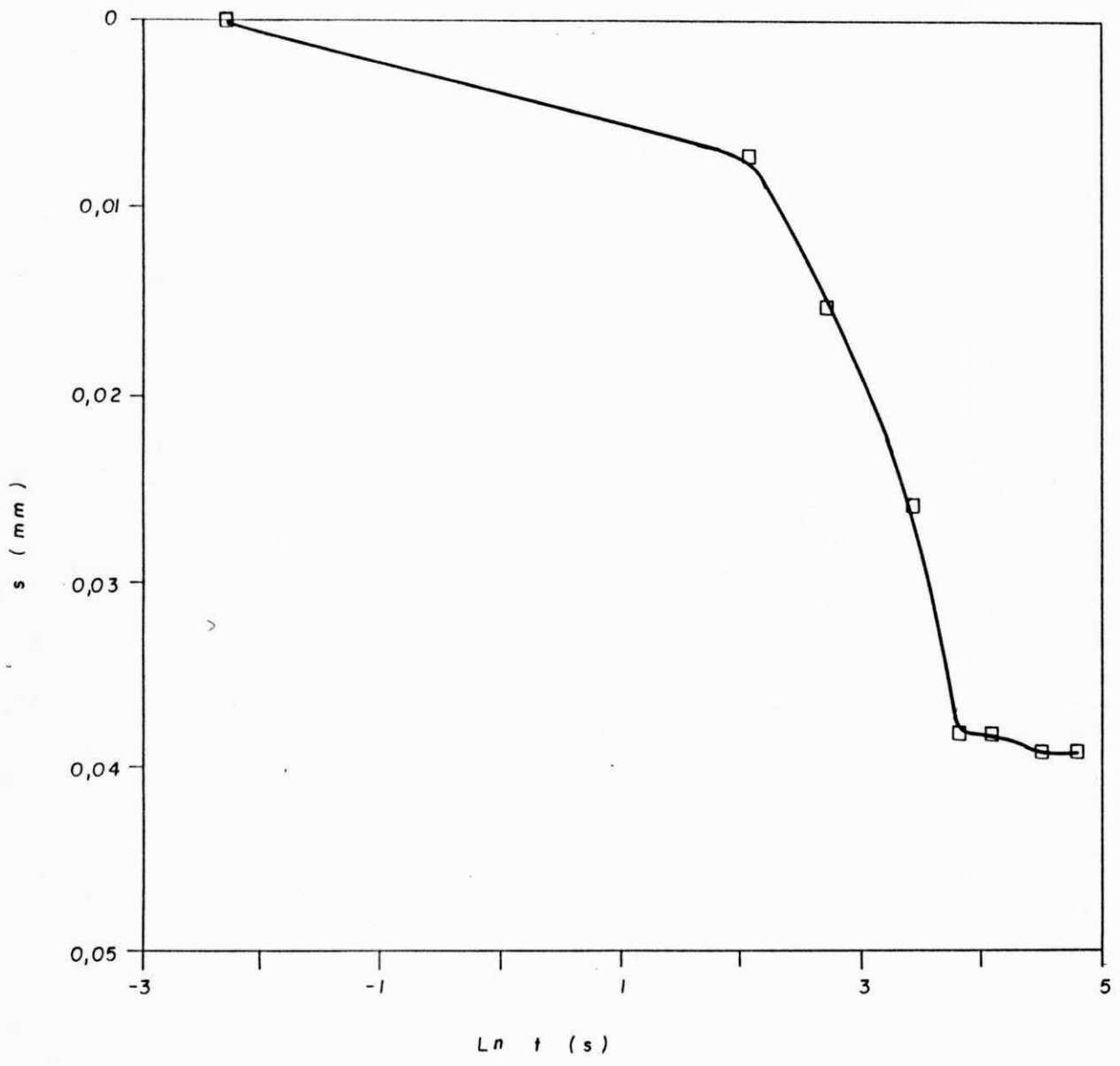


FIGURA 5.9 - CURVA TEMPO - RECALQUE

ou tridimensionais de adensamento é possível estimar o coeficiente de adensamento de um solo. O procedimento de cálculo requer a análise da curva de dissipação do excesso de poro-pressão com o tempo, logaritmo do tempo ou, com a raiz quadrada do tempo.

A Figura 5.10 mostra uma curva de dissipação do excesso de poro-pressão gerado pela cravação da placa. Em geral essas curvas não apresentaram comportamento idêntico com as curvas de adensamento. Essa resposta anômala do sistema de medição, não permitiu a avaliação dos parâmetros de adensamento pela análise da curva de poro-pressão no tempo.

A estimativa do coeficiente de adensamento, foi efetuada no presente trabalho, considerando-se a situação de adensamento radial (como se estivesse analisando uma curva de adensamento). O coeficiente de adensamento, c_r é obtido através de:

$$c_r = \frac{T R^2}{t_{50}} \dots\dots\dots (5.4)$$

sendo :

c_r = coeficiente de adensamento radial

T = fator tempo

R = raio da placa

t_{50} = tempo necessário para ocorrer 50% do adensamento

O fator tempo, T, para condições de drenagem radial segundo Scott (1963) foi adotado no presente estudo. Para o tempo de

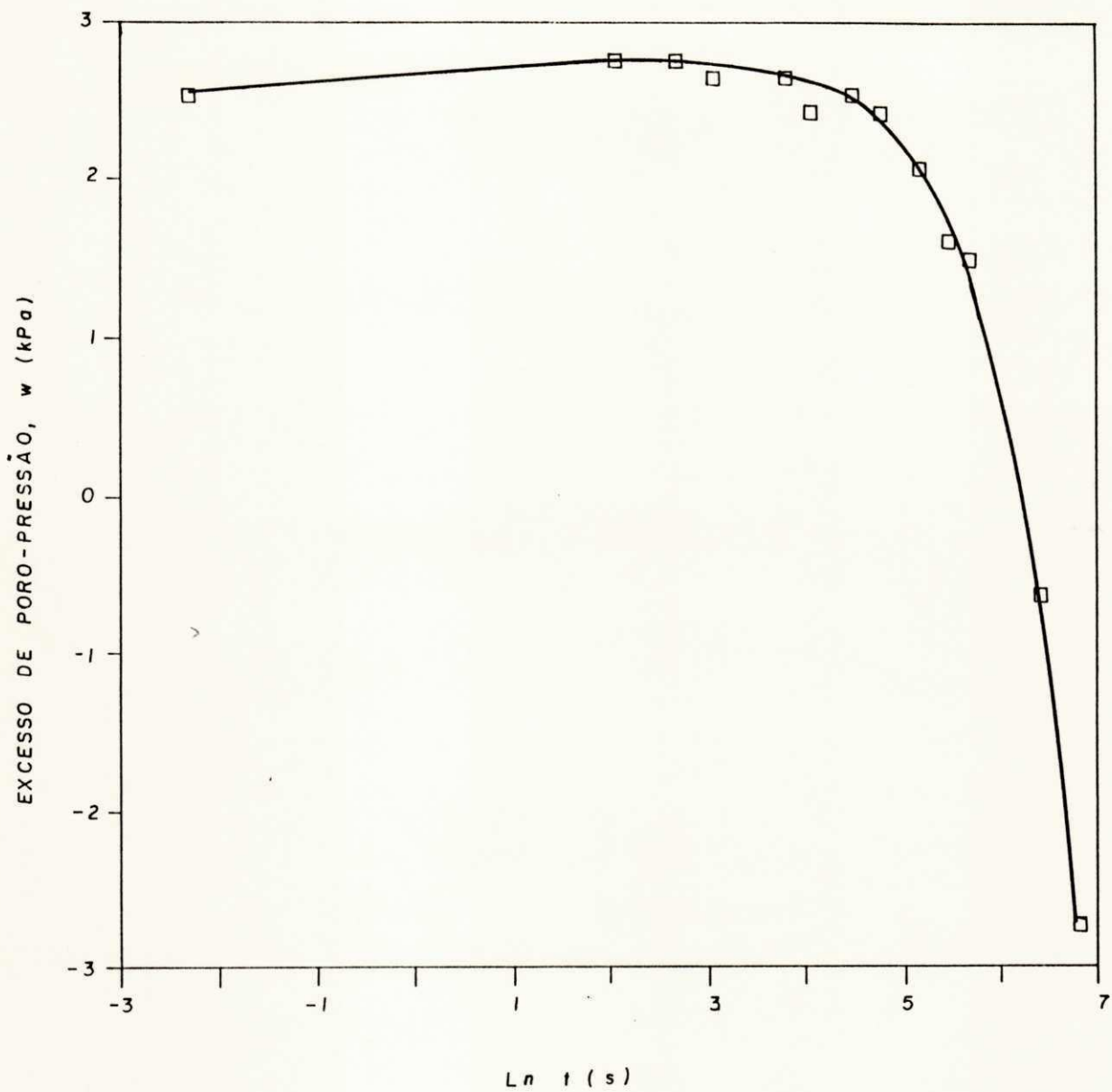


FIGURA 5.10 - CURVA DE DISSIPACÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO GERADO PELA CRAVAÇÃO DA PLACA.

50% de adensamento, T pode ser tomado igual a 0,06 para a condição de deformação igual ("equal-strain"). O tempo de adensamento foi obtido da curva de dissipação do excesso de poro-pressão gerado pela cravação da placa, conforme mostrado na Figura 5.10.

A análise dessa curva com a metodologia empregada na interpretação das curvas recalque-tempo, fornece um coeficiente de adensamento igual a $0,12 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$. Esse valor é próximo ao encontrado por Diniz Filho (1988) pelo ensaio de piezocone que é de aproximadamente $7,0 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

Esse resultado parece reforçar anisotropia desse depósito. Entretanto, Coutinho (1976) mostra que a razão de anisotropia em relação aos coeficientes de adensamento, C_h/C_v , são igual a 2, podendo alcançar valores de razão igual a 6.

A diferença entre os valores de coeficiente de adensamento estimados no presente trabalho e os encontrados por outros investigadores pode se explicada pela:

i) diferença nas análises teóricas empregadas. O estimado do ensaio de placa helicoidal é baseado na condição de fluxo radial enquanto que, os obtidos por Dos Santos (1977) e Da Conceição (1977) correspondem ao fluxo unidimensional, vertical.

ii) efeito de escala. O volume de solo afetado no ensaio de placa helicoidal é muito maior.

iii) estado tridimensional de fluxo durante o ensaio de placa helicoidal.

iv) possível presença de lentes de material mais permeável ao longo do depósito.

v) diferenças no grau de amolgamento e níveis de tensão aplicados à amostra. O manual NAV-FAC DM7 (U.S. Navy, 1971), mostra que para as argilas inorgânicas com limite de liquidez menor que 60, o C_v pode variar de 10^{-4} cm²/s para amostras com amolgamento, até 10^{-2} cm²/s para amostras de boa qualidade.

Nesse trabalho foram traçadas as curvas excesso de poro-pressão versus o logaritmo natural do tempo. Uma curva típica do comportamento de dissipação da poro-pressão, para um dado nível de pressão aplicada, é mostrada na Figura 5.11. Outras curvas desse tipo podem ser vistas no Apêndice 5. Foi observado no presente estudo que, o excesso de poro-pressão gerado pela cravação da placa foi no máximo de 10 KPa.

O excesso de poro-pressão gerado pela aplicação das cargas foi de, no máximo, 30 KPa. A Figura 5.12 apresenta a variação do excesso de poro-pressão no tempo para diversos níveis de tensão aplicada em um ciclo de carregamento. Foi verificado que o excesso de poro-pressão aumenta com o acréscimo de cargas. Esse comportamento é similar ao descrito por Parry e Wroth (1981). Esses autores mostram a variação da poro-pressão sob um aterro experimental circular, construído sobre um depósito de argila mole, normalmente adensada.

As curvas de dissipação do excesso de poro-pressão apresentam um ponto de máximo que ocorre aproximadamente entre 2 e 5

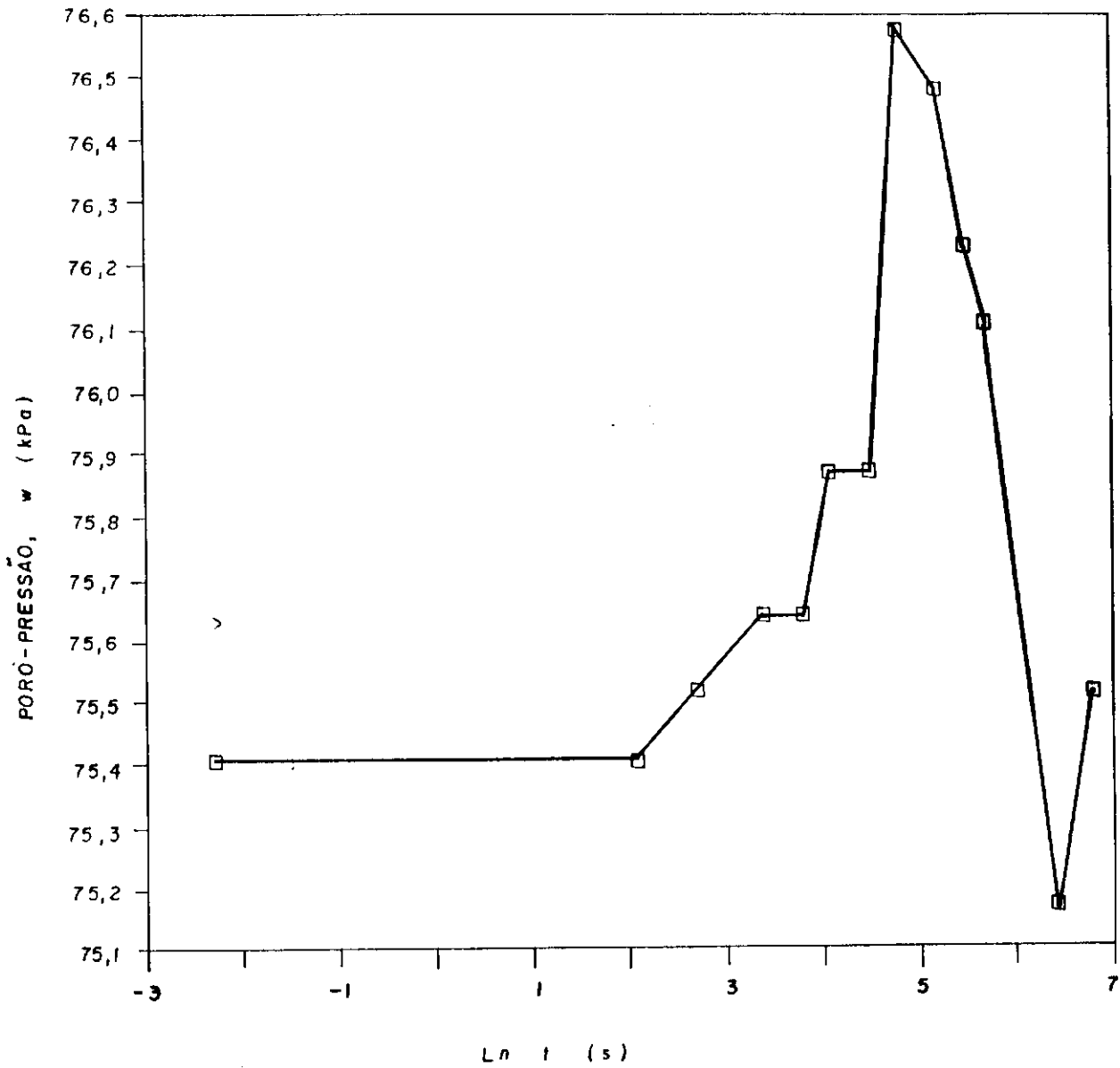


FIGURA 5.11 - CURVA DE DISSIPACÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO GERADO POR UM CARREGAMENTO.

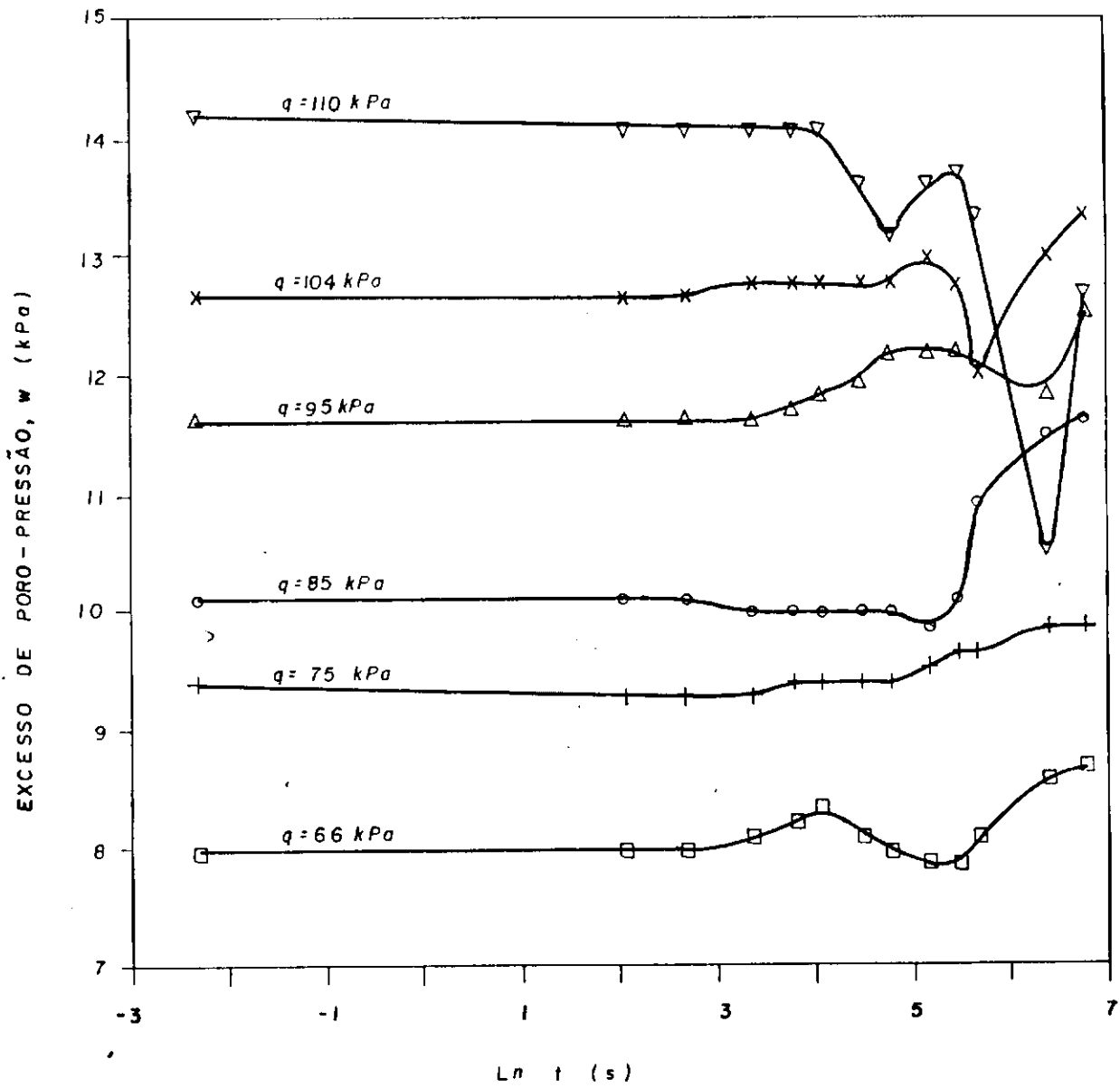


FIGURA 5.12 - VARIAÇÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO COM O TEMPO PARA DIVERSOS CARREGAMENTOS.

minutos após a aplicação da carga. Esse comportamento também foi encontrado por Diniz Filho (1988) em ensaios com o piezocone. Os máximos valores de poro-pressão ocorreram entre 1 e 3 minutos.

Campanella e Robertson (1988) verificaram que, dependendo da razão de pré-adensamento do solo e da posição do elemento poroso (bem acima da ponta cônica), pressões neutras negativas podem ser desenvolvidas durante a penetração do piezocone.

As condições de deformação impostas ao solo durante a cravação da placa são desconhecidas e difíceis de serem comprovadas. É de se esperar que, com acúmulo de experiência na realização desse ensaio, as causas do acréscimo inicial da poro-pressão possam ser melhor identificadas.

Conforme comentado no capítulo 2, o acréscimo inicial da poro-pressão até atingir um máximo e, a partir do qual se observa a diminuição da pressão neutra, pode ser um indicativo de ensaio de dissipação com possível deficiência na saturação do sistema de medição do piezocone (Gillespie e Campanella, 1981).

E finalmente, cabe ressaltar que, a estimativa do tempo de resposta do sistema de medição de poro-pressão da placa helicoidal, de acordo com Penman (1960), foi de 0,61 segundos. Isso indica uma baixa variação volumétrica no sistema de medida. Significa também que, as pressões neutras registradas nos ensaios de dissipação estão muito próximas daquelas de equilíbrio do sistema de medição e o solo.

5.6 Projeto do Equipamento

De uma forma geral o equipamento demonstrou bom desempenho nos experimentos conduzidos no campo. A esse respeito são feitas as seguintes considerações :

i) Dimensionamento da placa .

A estimativa do torque necessário à cravação da placa, o dimensionamento dos parafusos da secção da placa e, das luvas de conexão, foram adequados à cravação do equipamento. A introdução da placa até a profundidade de 9 metros abaixo da superfície do terreno, foi realizada por um único homem. Abaixo dessa profundidade, houve necessidade de dois homens. Os ensaios não prosseguiram a profundidades abaixo de 14 metros. A força de dois homens era ainda suficiente para se aprofundar a cravação da placa no terreno.

ii) Sistema de cravação e reação

O sistema de reação e cravação projetado mostrou-se adequado as condições de ensaio. As ancoragens previstas para o sistema de reação foram suficientes para a magnitude de cargas aplicadas.

iii) Sistema de leituras

A confiabilidade e a precisão das três leituras do ensaio podem ser melhoradas com a utilização de um sistema automático de aquisição de dados.

CAPITULO 6

CONCLUSOES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSOES

Os ensaios realizados com a placa helicoidal munida de um transdutor de pressão, em um depósito de argila mole da cidade de João Pessoa, permitem apresentar as seguintes conclusões :

A incorporação de um sistema de medida da poro-pressão à placa helicoidal, mostrou-se muito eficaz no registro da resposta do solo em termos de tensão efetiva.

A simplicidade do sistema mecânico de cravação projetado e o seu baixo custo, justificam plenamente a utilização dessa técnica, tendo em vista, a relação custo-eficiência envolvida nas investigações geotécnicas.

Os sistemas de reação e cravação desenvolvidos mostraram-se adequados e eficientes na realização de ensaios em solos coesivos moles.

Os valores máximos do módulo de deformação não drenado, ocorrem aproximadamente a 8 metros de profundidade.

Os valores de resistência ao cisalhamento estimados do ensaio de placa helicoidal, comparam favoravelmente bem com os

fornecidos por outras técnicas de ensaios. Isso pressupõe que a análise interpretativa utilizada é adequada à obtenção desse parâmetro geotécnico.

O perfil de resistência ao cisalhamento não drenada, é típico de solos normalmente adensados. Há um ligeiro decréscimo da resistência na zona superficial do depósito, até a profundidade de cerca de 5 m e, a partir daí, cresce com a profundidade.

O registro no tempo do excesso de poro-pressão gerado pela cravação da placa, permitem a estimativa do coeficiente de adensamento "in situ" do solo.

6.2 Recomendações

Estudar a influência da posição do elemento poroso na placa helicoidal, nas curvas de dissipação e na poro-pressão desenvolvida durante a cravação e realização o ensaio.

Realizar ensaios com a utilização de um sistema automático de registro de leituras. Esse sistema permitirá o monitoramento contínuo da poro-pressão gerada durante a cravação da placa e a melhoria da qualidade do ensaio. O conhecimento da poro-pressão inicial do ensaio de dissipação, é de fundamental importância nas análises interpretativas do ensaio.

Verificar a influência da velocidade de aplicação das cargas, nos valores da tensão limite de ensaio e da poro-pressão gerada.

Estudar a influência do tempo decorrido entre a instalação da placa à profundidade de ensaio e o início do ensaio de placa helicoidal, no comportamento de tensão-deformação do solo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ABNT (1986) - NBR 6122 Projeto e Execução de Fundações
- BAGUÉLIN, F. ; JEZEQUEL, J.F. ; LEMEE, E. and LE MEHAUTE, A.
(1972) Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils.
Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE,
vol 98, SM 11, (NOV 72) , pg 1129 - 1142 .
- BAGUÉLIN, F. JEZEQUEL, J.F. and SHIELDS , D.H. . (1978) The
Pressuremeter and Foundation Engineering. Trans Tech Publi-
cations , 617 p .
- BALIGH, M.M. and LEVADOUX, J.N. (1980) Pore-Pressure Dissipa-
tion after Cone Penetration. Apud D. Gillespie and R.G.
Campanella (1981). Consolidation Characteristics from Pore-
pressure Dissipation after Piezometer Cone Penetration. Van
Couver. Soil Mechanics Series No 47, Department of Civil
Engineering, University of British Columbia .
- BARDEN, L. (1963). Stress and Displacements in a Cross-
Anisotropic Soil. "Apud" S.K. Mital (1985). A Screw Plate
With a Pore-Water-Pressure Monitoring Capability . Ottawa;
MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Carleton Uni-
versity, Canada.
- BARROS, H. (1969). Aspectos Geológicos da Cidade de João
Pessoa"Apud" A.J. DA SILVA (1977) Propriedades de Resis-
tência de uma Argila Mole do Mangue de João pessoa. Tese de
Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFPB, Campina

Grande.

- BIOT, M.A. (1941). General Theory of Three-Dimensional Consolidation. "Apud" R. Kochen e D. Zagottis (1983). Conceitos Básicos da Teoria Tridimensional do Adensamento. ABMS, Solos e Rochas, vol 6 (Nº 2), pg 3 - 19.
- BIOT, M.A. (1955). Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid. "Apud" R. Kochen e D. Zagottis (1983). Conceitos Básicos da Teoria Tridimensional do Adensamento. ABMS, Solos e Rochas, vol 6 (Nº 2), pg 3 - 19.
- CAMPANELLA, R.G. and ROBERTSSON, P.K. (1988). Current Status of Piezocone Test. First International Symposium on Penetration testing ,ISOPT-I. Florida. pg 1 - 24.
- CARRIER, W.D. and CHRISTIAN, J.T. (1973). Rigid Circular Plate Resting on Non-Homogeneous Elastic Half-Space. Géotechnique, vol 23, (Nº 1) pg 67 - 84.
- CASSAN, M. (1978). Les Essais "in Situ" en Mécanique des Sols. Tome 1. Paris, Editions Eyrolles. 458 pg.
- CHIN, F.K. (1969) Size and Load Effect on Footings in Clay. 7th ICSMFE. Mexico. Vol 2 , pg 53 - 58 .
- COUTINHO, R.Q. (1976). Características de Adensamento com Drenagem Radial e Vertical em Argila Mole da Baixada Fluminense. Tese MSc - COPPE/RJ
- COUTINHO, R.Q. (1986). Aterro Experimental Instrumentado Levado a Ruptura sobre Solos Orgânicos - Argilas de Juturnaíba- RJ. Tese DSc - COPPE/RJ.

- CRYER, C.W. (1963). A Comparison of a Three-Dimensional Consolidation Theories of Biot and Terzaghy. "Apud" R. Kochen e D. Zagottis (1983). Conceitos Básicos da Teoria Tridimensional do Adensamento. ABMS, Solos e Rochas, vol 6 (Nº 2), pg 3 - 19.
- DA CONCEIÇÃO , A.C. (1977) Estudo da Resistência e Consolidação de uma Argila Mole do Mangue de João Pessoa. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFPB, Campina Grande.
- DA SILVA , A.J. (1977) Propriedades de Resistência de uma Argila Mole do Mangue de João pessoa. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFPB, Campina Grande.
- DELLIS, M.T. (1987). Análise do Comportamento de uma Estaca Injetada de Pequeno Diâmetro, Utilizada no Reforço de Fundações. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFPB, Campina Grande.
- DEMARTINECOUT, J.P. and BAUER, G.E. (1983). The Modified Borehole Shear Device . ASTM, Geotechnical Testing Journal, Vol 6, Nº 1 (march - 1983), pg 24 - 29 .
- DEMARTINECOURT, J.P. e DOS SANTOS, J.R. (1986). Determinação dos Parâmetros de Consolidação Primária e Secundária de uma Argila do Litoral do Nordeste do Brasil. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre, vol 2, pg 163 - 171 .
- DINIZ FILHO, A.M. Uso do Piezocone na Determinação dos Parâmetros de Consolidação de uma Argila Mole e a Previsão do Comportamento de uma Fundação Profunda. Tese de mestrado,

(em preparação) Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campina Grande , 1988 .

DOS SANTOS, J.D.(1977). Estudo de Consolidação de Uma Argila Mole do Mangue de João Pessoa. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campina Grande.

DURGUNOGLU, H.J. (1979). Effect of Foundation Embedment on Stress and Deformation Distributions. Apud S. K. Mital (1985). A Screw Plate With a Pore-Water-Pressure Monitoring Capability . Ottawa; MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Carleton University, Canada.

GIBSON, R.E.; KNIGHT, K. and PRYLOT, P.W. (1963). A Critical Experiment to Examine Theories of Three-Dimensional Consolidation. "Apud" R. Kochen e D. Zagottis (1983). Conceitos Básicos da Teoria Tridimensional do Adensamento. ABMS, Solos e Rochas, vol 6 (Nº 2), pg 3 - 19.

GIBSON, R.E. (1967). Some Results Concerning Displacements and Stresses in a Non-Homogeneous Elastic Half-Space. Géotechnique, vol 17 , (Nº 1), pg 58 - 67.

GIBSON, R.E. (1974). The Analytical Method in Soil Mechanics. Géotechnique, vol 24, (Nº 2), pg 115 - 140.

GILLESPIE, D. and CAMPANELLA, R.G. (1981). Consolidation Characteristics from Pore-pressure Dissipation after Piezometer Cone Penetration. Van Couver. Soil Mechanics Series Nº 47, Department of Civil Engineering, University of British Columbia .

HO, M.M.K. and LOPES, R. (1969). Contact Pressure of a Rigid Circular Foundation. Apud S.K. Mital (1985). A Screw Plate

- With a Pore-Water-Pressure Monitoring Capability . Ottawa; MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Carleton University, Canada.
- JANBU, N. and SENNESSET, K. (1973). Field Compressometer - Principles and Applications. 8th ICSMFE. Moskow. Vol 1 , pg 191-198.
- JOHNSTON, I.W. (1983). Why "in situ" Testing ? Course on "in situ" Testing for Geotechnical Investigations. Edited by M.C. Erwin. Sydney. A.A. Balkema Publisher.
- KAY, J.N. and AVALLE, D.L. (1982). Application of Screw Plate to Stiff Clays. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol 108, GT 01 (jan - 1982), pg 145 - 155.
- KAY, J.N. and PARRY, R.H.G. (1982). Screw Plate Test in a Stiff clay . Ground Engineering, Vol 15, n° 6 (sept 1982), pp 22 a 30.
- KONDNER, R.L. and KRIZEK, R.J. (1962). Corretion of Load Bearing Tests on Soil. Apud S.K. Mital (1985). A Screw Plate With a Pore-Water-Pressure Monitoring Capability . Ottawa; MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Carleton University, Canada.
- KUMENNEJE and EIDE, O.(1961). Investigator of Loose Sand Deposits by Blasting. "Apud" Selvadurai, A.P.S. On the Screw Plate and Auger Testing of Soft Clays. Paris ; 1983. proceedings of Intenational Symposium on "in situ" Testing, vol 2, pg 379 - 384 .
- LAMBE, T.W and WHITMAN, R.V.(1979) Soil Mechanics, SI Version. New York; John Wiley & soon .

- LADD, C.C.; FOOT, R.; ISHIRAHA, K.; SCHLOSSER, F. and POULOS, H.G. (1977). Stress-Deformation and Strength Characteristics . 7th ICSMEF. Tokyo. Vol 2. pg 421 - 494.
- LO, K.Y. ; ADAMS, J.I. and SEYCHUK . (1969) The Shear Behaviour of a Stiff Fissured Clay . 7th ICSMFE . Mexico. Vol 1 , pg 249 - 255 .
- LOWE III, J. (1974). New Concepts in Consolodation and Settlement Analysis. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, vol 100, (No 6T6), pg 574 - 612.
- MITAL, S.K. (1985). A Screw Plate With a Pore-Water-Pressure Monitoring Capability . Ottawa; MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Carleton University, Canada.
- MANDEL, S. (1953). Consolidation des Sols (Etude Mathematique). "Apud" R. Kochen e D. Zagottis (1983). Conceitos Básicos da Teoria Tridimensional do Adensamento. ABMS, Solos e Rochas, vol 6 (No 2), pg 3 - 19.
- MITCHEL, J.K. (1976). Fundamentals of Soil Behaviour. New York, John Wiley and Sons, Inc.
- MITCHELL, J.K. and GARDNER, W.S. (1975). "In Situ" Measurement of Volume Change Characteristics. Proceedings of the Conference on "in situ" Measurements of Soil Properties. Raleigh, North Caroline, vol 2 , pg 278 - 345 .
- PENMAN, A.D.M. (1960). A Study of the Time Response of Various Types of Piezometer. Conference on Pore-Pressure and Suction in Soils. British National Society of the ISMSFE. Butterworths, pg 53 - 58.
- PARRY, R.H.G. and WROTH, C.P. (1981). Shear Stress-Strain

- Properties of Soft Clay. in Soft Clay Engineering. Edited by Edward W. Brand and Rolf P. Brenner. Amsterdam, Elsevier Scientific Publishing Co. pg 311 - 366.
- PERLOFF, W.H.(1975). Pressure Distribution and Settlement. in Foundation Engineering Handbook. Edited by Hans F. Winterkorn and Hsay Y. Fang. New York, Van Nostrand Reynhold Co. pg 148-197.
- OLSON, R.E. (1986). State of the Art : Consolidation Testing. Testing and Evaluation, ASTM STP 892, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds. pg 7 - 70.
- SCHWAB, E.F. and BROMS, B.B. (1977). Pressure - Settlement - Time Relationship by Screw Plate Tests "in situ". 8th Tokyo ICSMFE , Vol 1 , pg 271 - 288 .
- SCHMERTMANN, J.H. (1970). Suggested Method for Screw Plate Load Test. Special procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes , 5th edition . Philadelphia, ASTM, STP 479, pg 81 - 85.
- SCHMERTMANN, J.H. (1970-b). Static Cone to Compute Static Settlement over Sand. ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 96, SM 03, (may - 1970), pg 1011 - 1043.
- SCOTT, R.F. (1963). Principles of Soil Mechanics. Addison Wesley Publishing Co., Reading Massachussets.
- SELVADURAI, A.P.S. (1983). On the Screw Plate and Auger Testing of Soft Clays. Proceedings of Symposium International "in situ" Testing, Paris, vol 2 , pg 379 - 384 .
- SELVADURAI, A.P.S. ; BAUER, G.E. and NICHOLAS, T.J. (1980).

- Screw Plate Testing of a Soft Clay. Canadian Geotechnical Journal, vol 17 , No 4 (nov - 1980) , pg 465 - 472 .
- SELVADURAI, A.P.S. and GOPAL, K.R. (1986). Consolidation Analysis of the Screw Plate Test. 39th Canadian Geotechnical Conference, "in situ" Testing and Field Behaviour, Ottawa. pg 167 - 178 .
- SELVADURAI, A.P.S. and NICHOLAS, T.J. (1979). A Theoretical Assesment of the Screw Plate Test. 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, pg 1245.
- SELVADURAI, A.P.S. and NICHOLAS, T.J. (1981). Evaluation of Soft Clay Properties by the Screw Plate Test. 10th ICSMFE, Stokholm, Vol 2 , pg 567 - 572 .
- SIMONS, N.E. (1974). Normally Consolidated and lightly Over-Consolidated Cohesive Materials. Conference on Settlement of Structures, British Geotechnical Society, Cambridge, april 1974. Published by John Wiley and Sons, 1975 . pg 500 -530.
- SMITH, D.M.A. (1987, a). Geotechnical Applications of the Screw Plate Tests, Perth, Western Australia. VIII Panamerican Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cartagena. Vol 2, pg 153 - 164.
- SMITH, D.M.A. (1987). Screw Plate Tests of a Very Soft Alluvial Sediments, Perth, Western Australia. VIII Panamerican Congress of Soil Mechanics. Cartagena. Vol2, pg 165 - 176.
- STAGG, K.G. and ZIENKIEWICS, O.C. (1969). Rock Mechanics in Engineering Practice. "Apud" J.K. MITCHELL and W.S. GARDNER (1975). "In Situ" Measurement of Volume Change Characteristics. Proceedings of the Conference on "in situ" Measure-

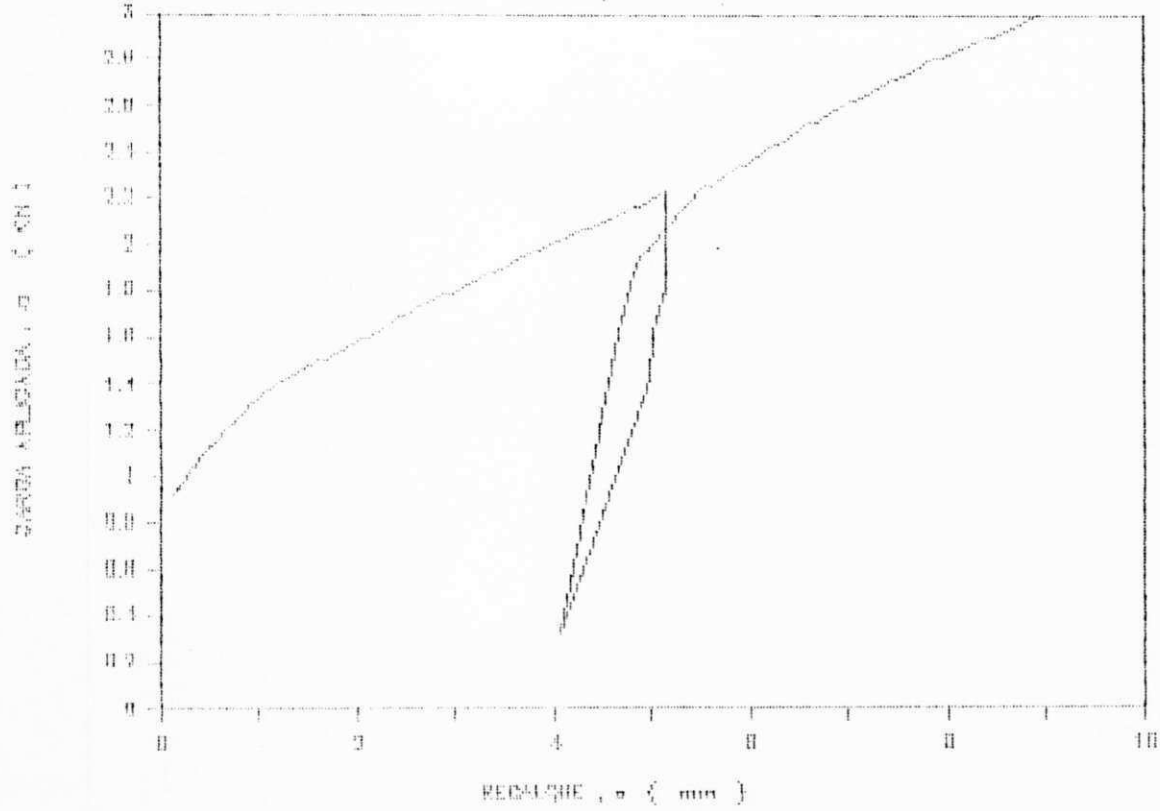
- ments of Soil Properties. Raleigh, North Caroline, vol 2 ,
pg 278 - 345 .
- TERZAGHY, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Apud S.K.
Mital (1985). A Screw Plate With a Pore-Water-Pressure
Monitoring Capability . Ottawa; MSc Thesis, Department of
Civil Engineering, Carleton University, Canada.
- TORSTENSSON, B.A. (1975). Pore-Pressure Sounding Instrument.
Conference on "in situ" Measurement of Soil Properties.
Raleigh, vol 2, pg 48 - 54.
- U.S. NAVY (1971). NAVFAC DM7 (Soil Mechanics Foundation and
Earth Structures. Apud R.d. Holtz and W.D. Kovacs (1981),
An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice Hall.
- WEBB, D.L.(1969). Settlement of Structures on Deep Alluvial
Sands Sediments in Durban , South Africa. "Apud" Schmert
mann , J.H. , Suggested Method For Testing Soil and Rock for
Engineering Purposes, 5th edition . Philadelphia ; 1970. ASTM
STP-479 , pg 81 - 85 .
- WROTH, C.P. and HUGHES, J. (1973). An Instrument for "in situ"
Measurements of the Properties of Soft Clays. Proceedings of
8th ICSMFE. Moskow. Vol 1, pg 487 - 494 .

APENDICE 1

Curvas Carga-Recalque

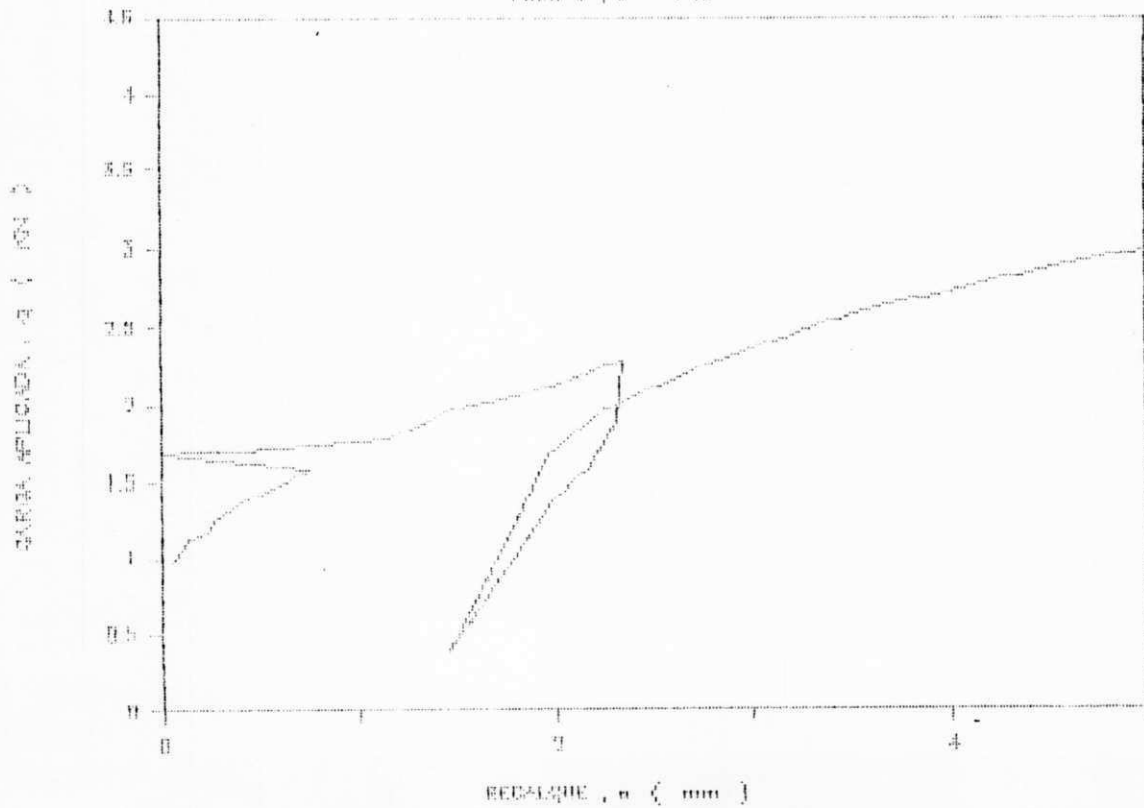
CURVA CARGA-RECALQUE

FIG. 2, 2 - 3 m



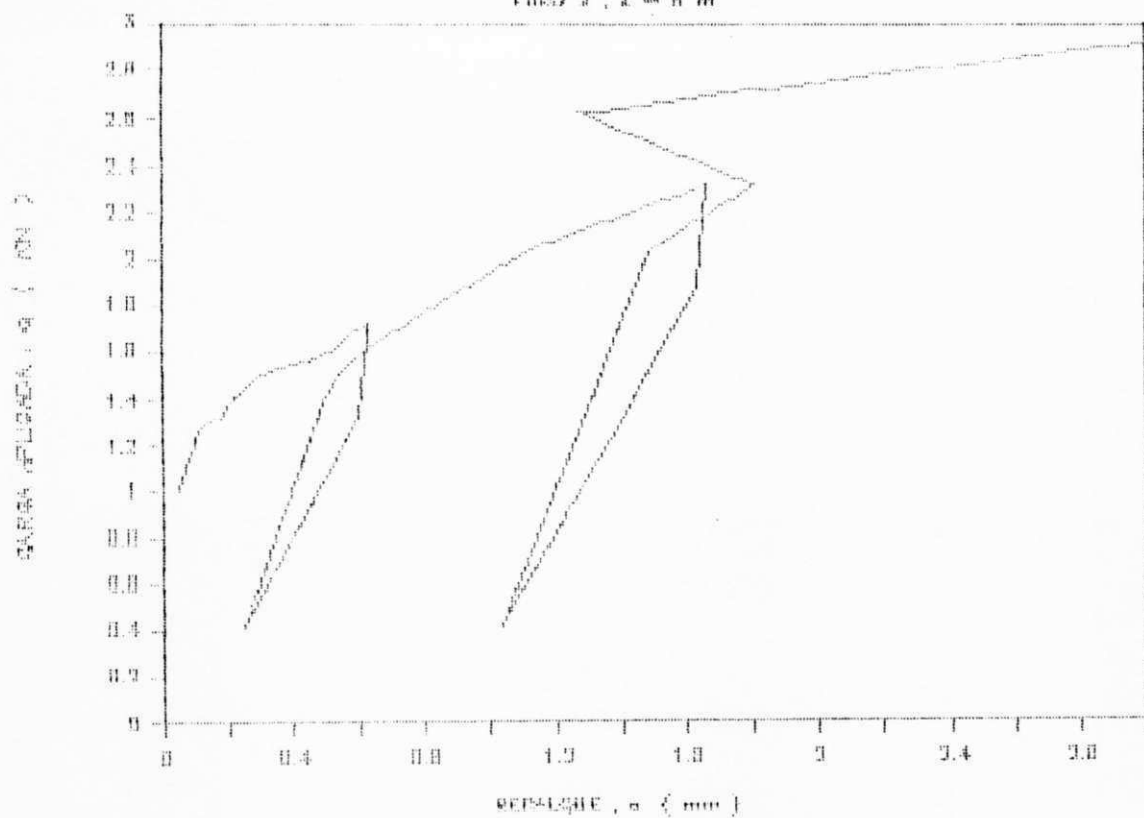
CURVA CARGA-RECALQUE

FIG. 2, 2 - 4 m



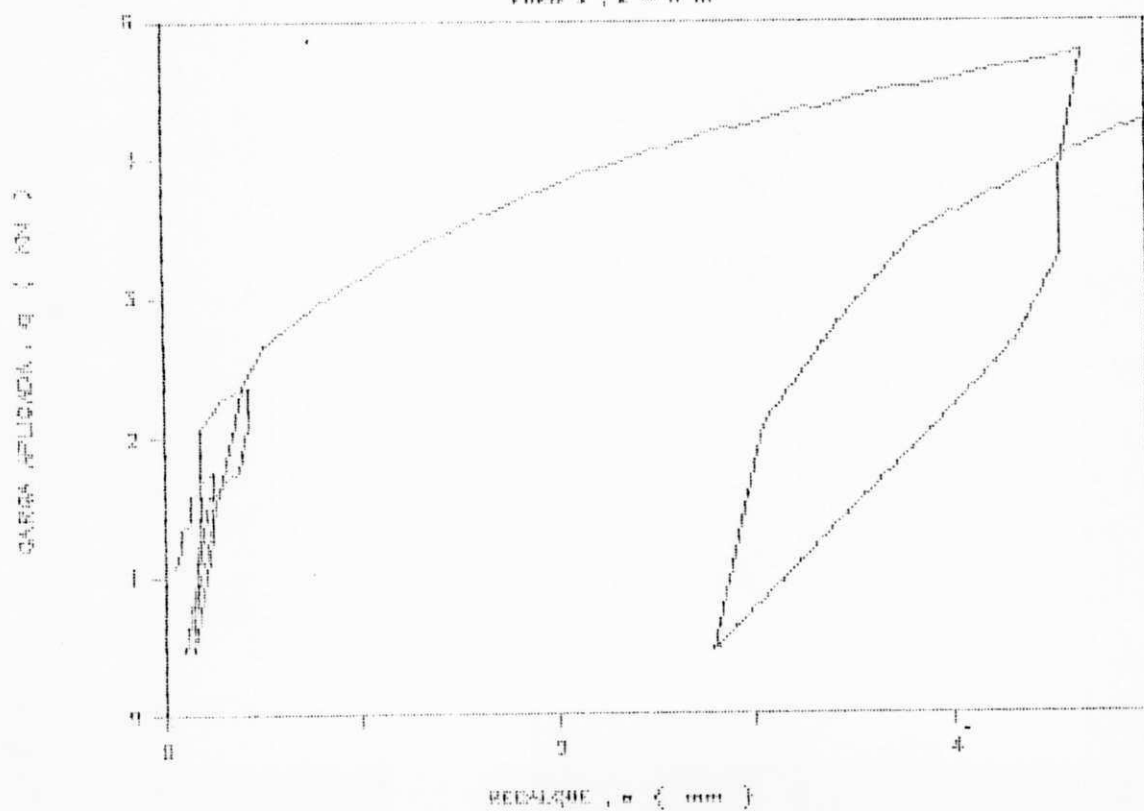
CURVA CARGA—RECÁLQUE

FIG. 2, 2 = 5 m



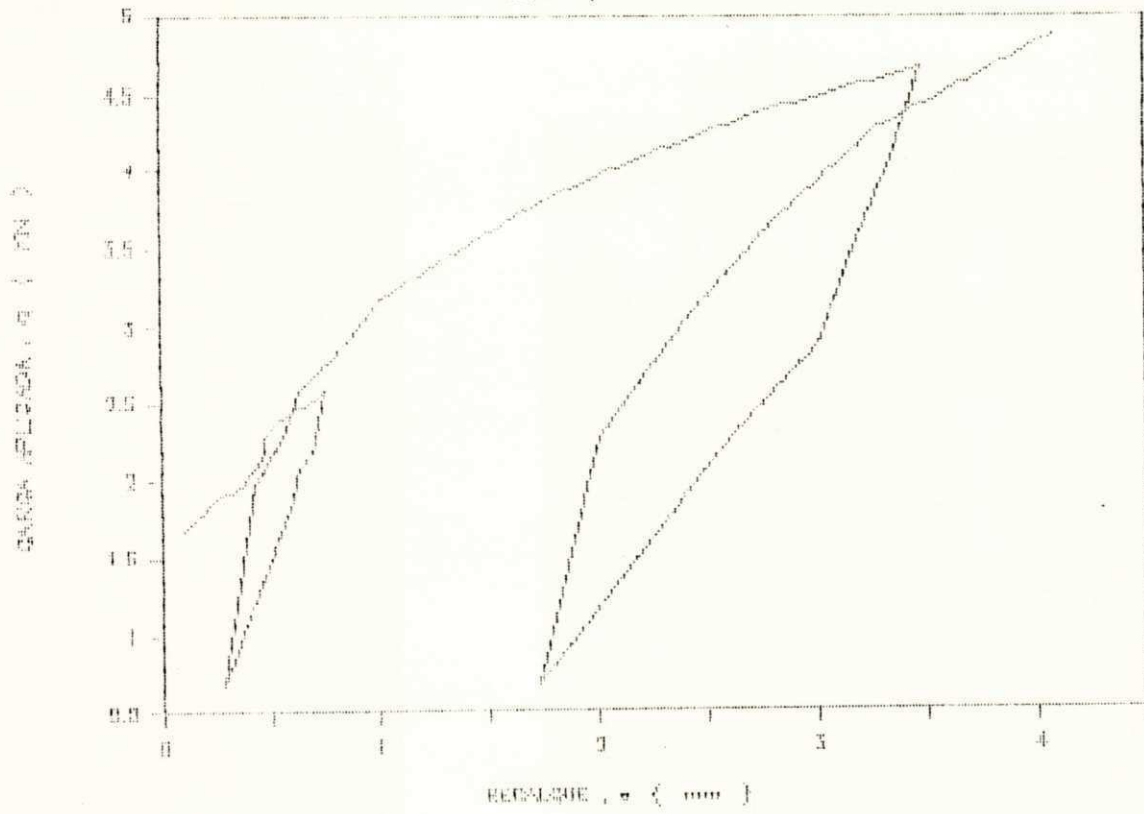
CURVA CARGA—RECÁLQUE

FIG. 2, 2 = 8 m



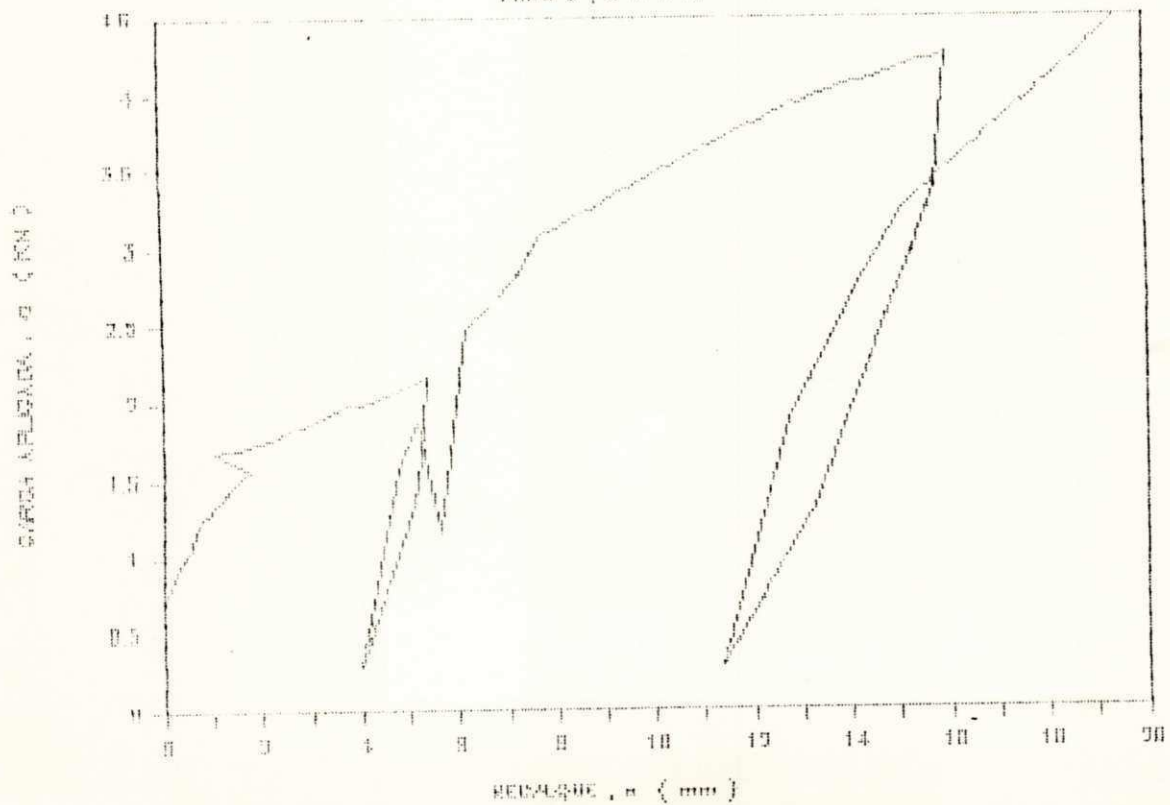
CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRAS 1, 2 = 18 m



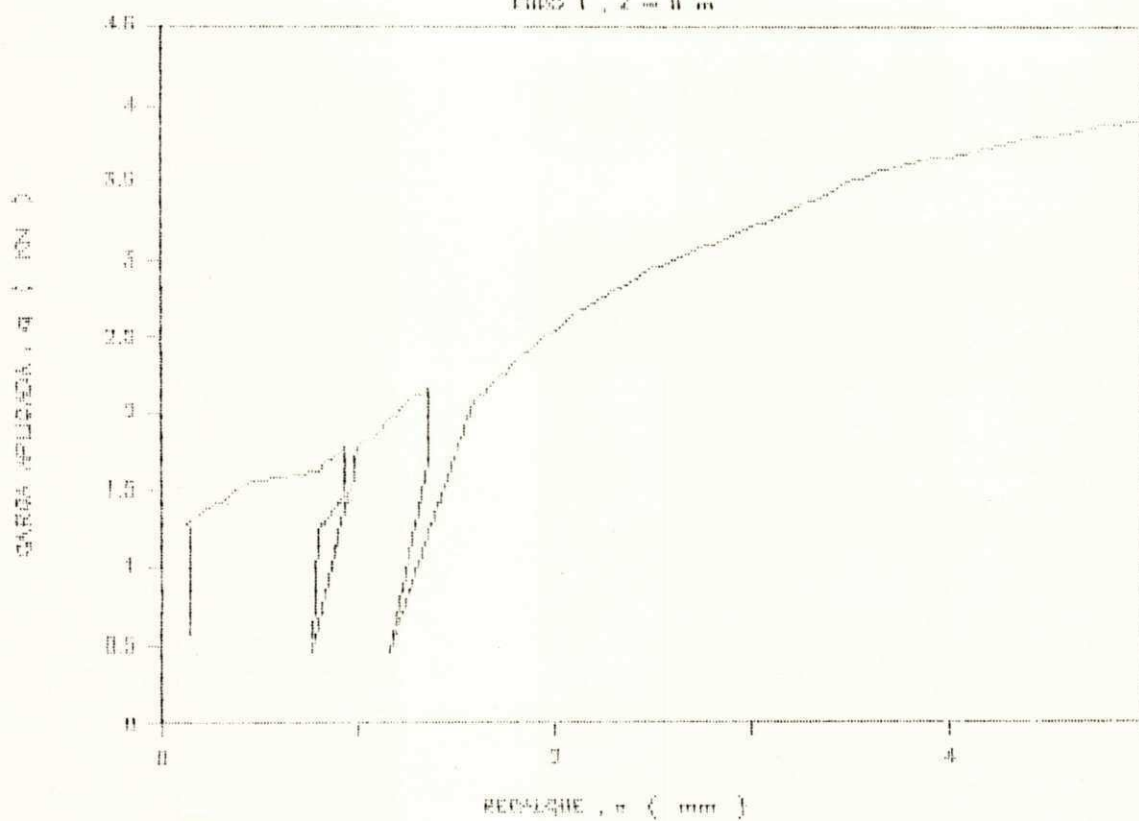
CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRAS 2, 2 = 2 m



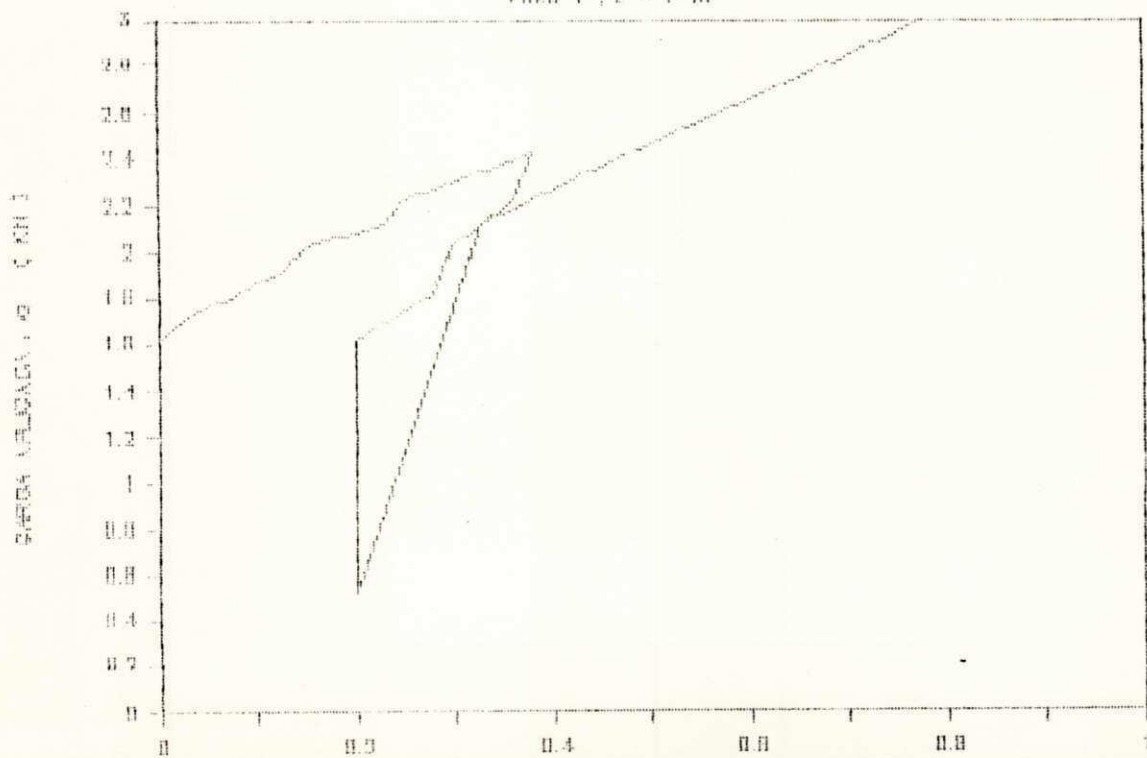
CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRAS 1, 2 - 0 m



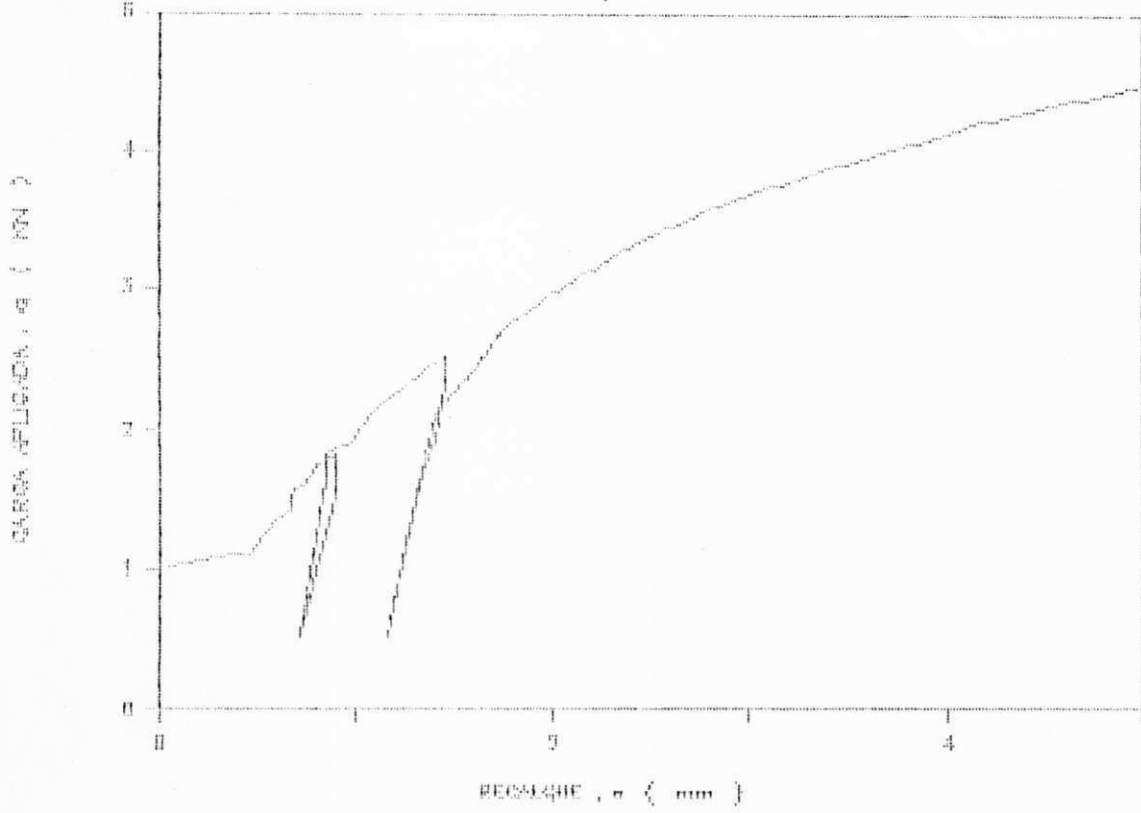
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRAS 1, 2 - 7 m



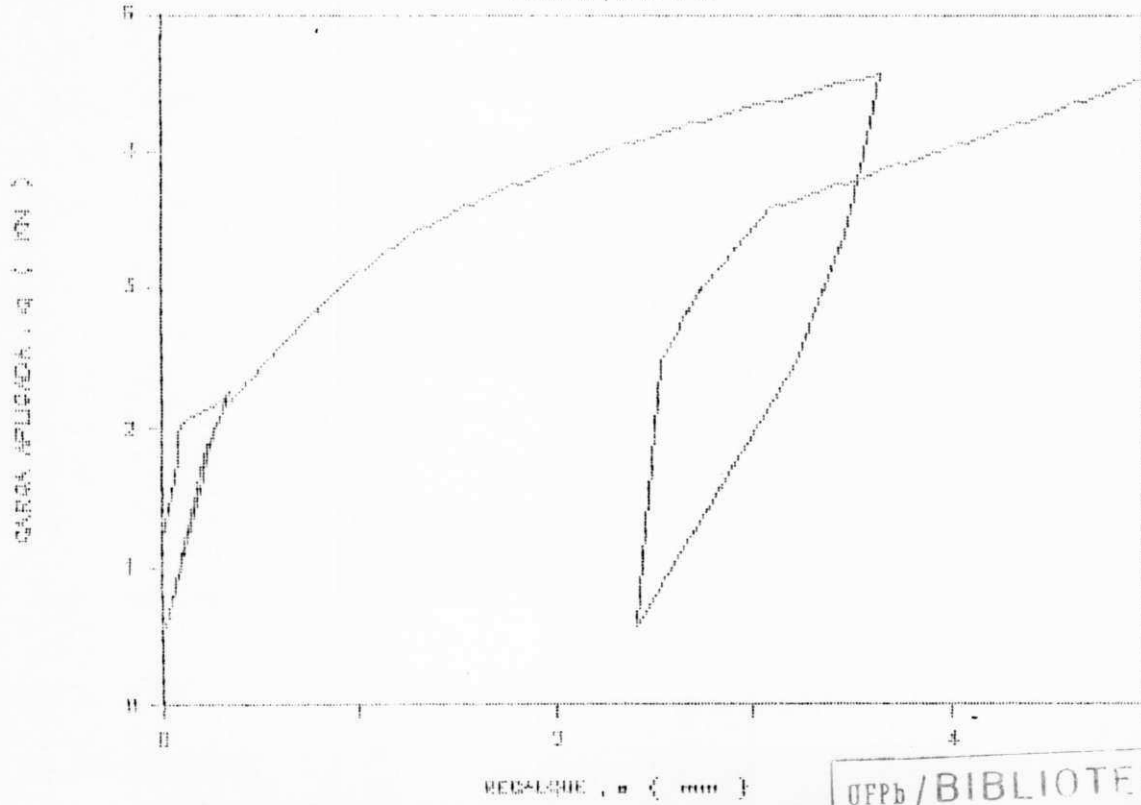
CURVA CARGA-RECALQUE

FIG. 2, $z = 7 \text{ m}$



CURVA CARGA-RECALQUE

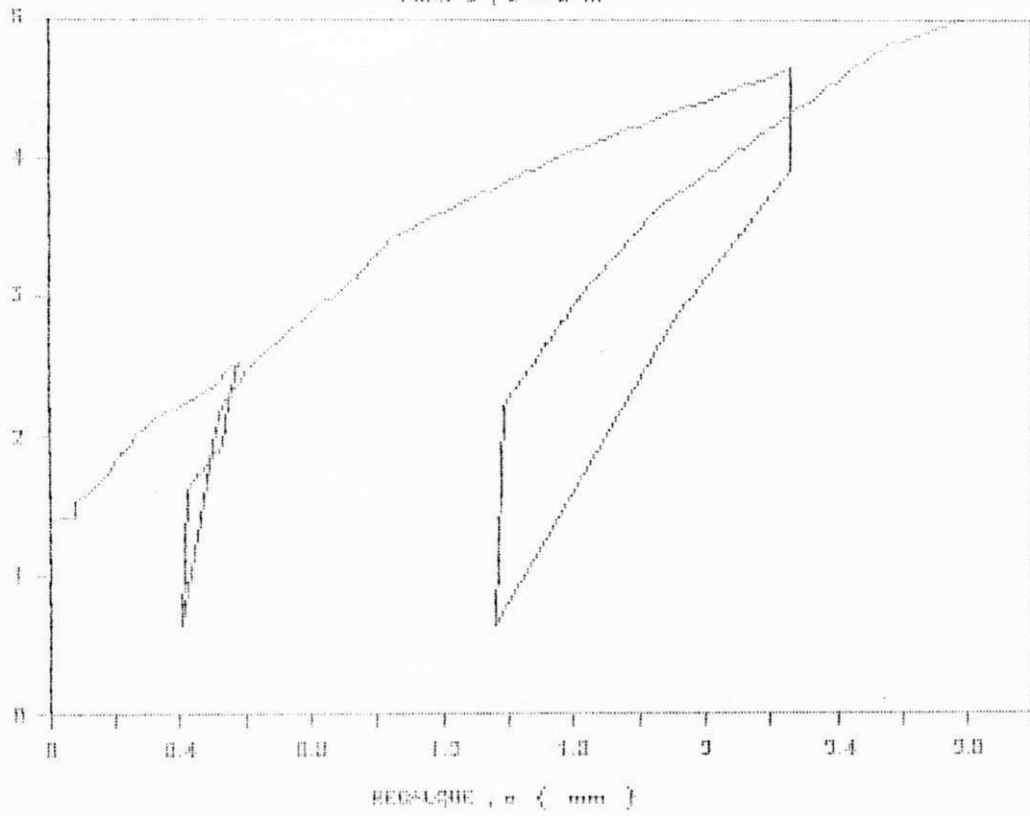
FIG. 2, $z = 8 \text{ m}$



CURVA CARGA-RECALQUE

FIGURA 2, Z = 0 m

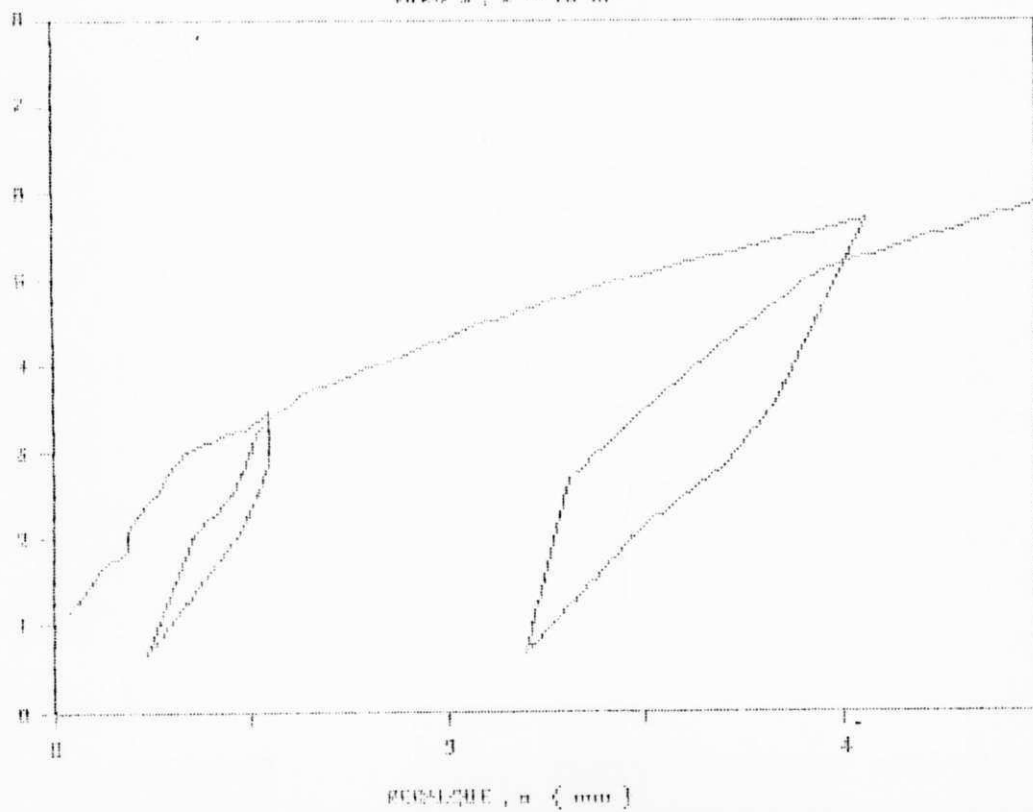
CARGA APLICADA, q (KN)



CURVA CARGA-RECALQUE

FIGURA 2, Z = 10 m

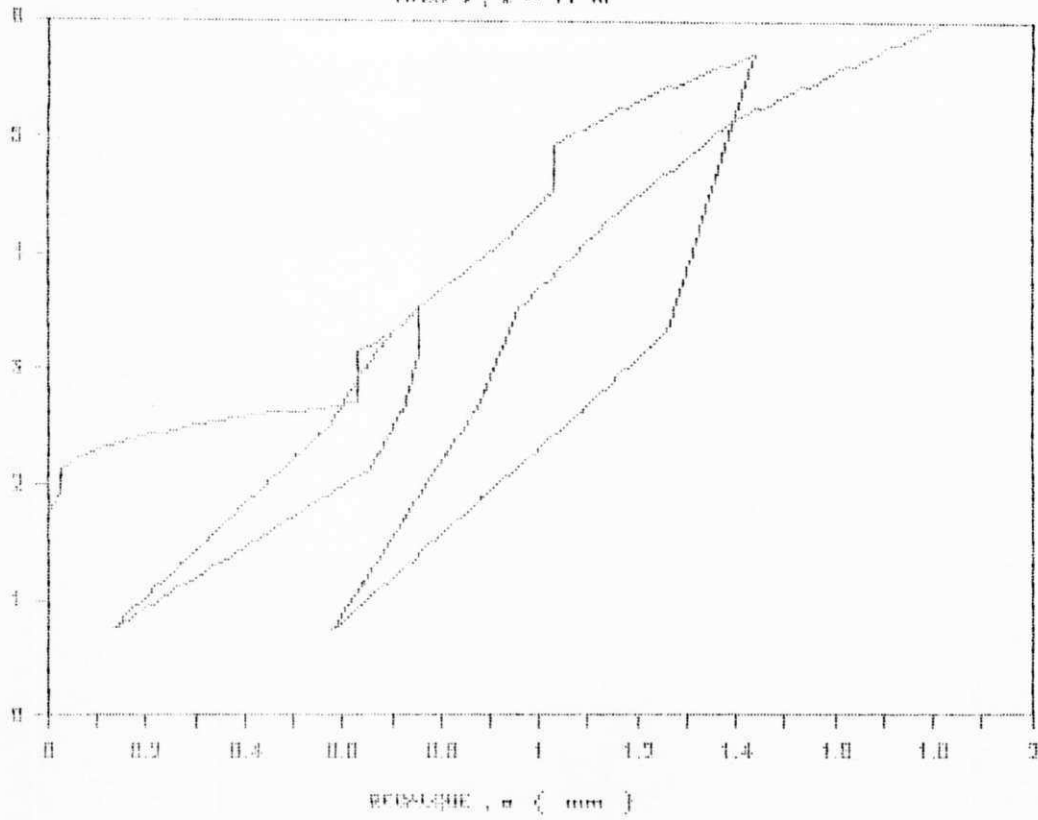
CARGA APLICADA, q (KN)



CURVA CARGA-RECALQUE

HIBS 2, 2 = 11 m

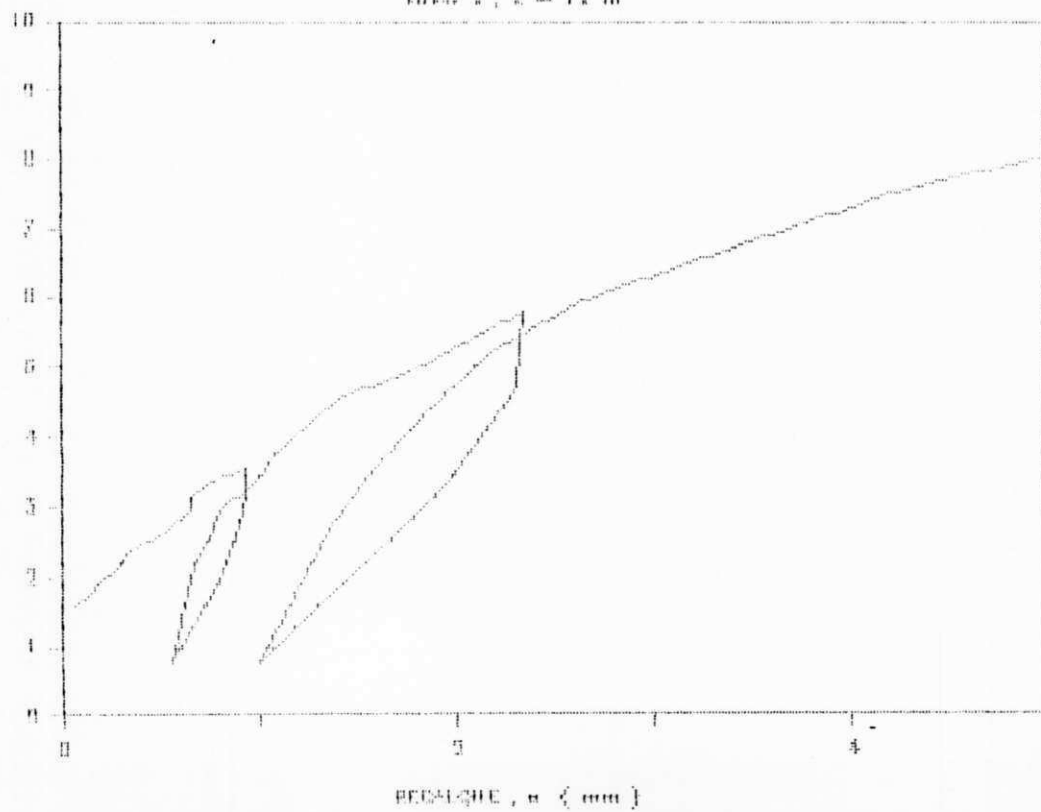
CARGA APLICADA, kg (kN)



CURVA CARGA-RECALQUE

HIBS 2, 2 = 11 m

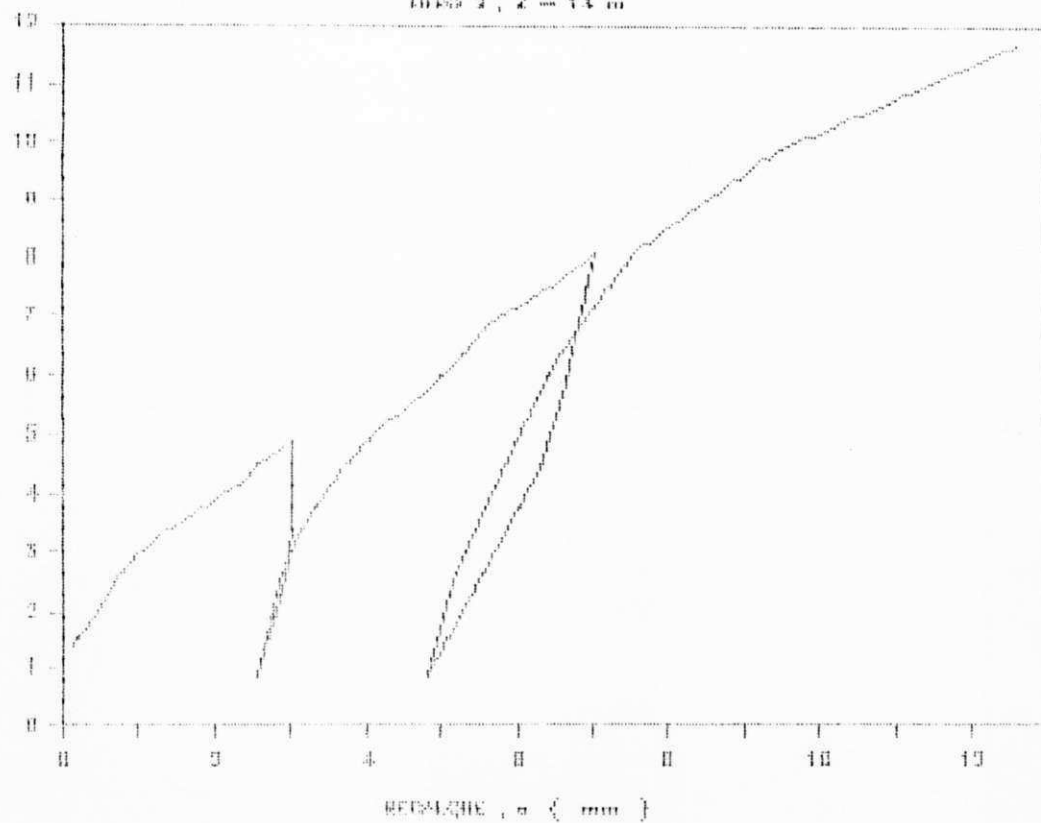
CARGA APLICADA, kg (kN)



CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRA 2, Z = 14 m

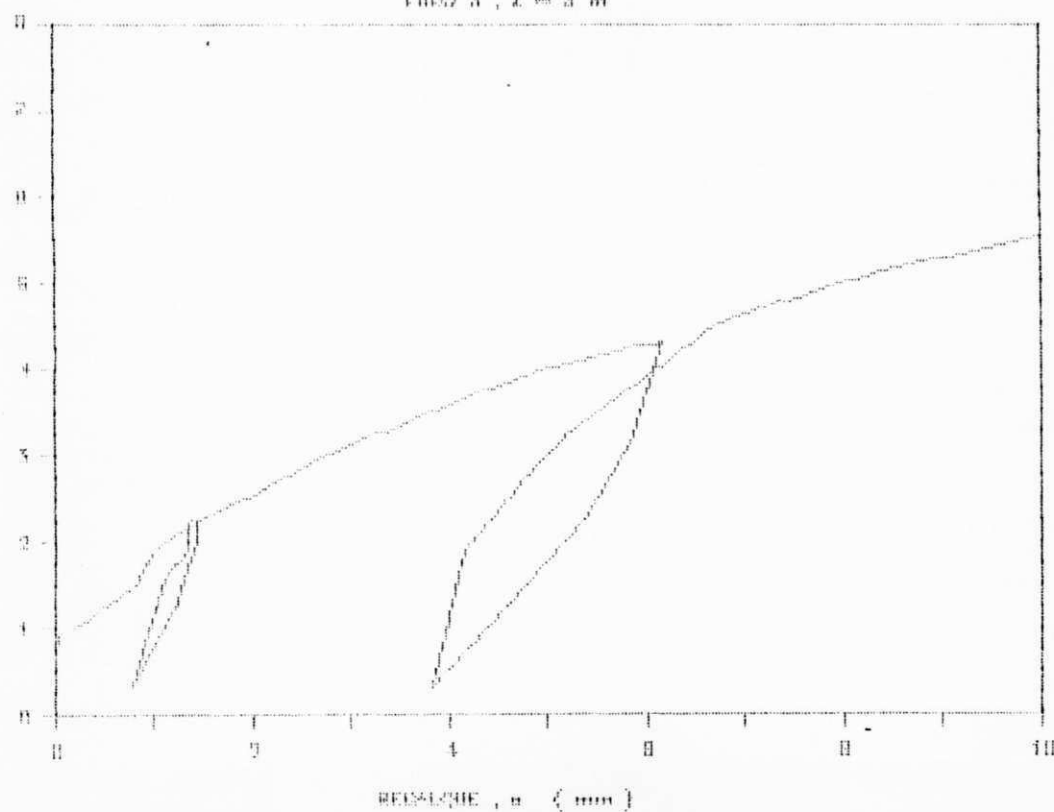
CARGA APLICADA, q (KN)



CURVA CARGA-RECALQUE

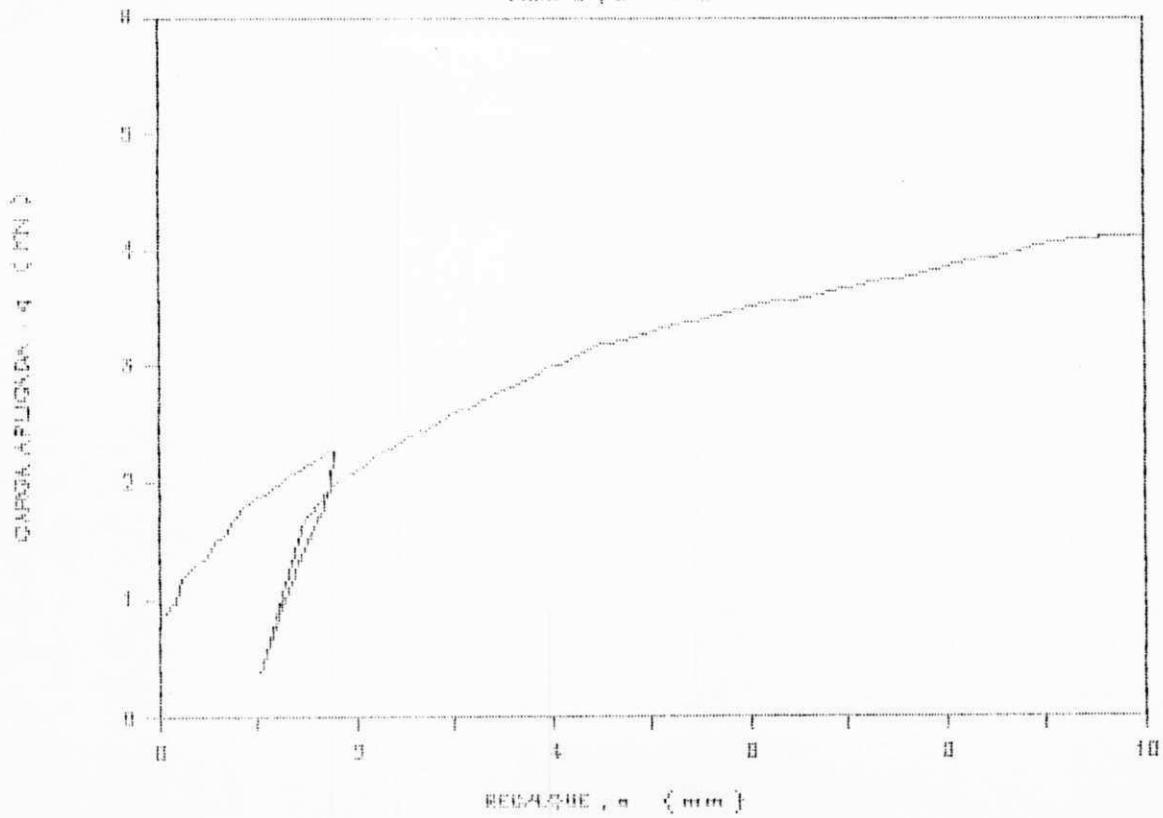
FIBRA 3, Z = 3 m

CARGA APLICADA, q (KN)



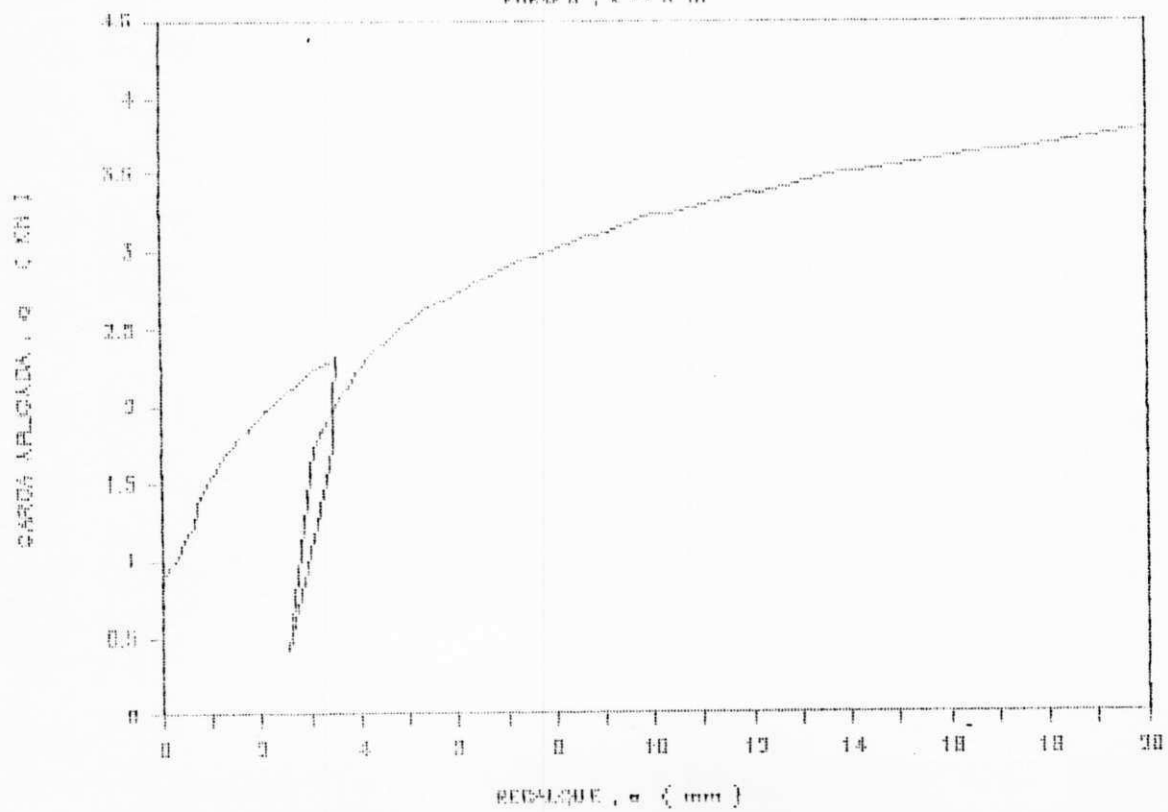
CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRO 3, Z = 4 m



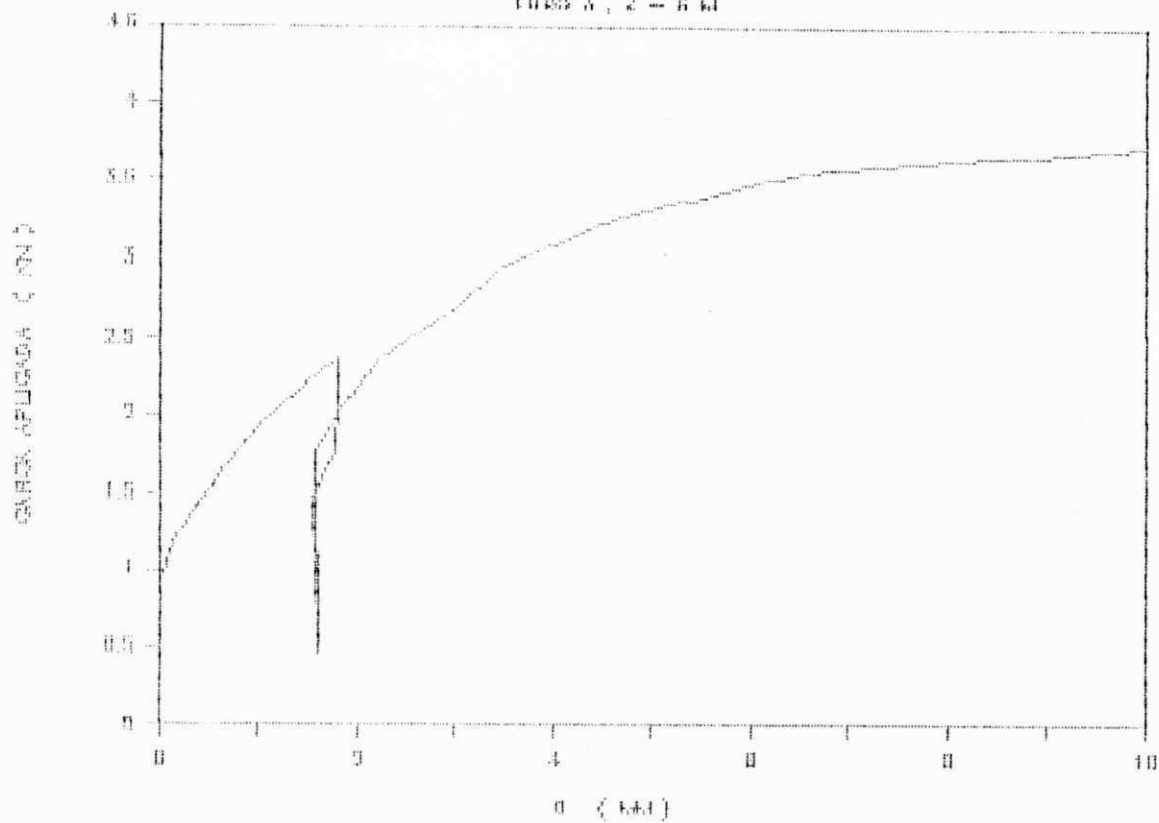
CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRO 3, Z = 6 m



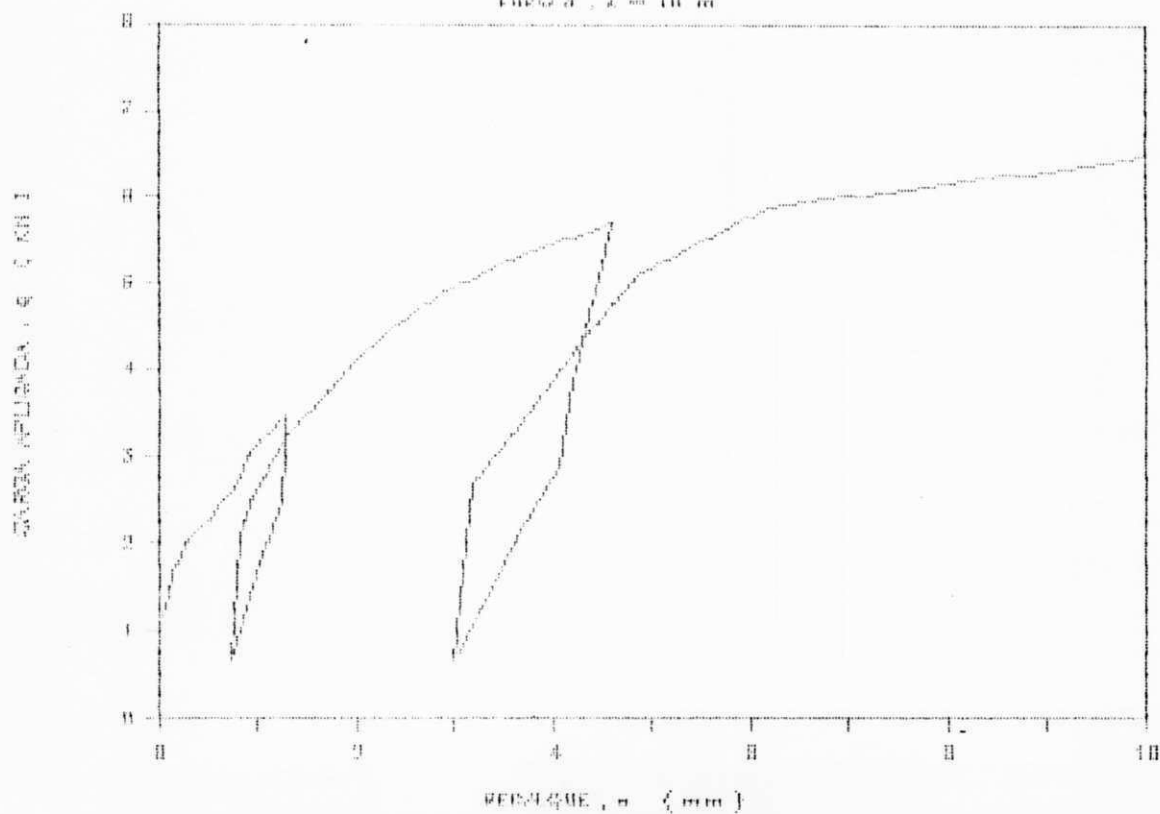
CURVA CARGA—RECALQUE

FIG. 3, 2 - 6 m



CURVA CARGA—RECALQUE

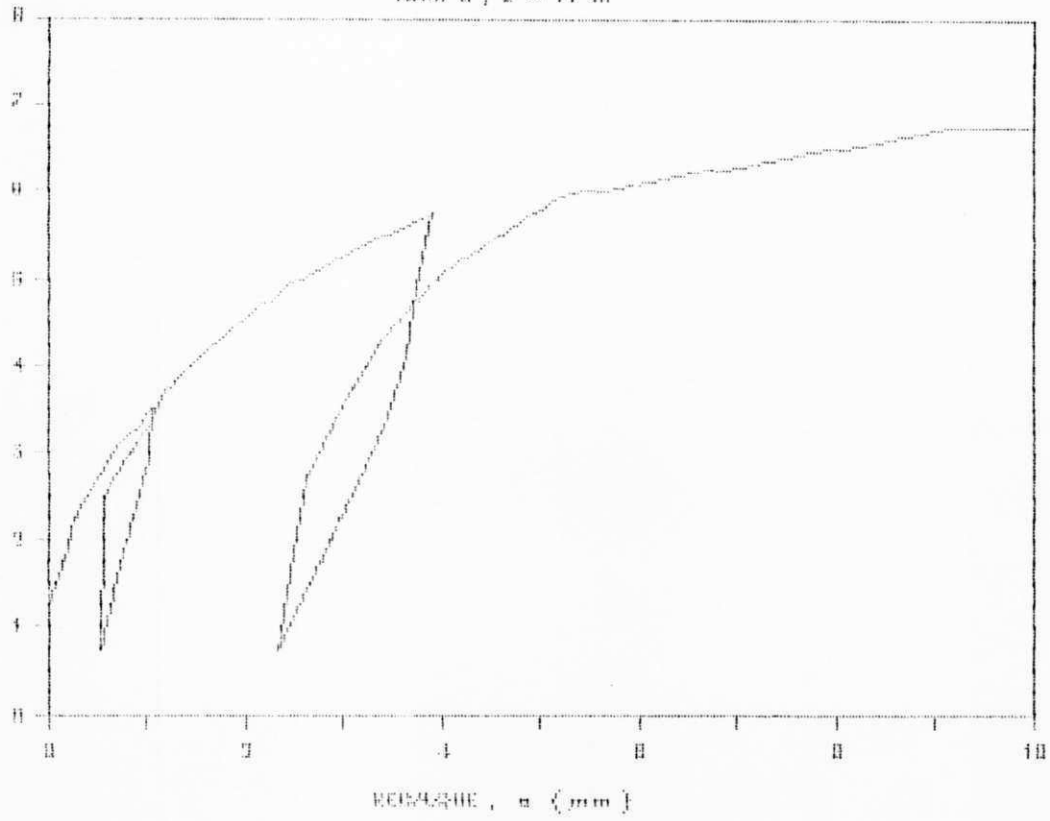
FIG. 3, 2 - 10 m



CURVA CARGA-RECALQUE

TIPO 3, Z = 11 m

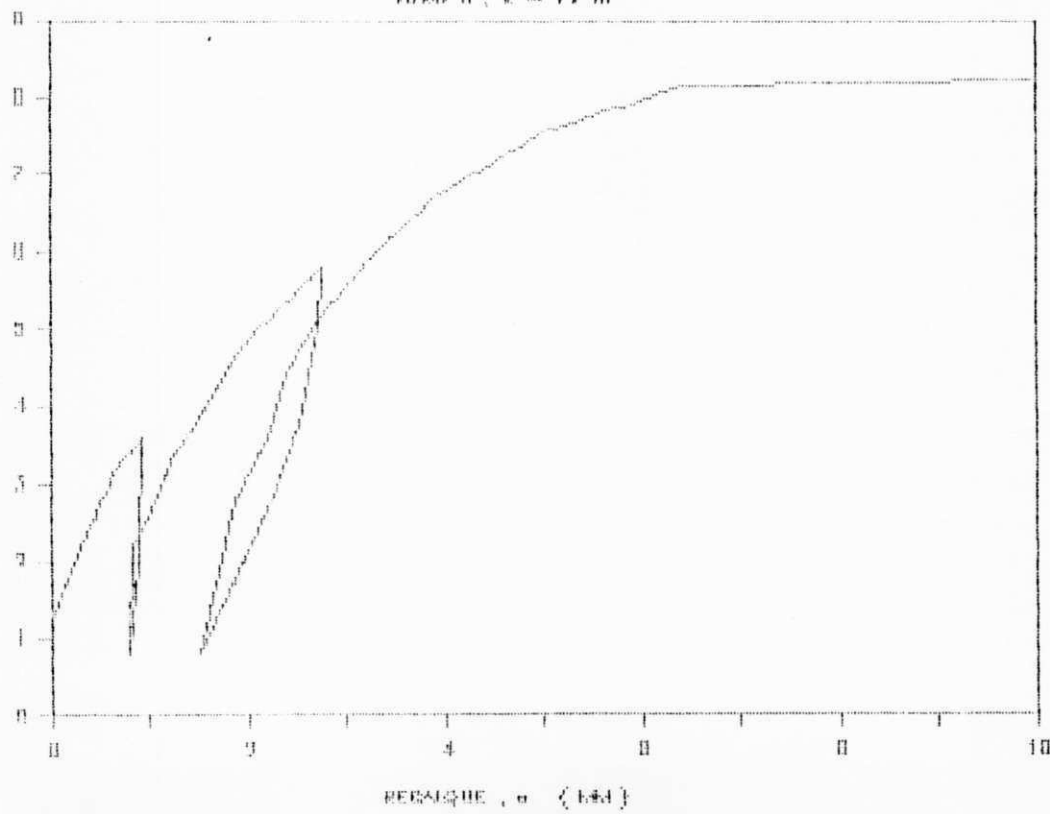
CARGA APLICADA : 4 (KN)



CURVA CARGA-RECALQUE

TIPO 3, Z = 12 m

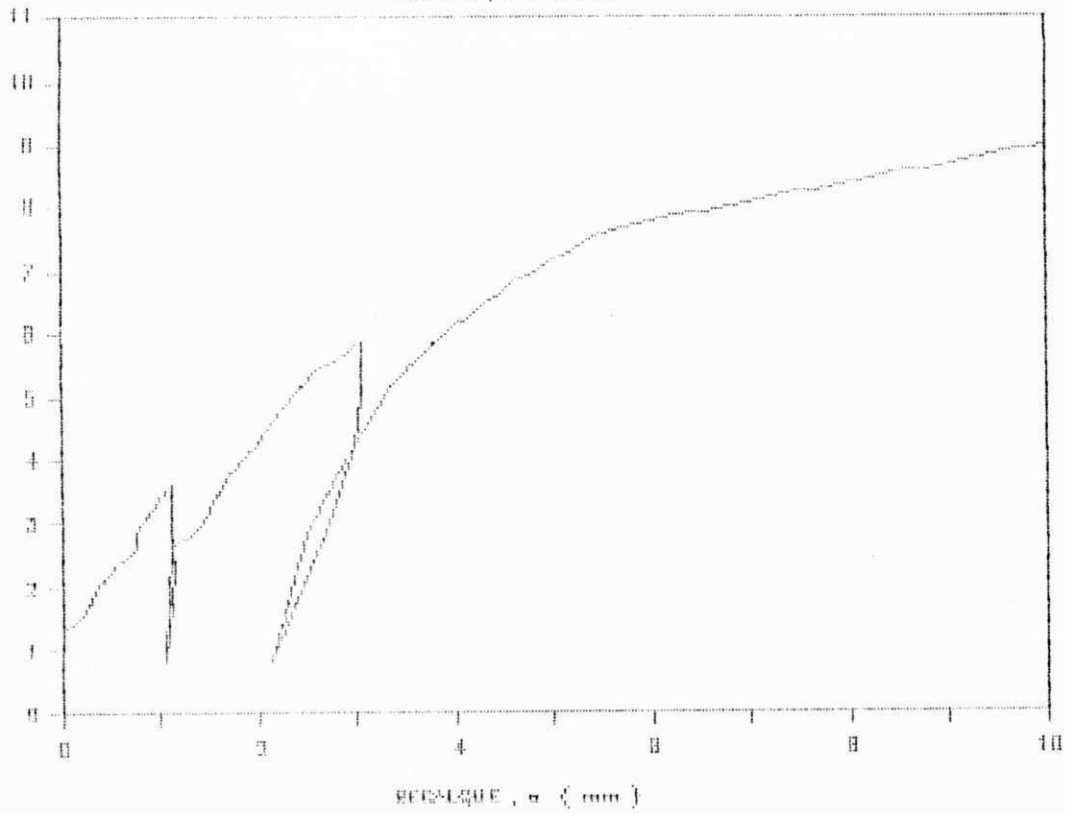
CARGA APLICADA : 4 (KN)



CURVA CARGA-RECALQUE

FIG. 3, 2 = 15 m

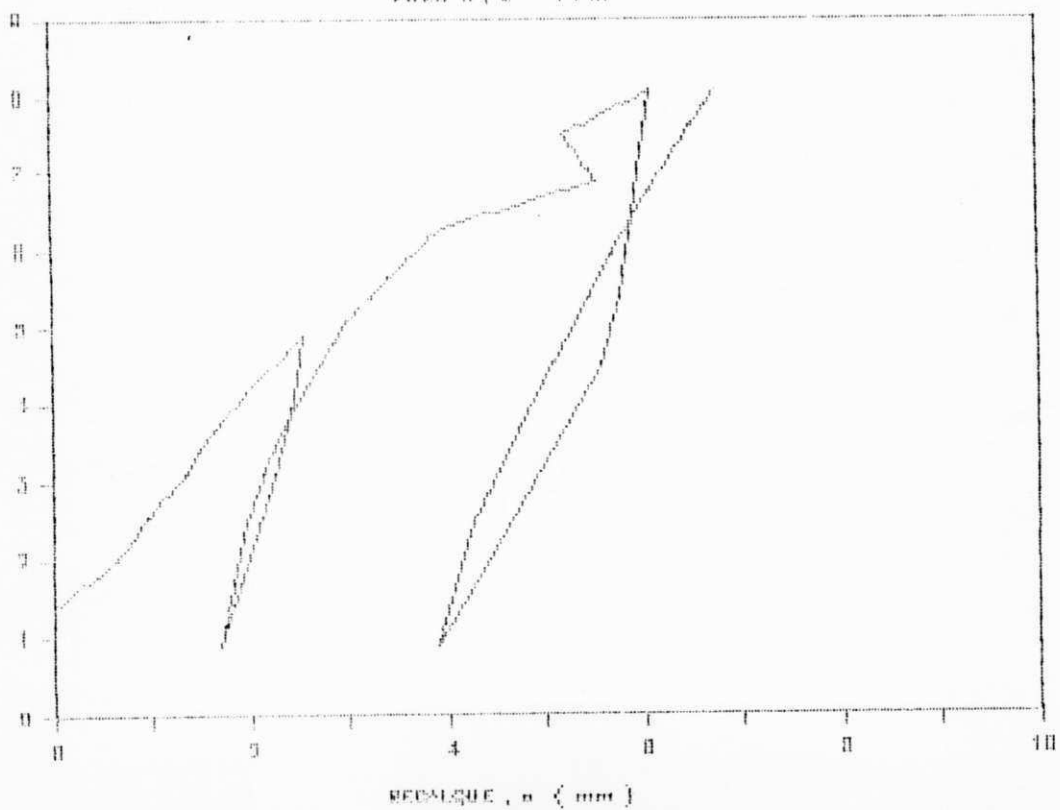
CARGA APLICADA, q (TON)



CURVA CARGA-RECALQUE

FIG. 3, 2 = 14.6

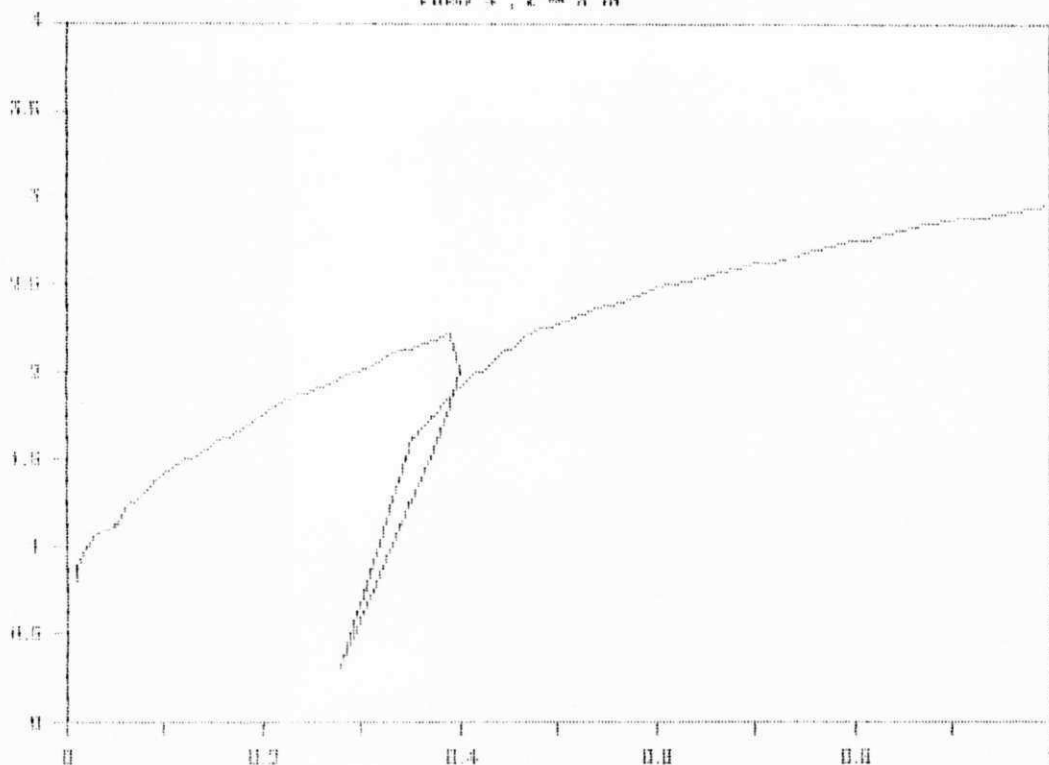
CARGA APLICADA, q (TON)



CURVA CARGA—RECALQUE

FIGS 4, 2 - 3 m

CARGA APLICADA, Q (TON)

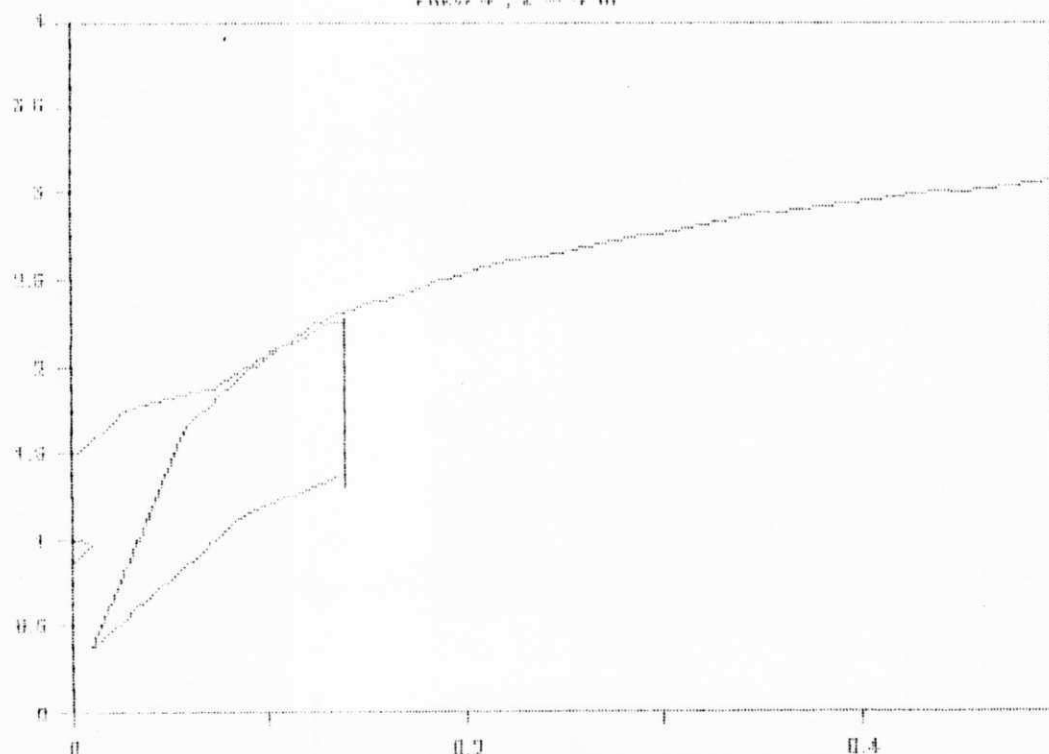


RECALQUE, s (mm)

CURVA CARGA—RECALQUE

FIGS 4, 2 - 4 m

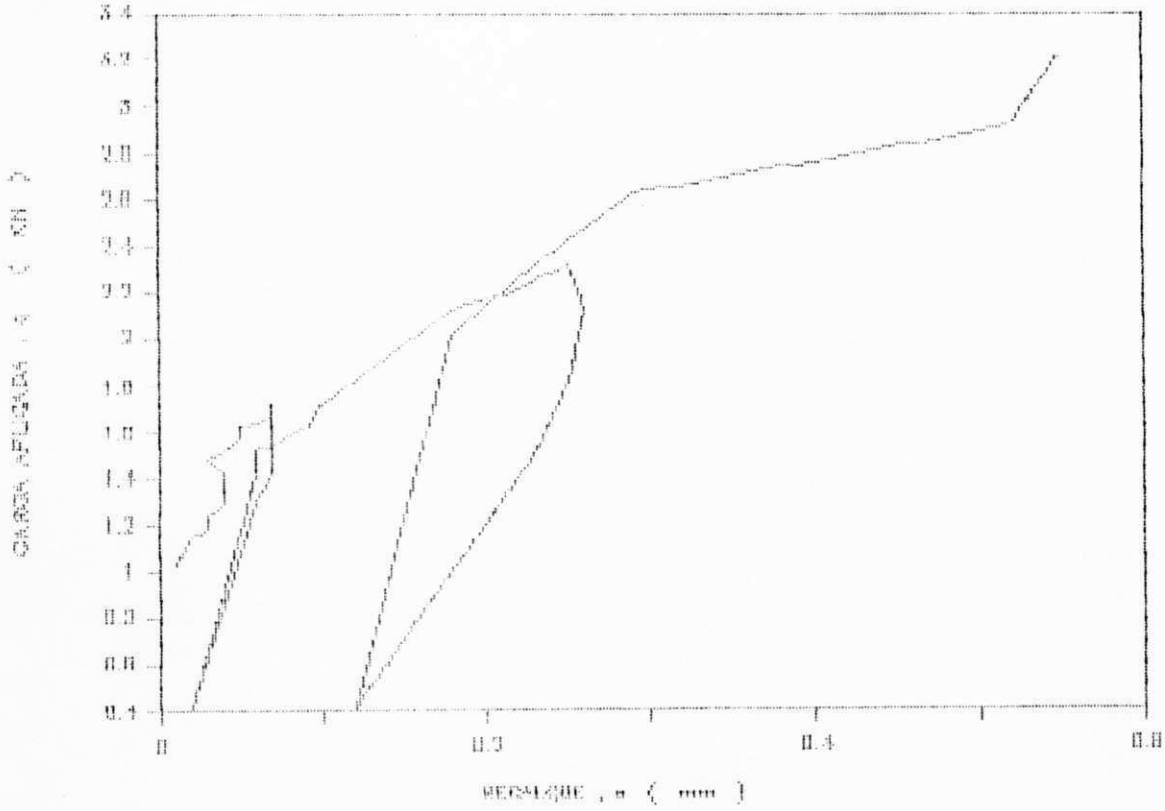
CARGA APLICADA, Q (TON)



RECALQUE, s (mm)

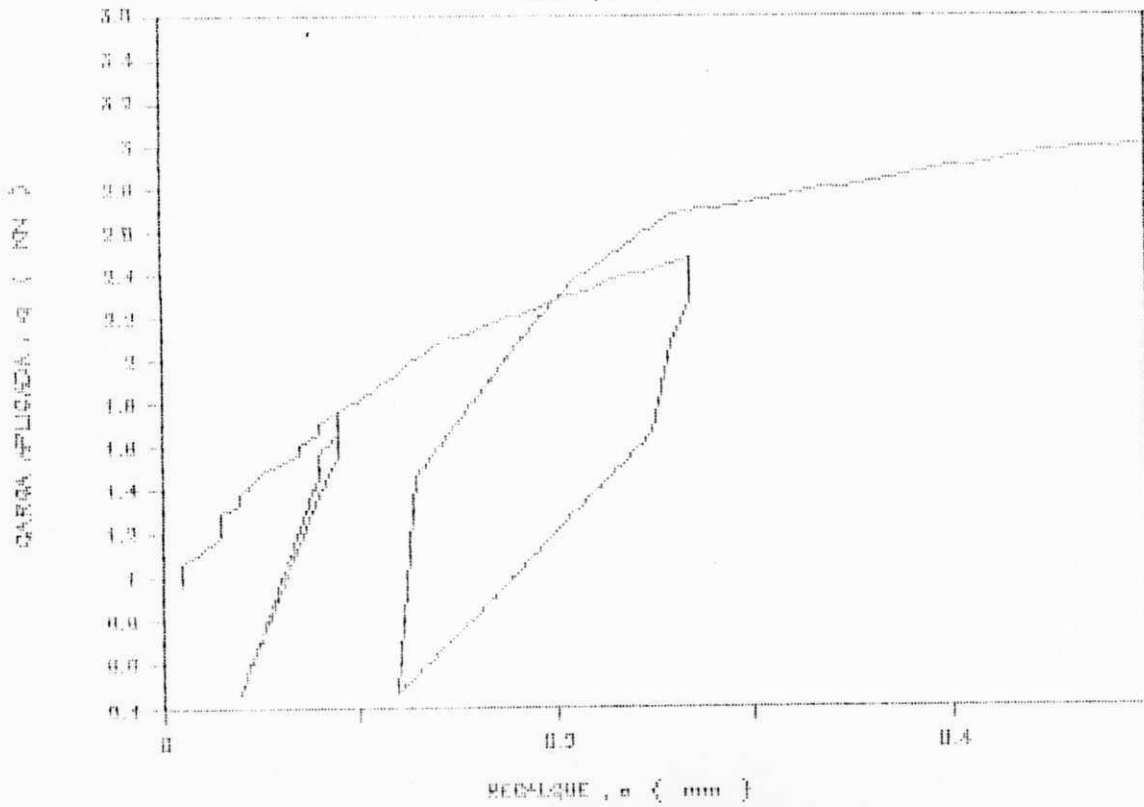
CURVA CARGA-RECALQUE

FIG. 4, Z = 6 m



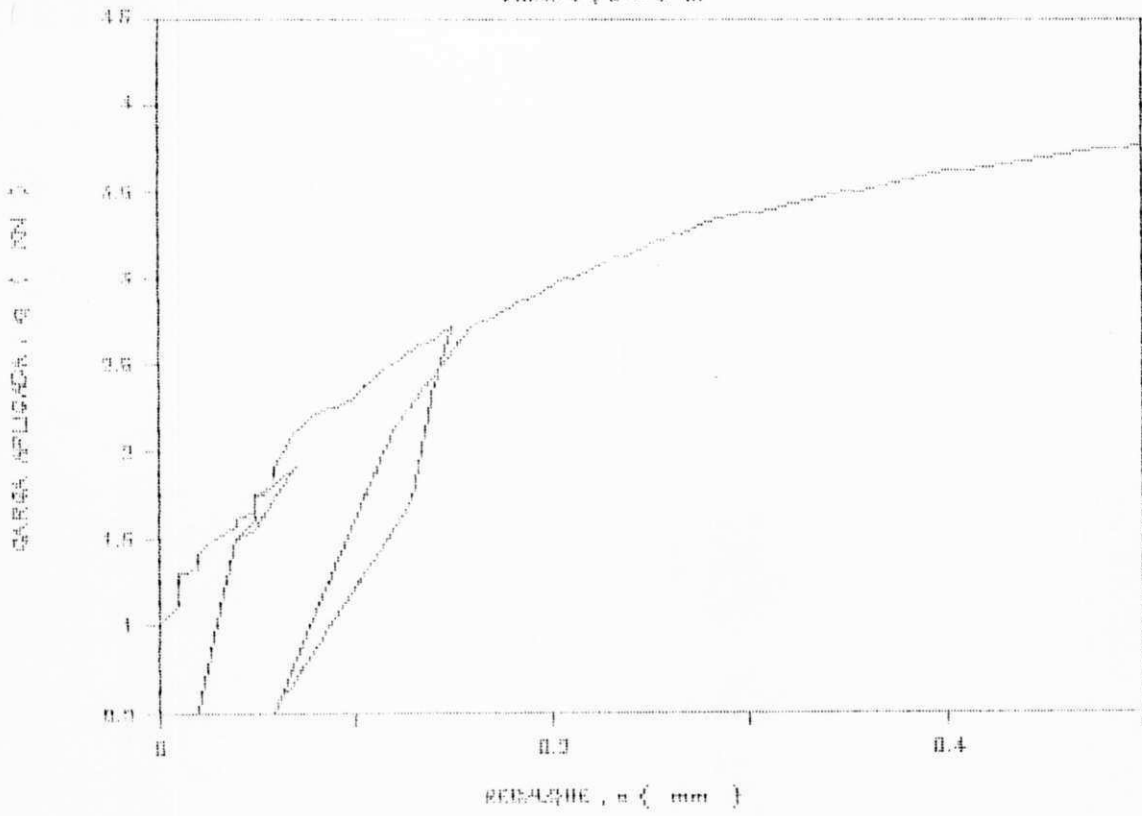
CURVA CARGA-RECALQUE

FIG. 4, Z = 8 m



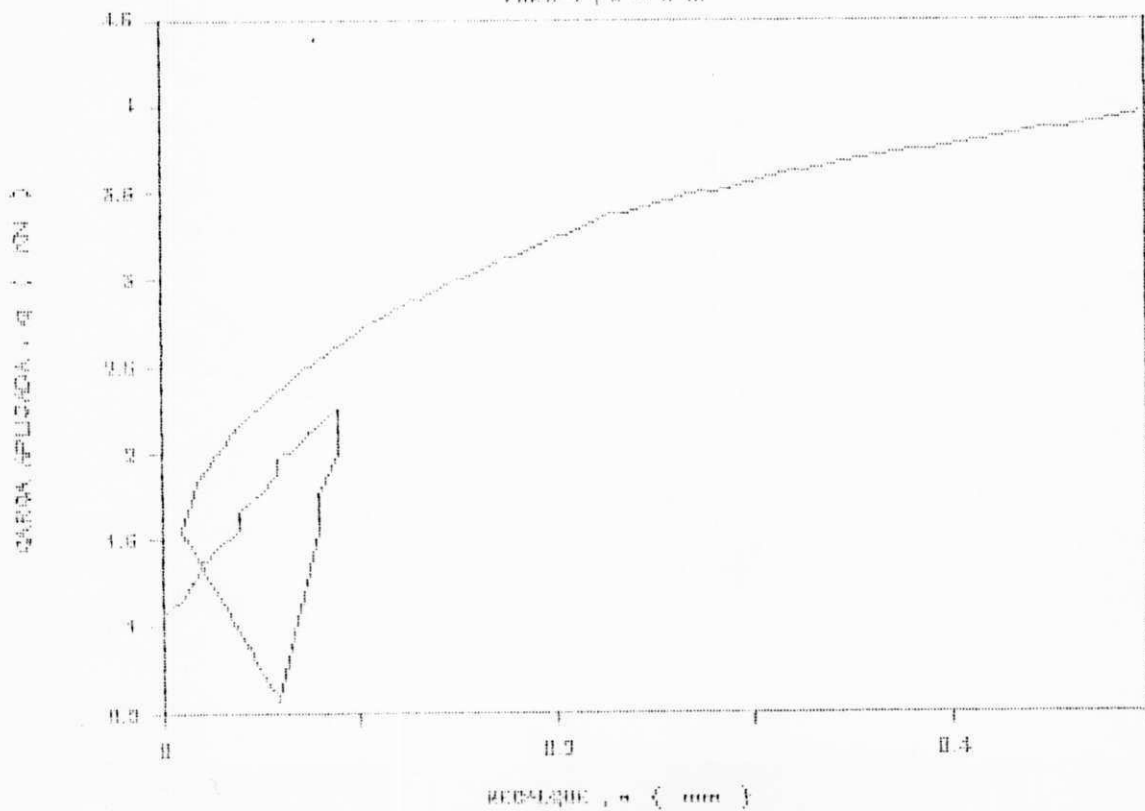
CURVA CARGA—RECALQUE

FIG. 4, Z = 2 m



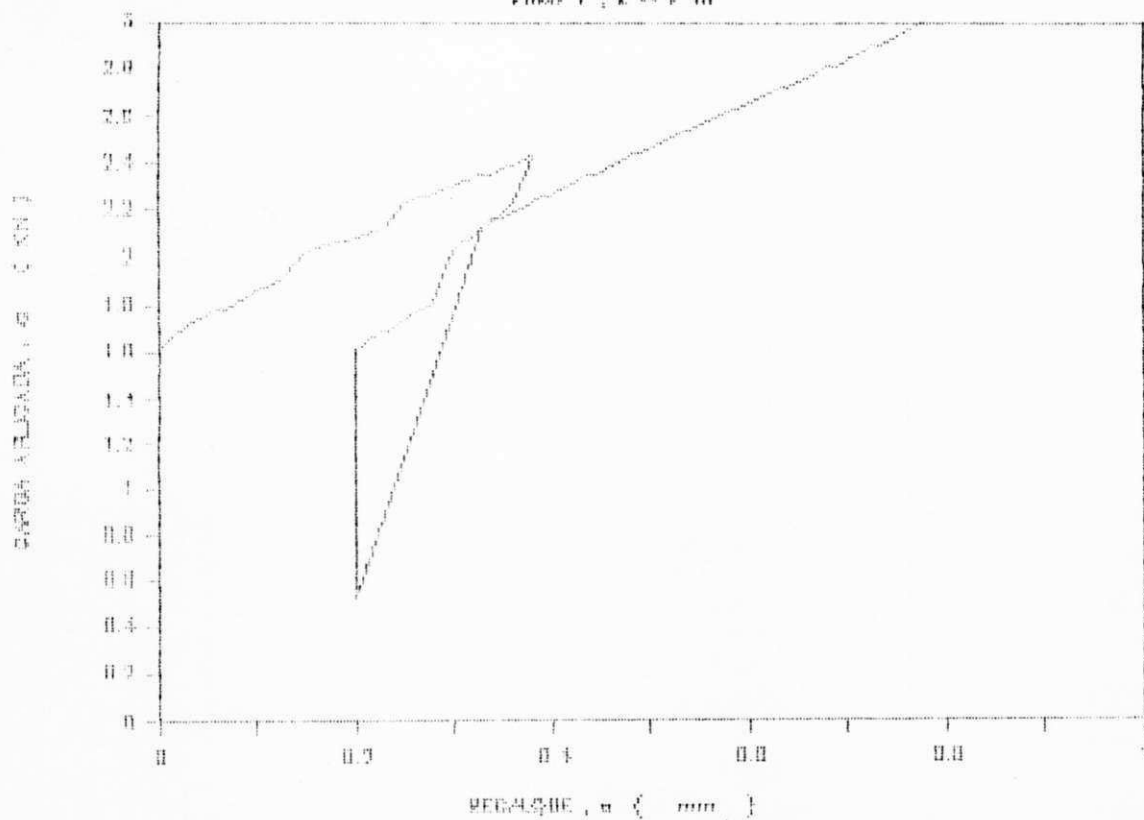
CURVA CARGA—RECALQUE

FIG. 4, Z = 0 m



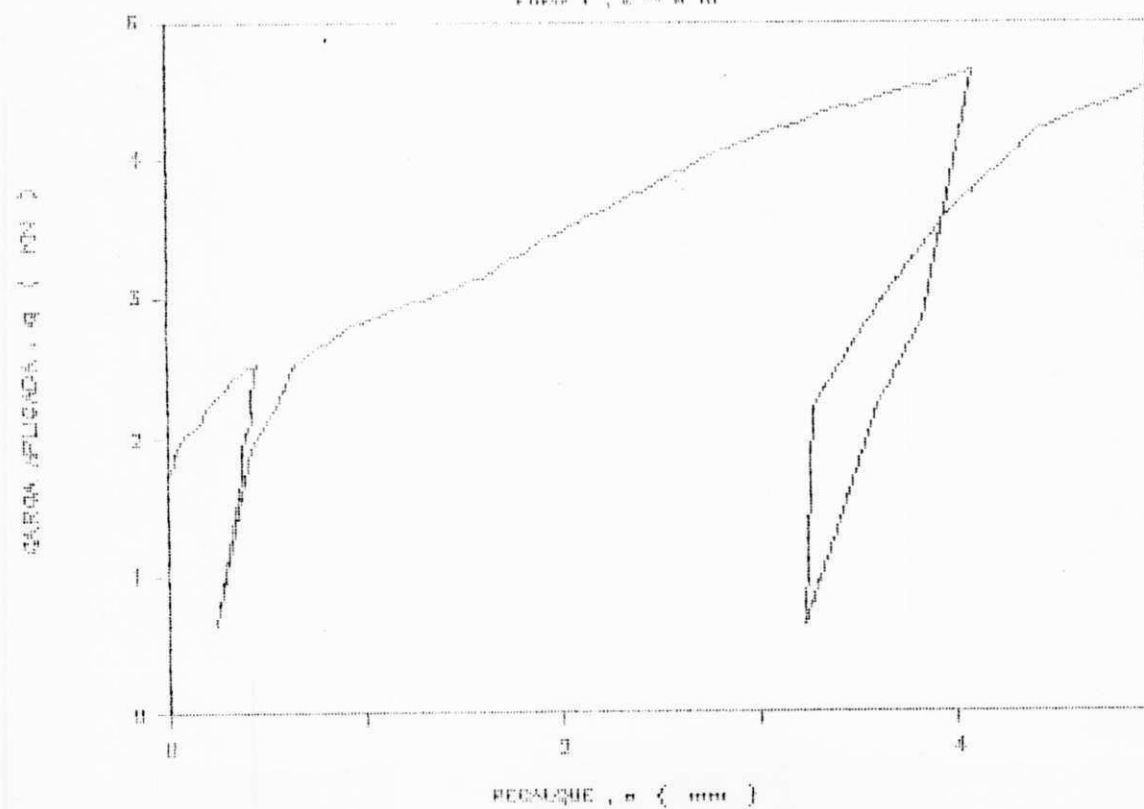
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRA 1, Z = 2 m



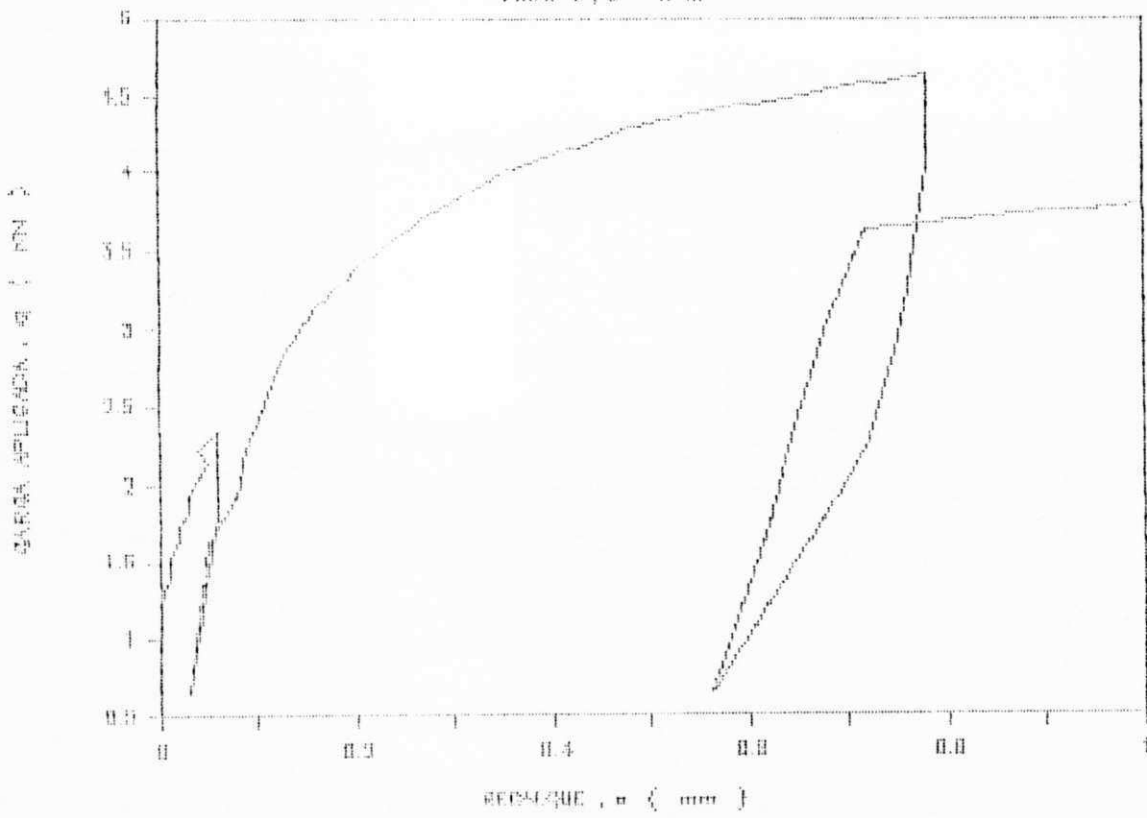
CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRA 1, Z = 0 m



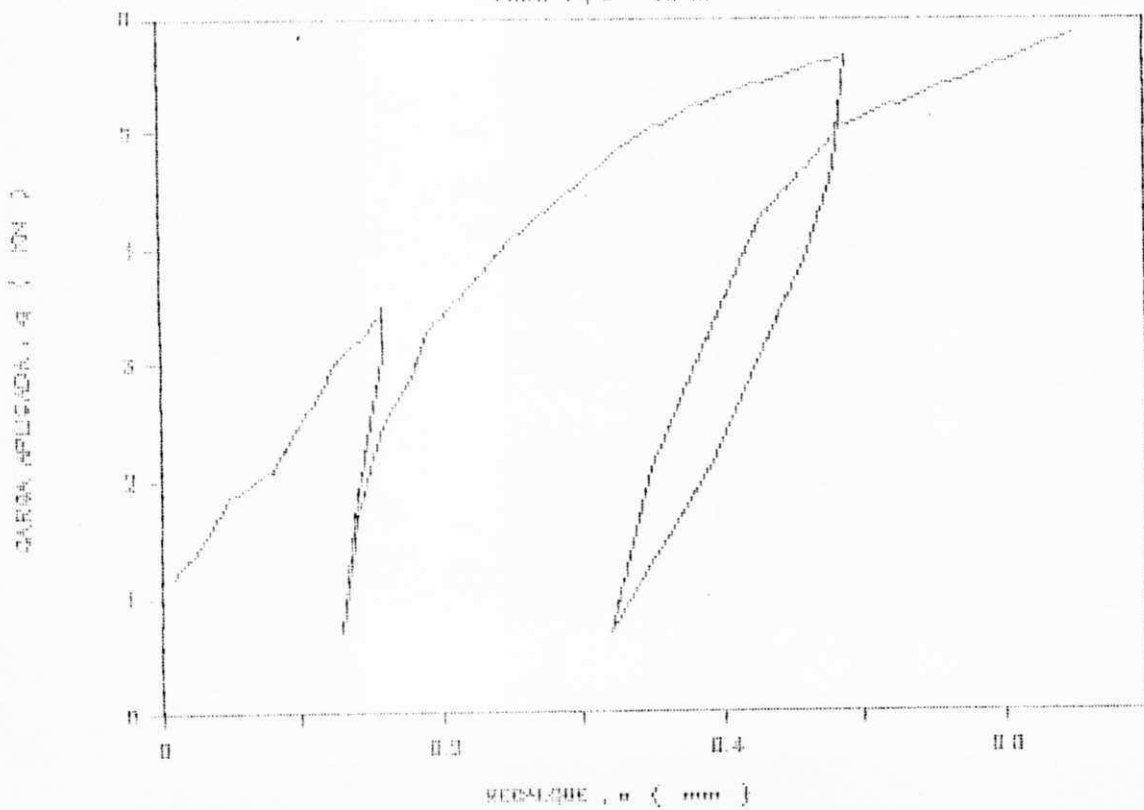
CURVA CARGA-RECALQUE

FIGS 1, 2 - 8 m



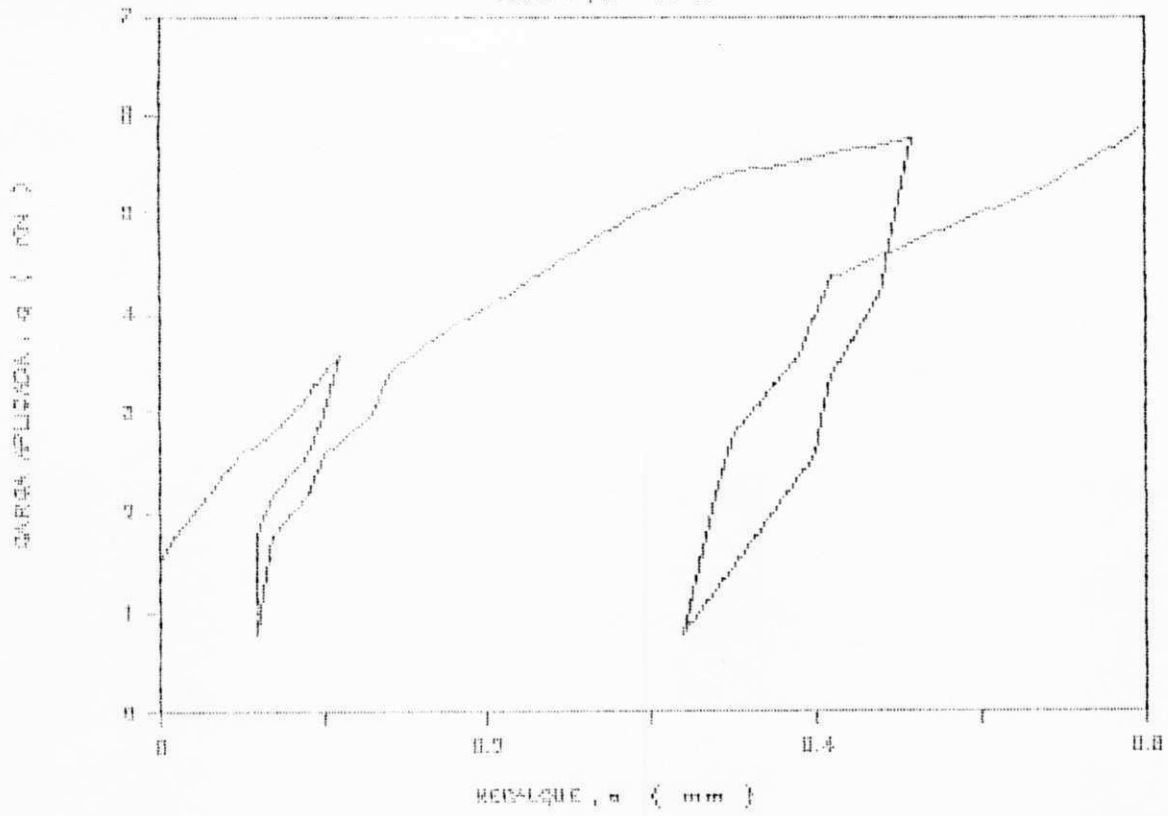
CURVA CARGA-RECALQUE

FIGS 1, 2 - 10 m



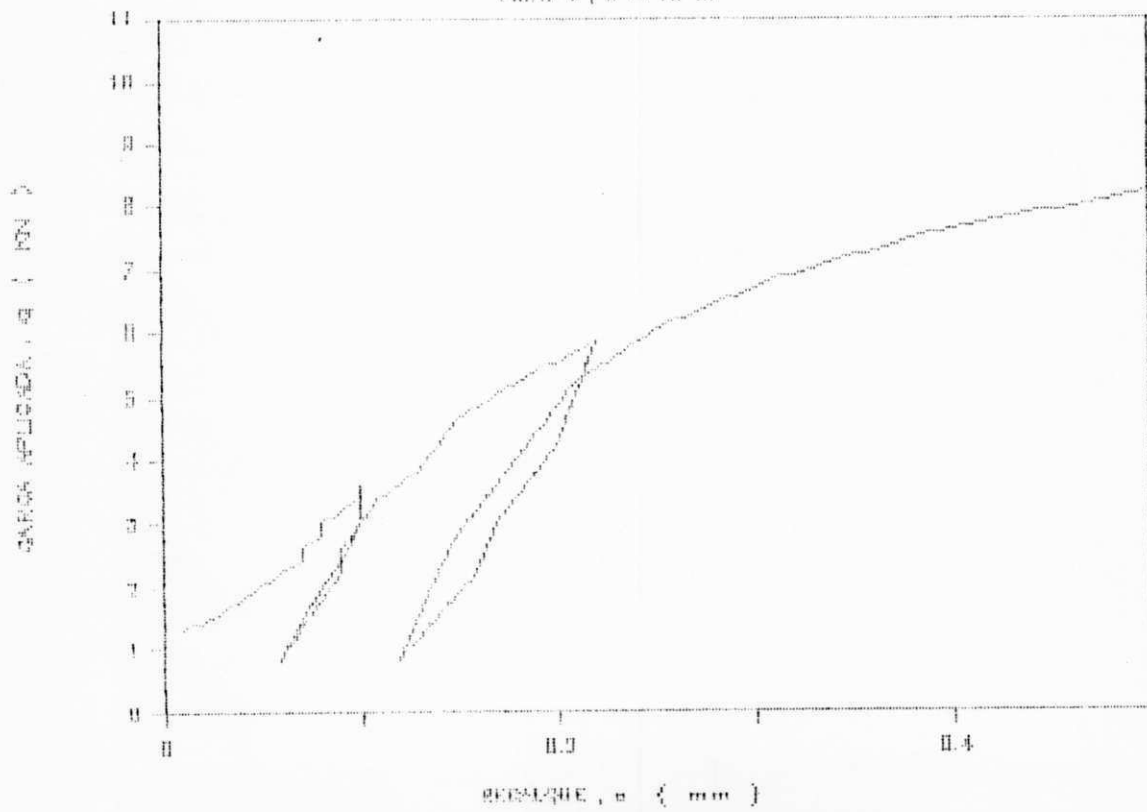
CURVA CARGA—RECALQUE

FIBRO 4, 2 = 12 m



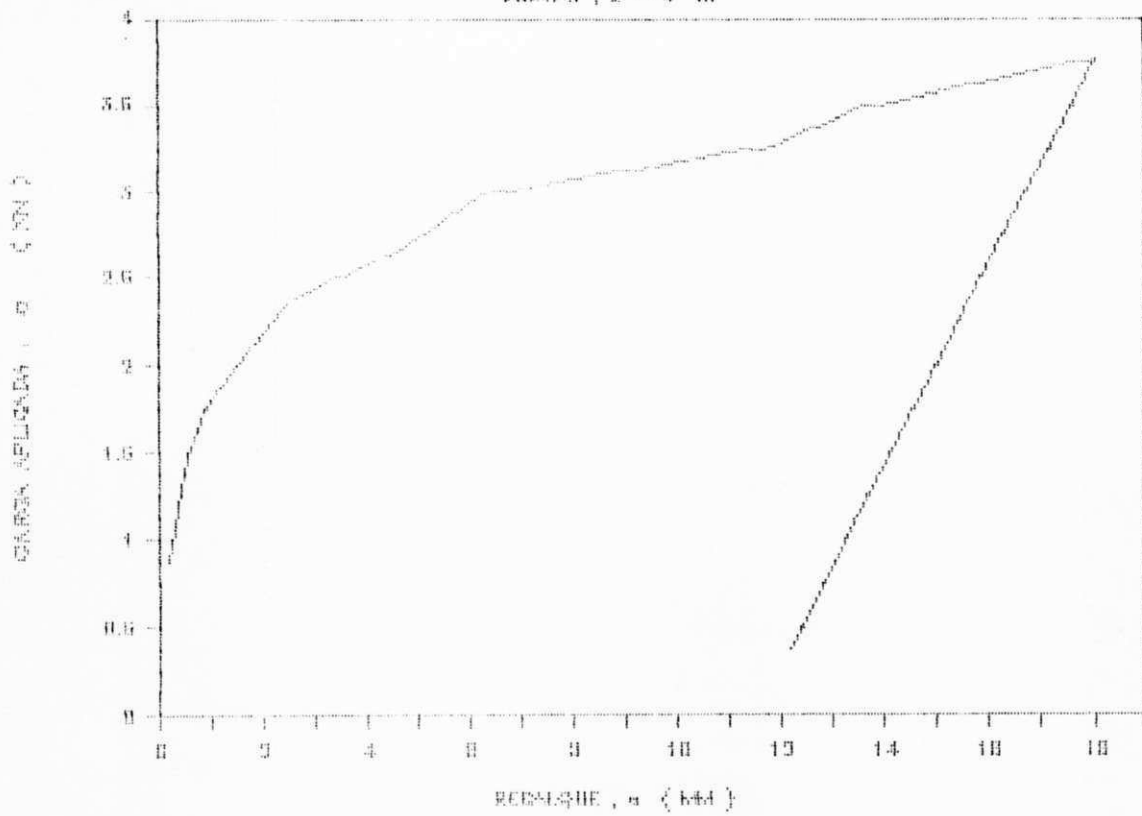
CURVA CARGA—RECALQUE

FIBRO 4, 2 = 15 m



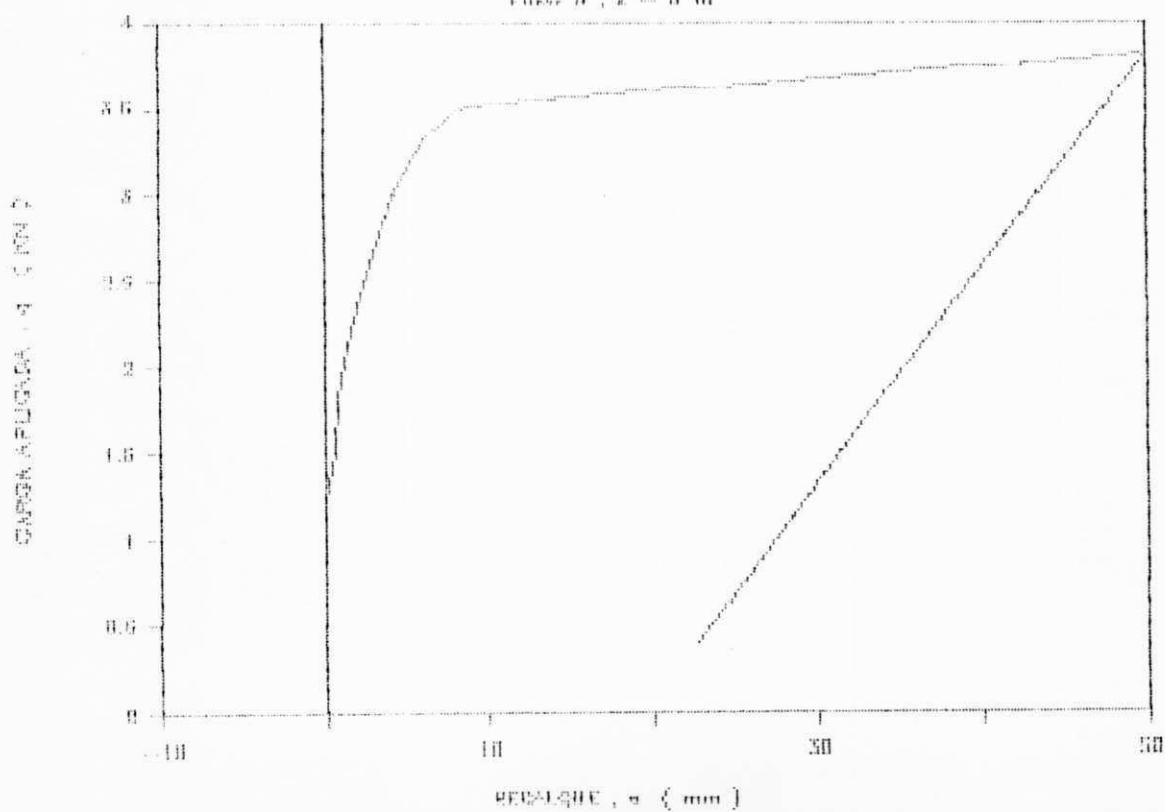
CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRA 6, Z = 4 m



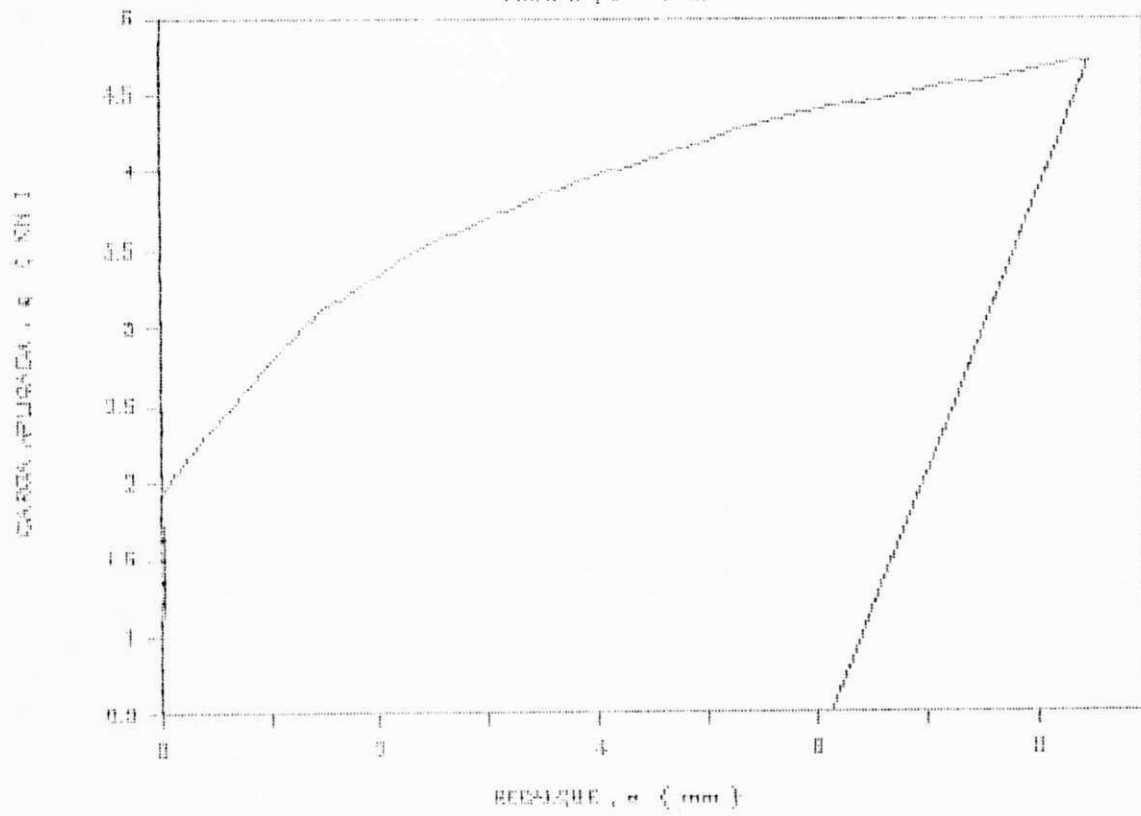
CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRA 6, Z = 6 m



CURVA CARGA—RECALQUE

TIPO B, $Z = 7 \text{ m}$

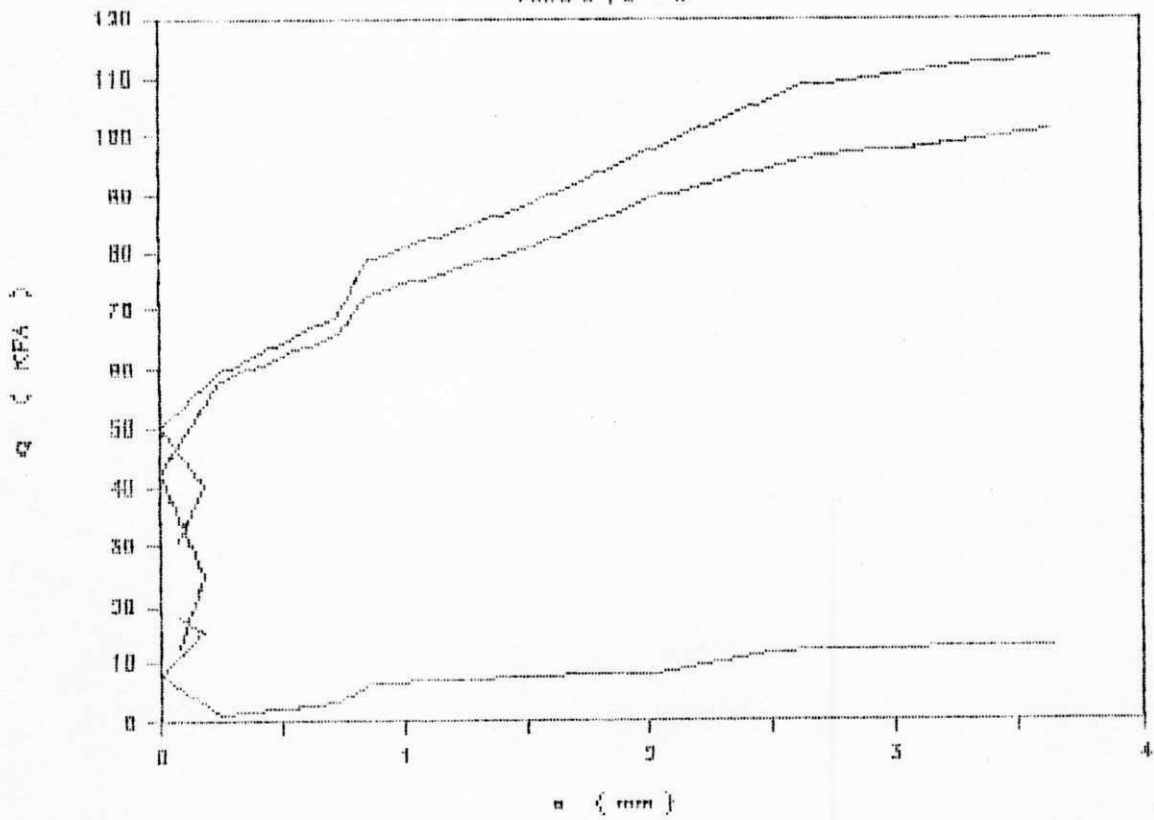


APENDICE 2

Curvas Tensão Efetiva-Recalque

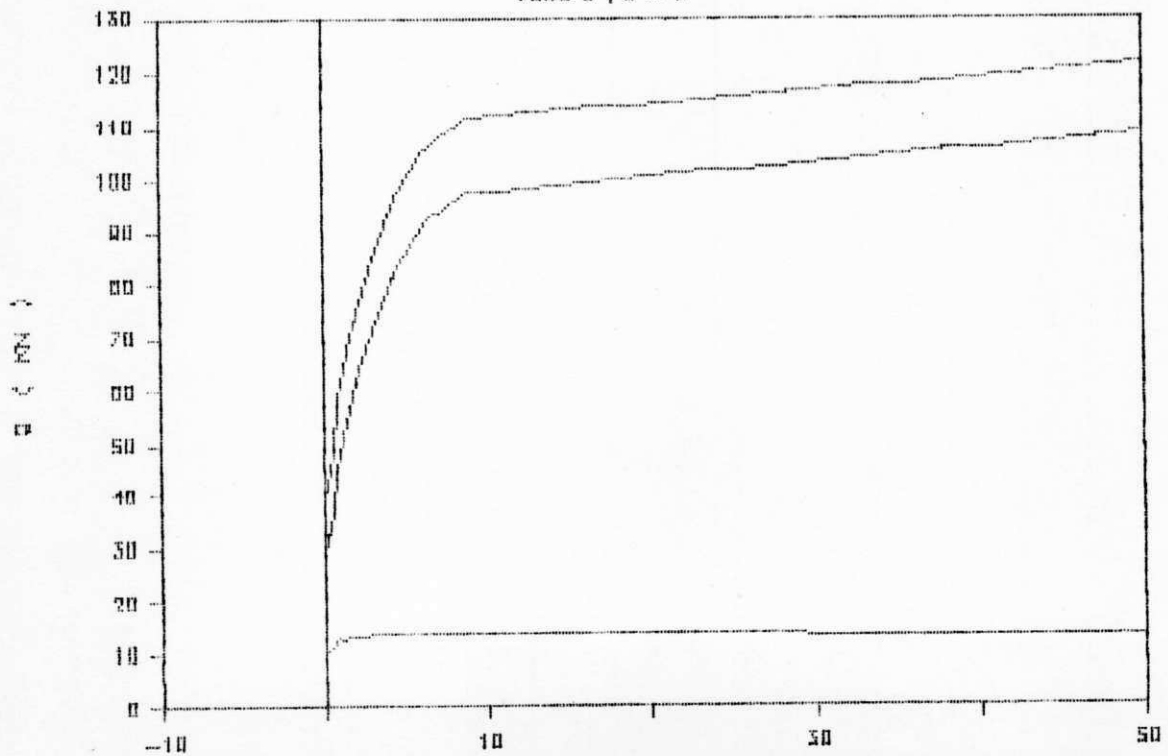
CURVA CARGA-RECALQUE

FIBRO B, Z = B



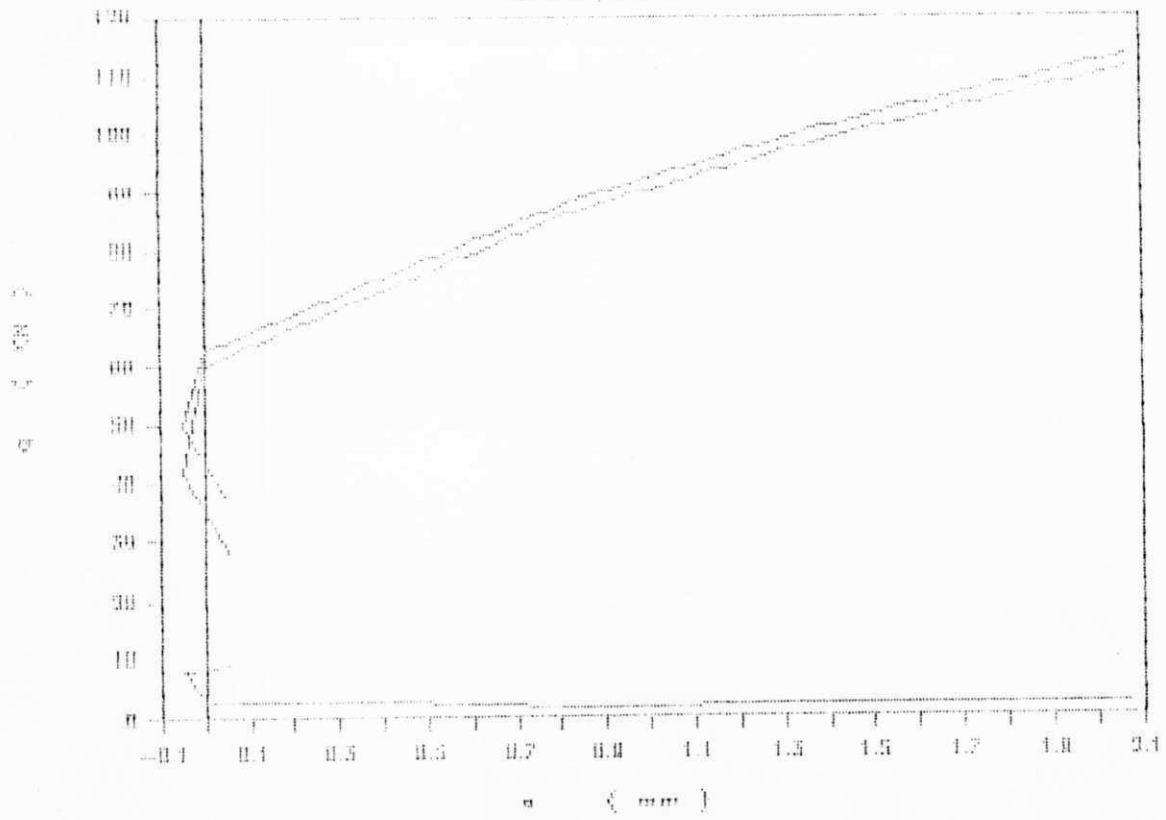
CURVA CARGA - RECALQUE

FIBRO B, Z = B



CURVA CARGA-RECALQUE

FIG. 6, 7 - 8 m

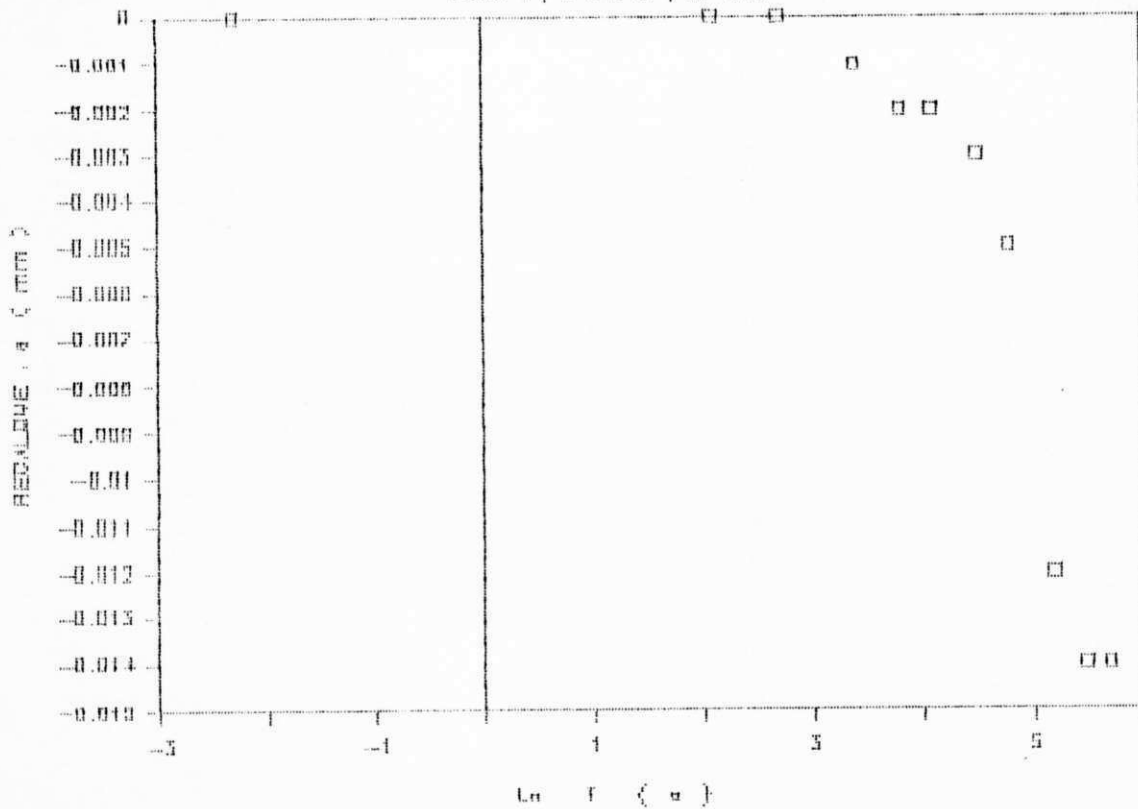


APENDICE 3

Curvas Tempo-Recalque

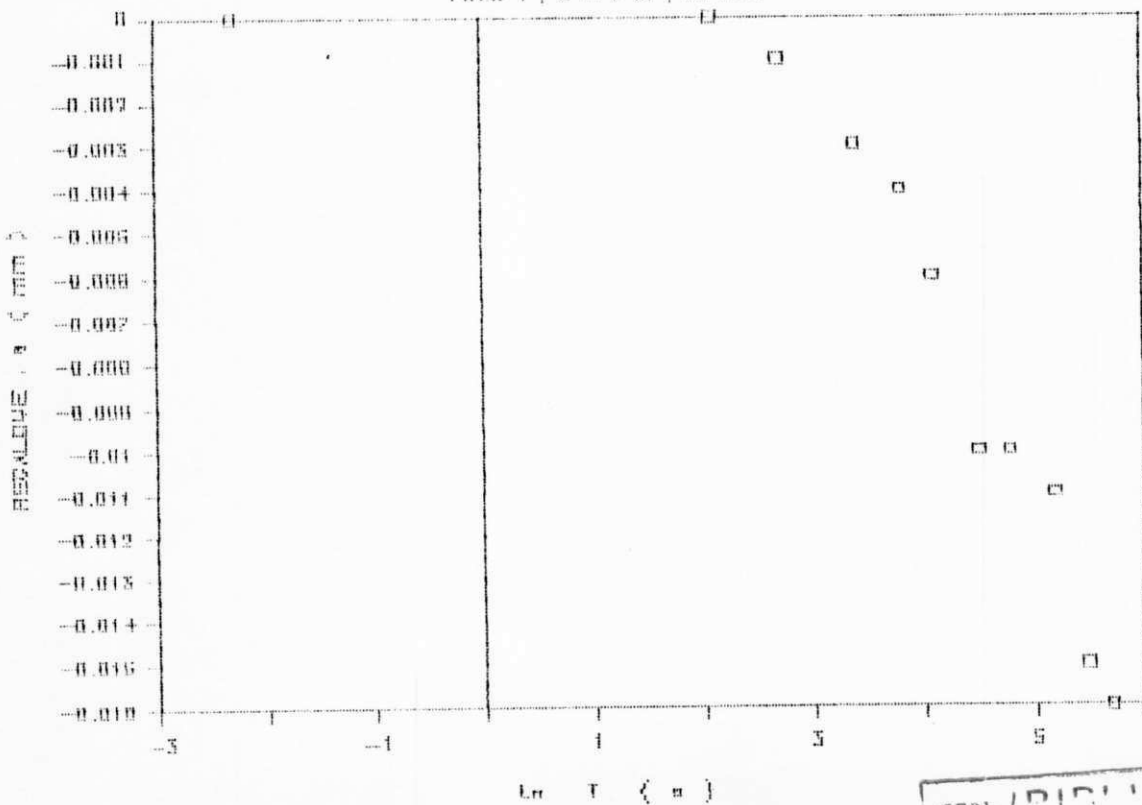
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIGOS 1, 2 = 7 m, 67 KPA



CURVA TEMPO-RECALQUE

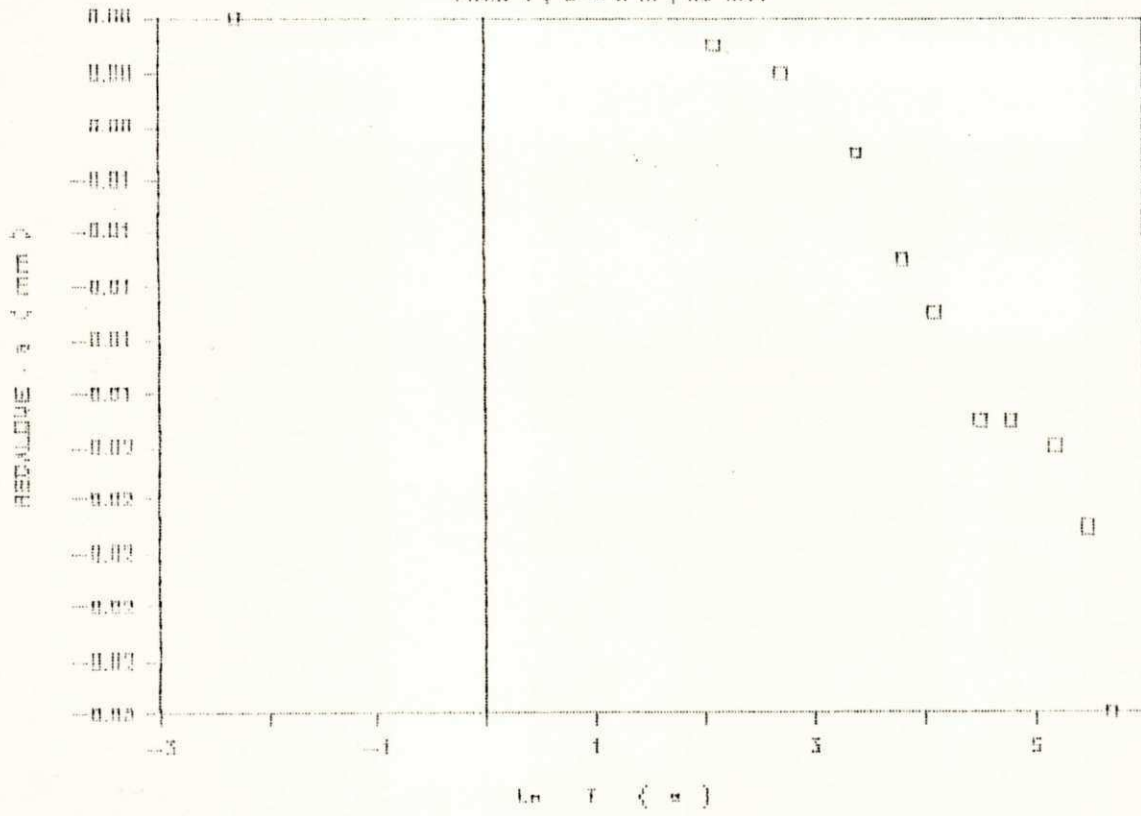
FIGOS 1, 2 = 7 m, 55 KPA



LIBRARIAS

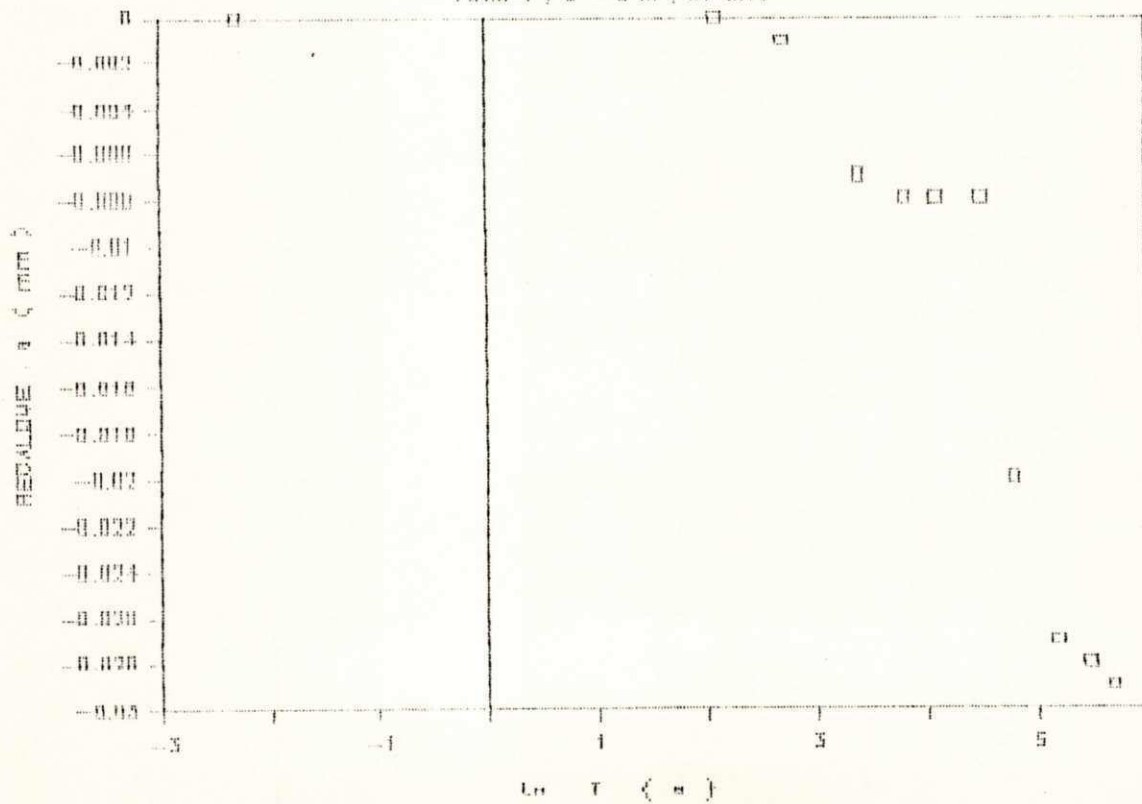
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRA 1, 2 - 0 m, 62 KDA



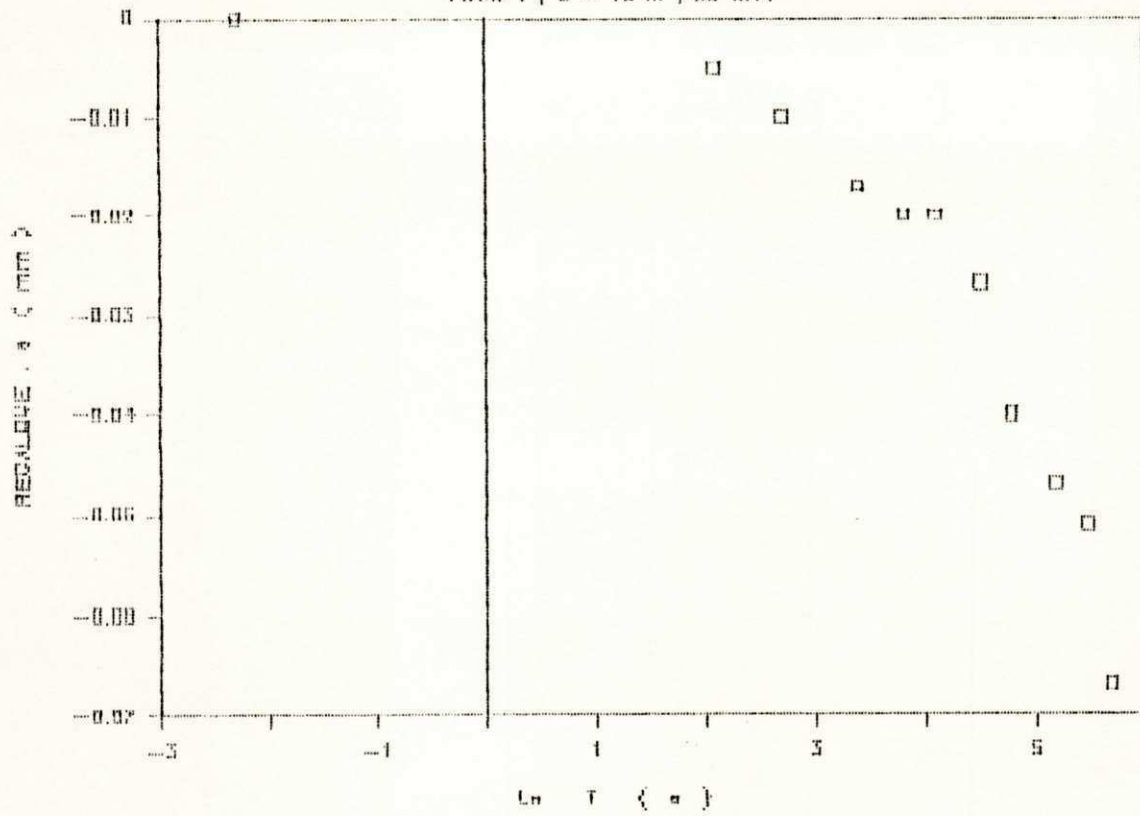
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRA 1, 2 - 0 m, 61 KDA



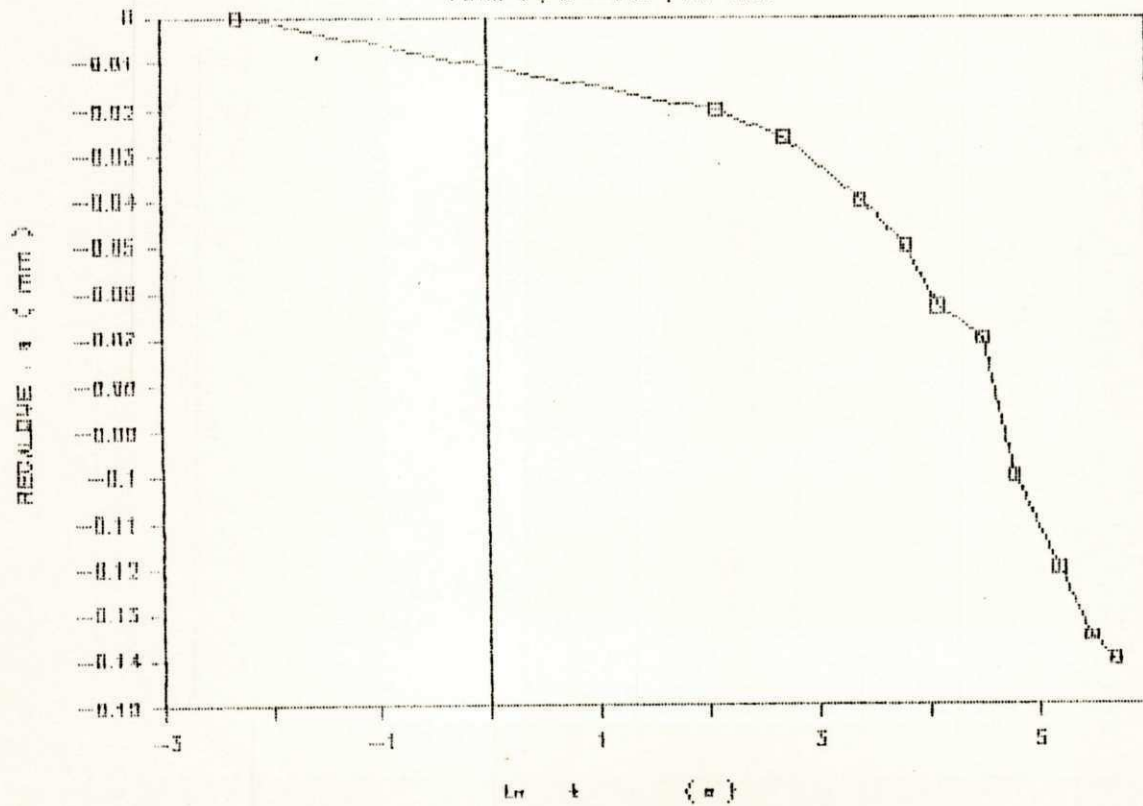
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 1, Z = 10 m, 88 KPA



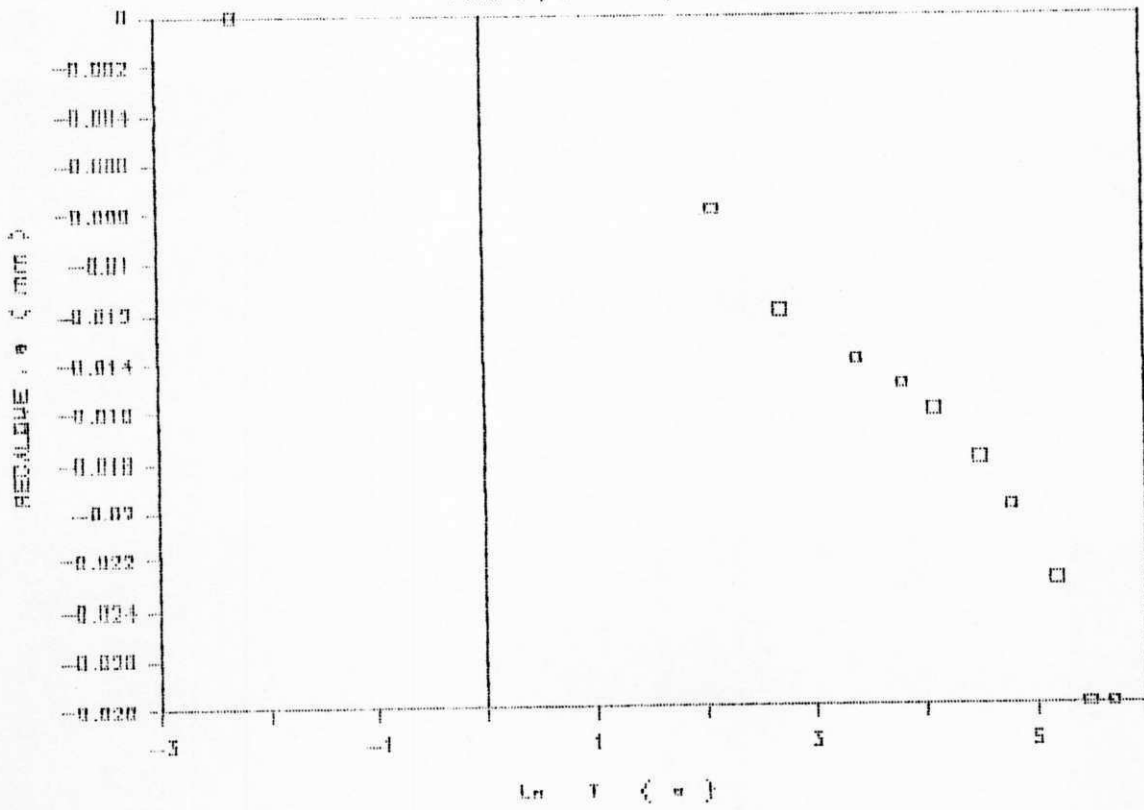
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 2 m, 107 KPA



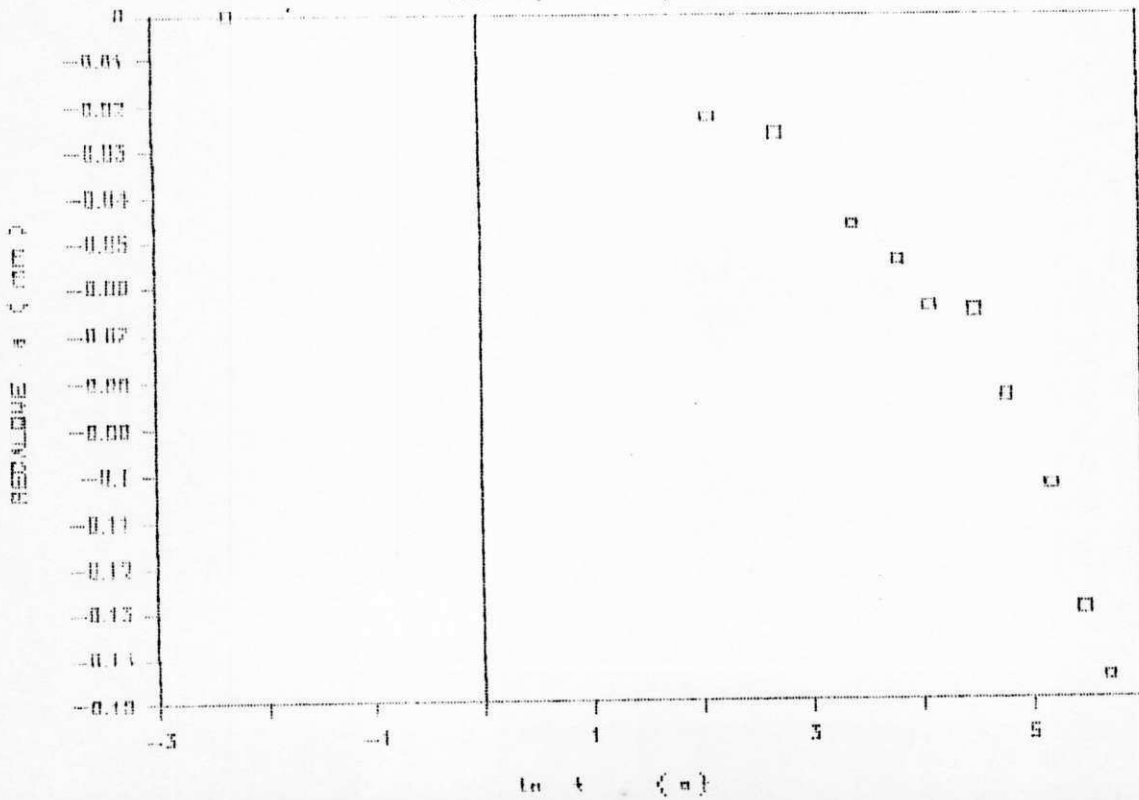
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIGURA 1, Z = 0 m, 47 KPa



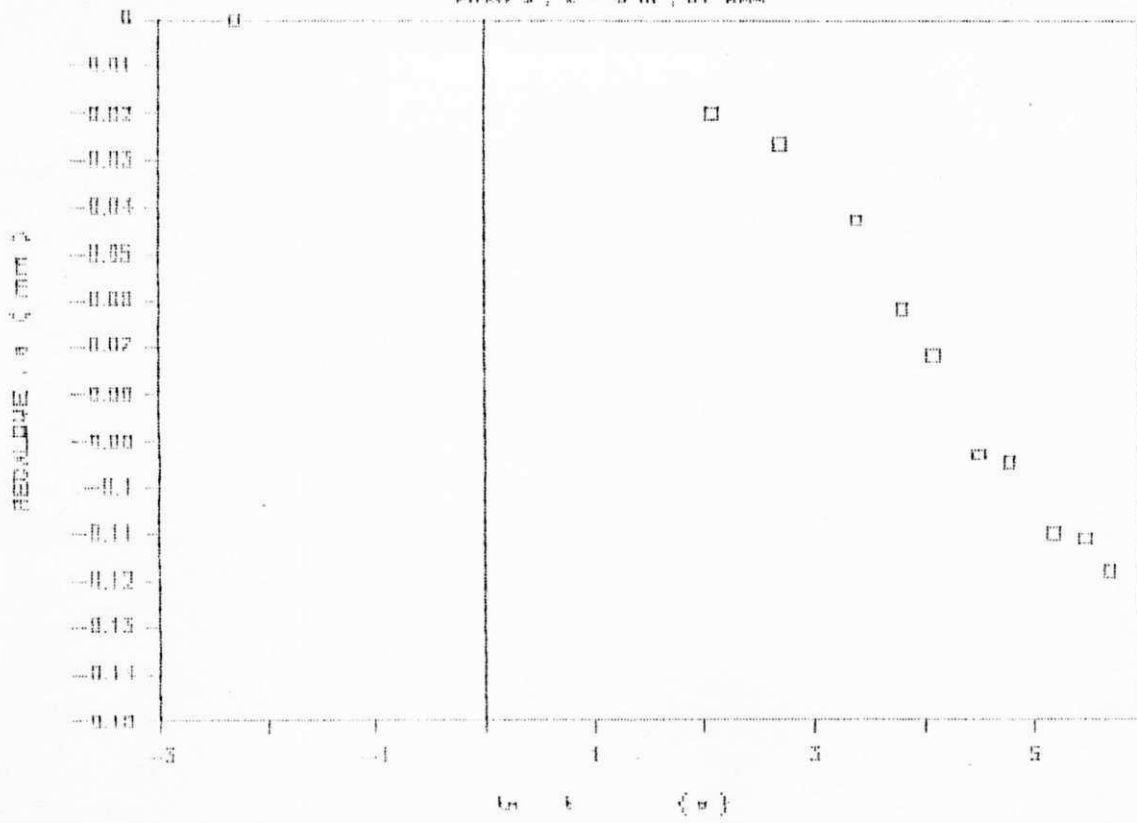
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIGURA 2, Z = 0 m, 88 KPa



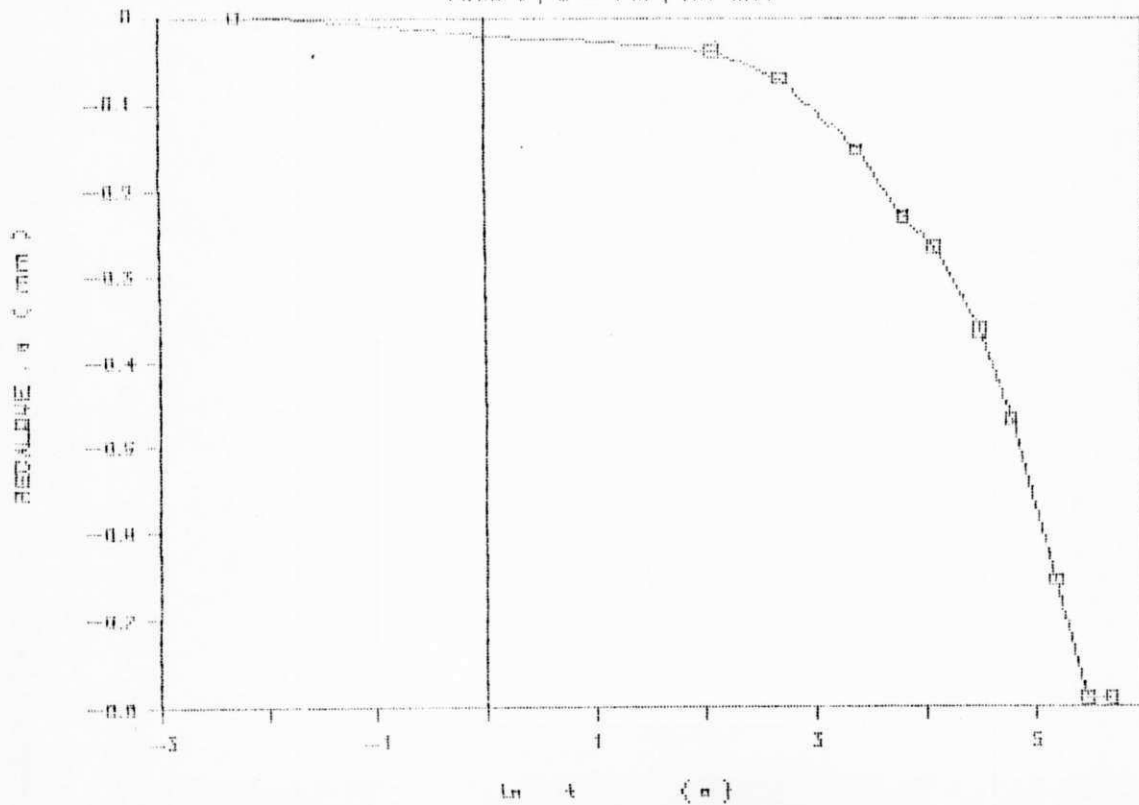
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, 2 - 3 m, 01 KDA



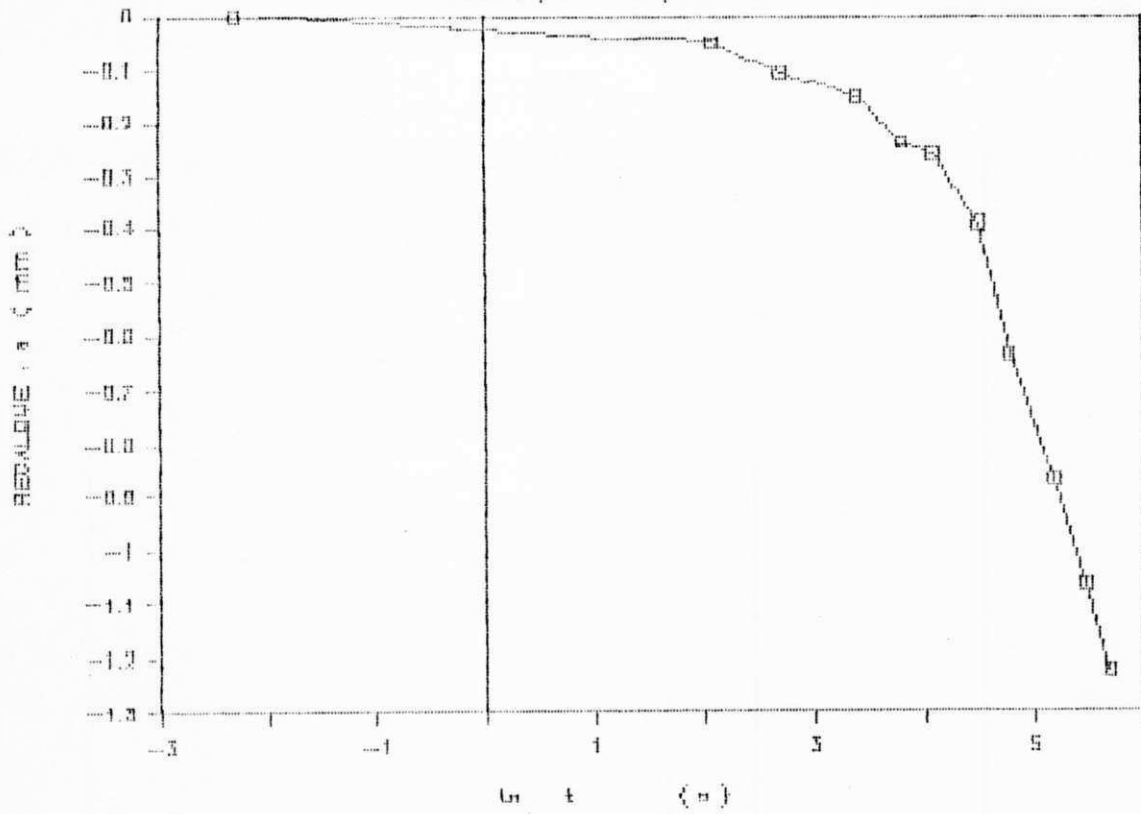
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, 2 - 4 m, 101 KDA



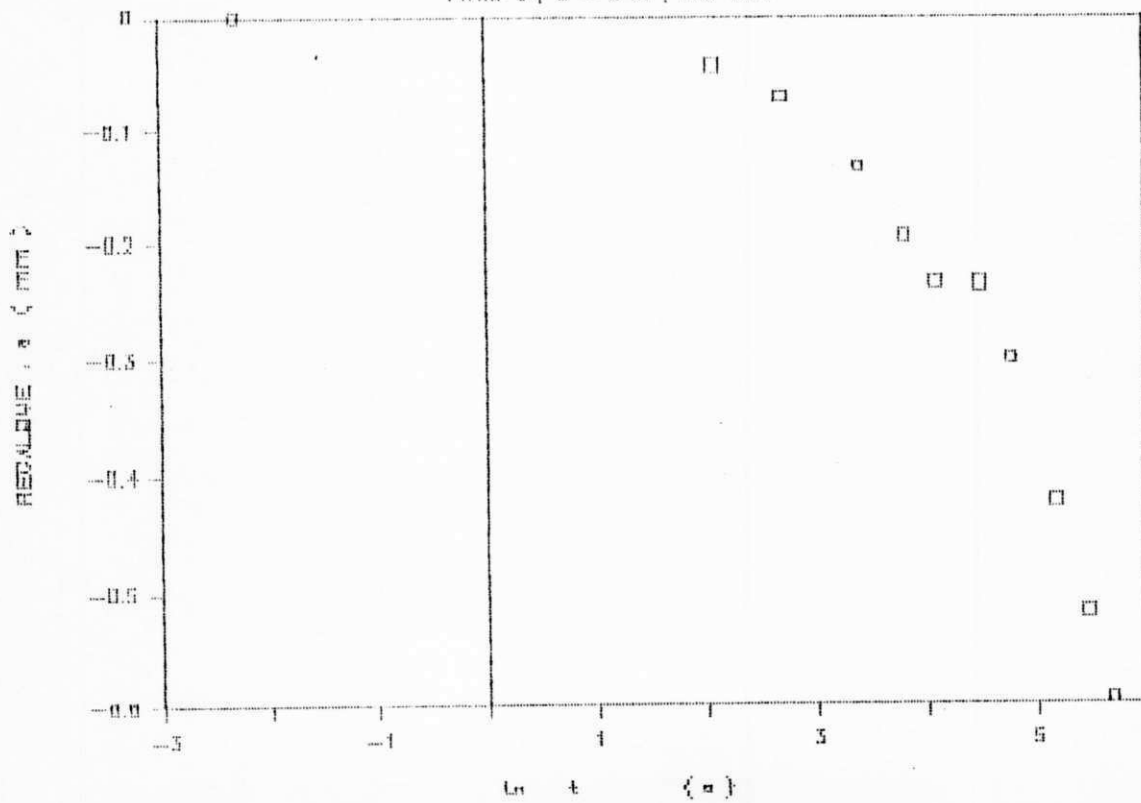
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 2, $Z = 4 \text{ m}$, 110 KDA



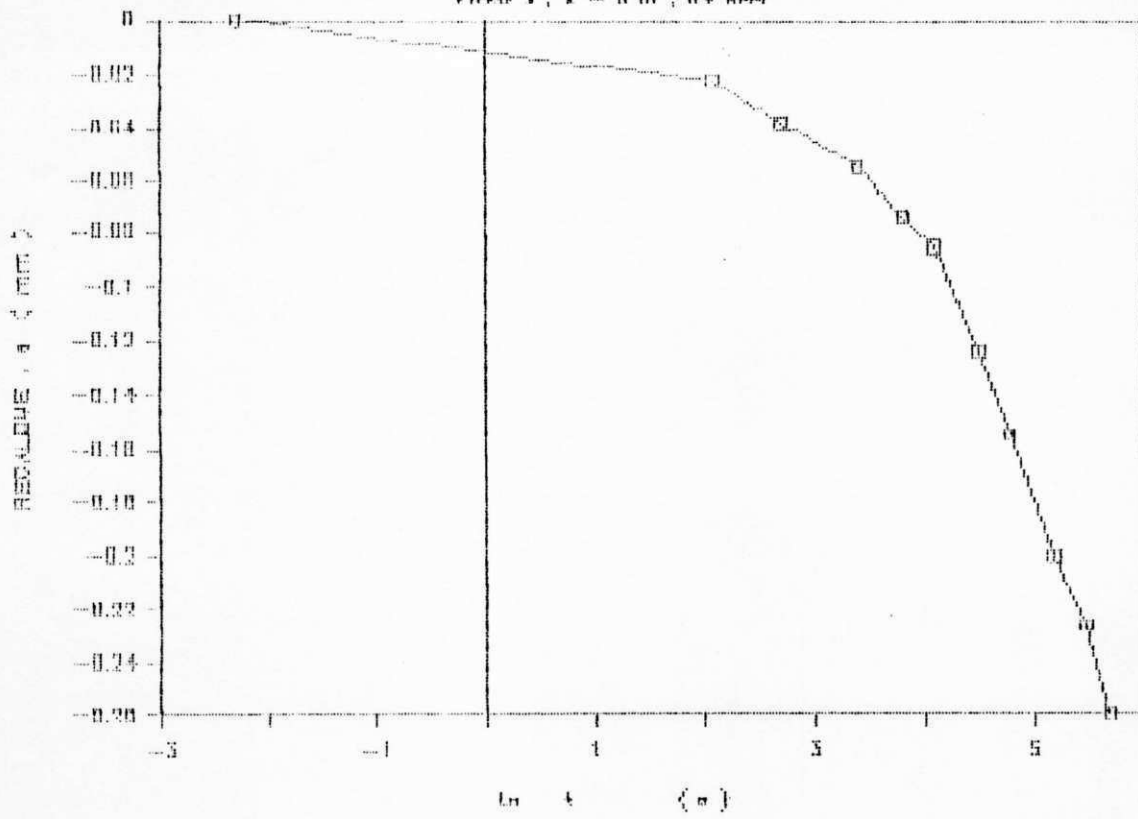
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 2, $Z = 5 \text{ m}$, 105 KDA



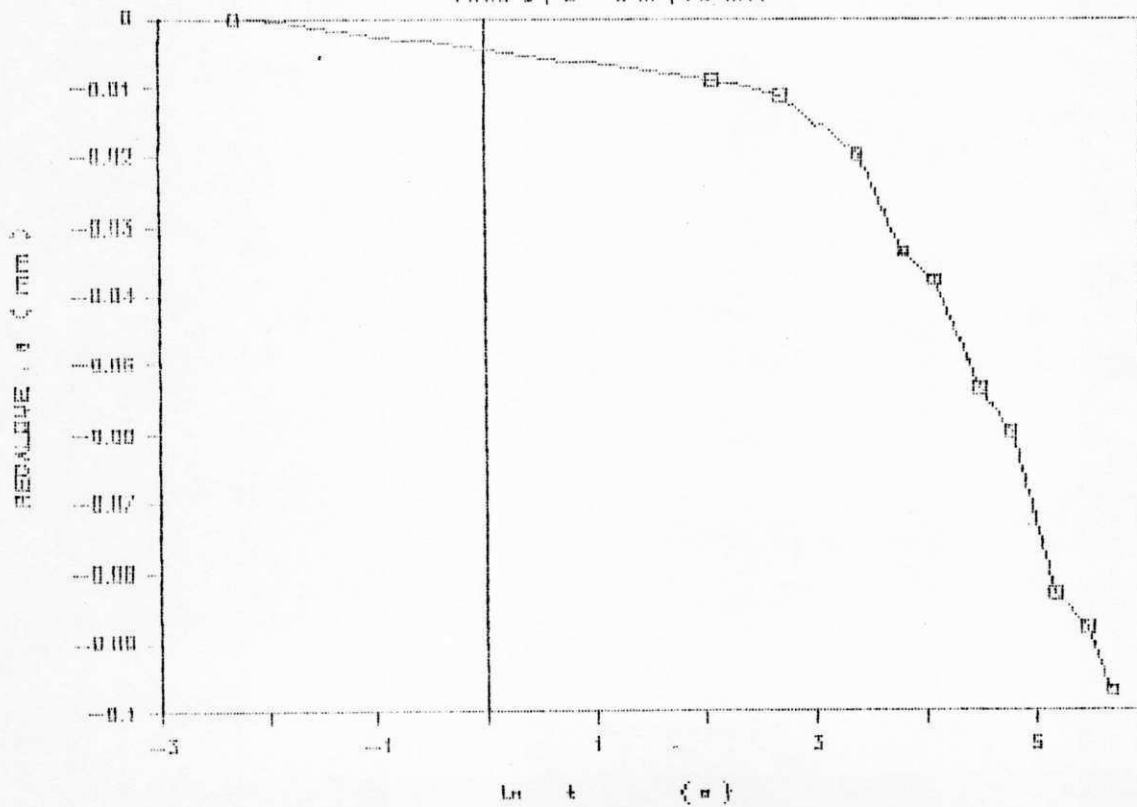
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 1, Z = 6 m, 84 KPA



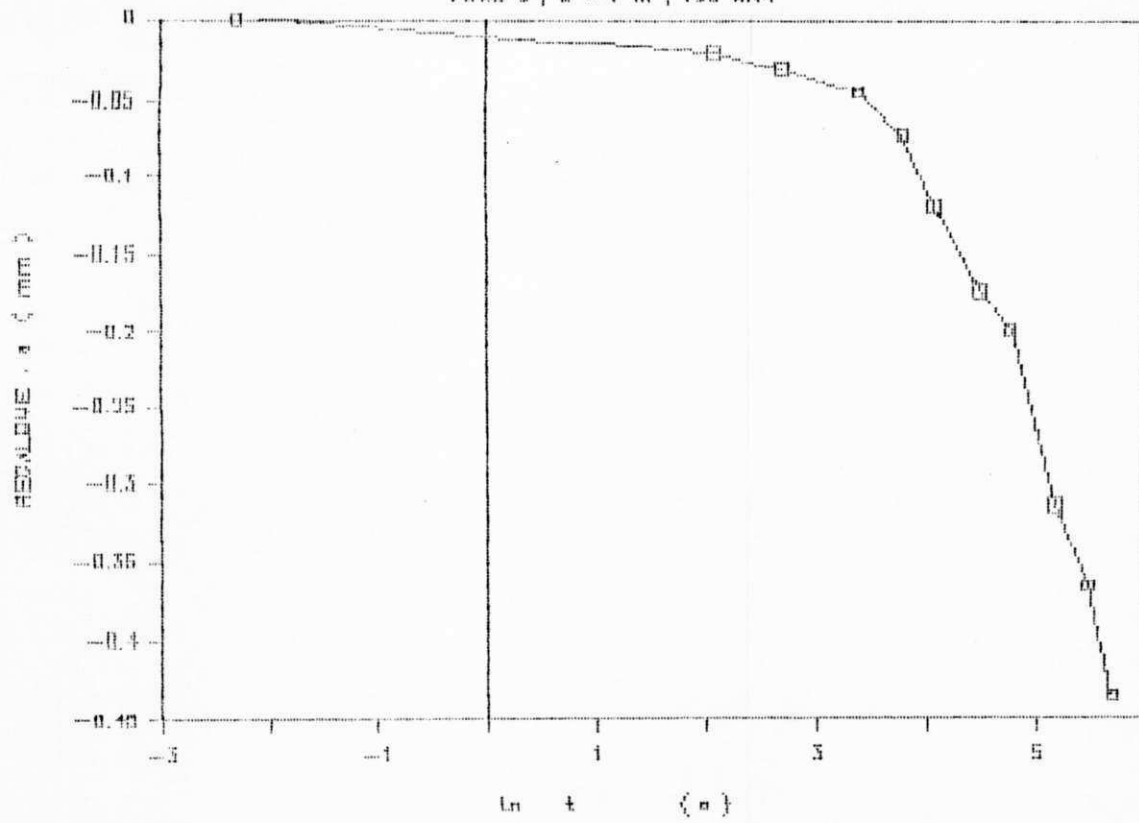
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 8 m, 78 KPA



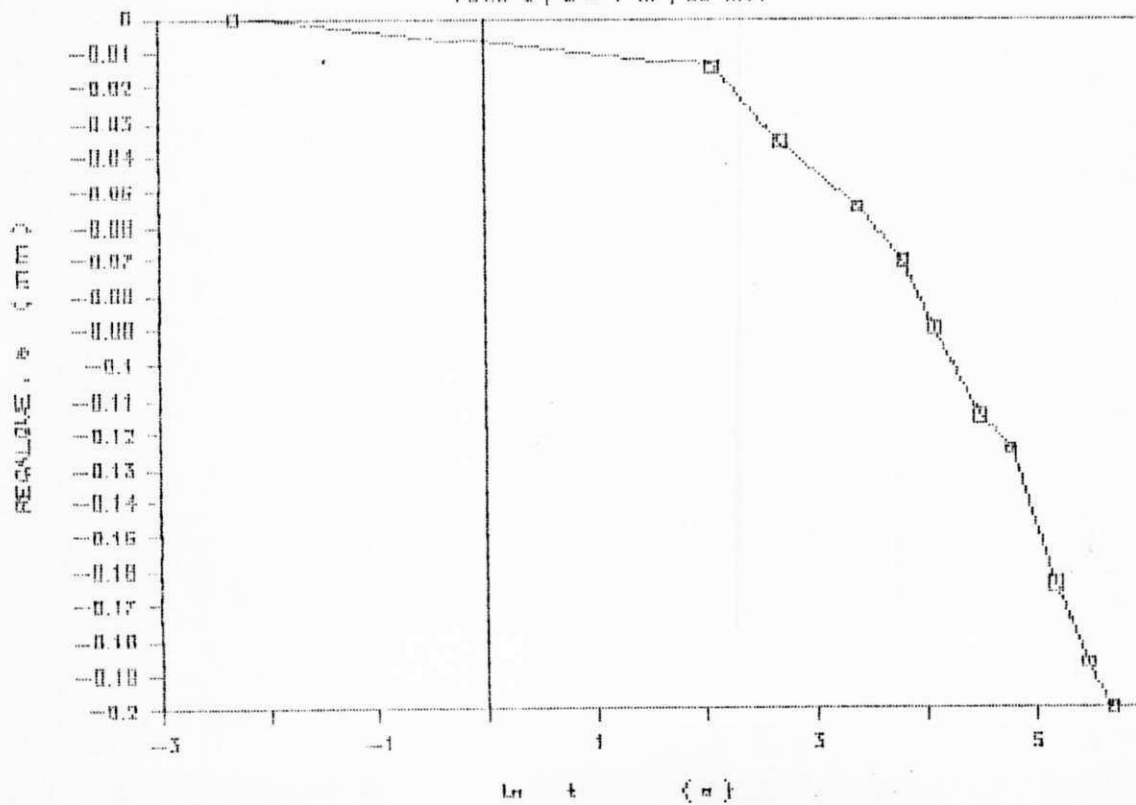
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 7 m, 136 KPA



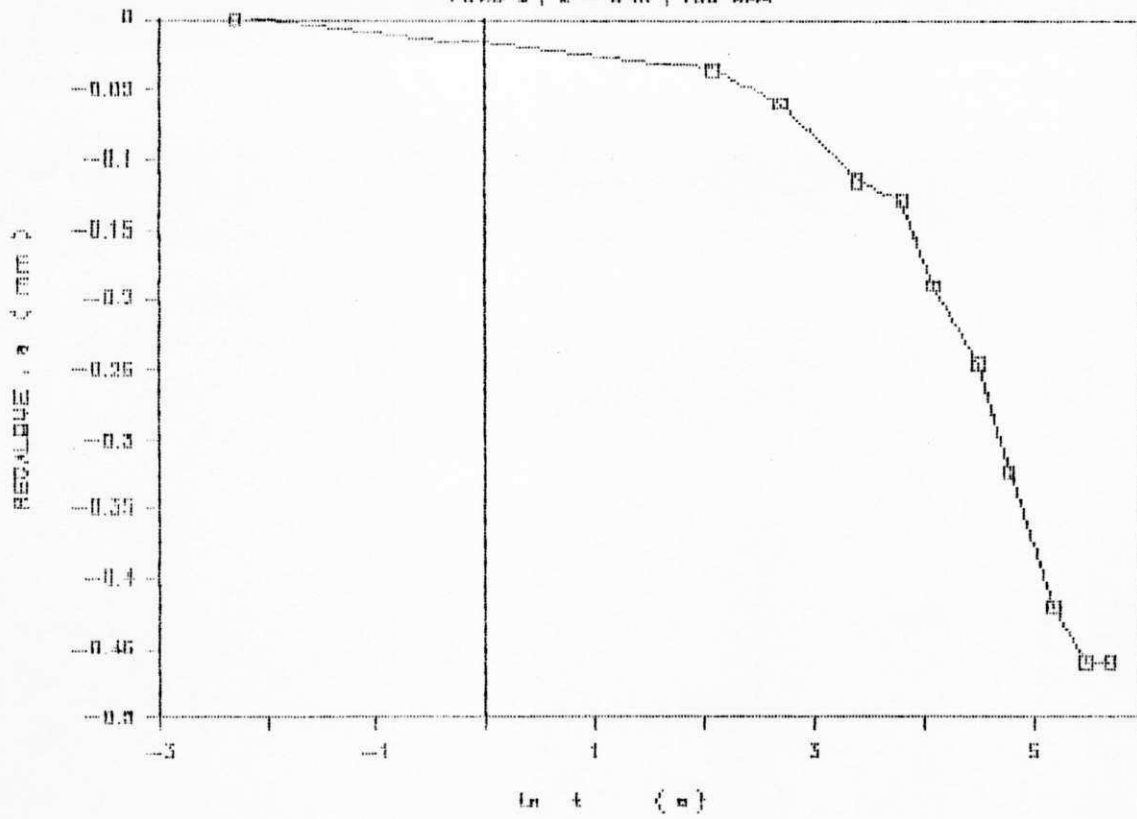
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 7 m, 88 KPA



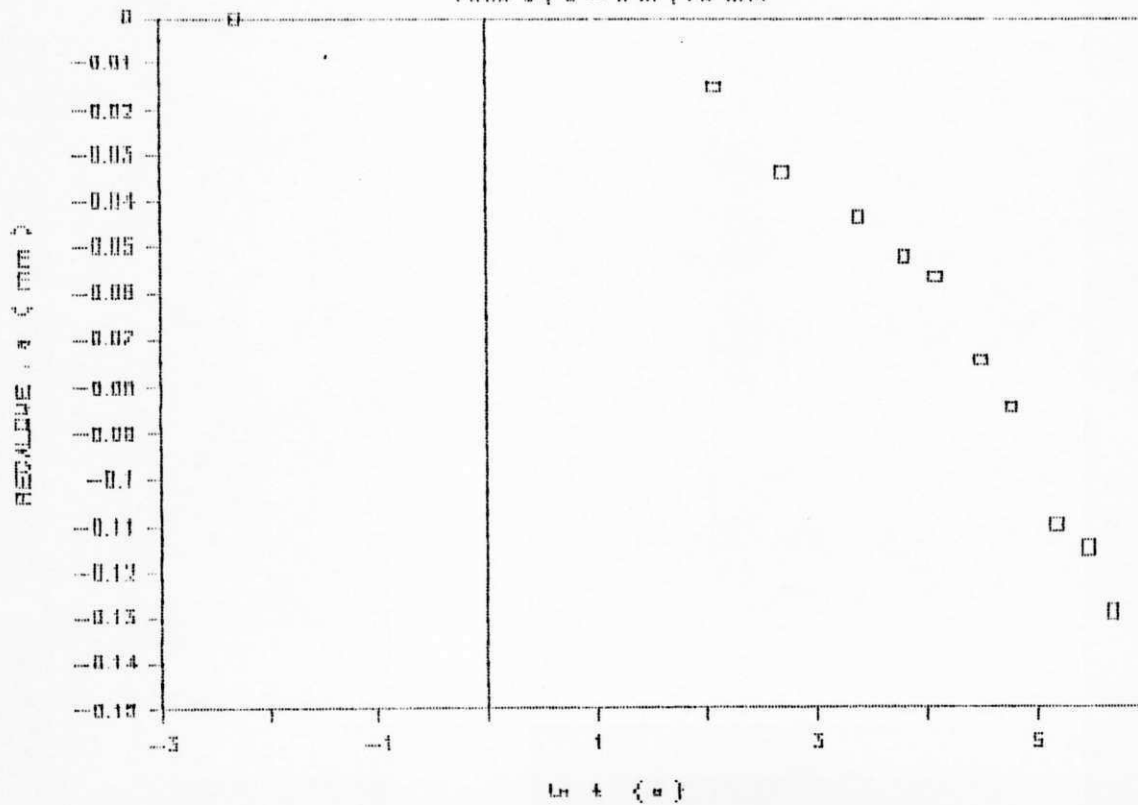
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 0 m, 158 KPA



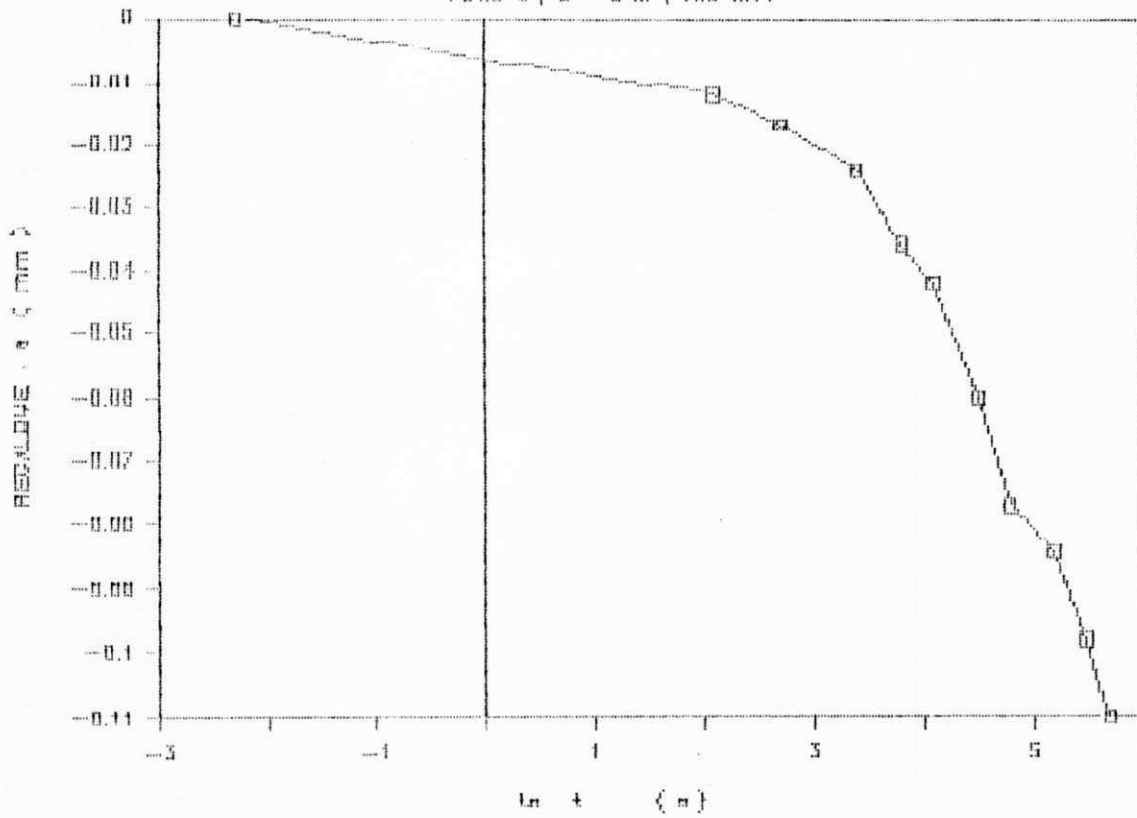
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 0 m, 70 KPA



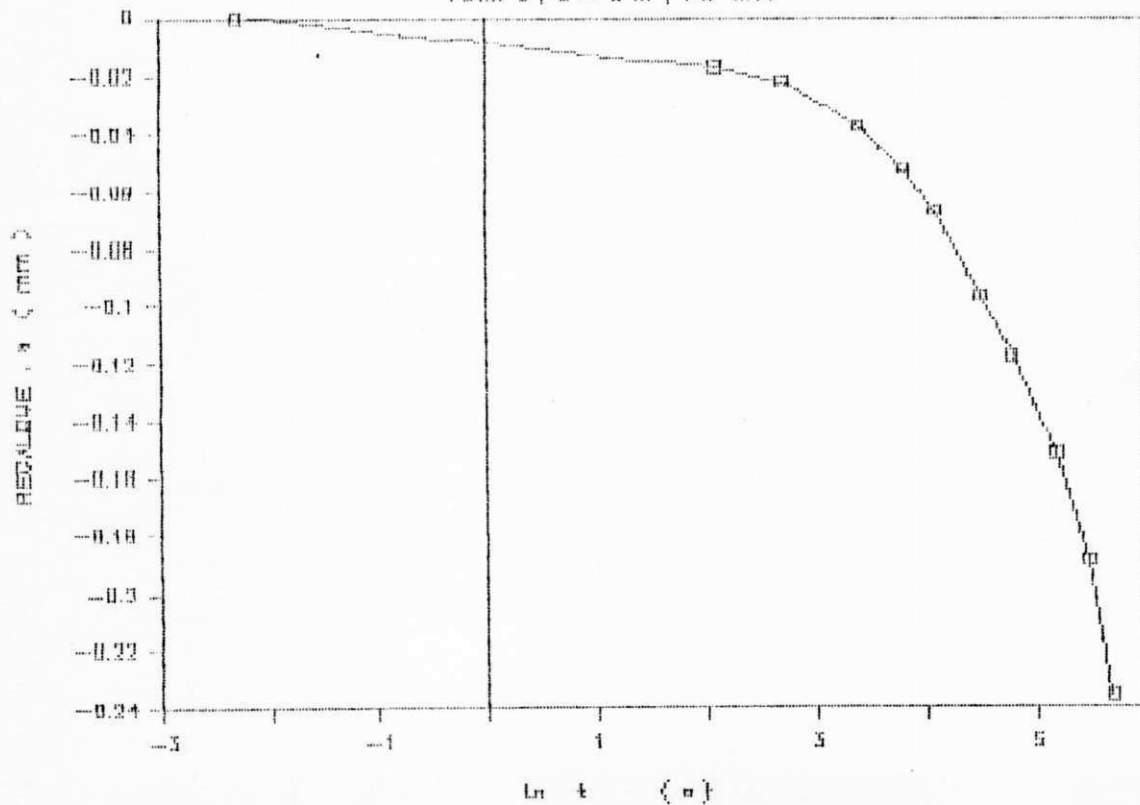
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, $z = 0$ m, 100 KPA



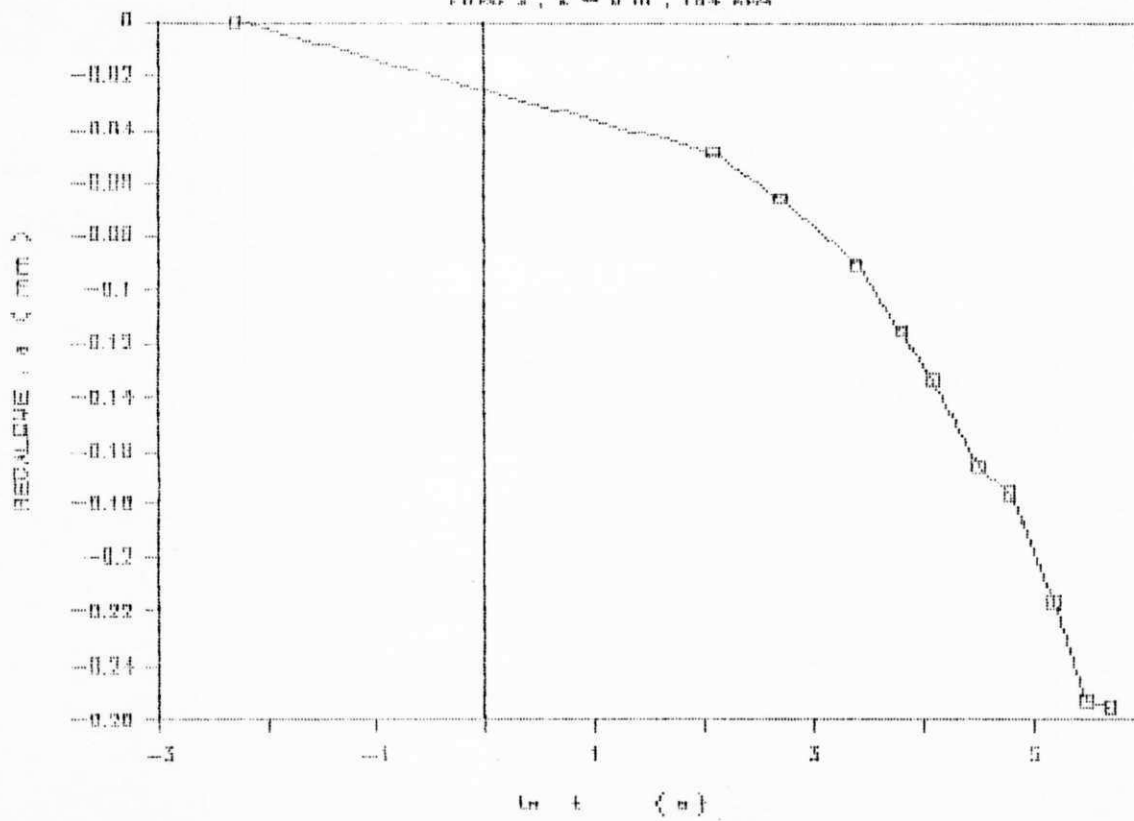
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, $z = 0$ m, 147 KPA



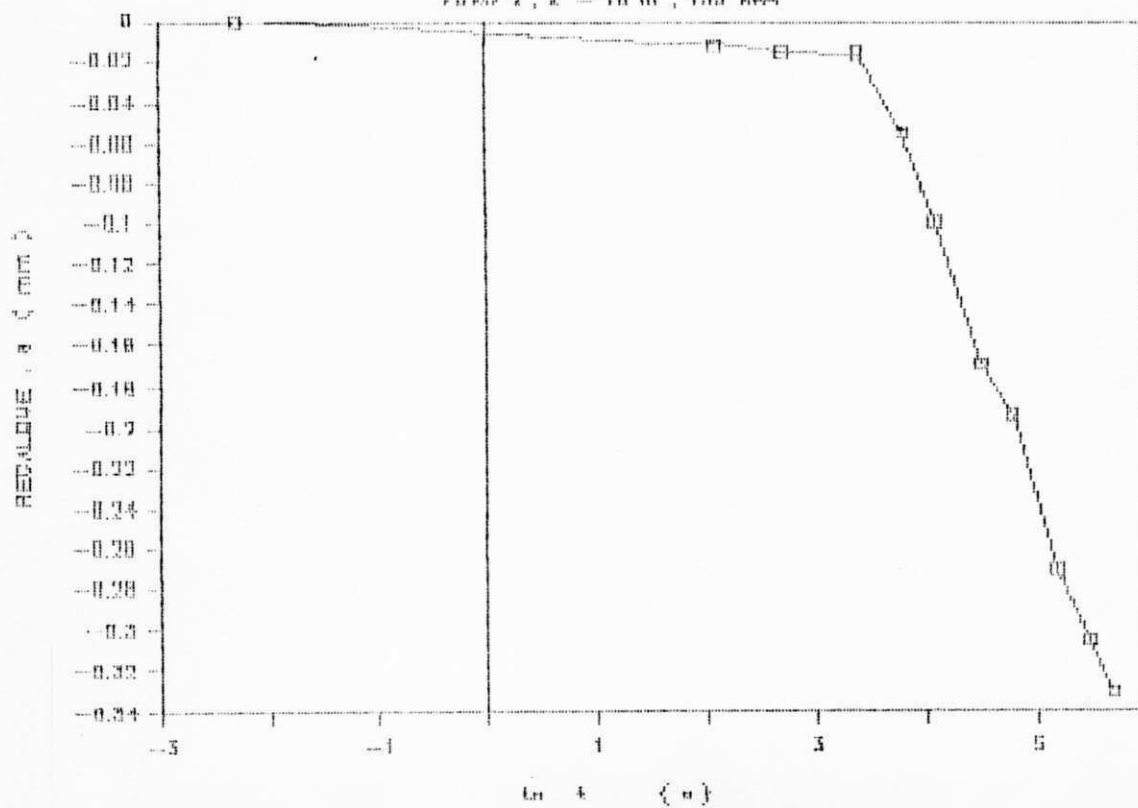
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 0 m, 164 KDA



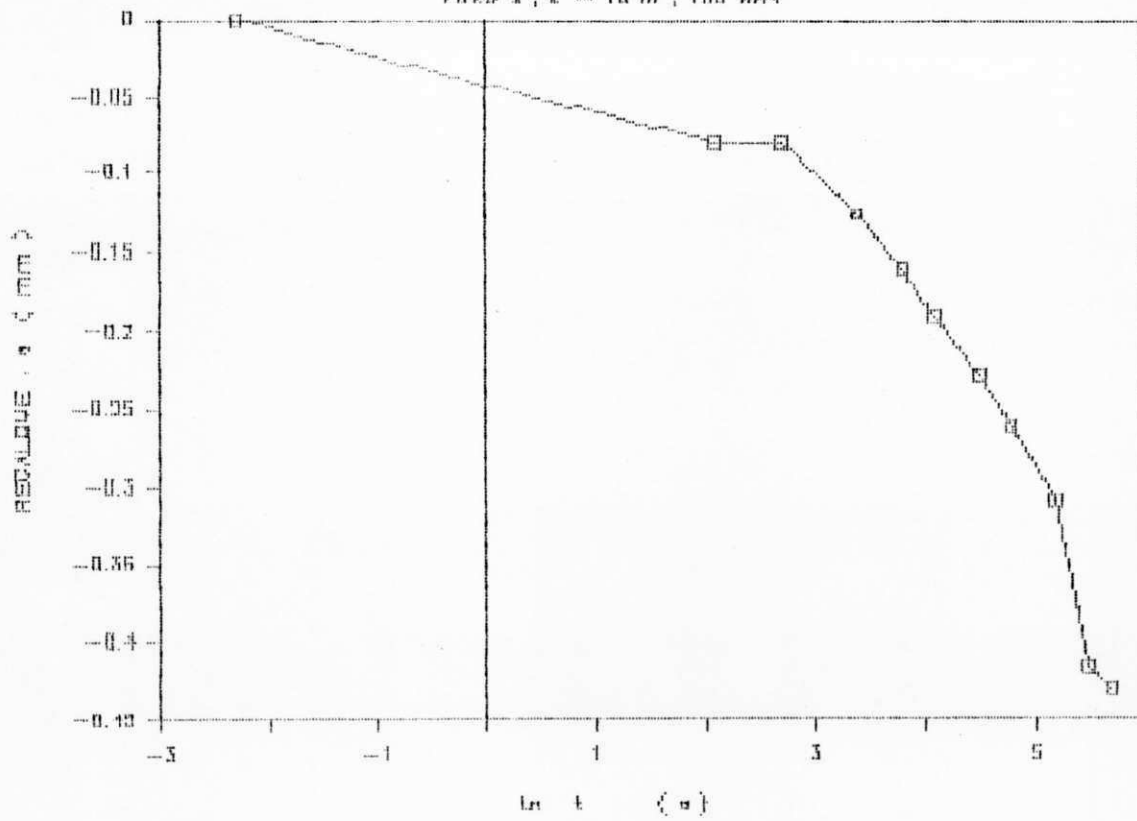
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 10 m, 165 KDA



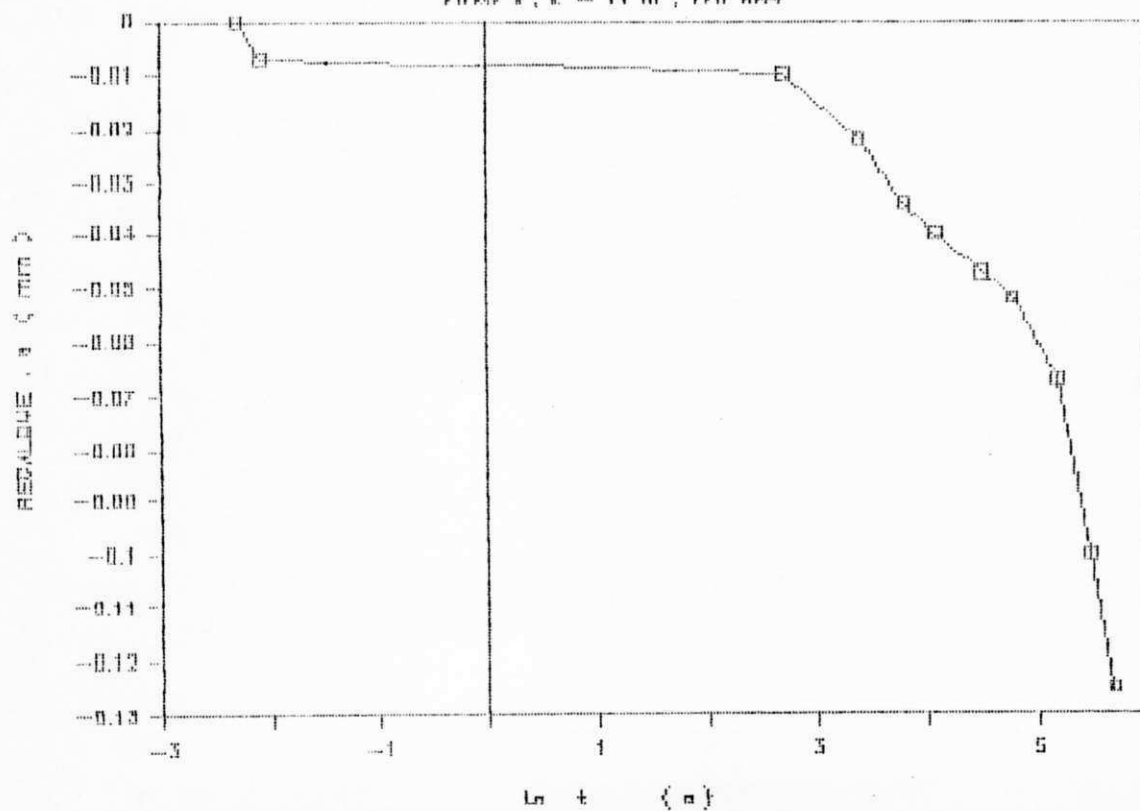
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 10 m, 166 KPA



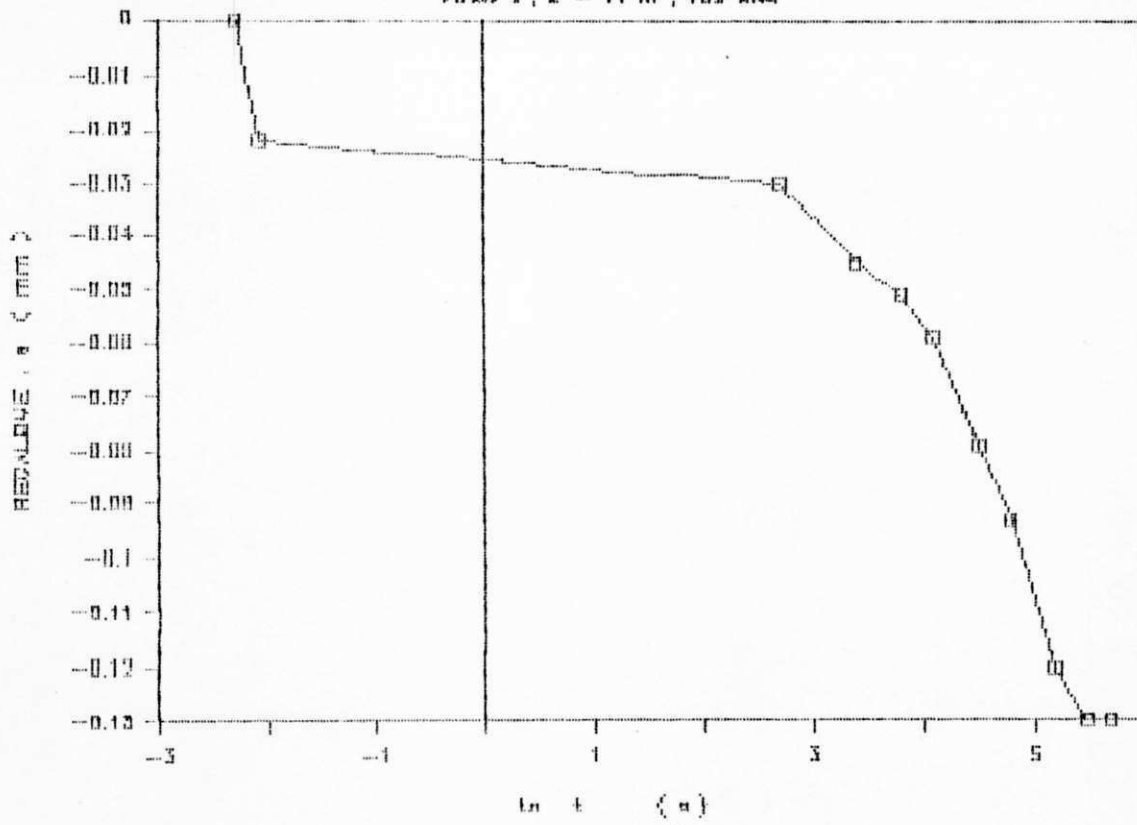
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 11 m, 170 KPA



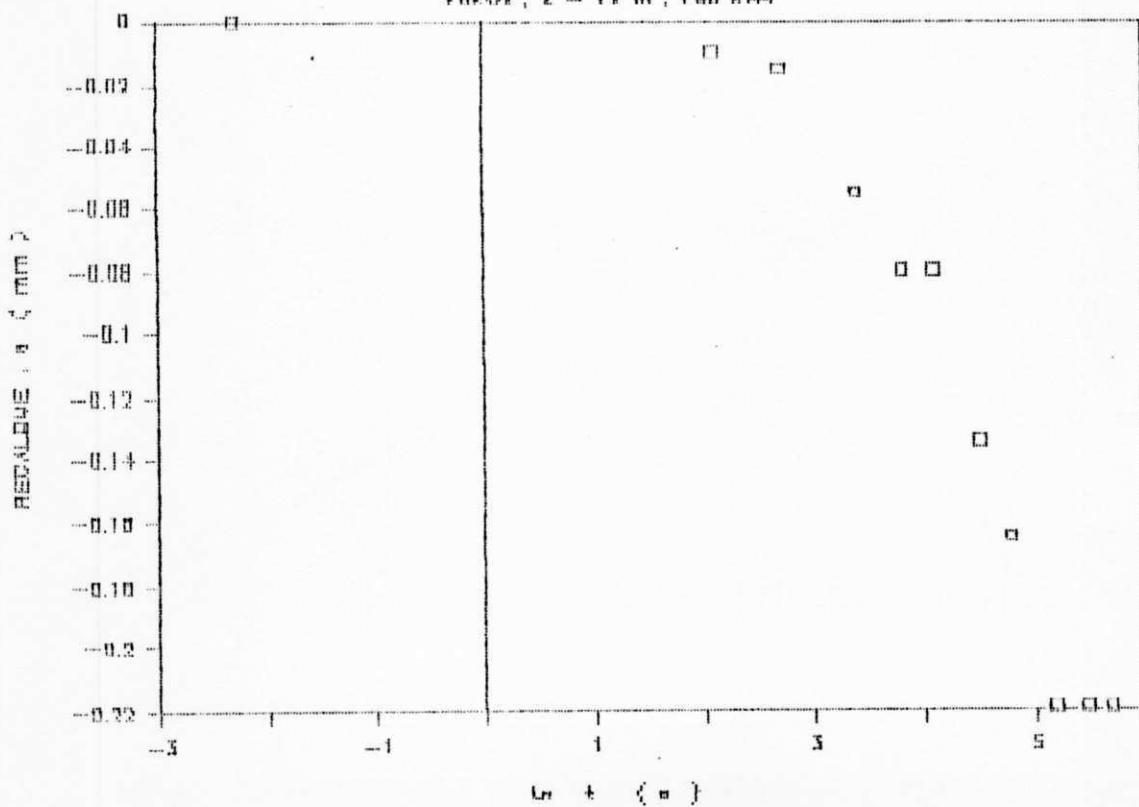
CURVA TEMPO-RECALQUE

FUR02, Z = 11 m, 100 KPA



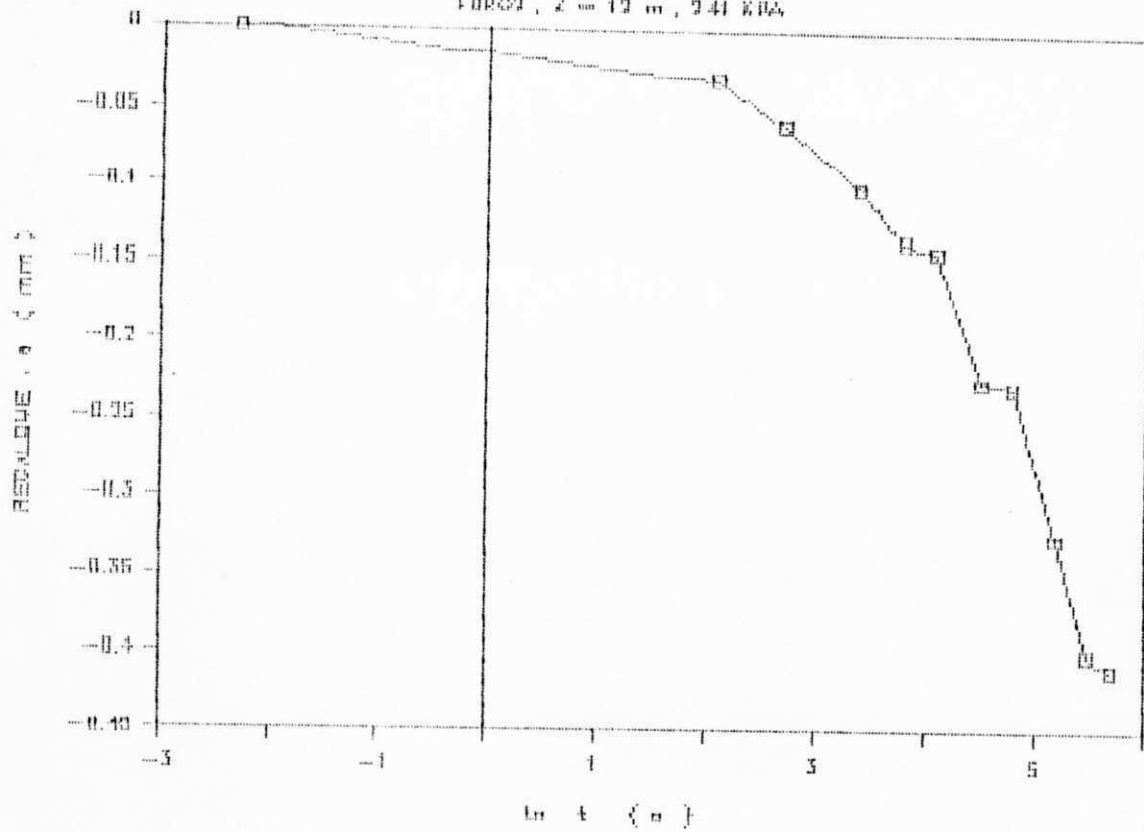
CURVA RECALQUE-TEMPO

FUR02, Z = 12 m, 100 KPA



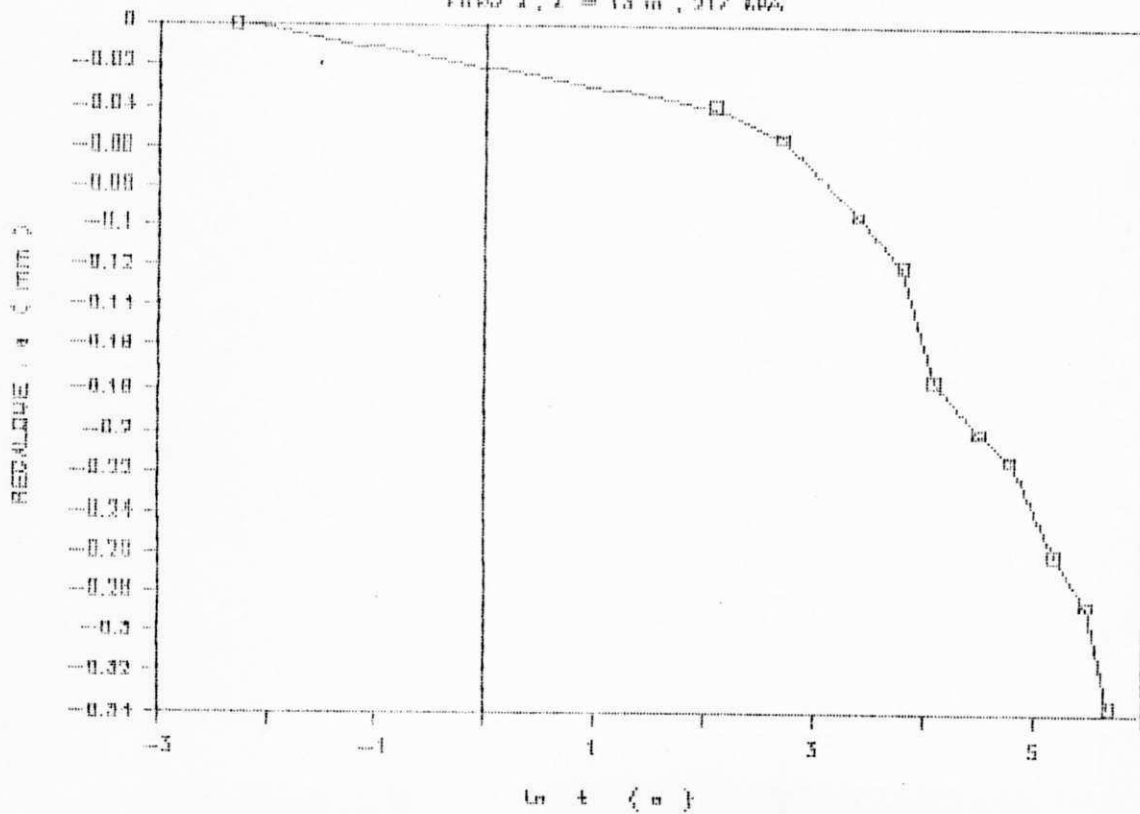
CURVA RECALQUE-TEMPO

FURSO 1, Z = 13 m, 241 KPa



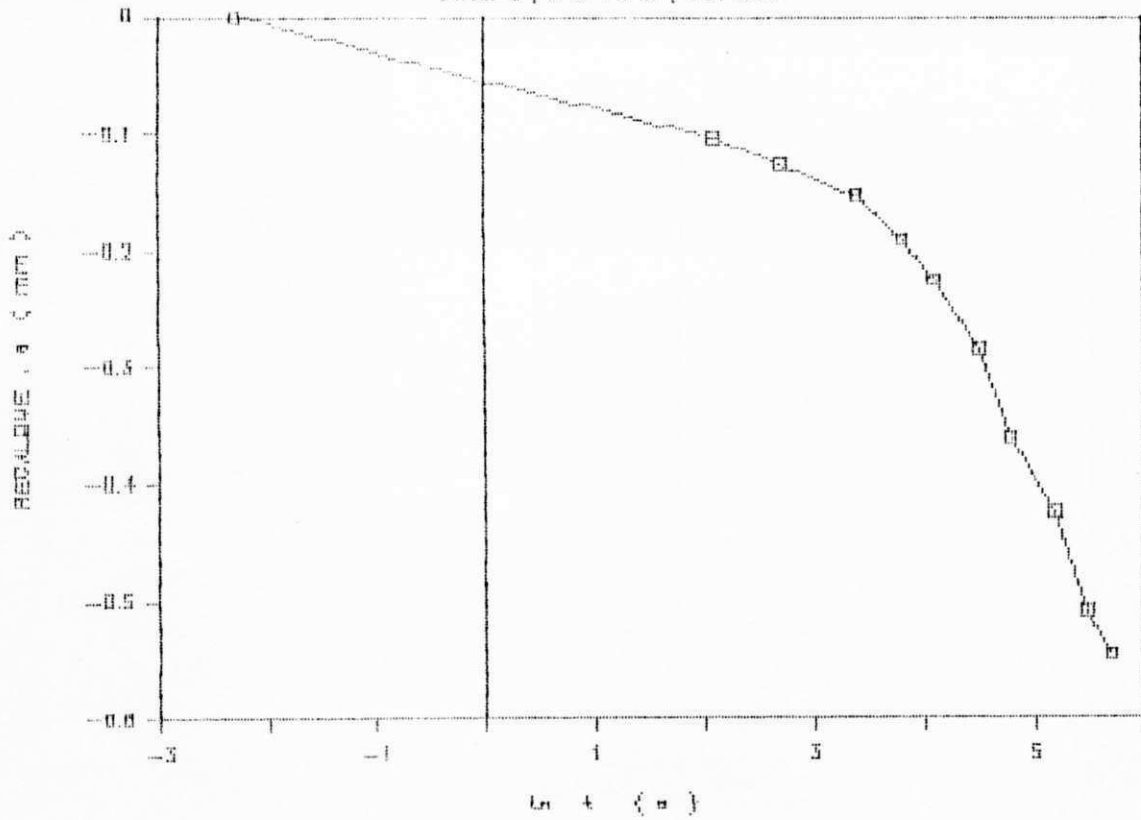
CURVA RECALQUE-TEMPO

FURSO 2, Z = 13 m, 212 KPa



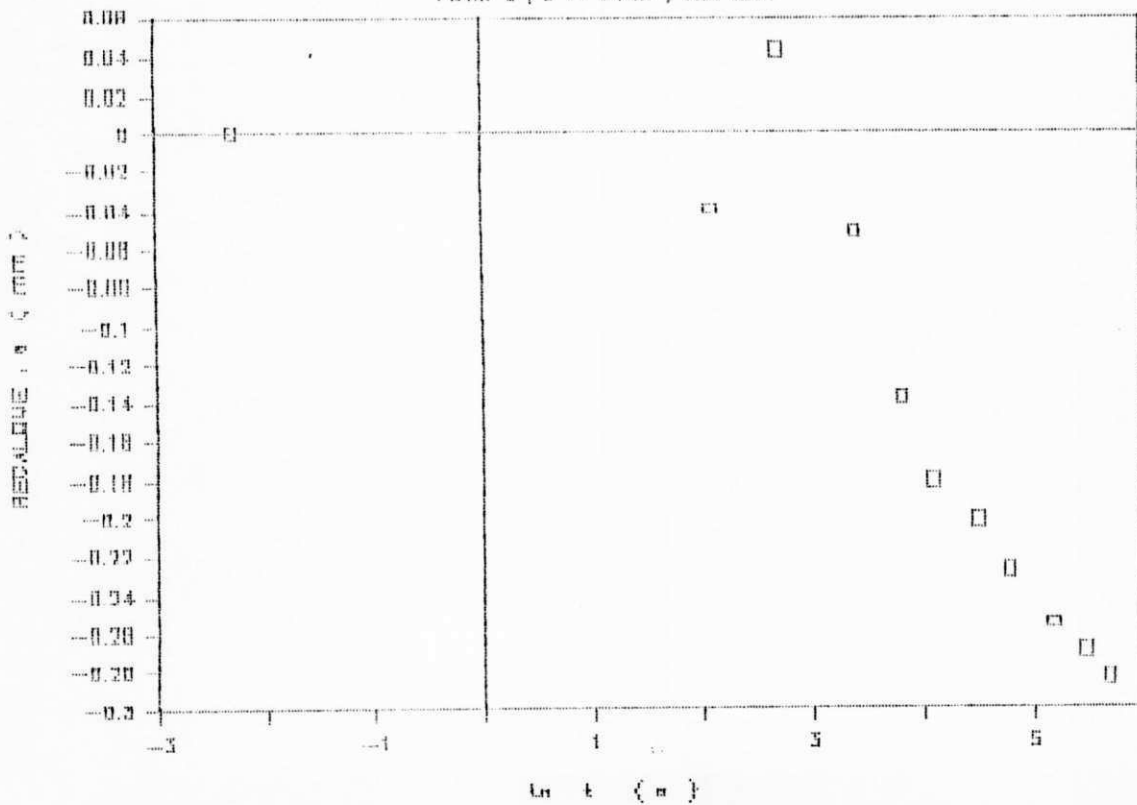
CURVA RECALQUE—TEMPO

FIG. 2, 2 = 15 m, 245 KDA



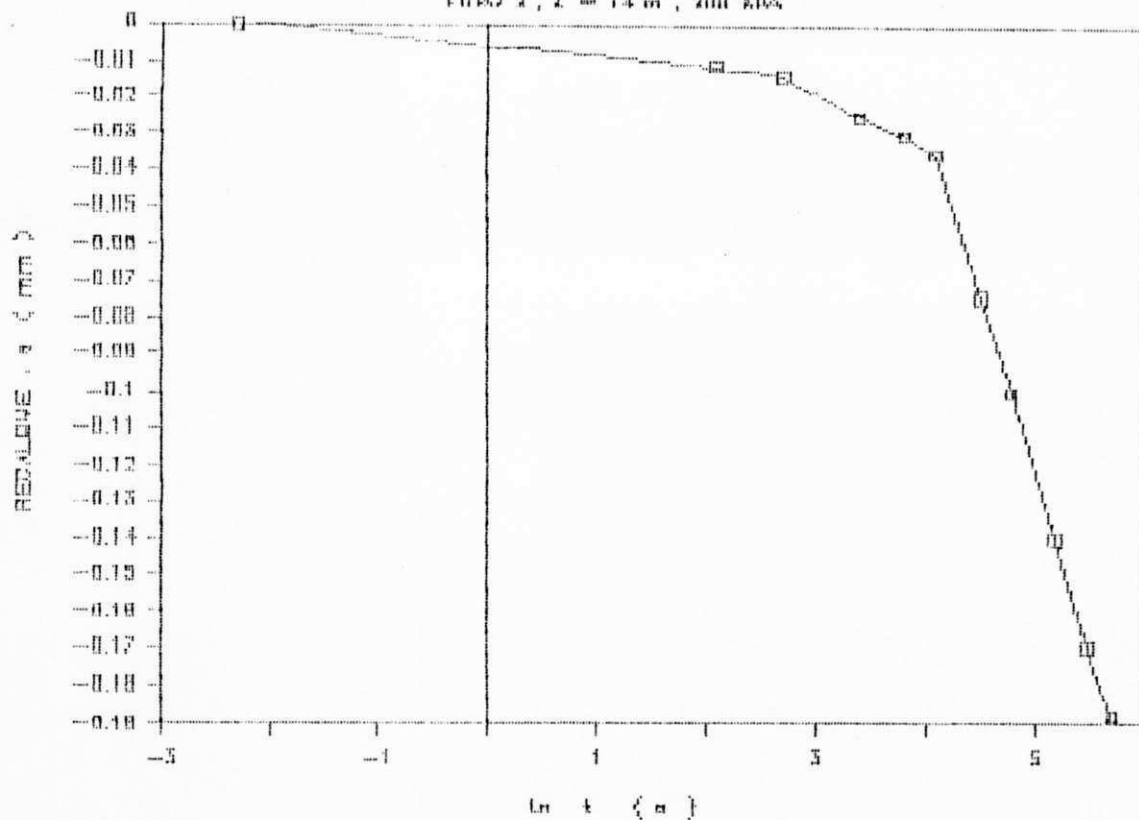
CURVA RECALQUE—TEMPO

FIG. 2, 2 = 14 m, 185 KDA



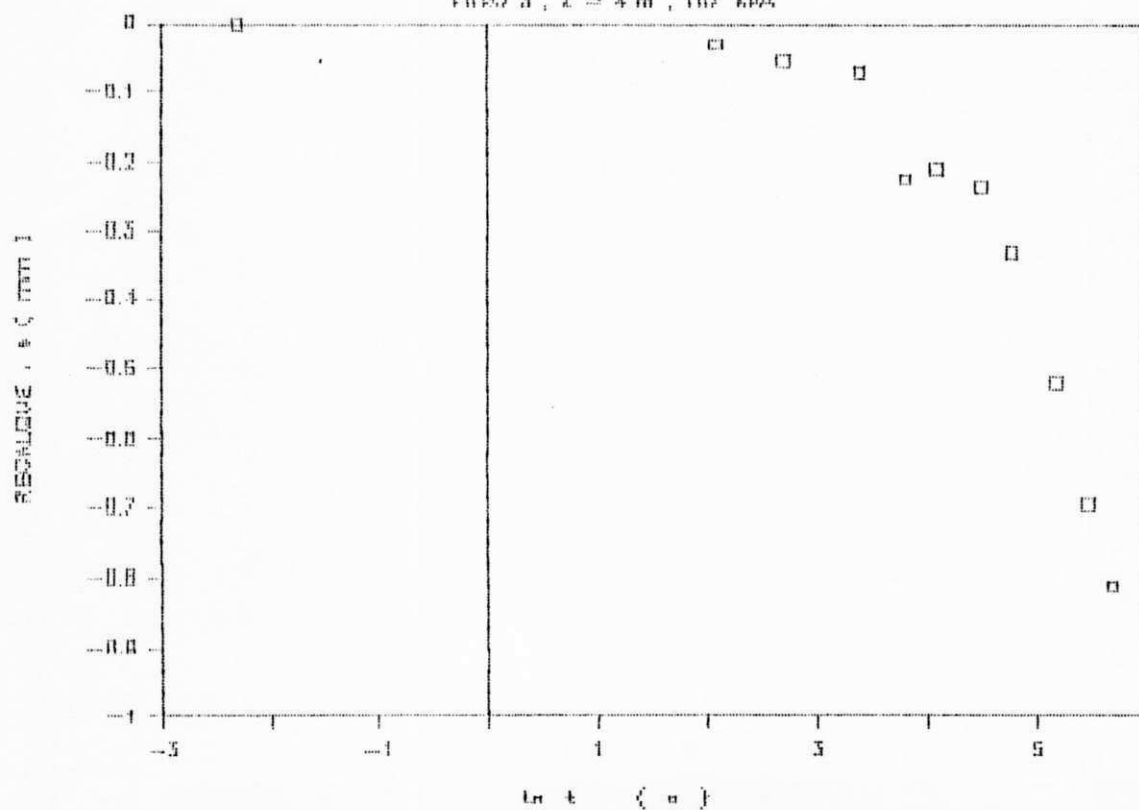
CURVA RECALQUE—TEMPO

FIG. 2, $Z = 14 \text{ m}$, 200 KPA



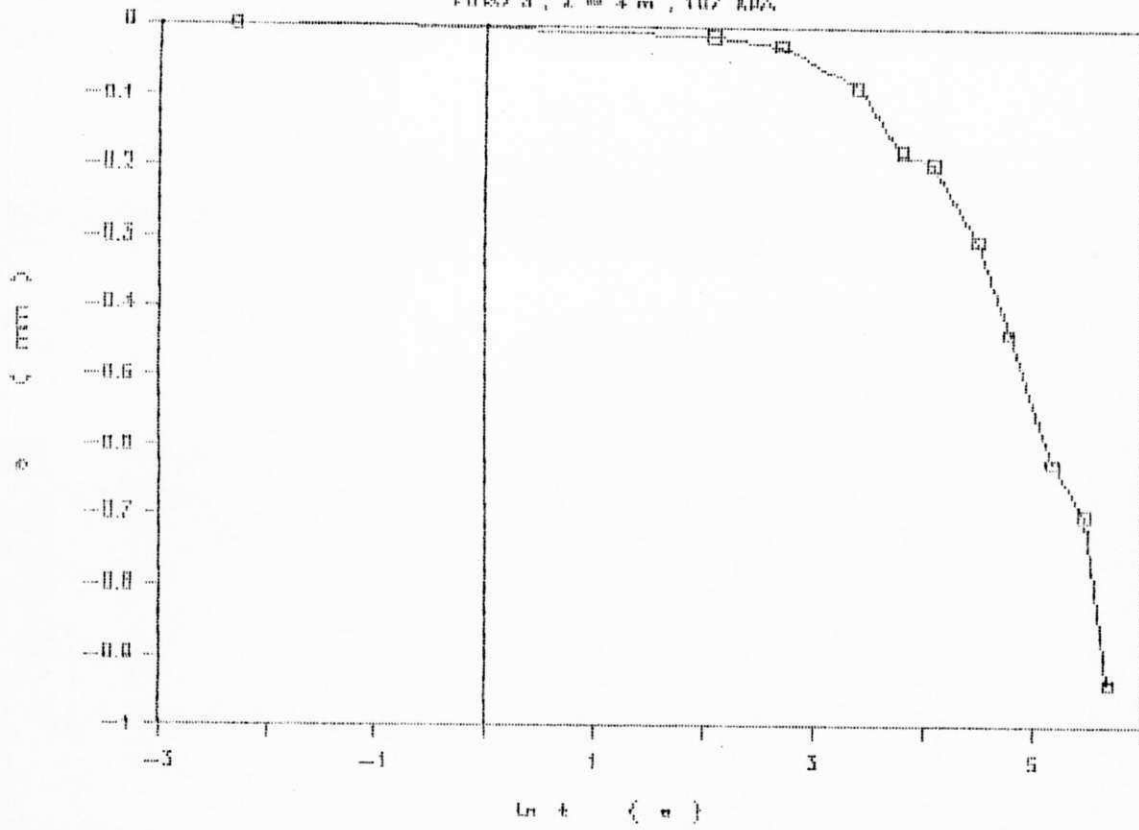
CURVA TEMPO—RECALQUE

FIG. 3, $Z = 4 \text{ m}$, 107 KPA



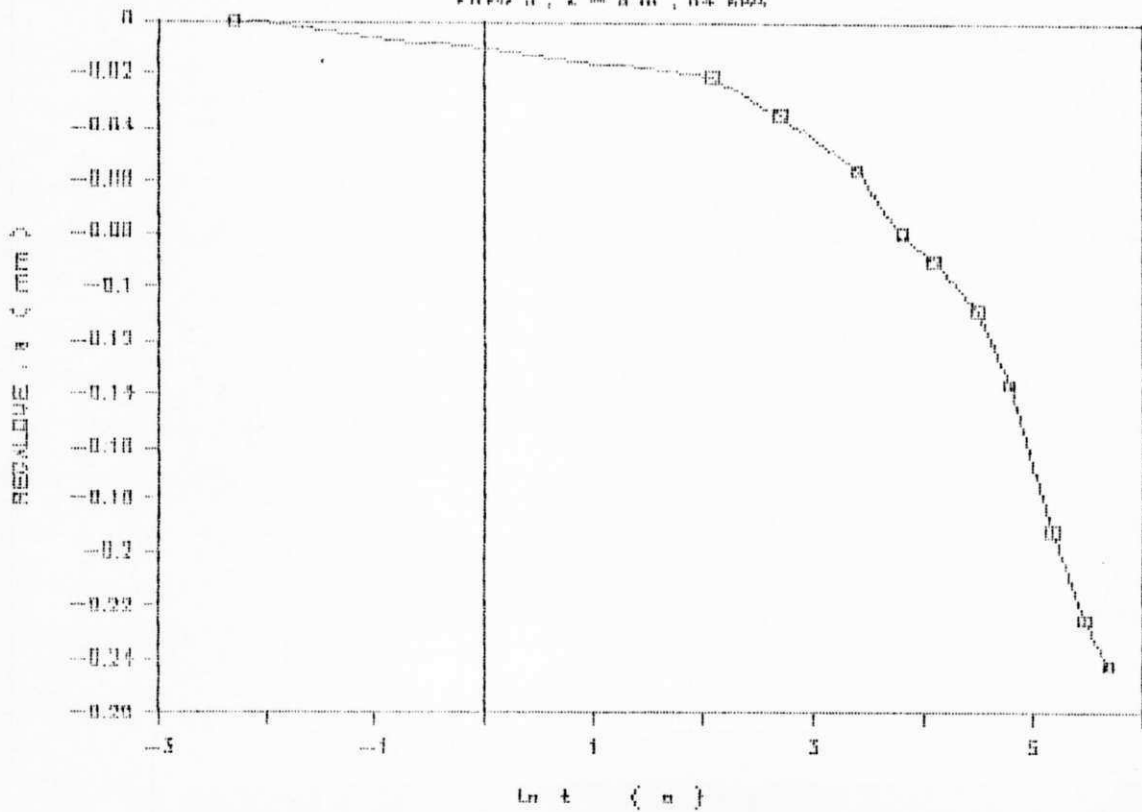
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, Z = 4 m, 107 KPA



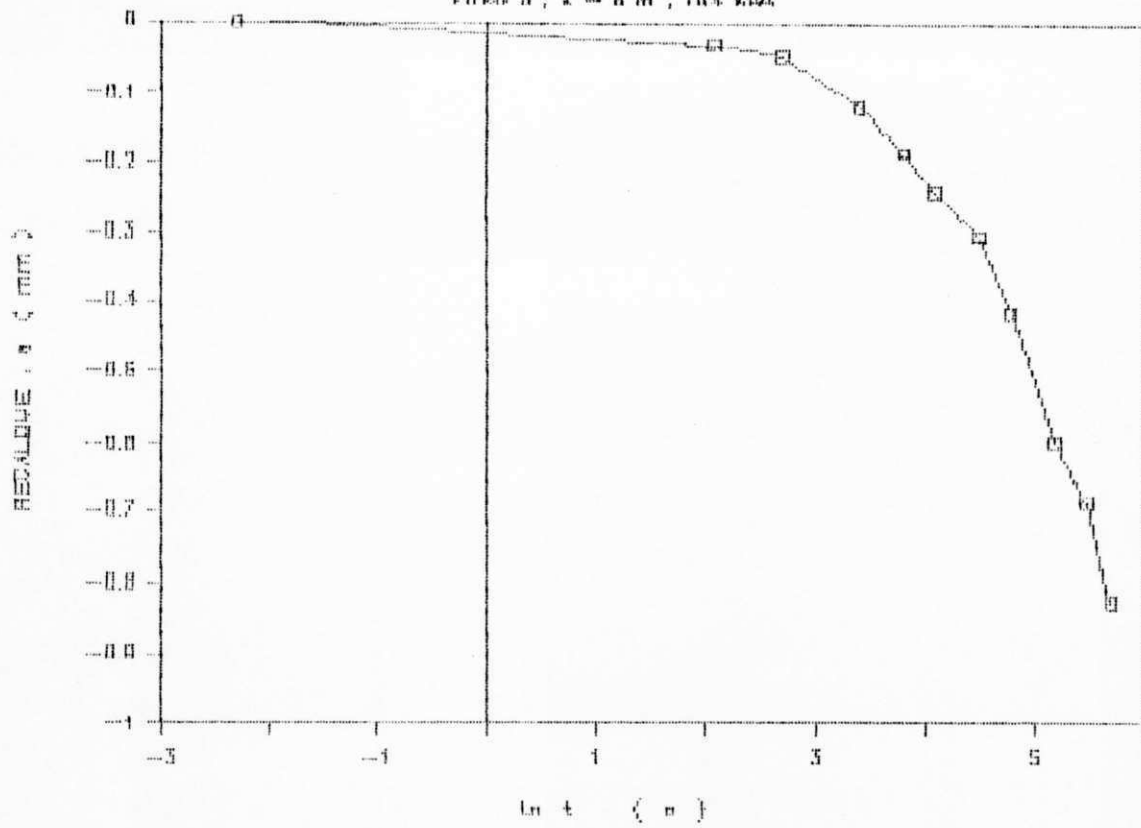
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, Z = 5 m, 84 KPA



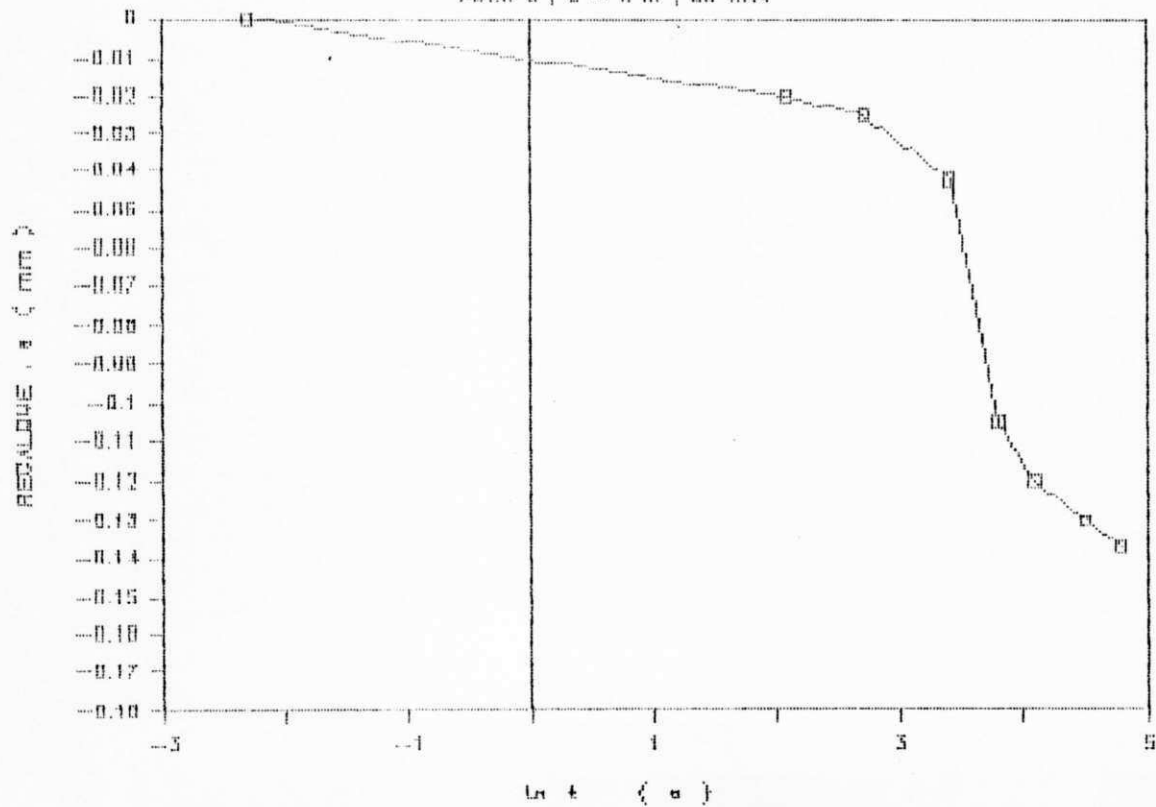
CURVA TEMPO-RECALQUE

FURO 3, 2 = 8 m, 104 KDA



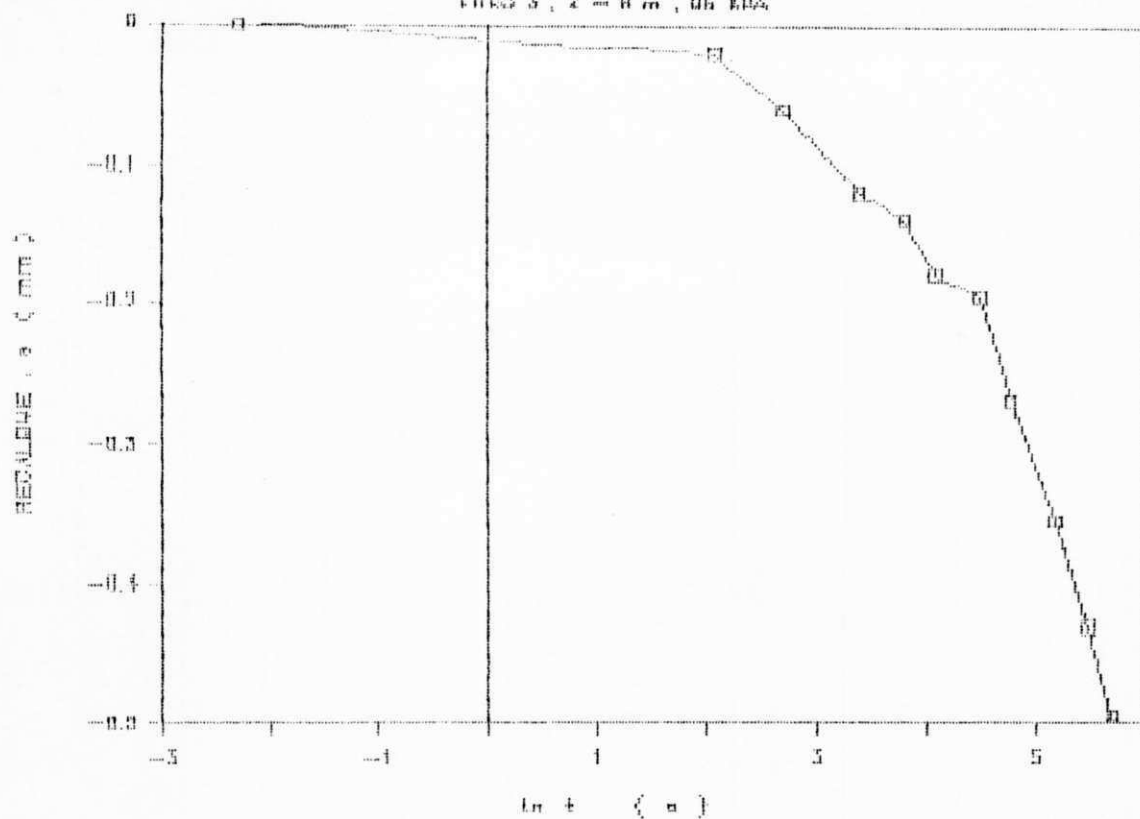
CURVA TEMPO-RECALQUE

FURO 3, 2 = 8 m, 58 KDA



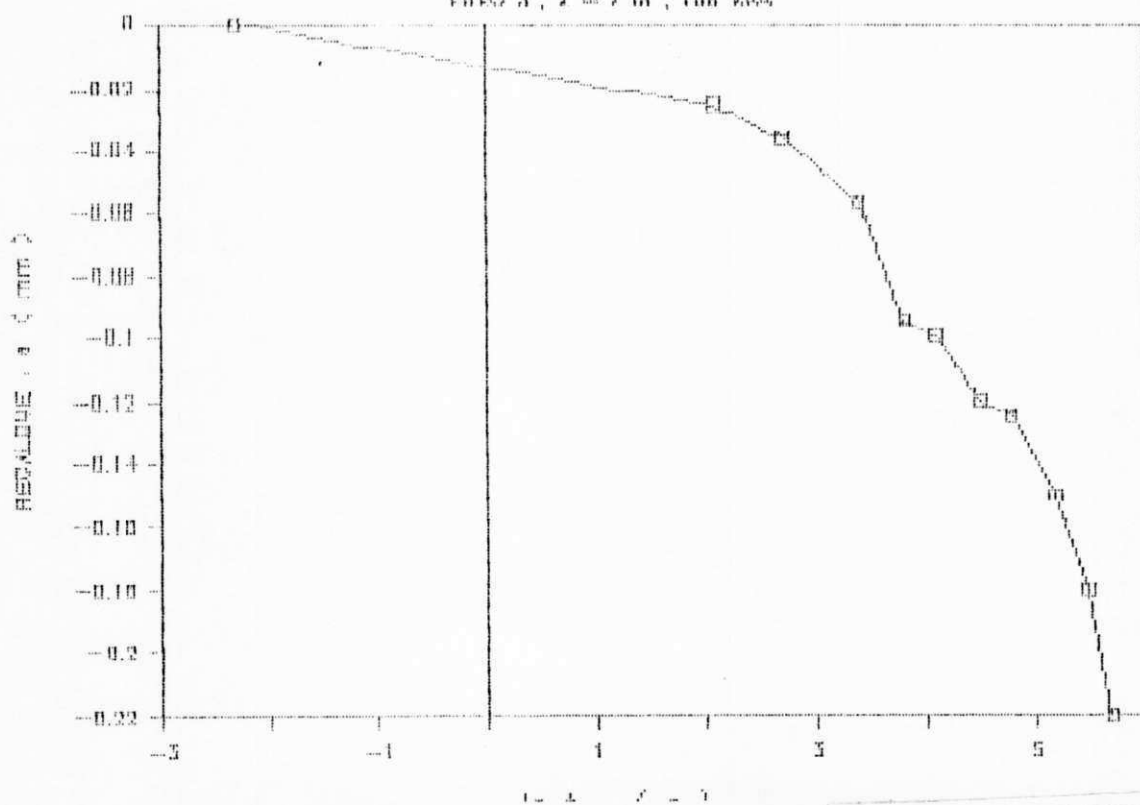
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 3, Z = 8 m, 85 KPA



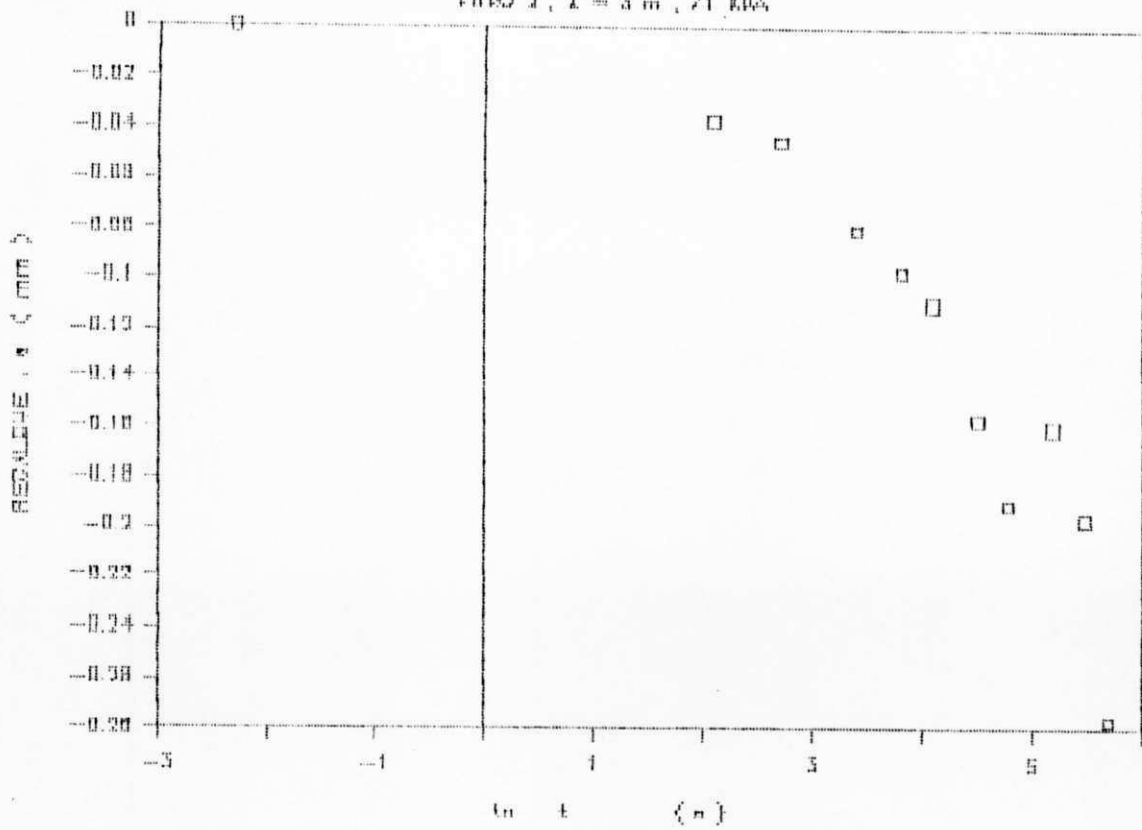
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 3, Z = 7 m, 108 KPA



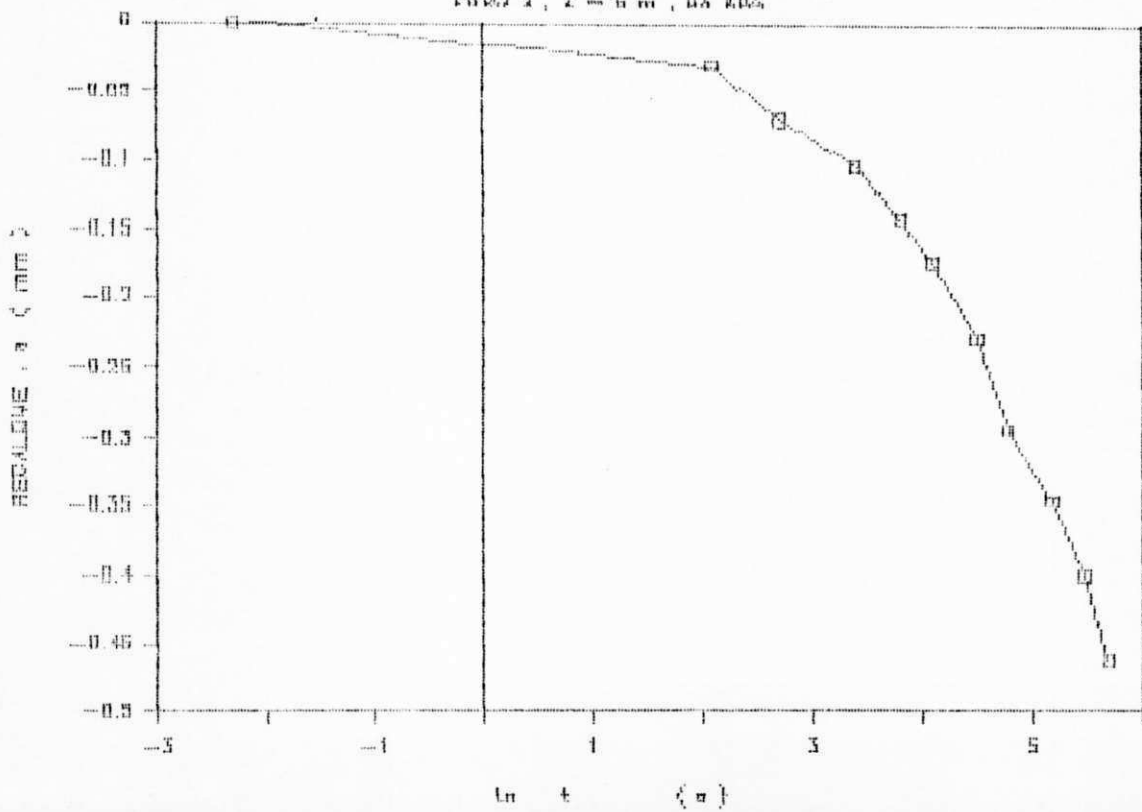
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 3 m, 71 KDA



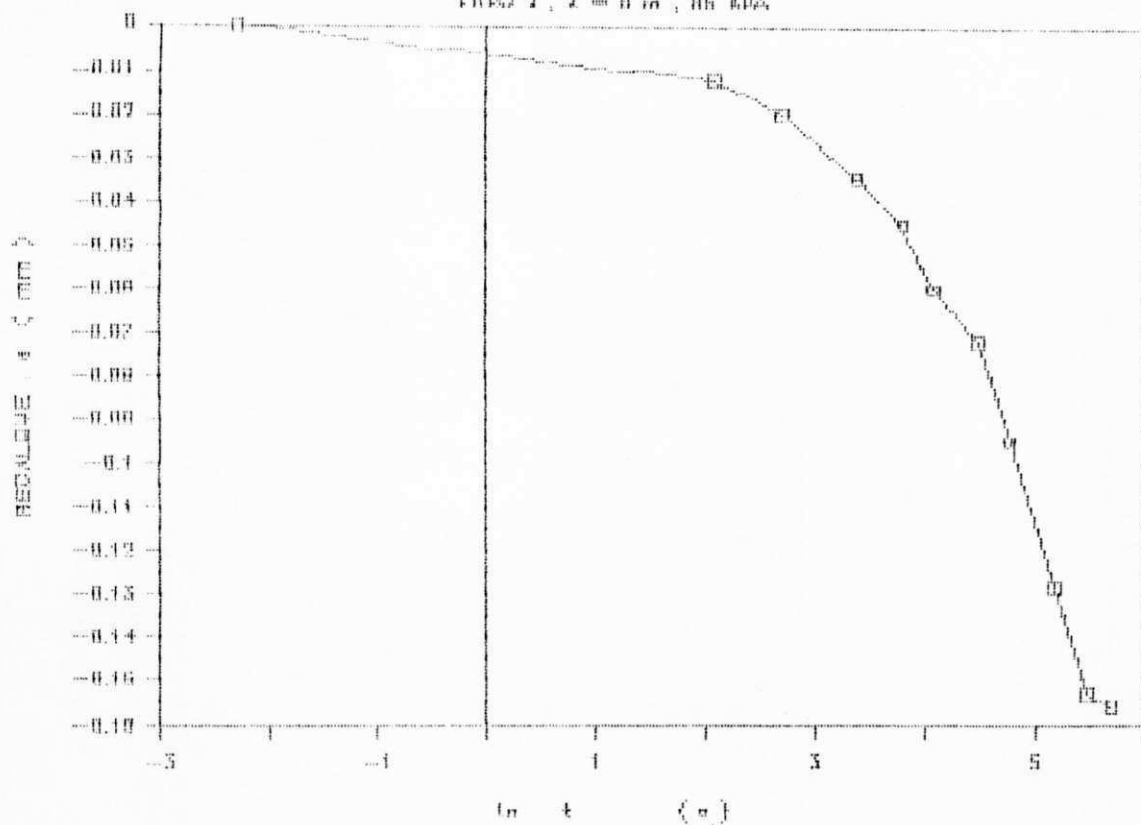
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 2, Z = 6 m, 85 KDA



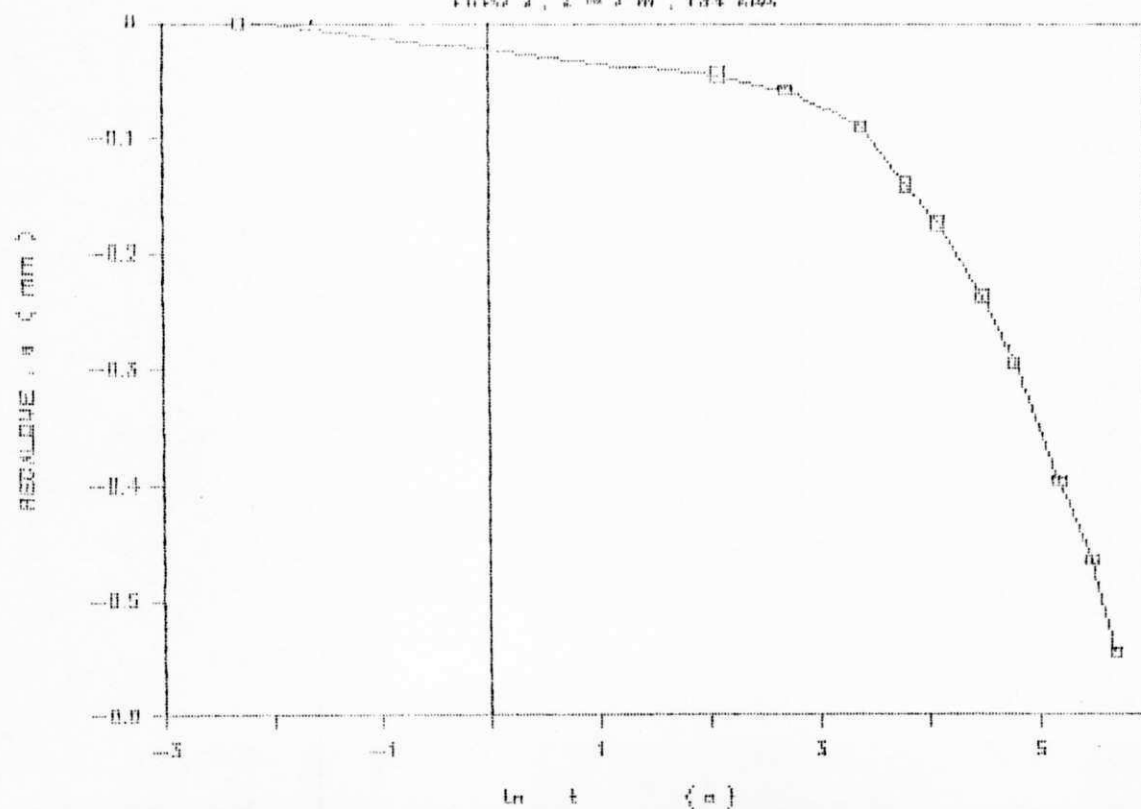
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 2, $Z = 0 \text{ m}$, 85 KPA



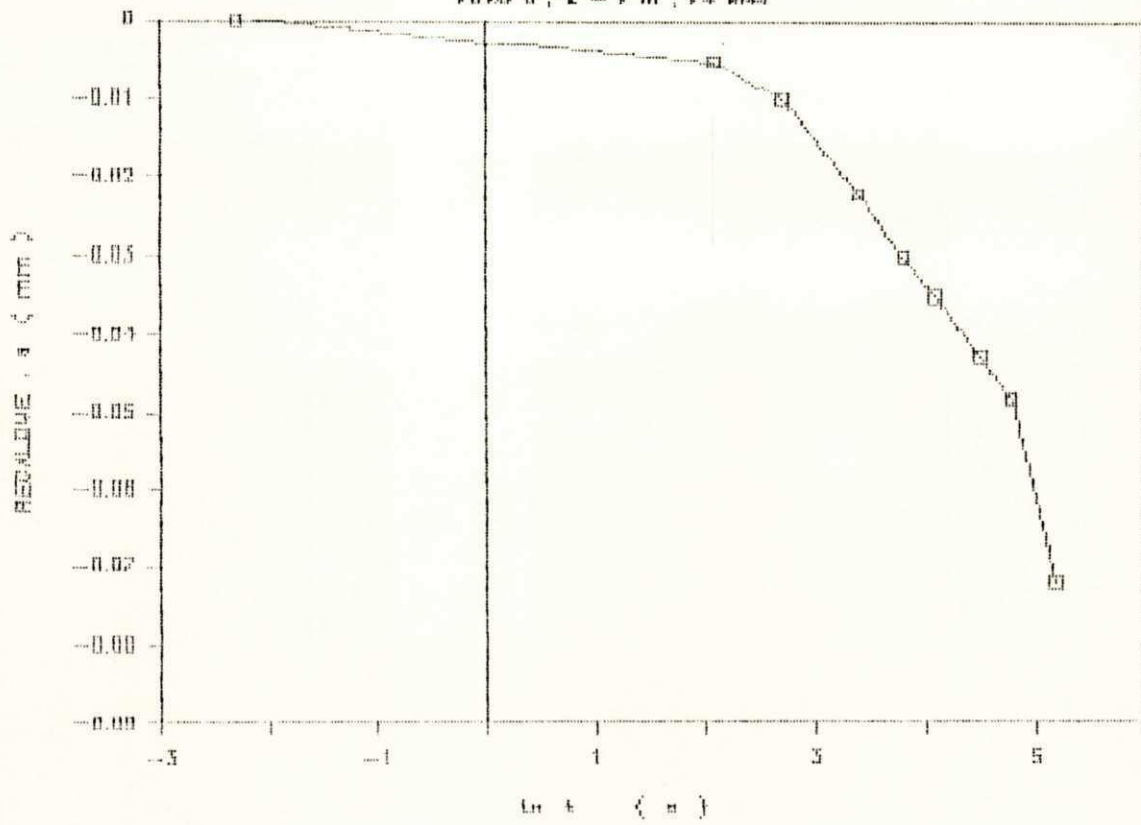
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 2, $Z = 7 \text{ m}$, 134 KPA



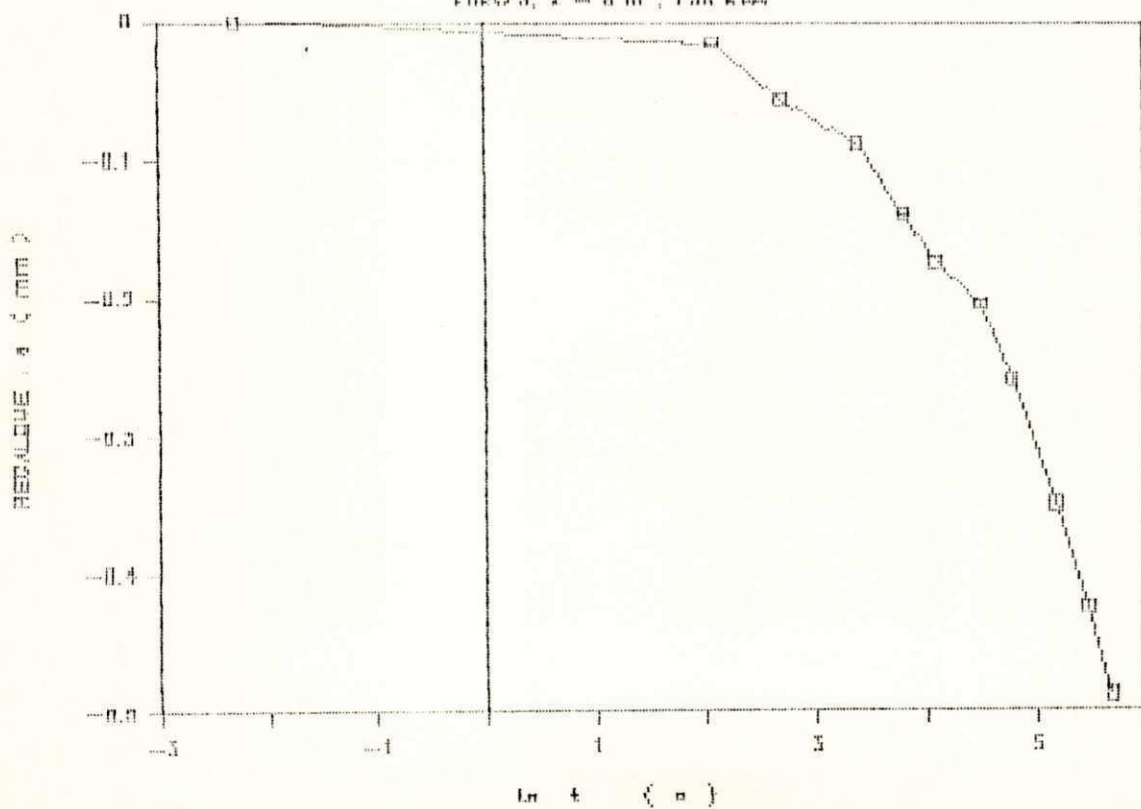
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, $Z = 7 \text{ m}$, 74 KDA



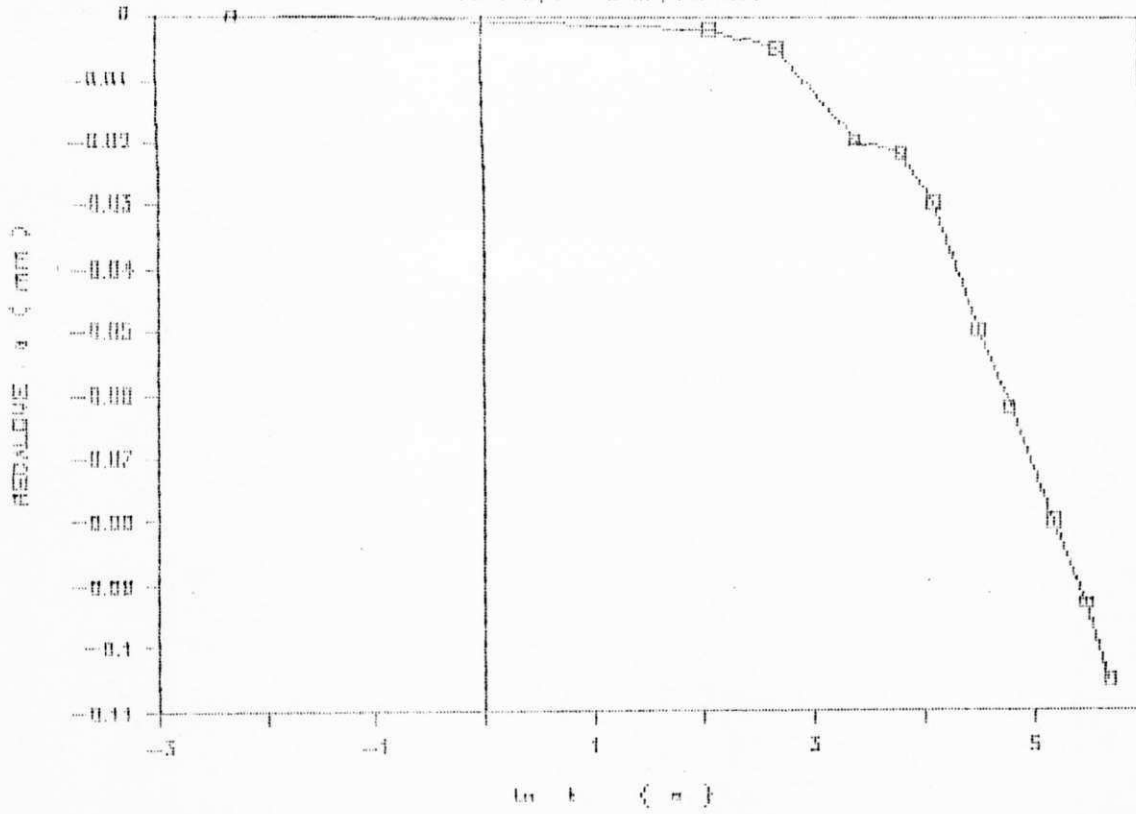
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, $Z = 8 \text{ m}$, 158 KDA



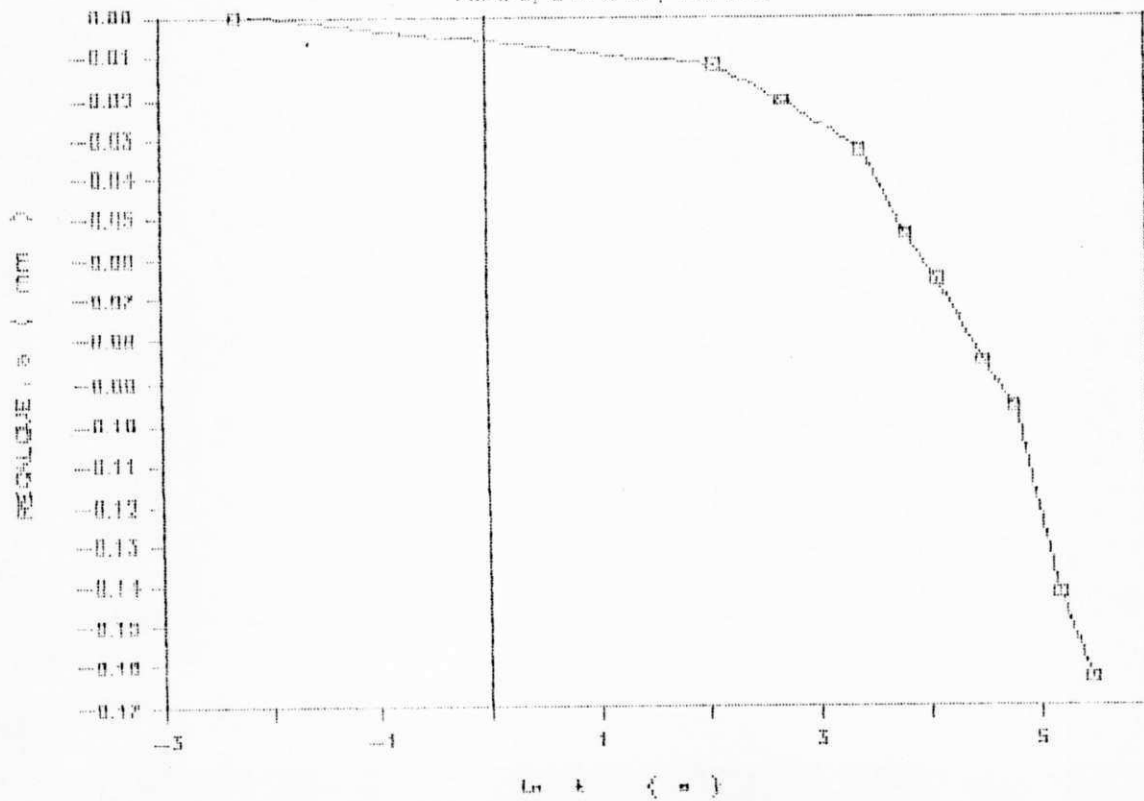
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 3, 7 = 8 m, 78 KPA



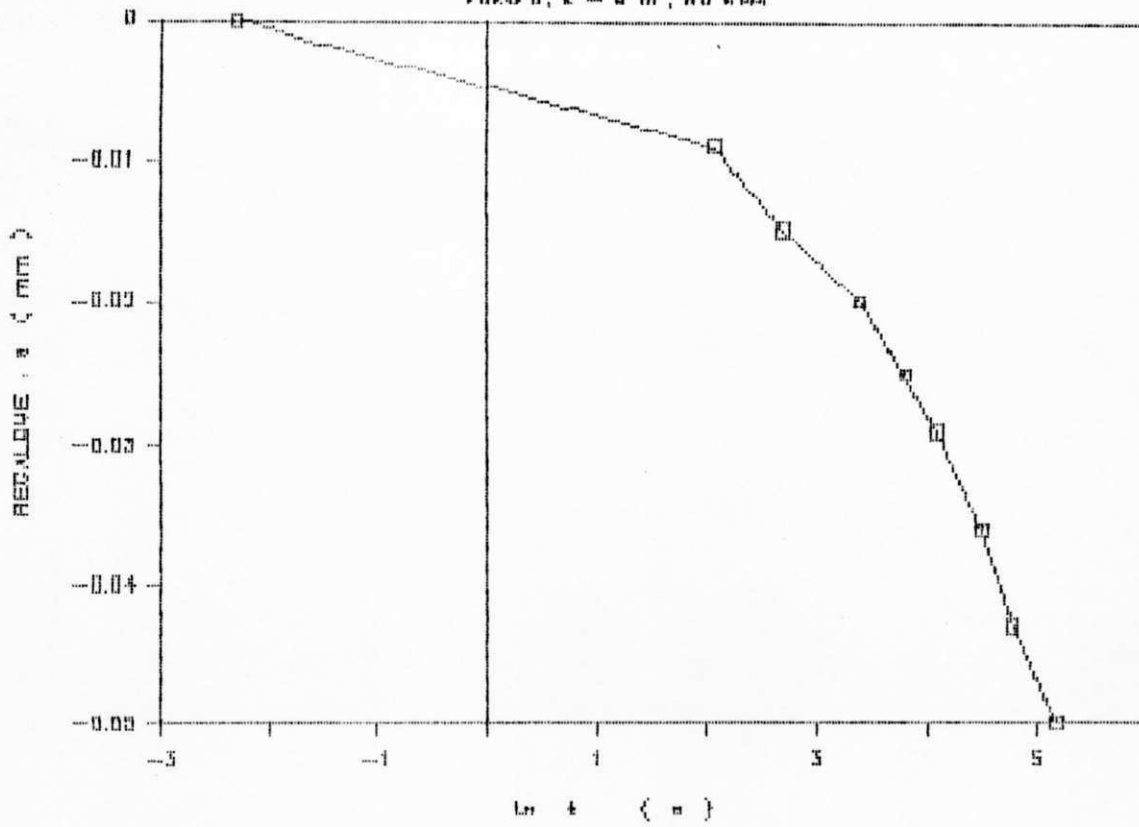
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 3, 2 = 8 m, 128 KPA



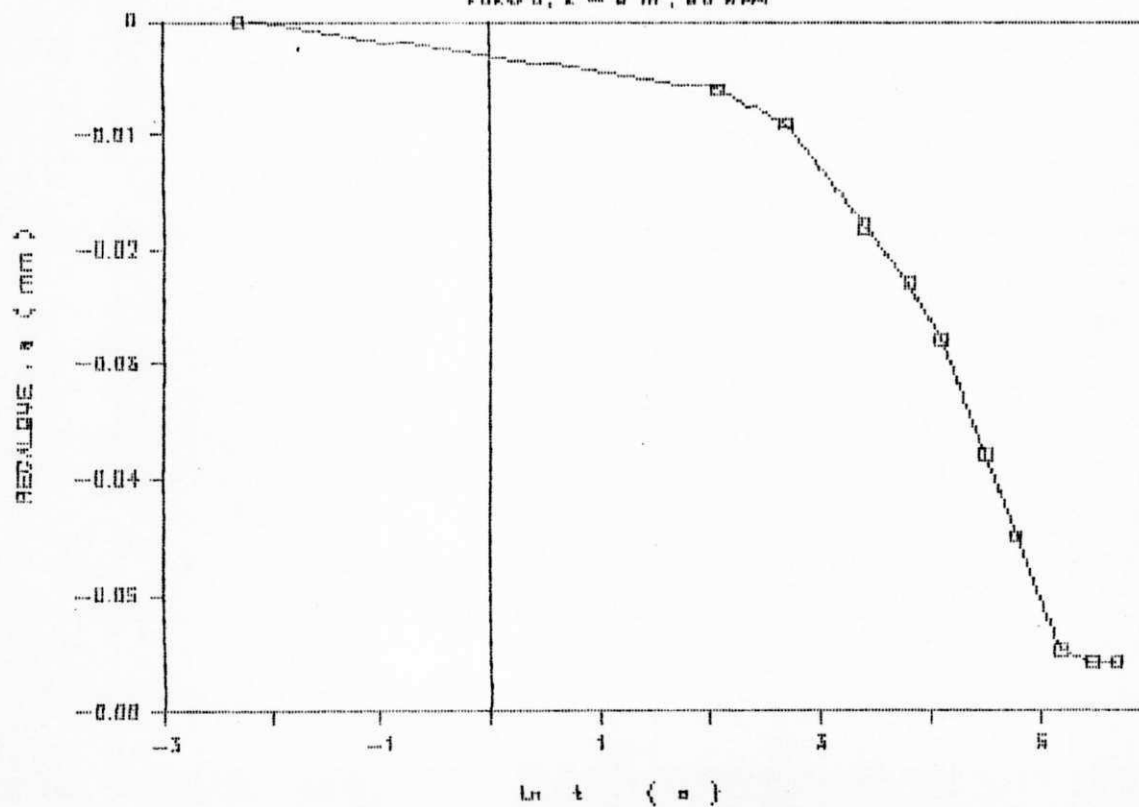
CURVA TEMPO-RECALQUE

FURO 3, 2 = 0 m, 80 KPA



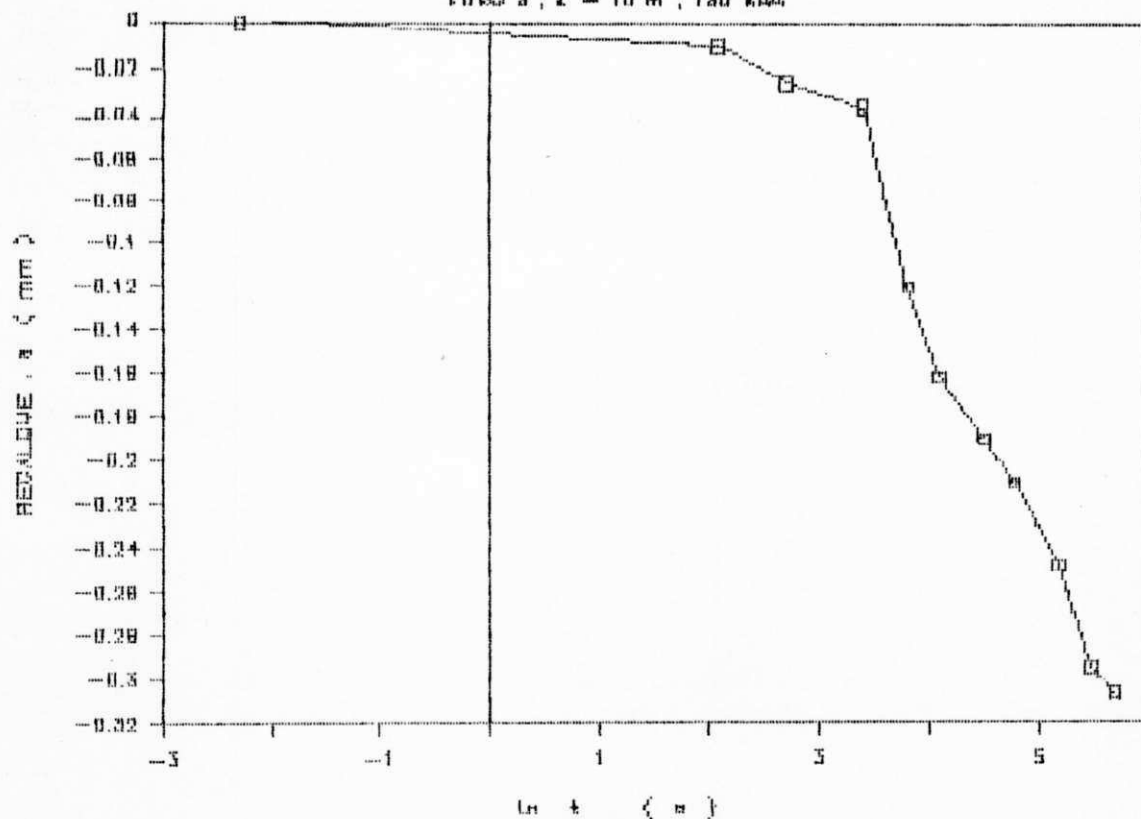
CURVA TEMPO-RECALQUE

FURO 3, 2 = 0 m, 80 KPA



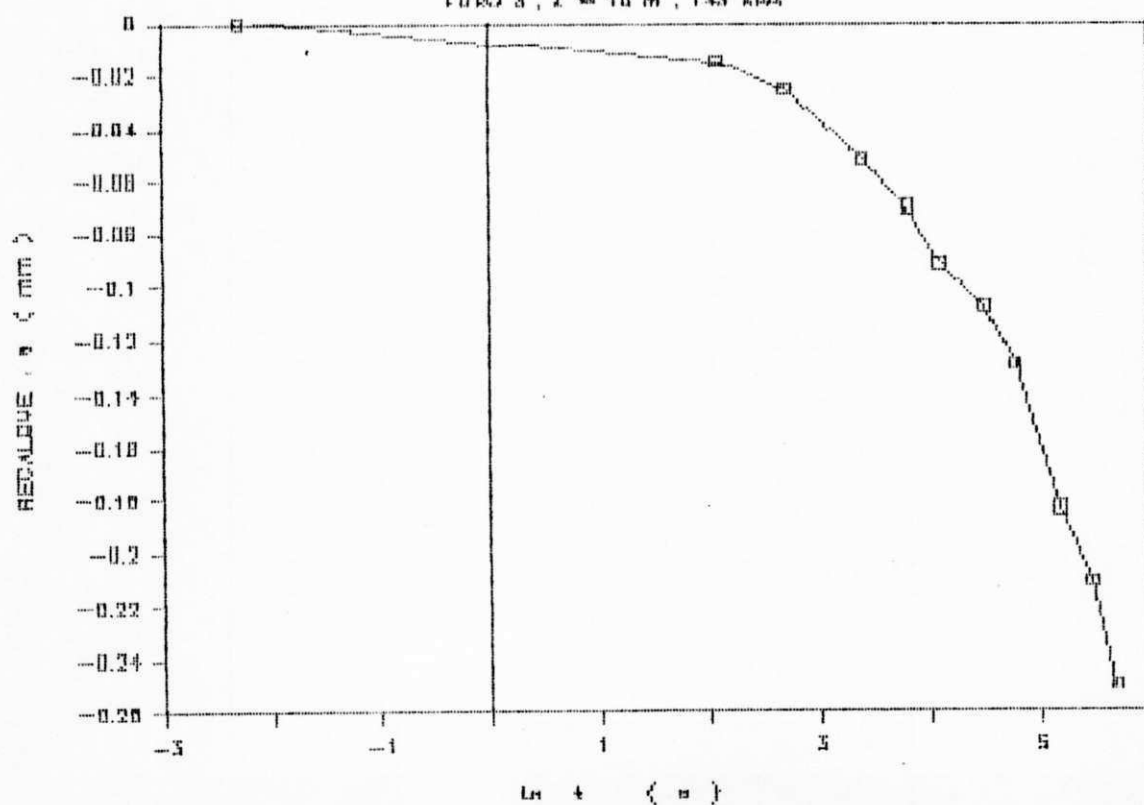
CURVA TEMPO-RECALQUE

FURTO 3, 2 = 10 m, 130 KPa



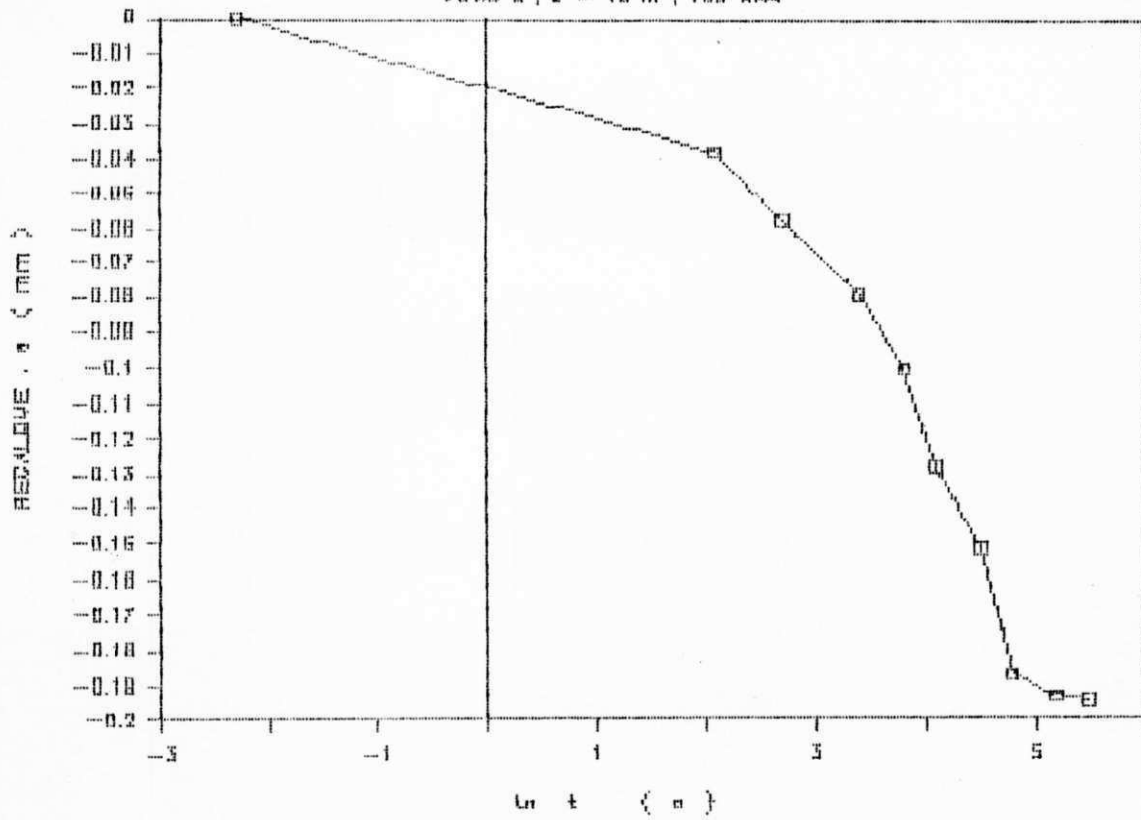
CURVA TEMPO-RECALQUE

FURTO 3, 2 = 10 m, 145 KPa



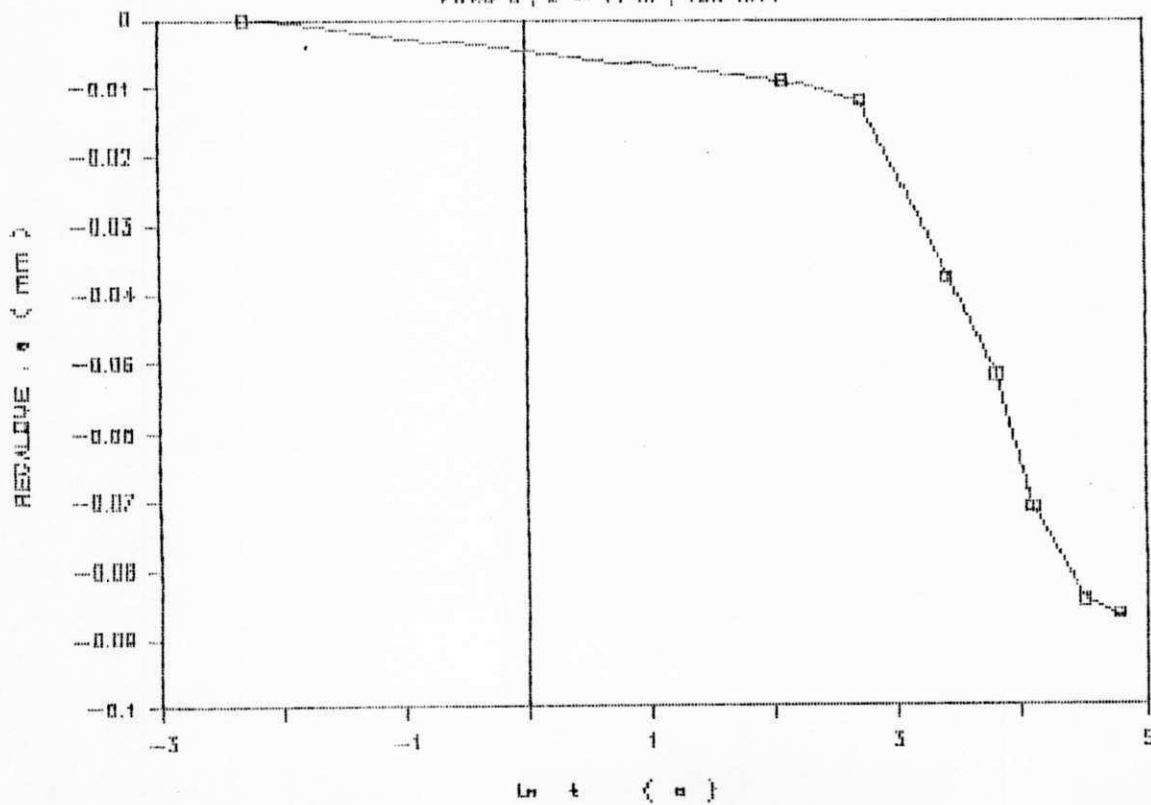
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 3, 2 = 10 m, 166 KPa



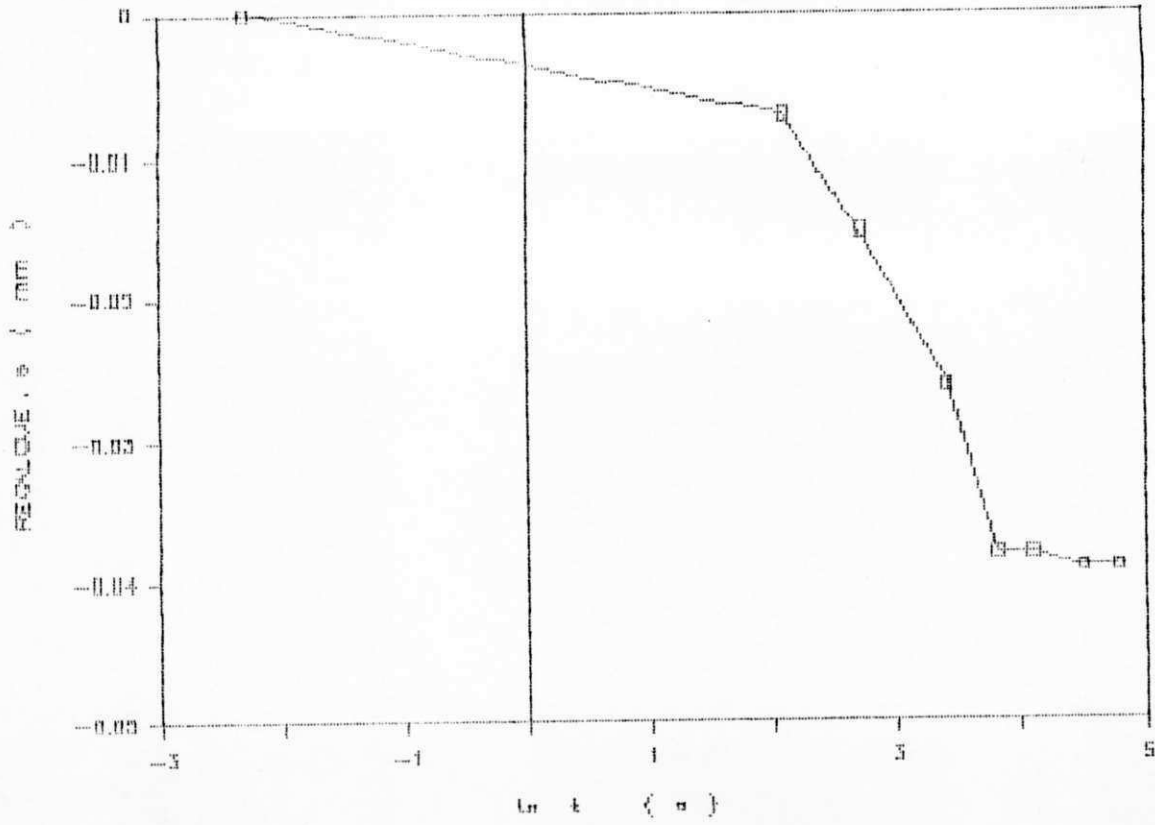
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 3, 2 = 11 m, 108 KPa



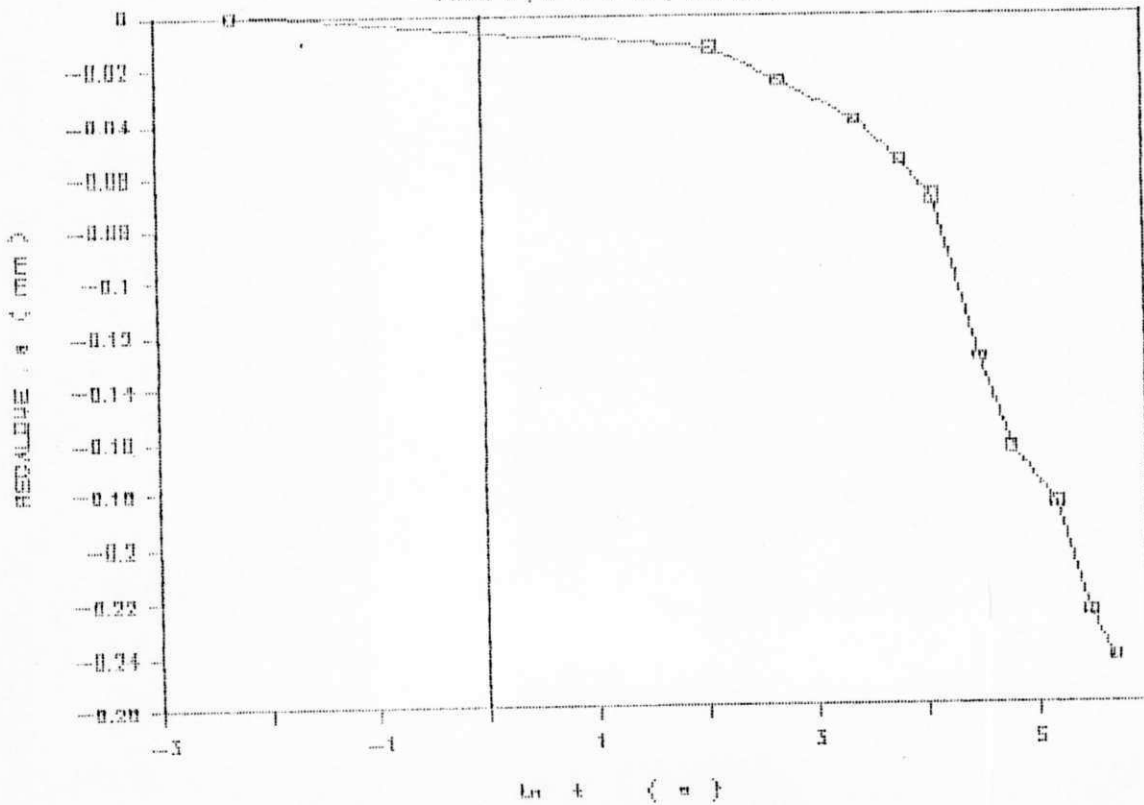
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRA 3, 2 - 11 m , 110 KDa



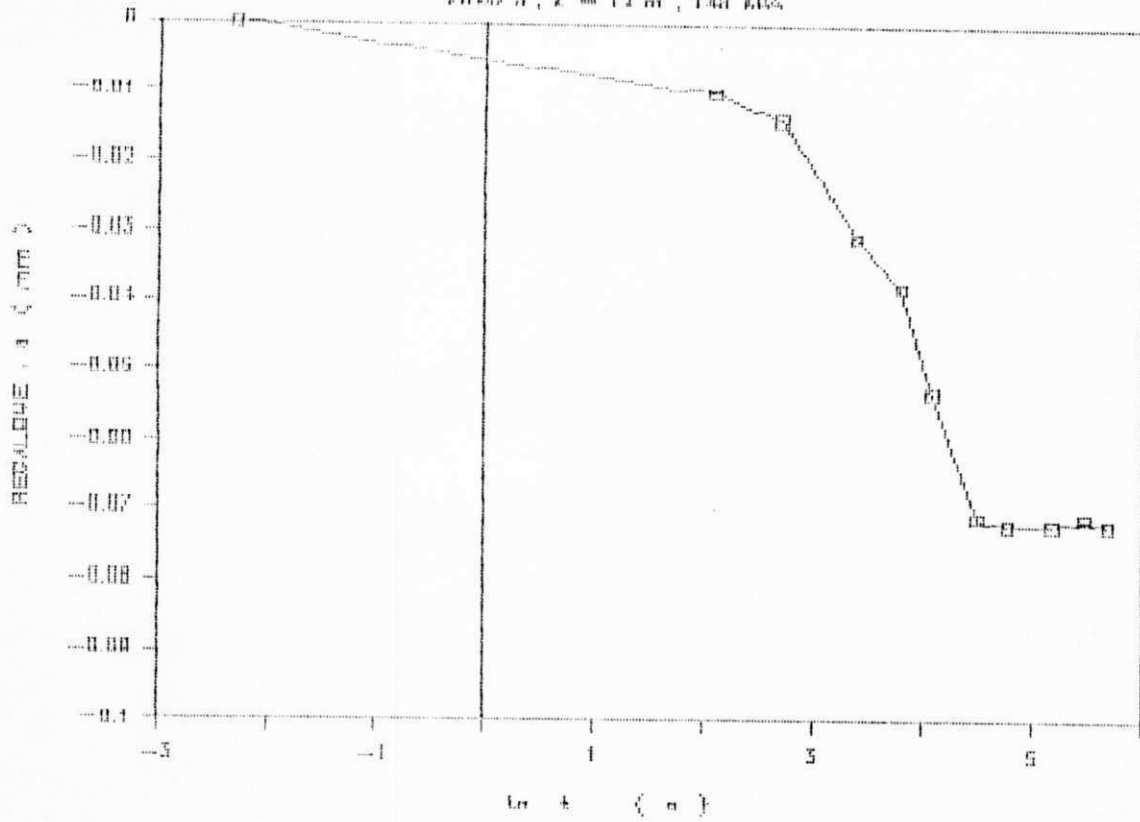
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRA 3, 2 - 11 m , 144 KDa



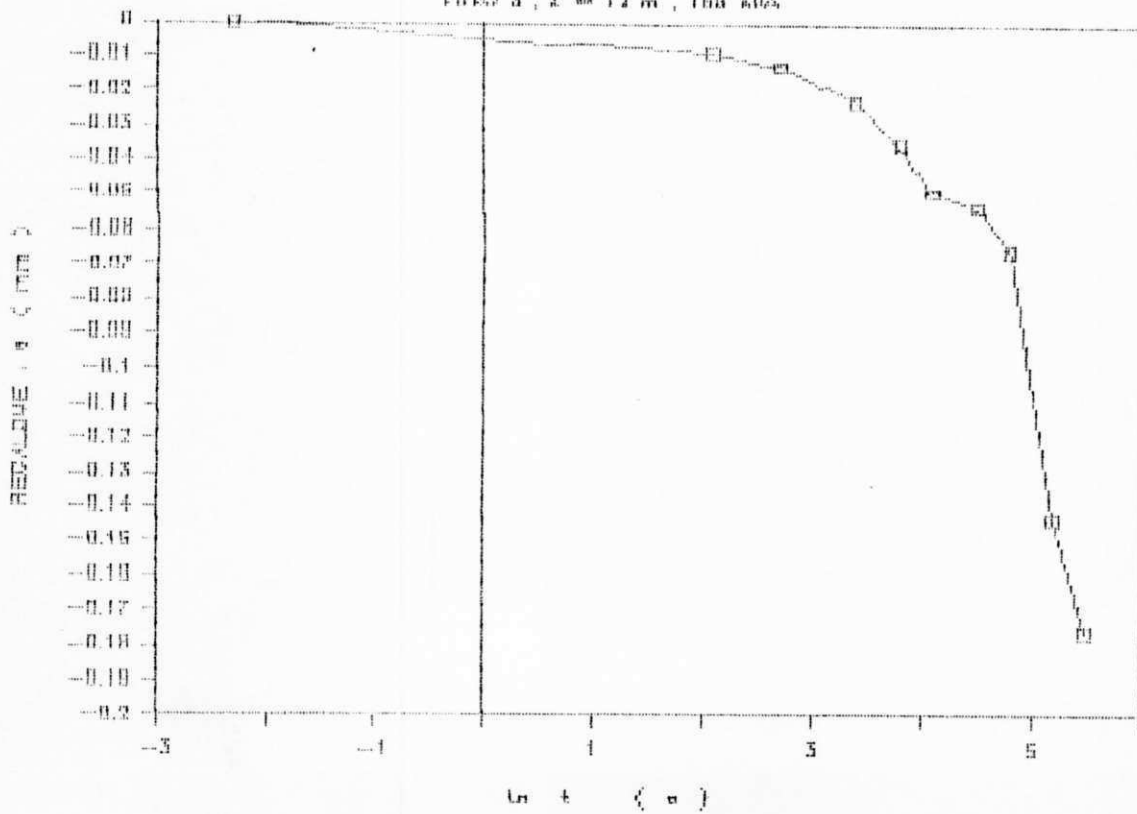
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, 2 = 13 m, 140 KDA



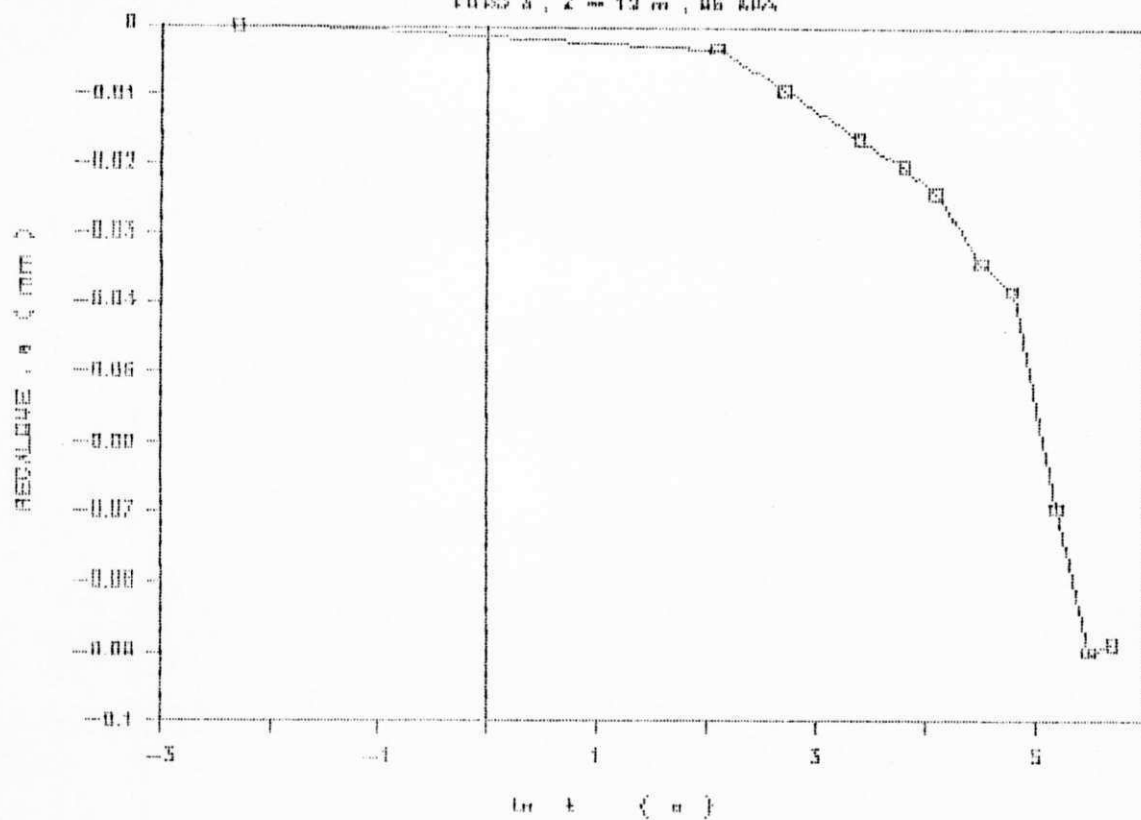
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, 2 = 12 m, 160 KDA



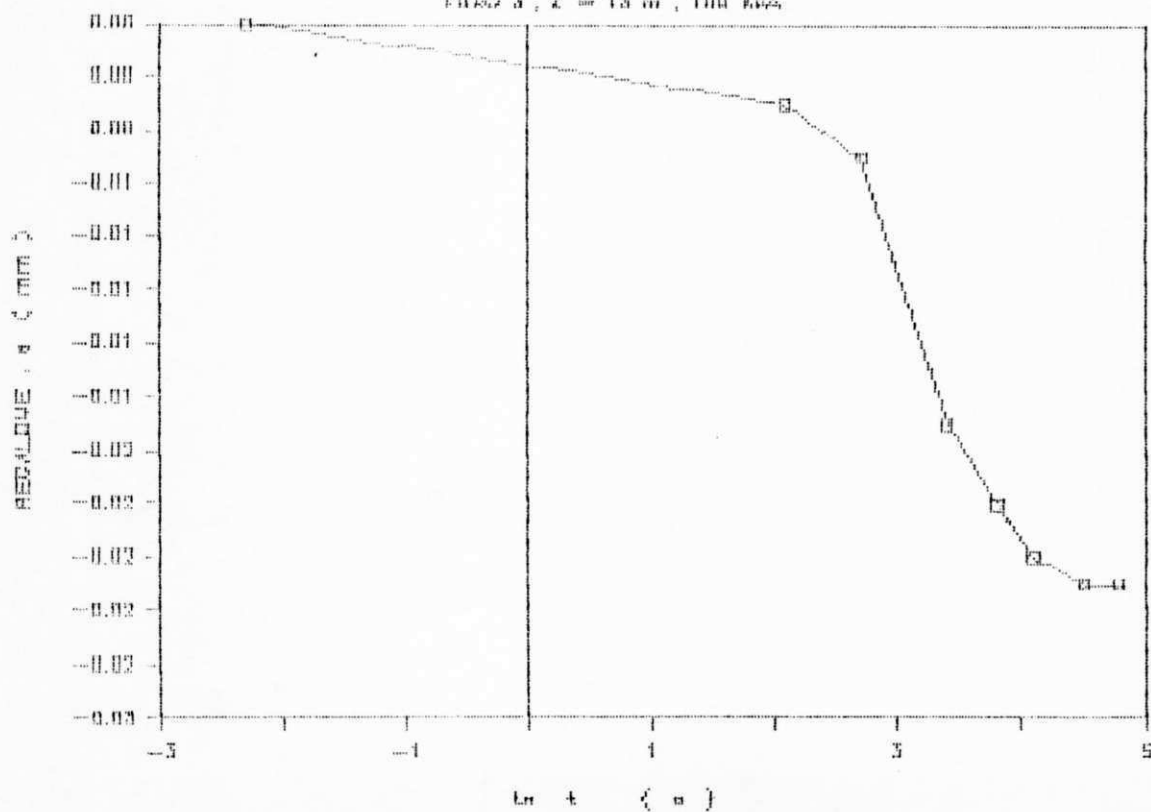
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, Z = 12 m, 86 KDA



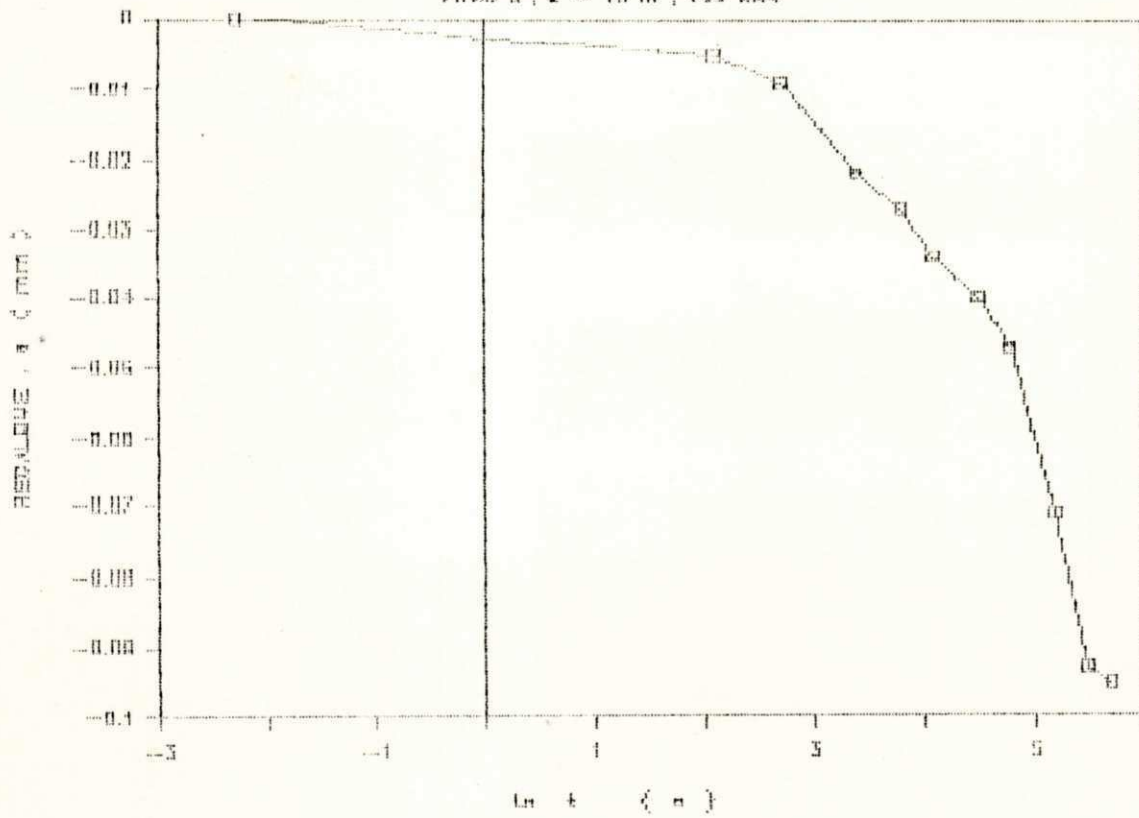
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, Z = 13 m, 100 KDA



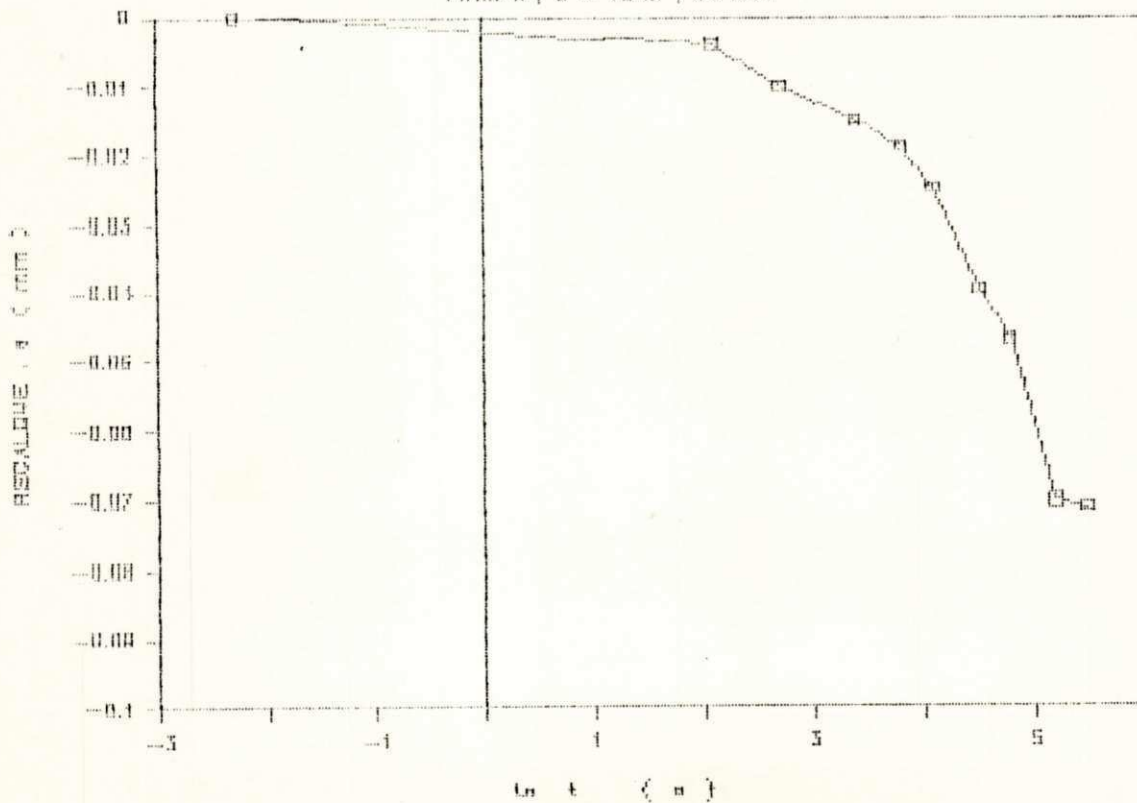
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, Z = 15 m, 129 kPa



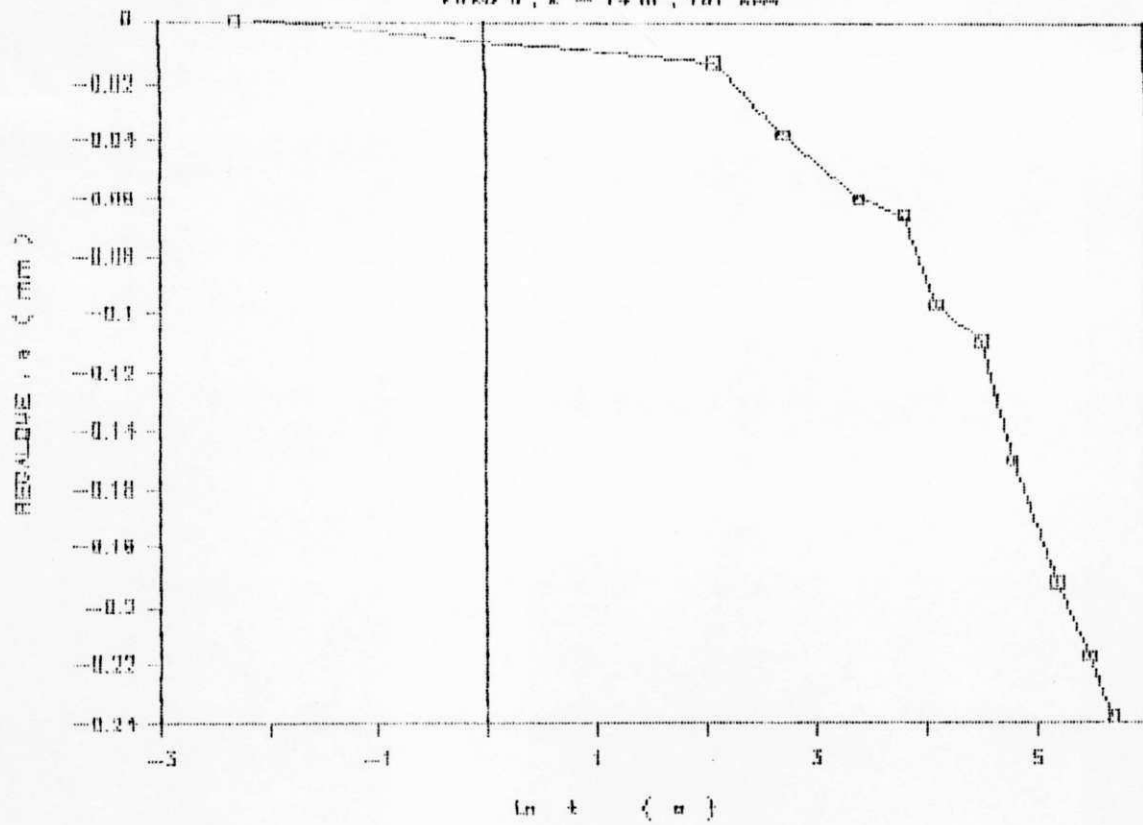
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 3, Z = 15 m, 84 kPa



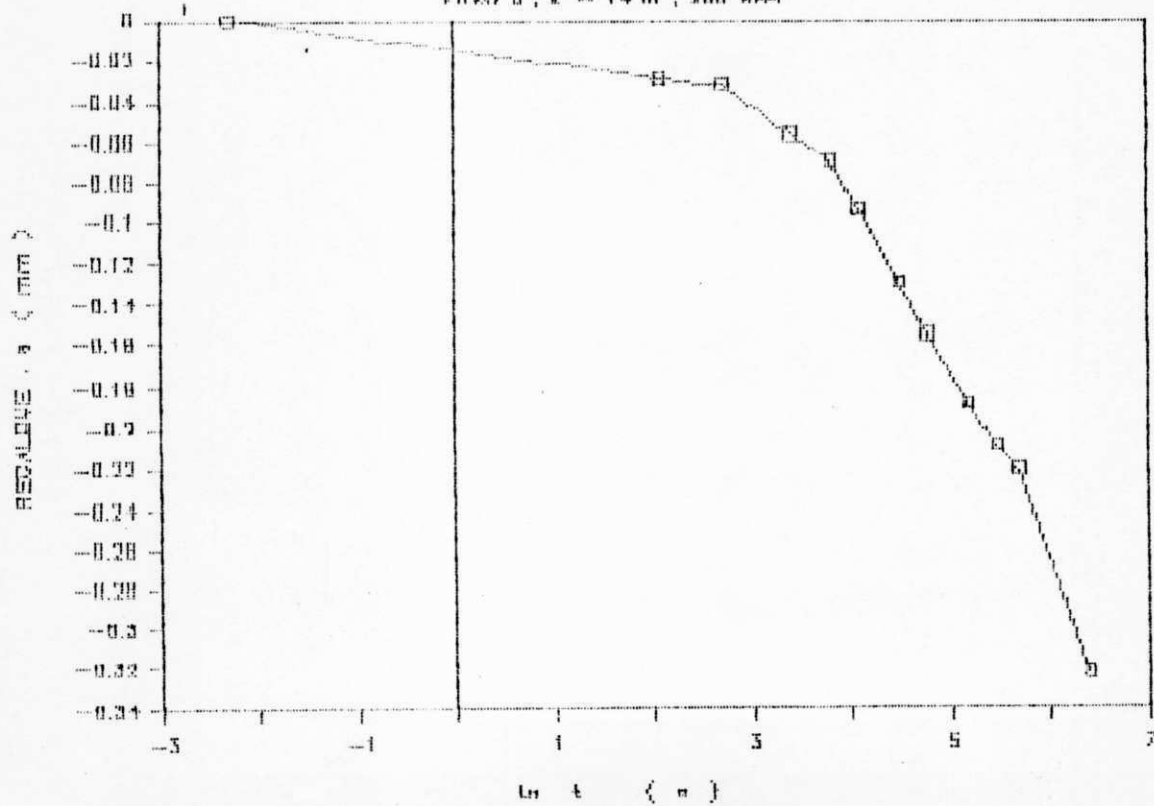
CURVA TEMPO-RECALQUE

FURO 3, Z = 14 m, 181 KPa



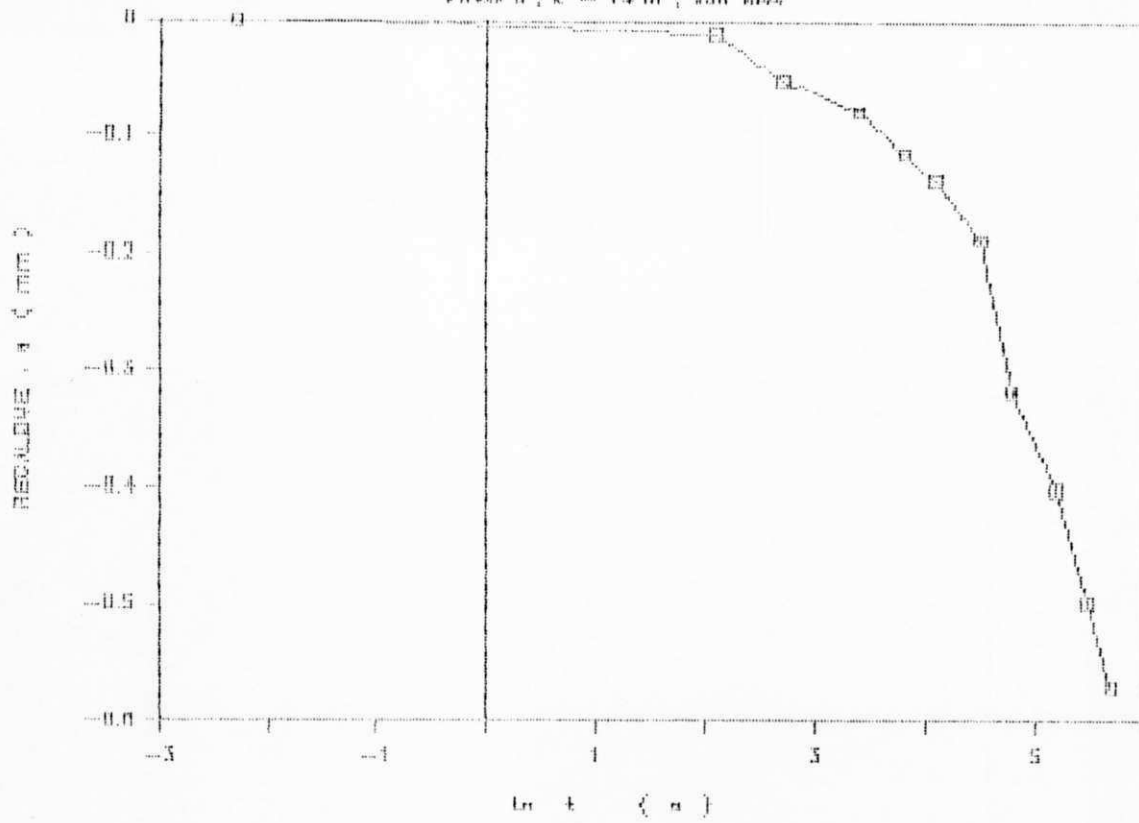
CURVA TEMPO-RECALQUE

FURO 3, Z = 14 m, 200 KPa



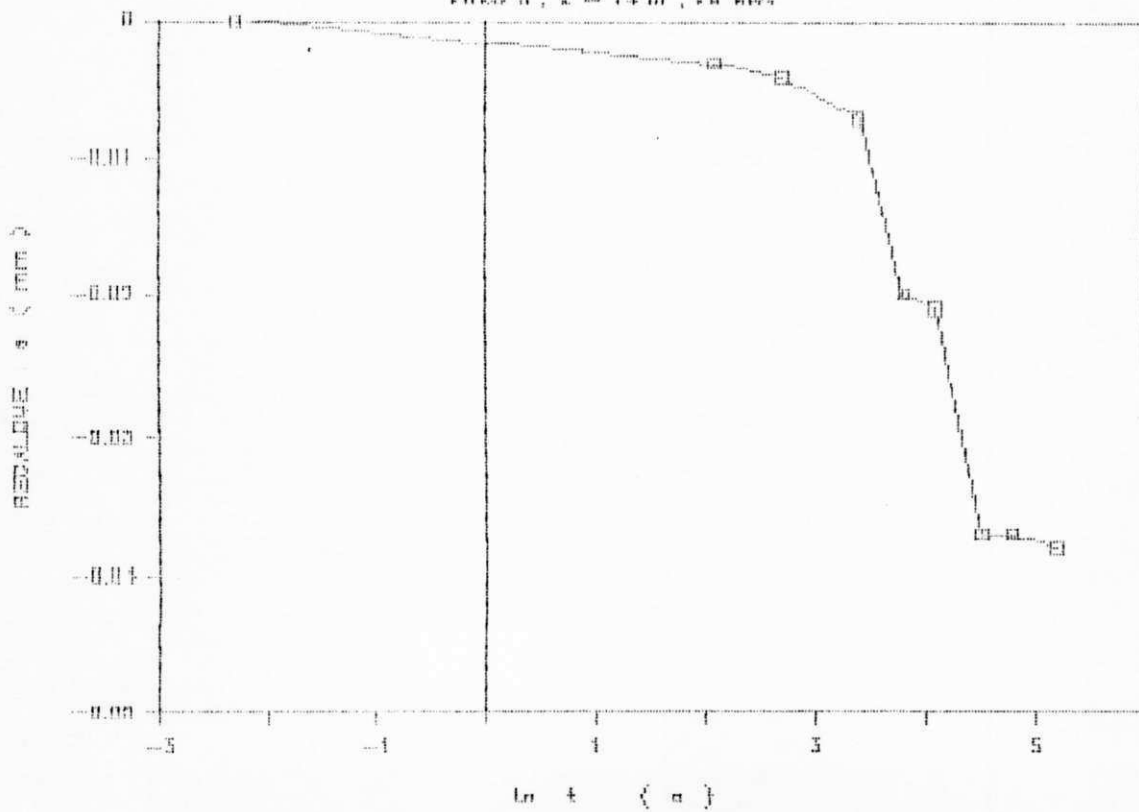
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 3, Z = 14 m, 338 KPa



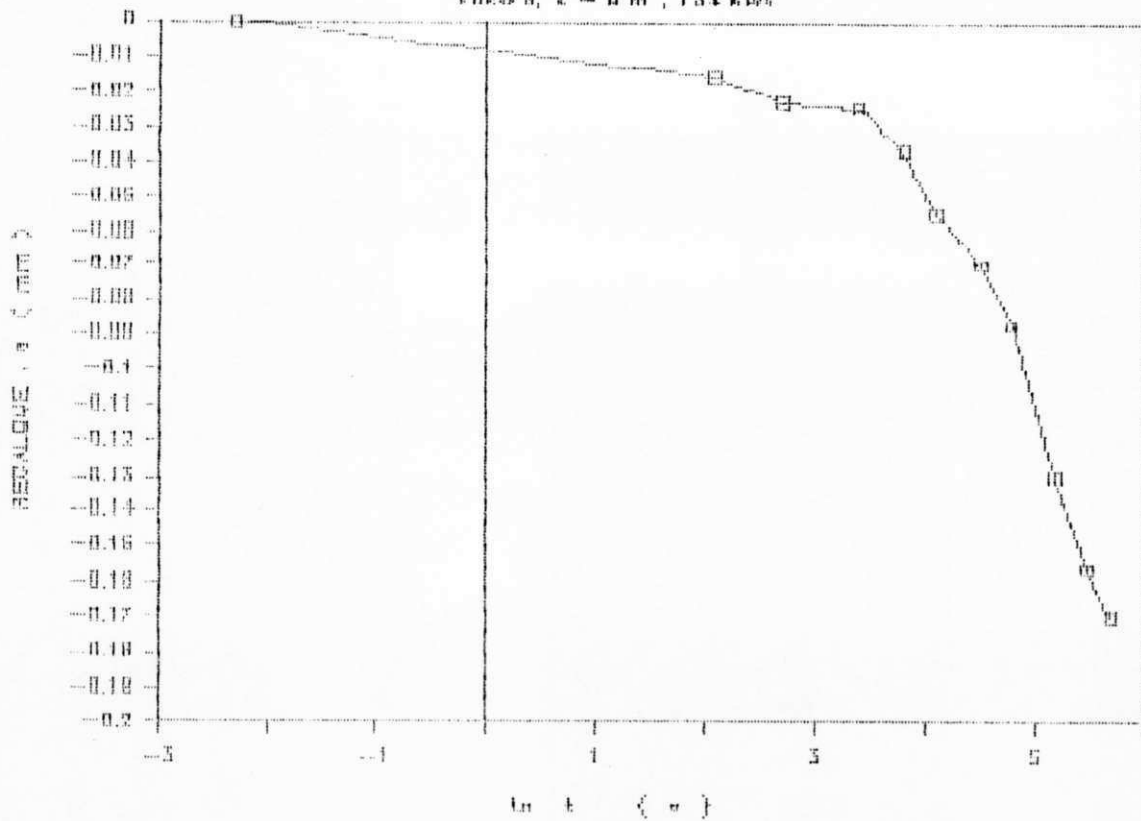
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIBRO 3, Z = 14 m, 28 KPa



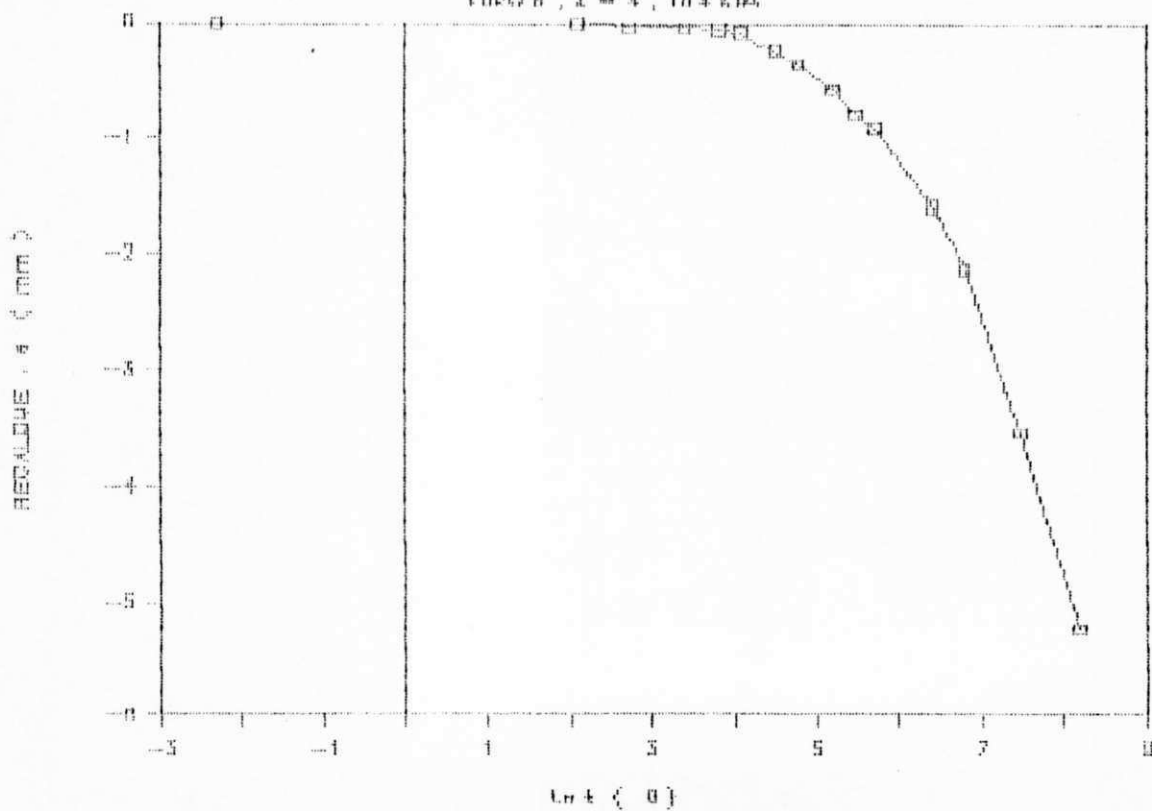
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIG. 5, Z = 0 m, 134 KPa



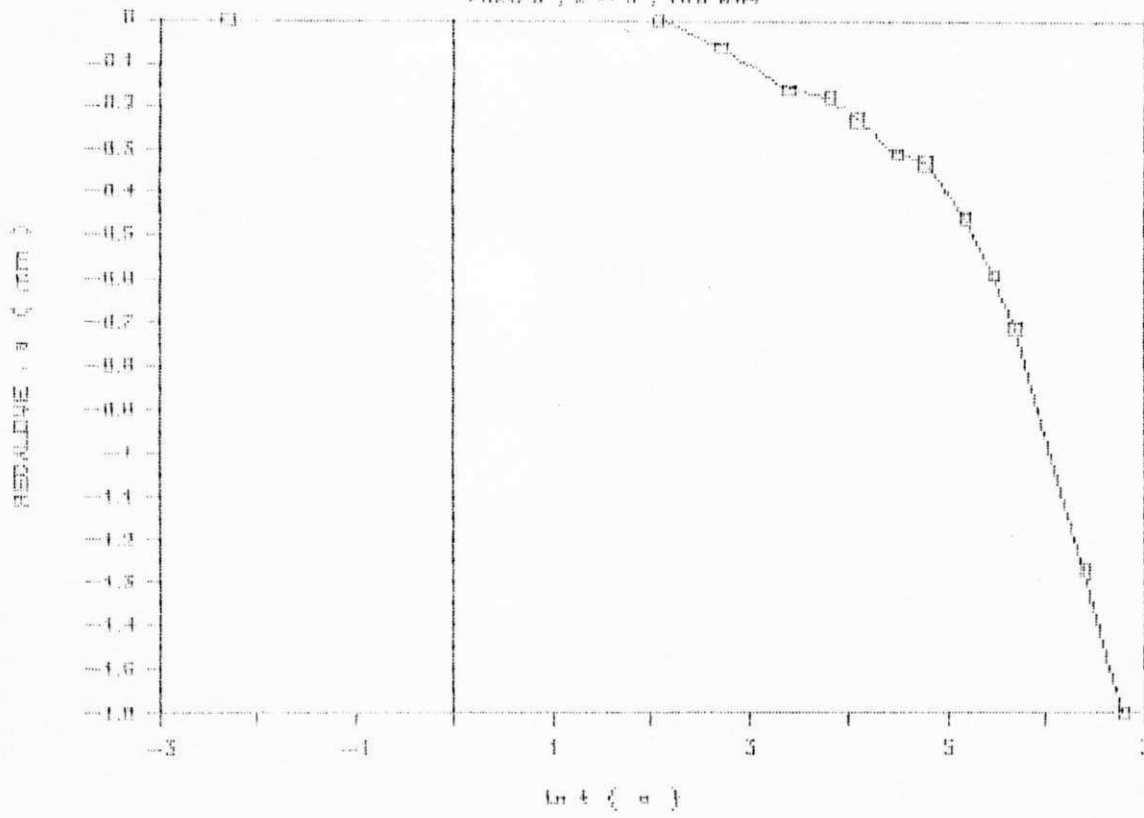
CURVA TEMPO - RECALQUE

FIG. 6, Z = 4, 104 KPa



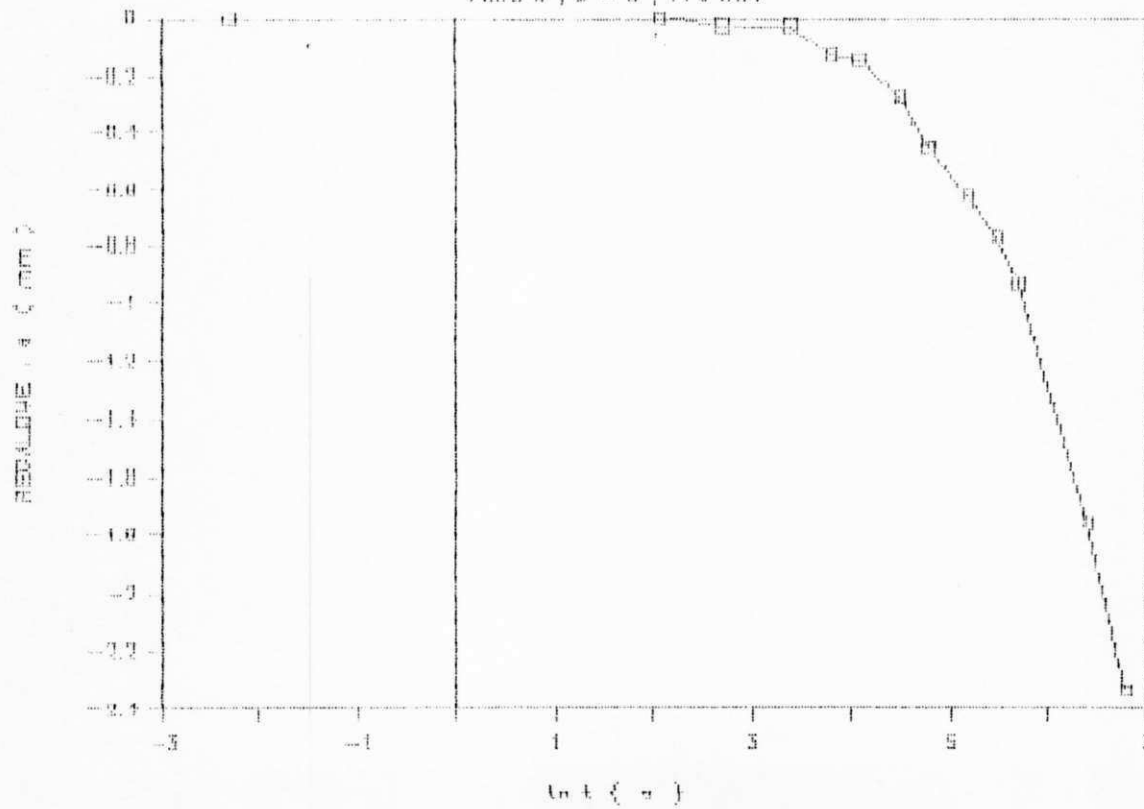
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIGURA 6, Z = 6, 100 KPa



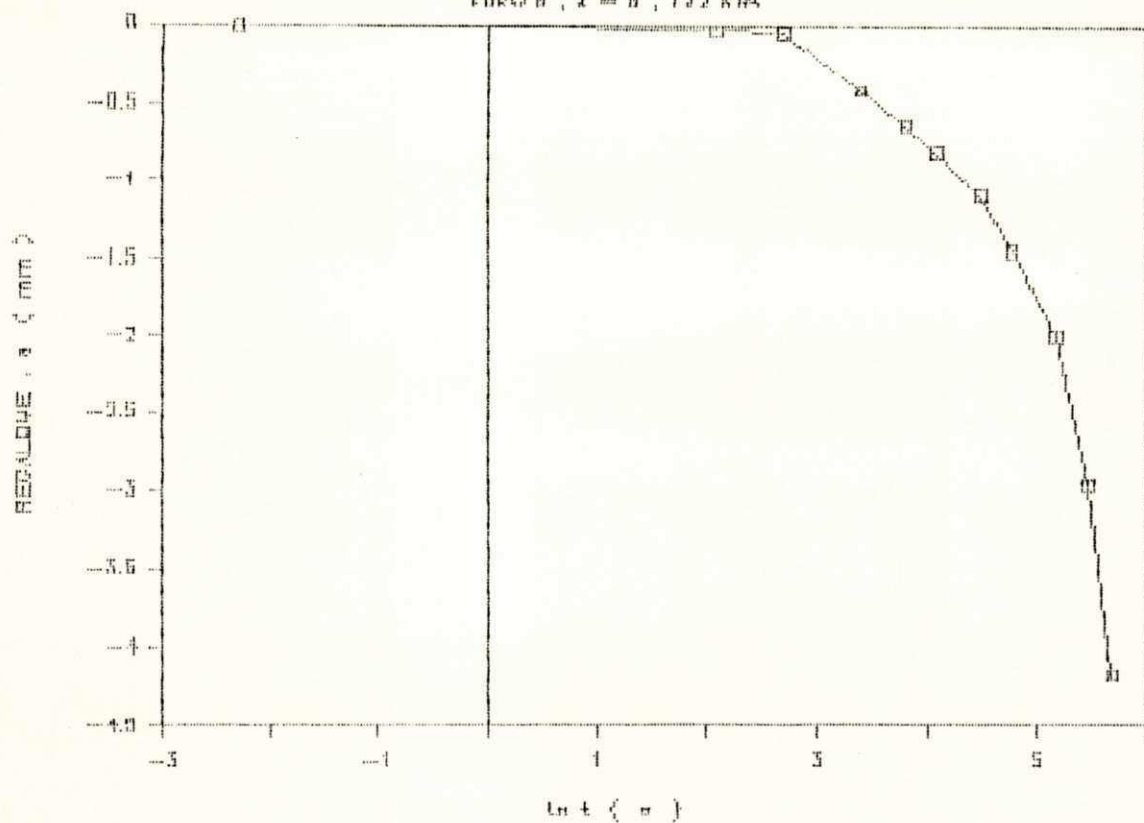
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIGURA 6, Z = 6, 110 KPa



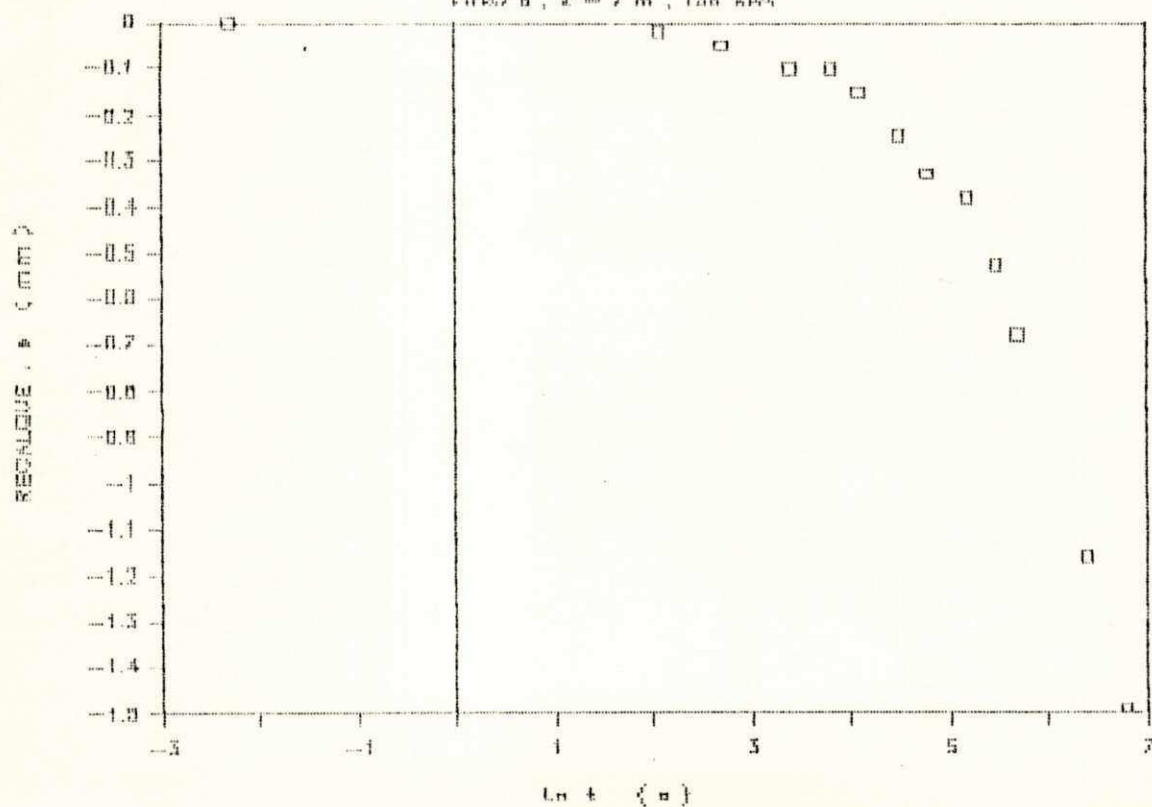
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIGURA 6, Z = 5, 172 KPA



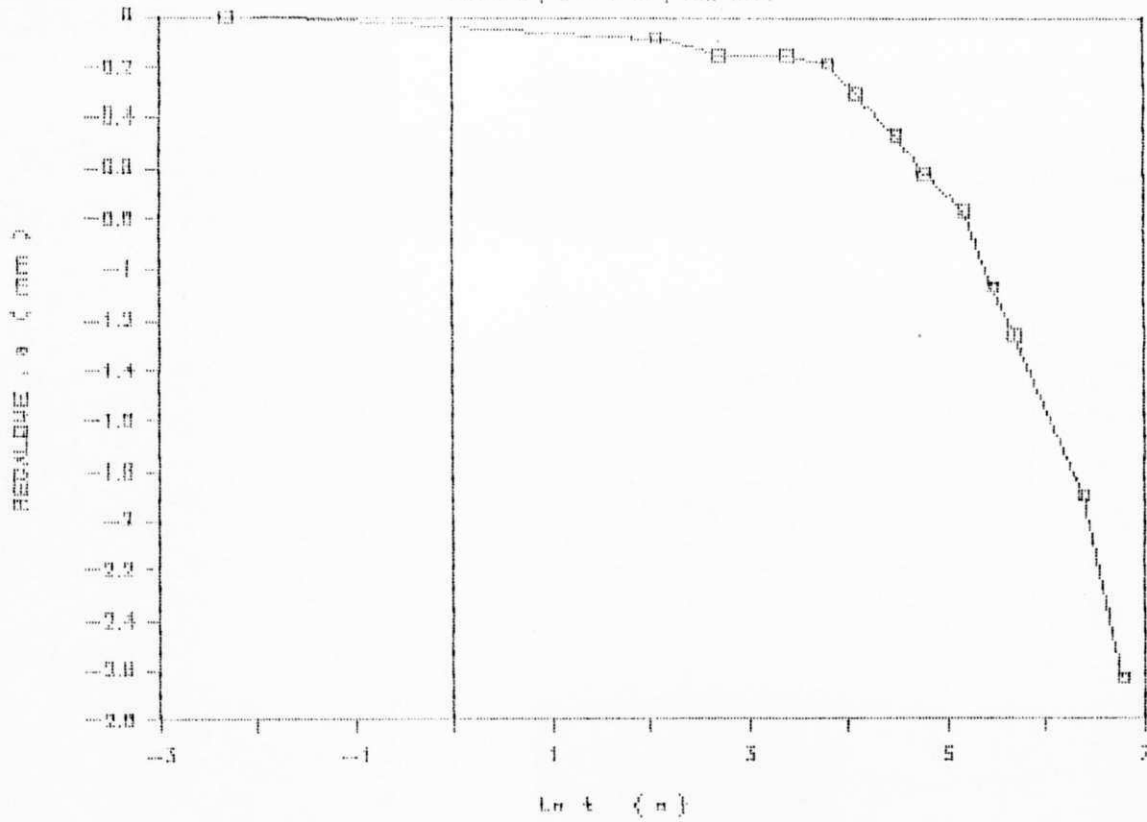
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIGURA 6, Z = 7 m, 128 KPA



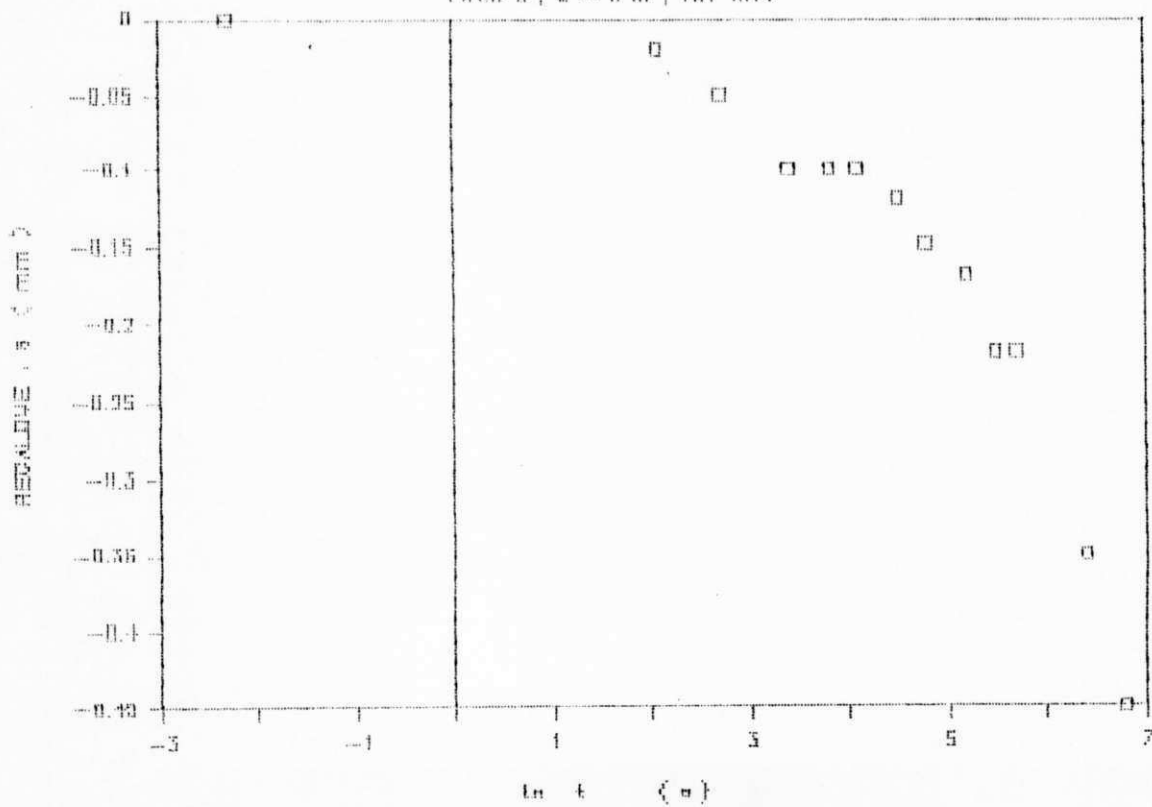
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIGURA 5, Z = 7 m, 160 KPa



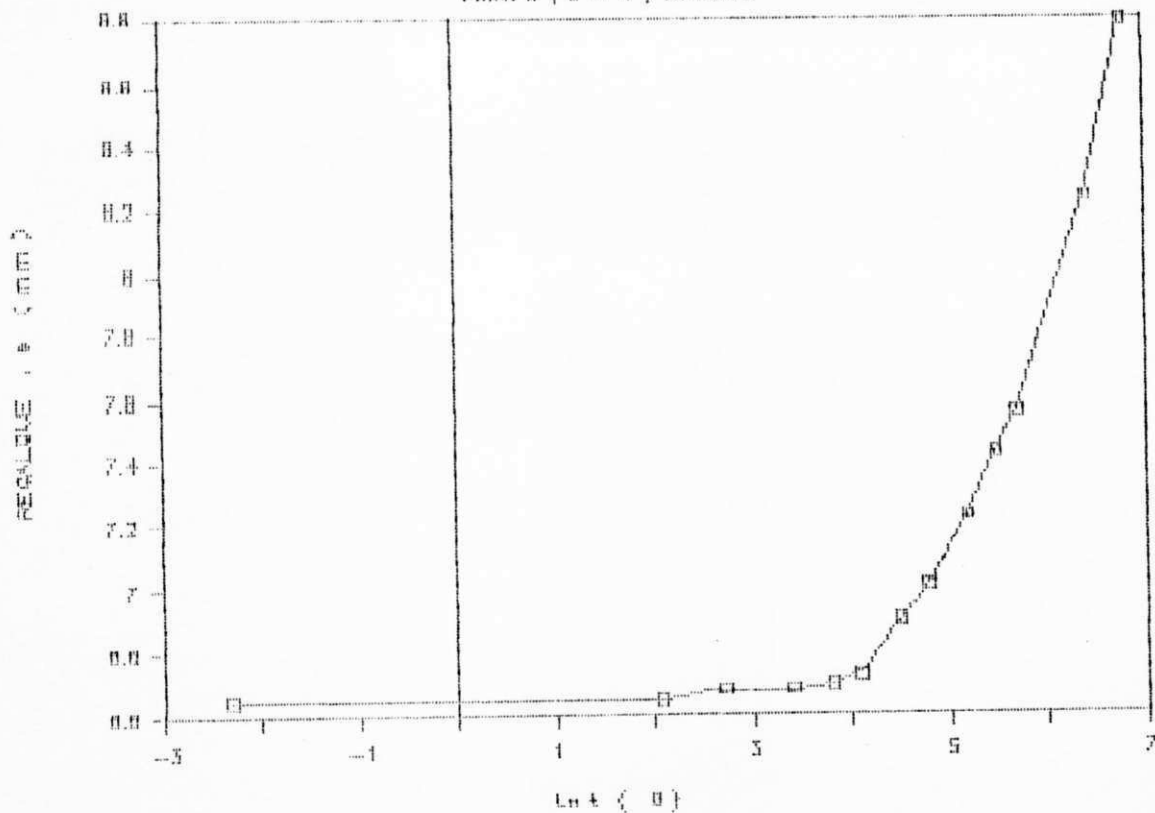
CURVA TEMPO-RECALQUE

FIGURA 6, Z = 0 m, 101 KPa



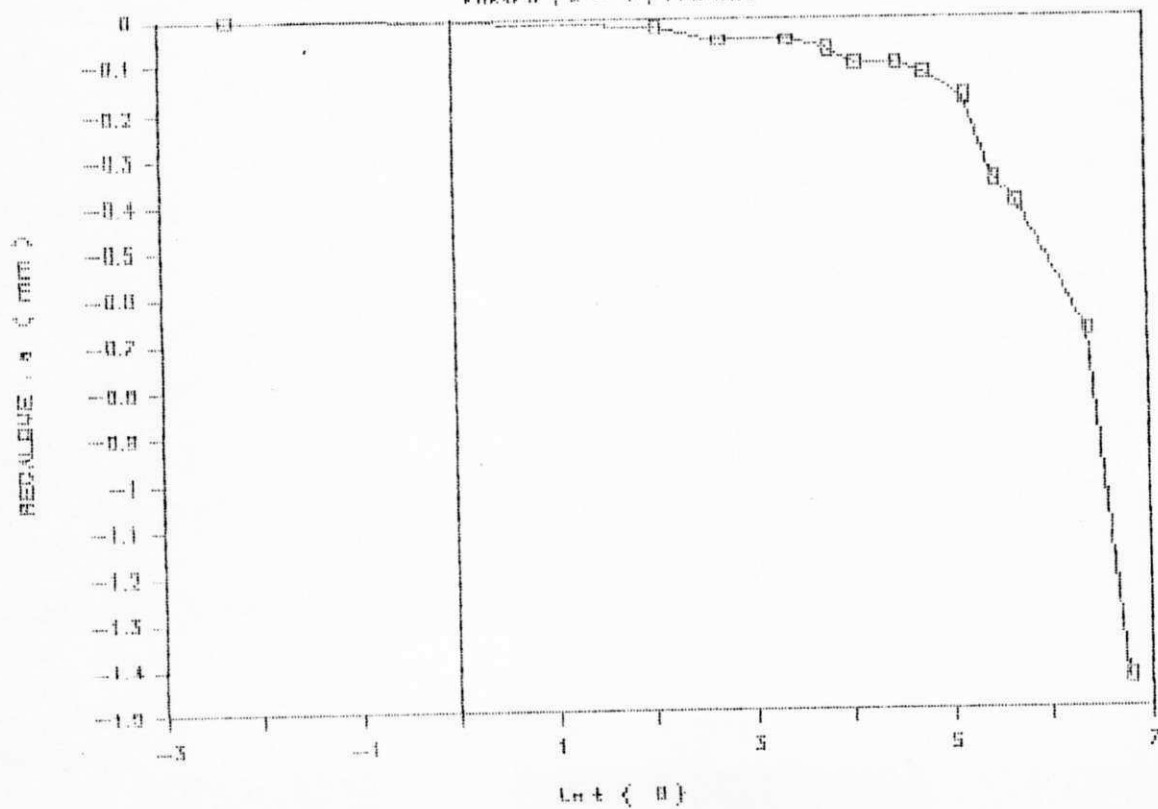
CURVA TEMPO — RECALQUE

FIGURA 5, 2 — 4, 10.4 KGS



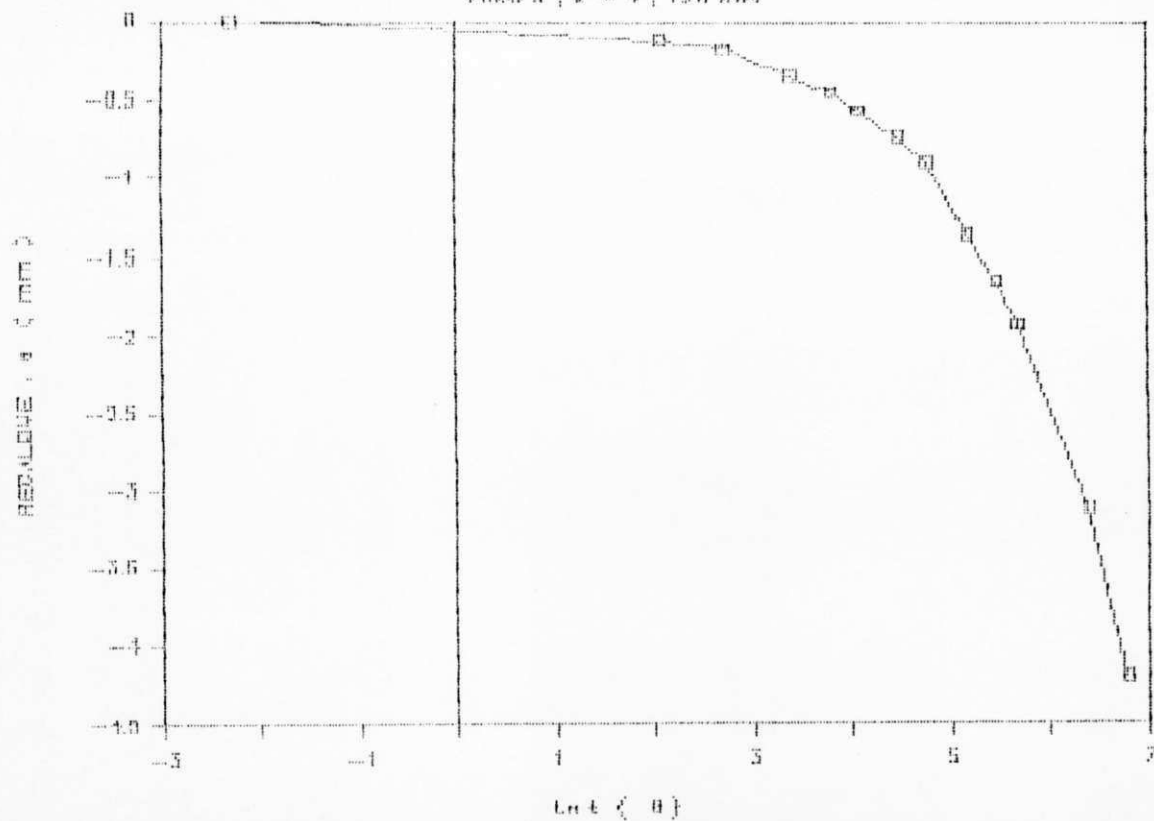
CURVA TEMPO — RECALQUE

FIGURA 5, 2 — 4, 11.0 KGS



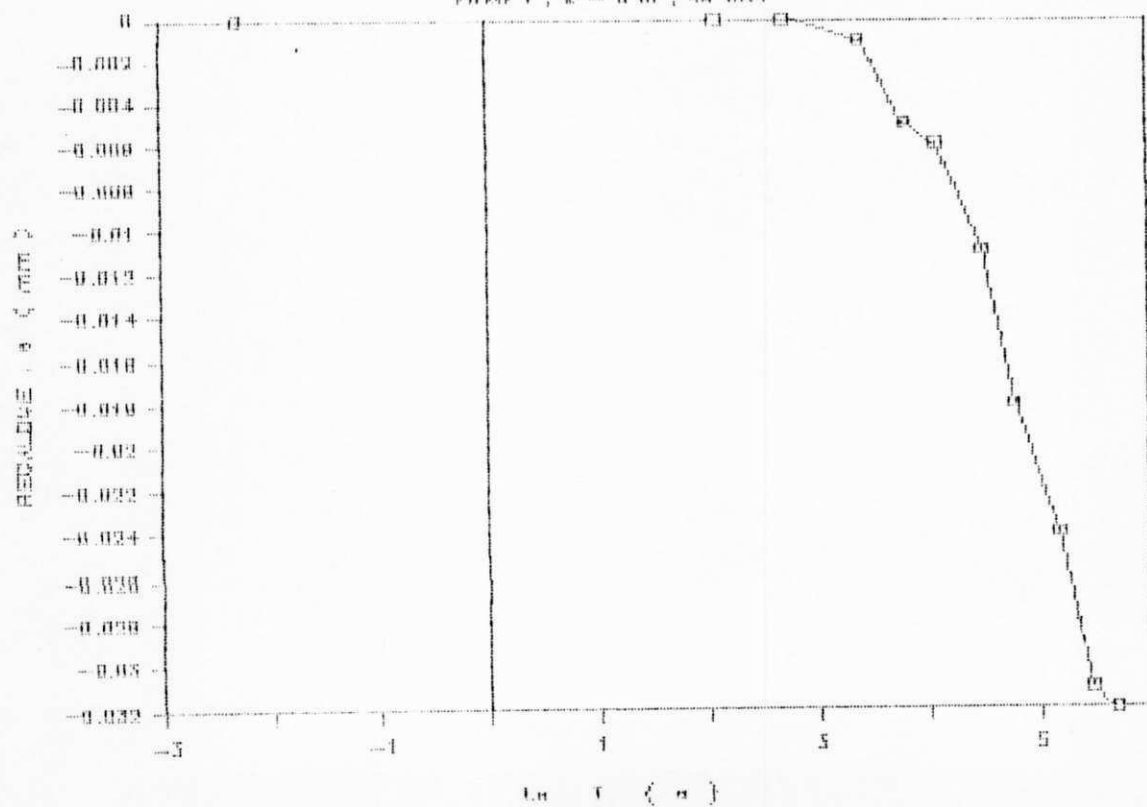
CURVA TEMPO — RECALQUE

FIG. 6, 2 = 4, 120 EDW



CURVA TEMPO—RECALQUE

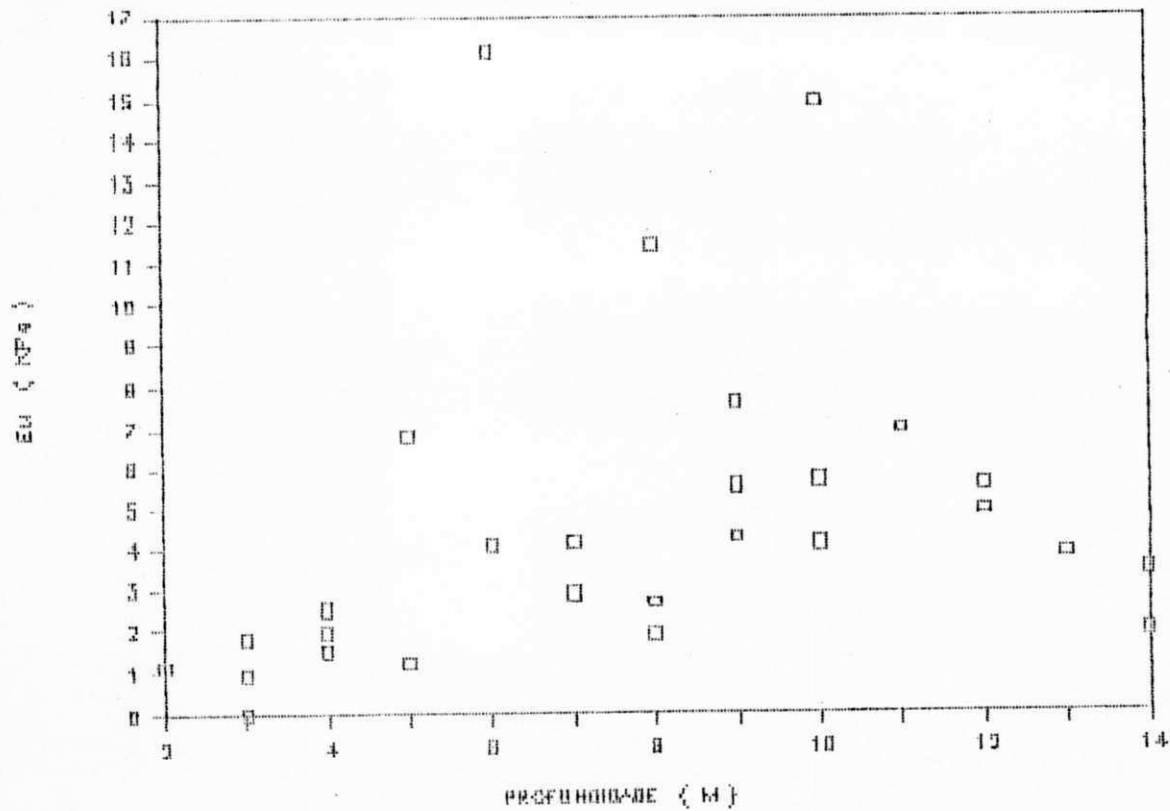
FIG. 7, 2 = 8 m, 40 KDA



APENDICE 4

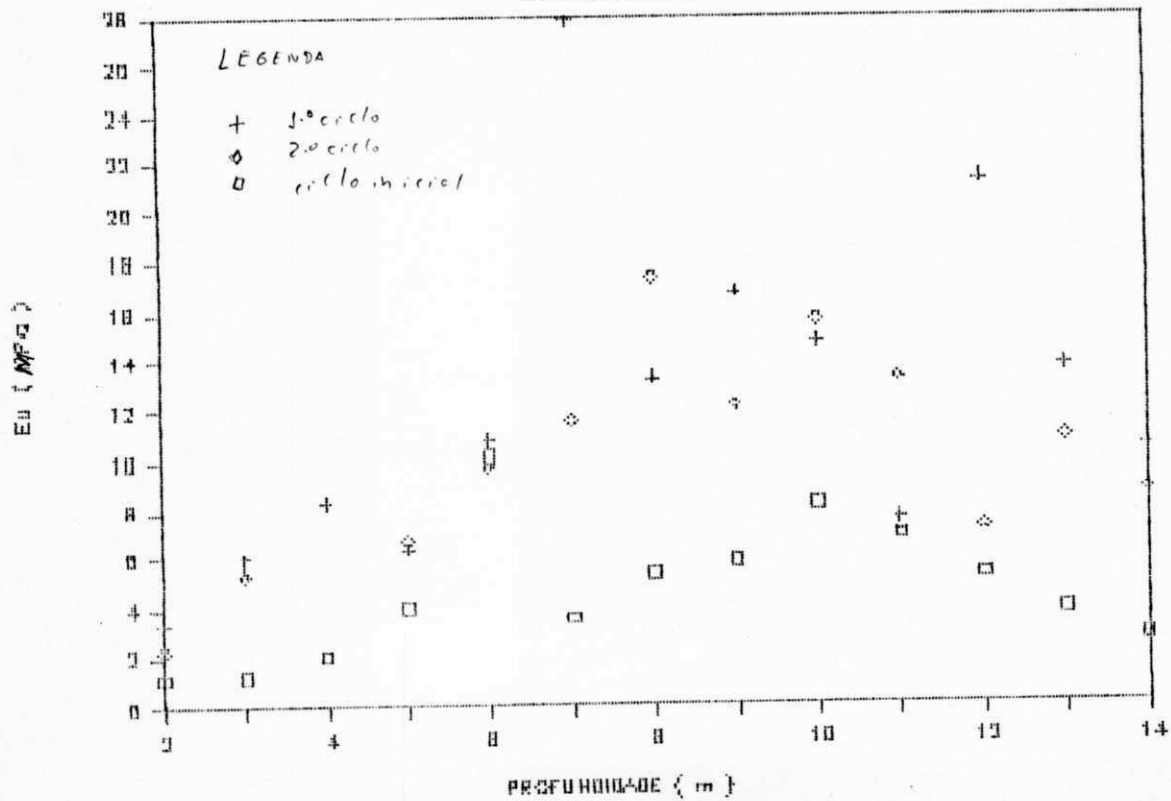
Variação dos Parâmetros Pesquisados ao Longo do Depósito

VARIAÇÃO E_u COM A PROFUNDIDADE

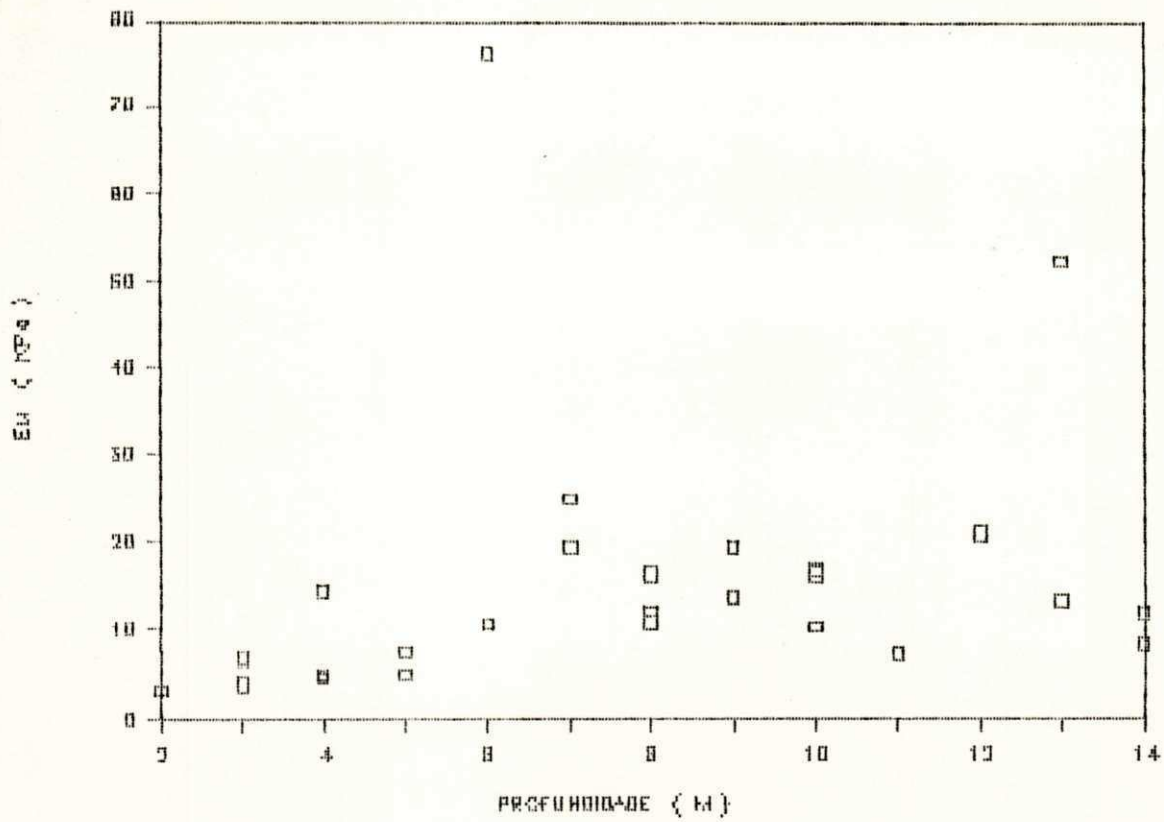


$E_u \times$ PROFUNDIDADE

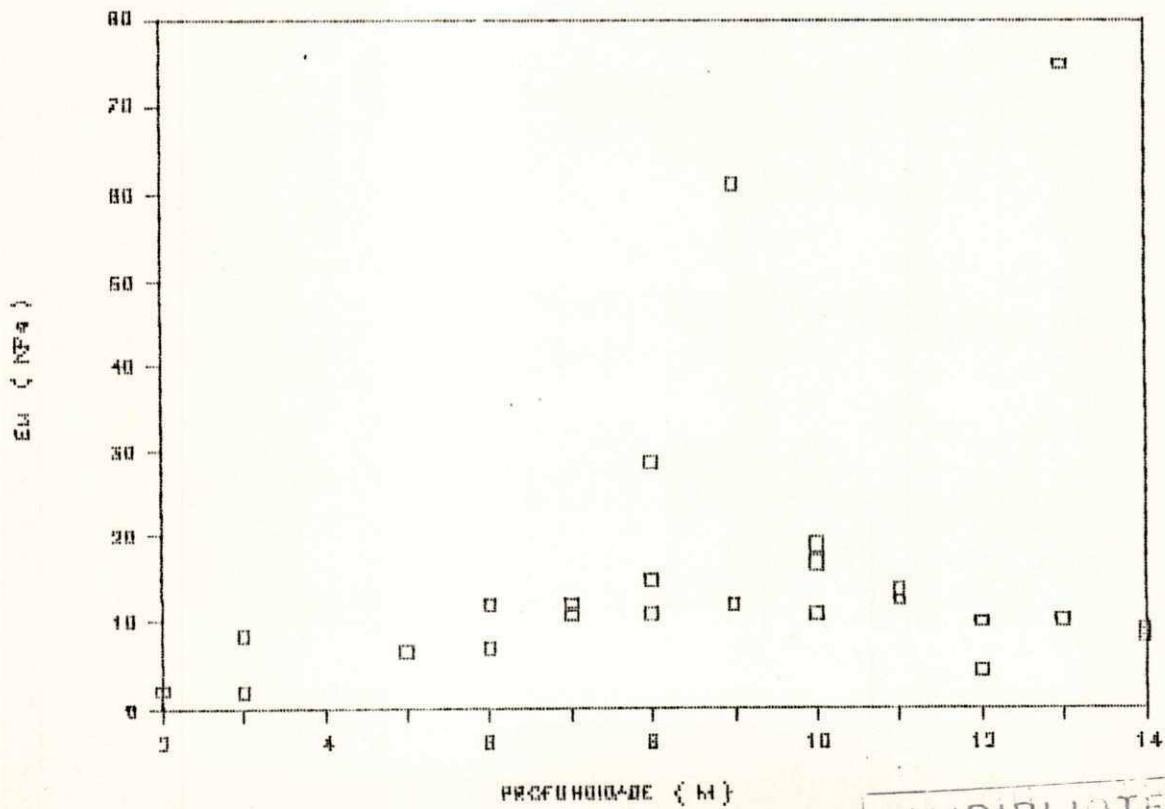
VALORES MÓDIOS



VARIAÇÃO E_u COM A PROFUNDIDADE

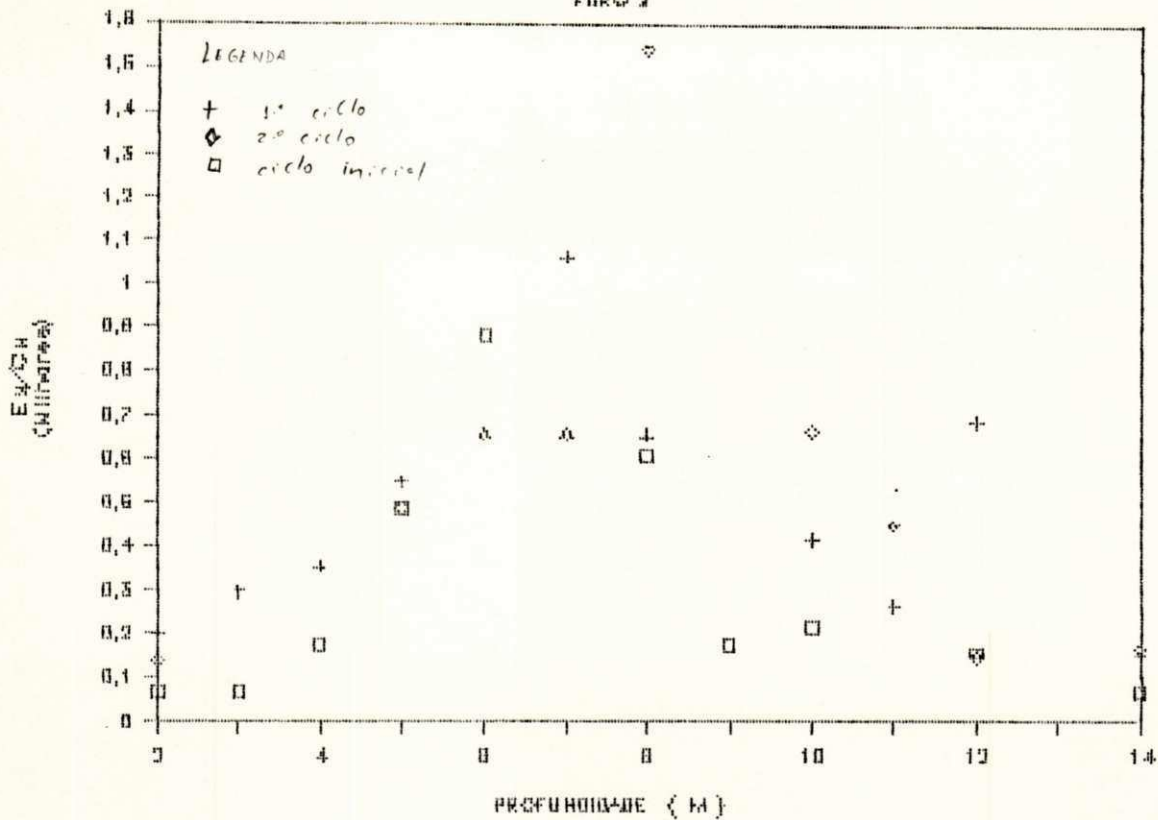


VARIAÇÃO E_{u2} COM A PROFUNDIDADE



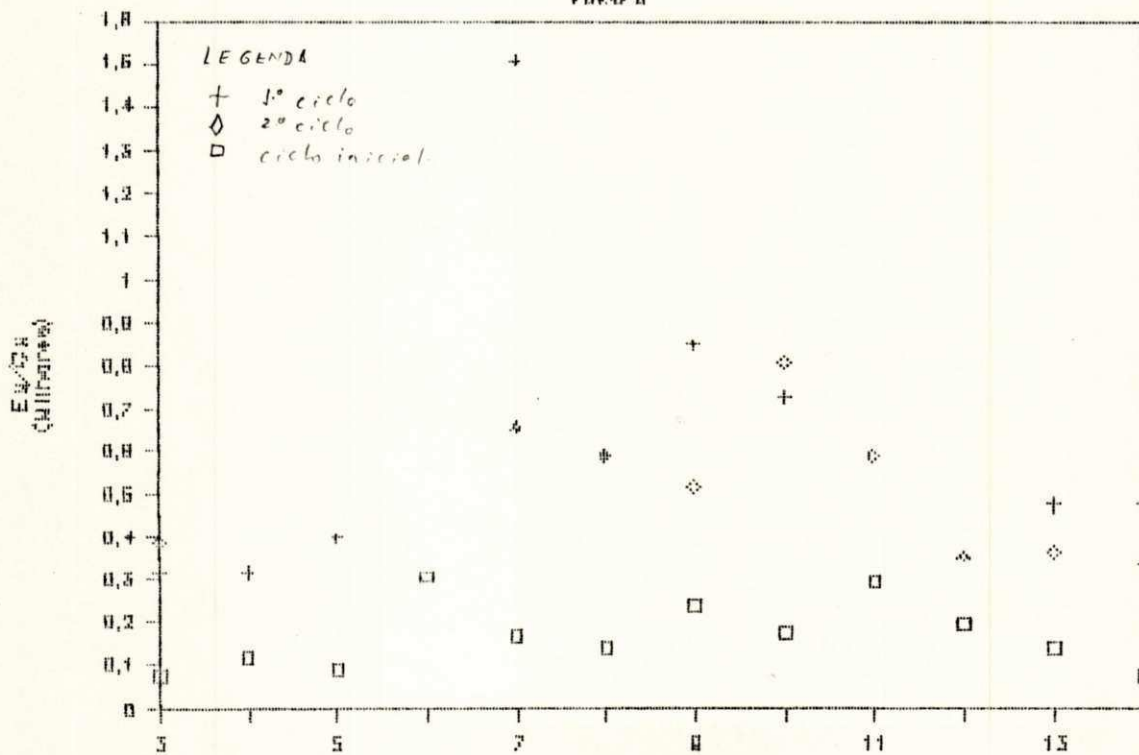
VARIAÇÃO E_u/Cu COM A PROFUNDIDADE

FIGURA 2

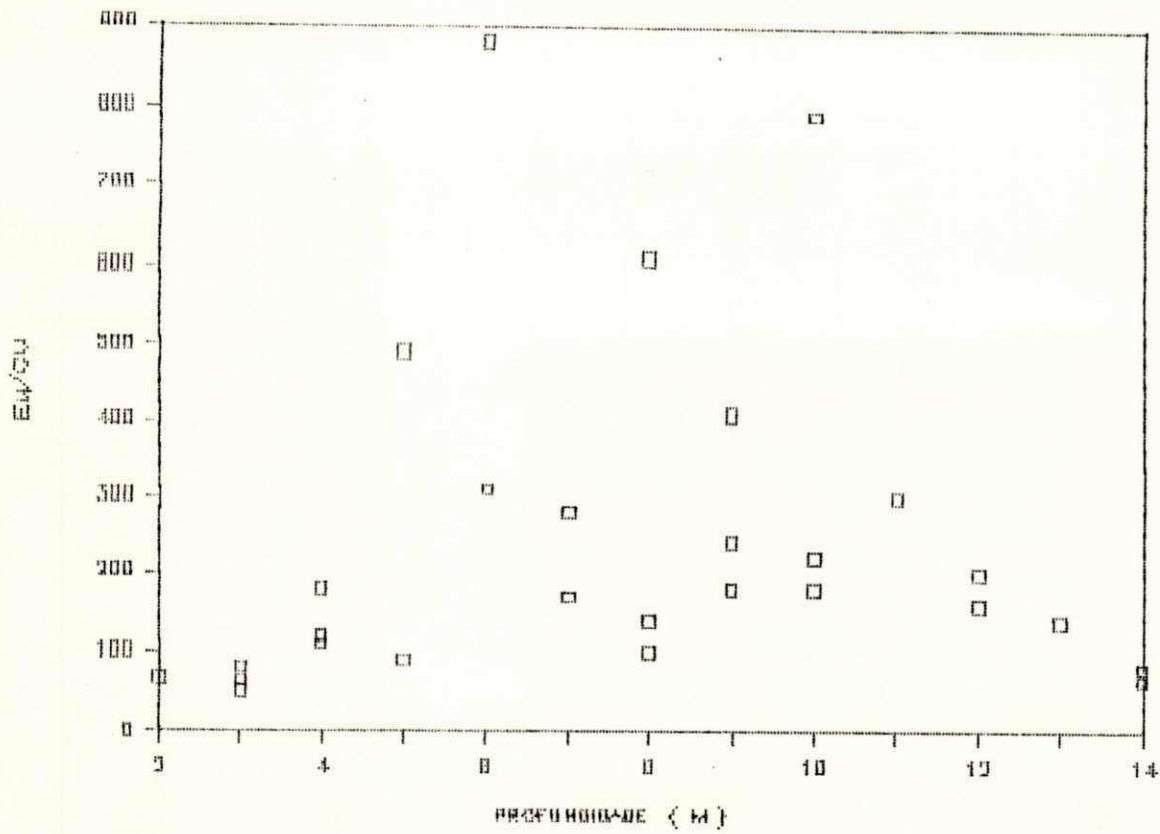


VARIAÇÃO E_u/Cu COM A PROFUNDIDADE

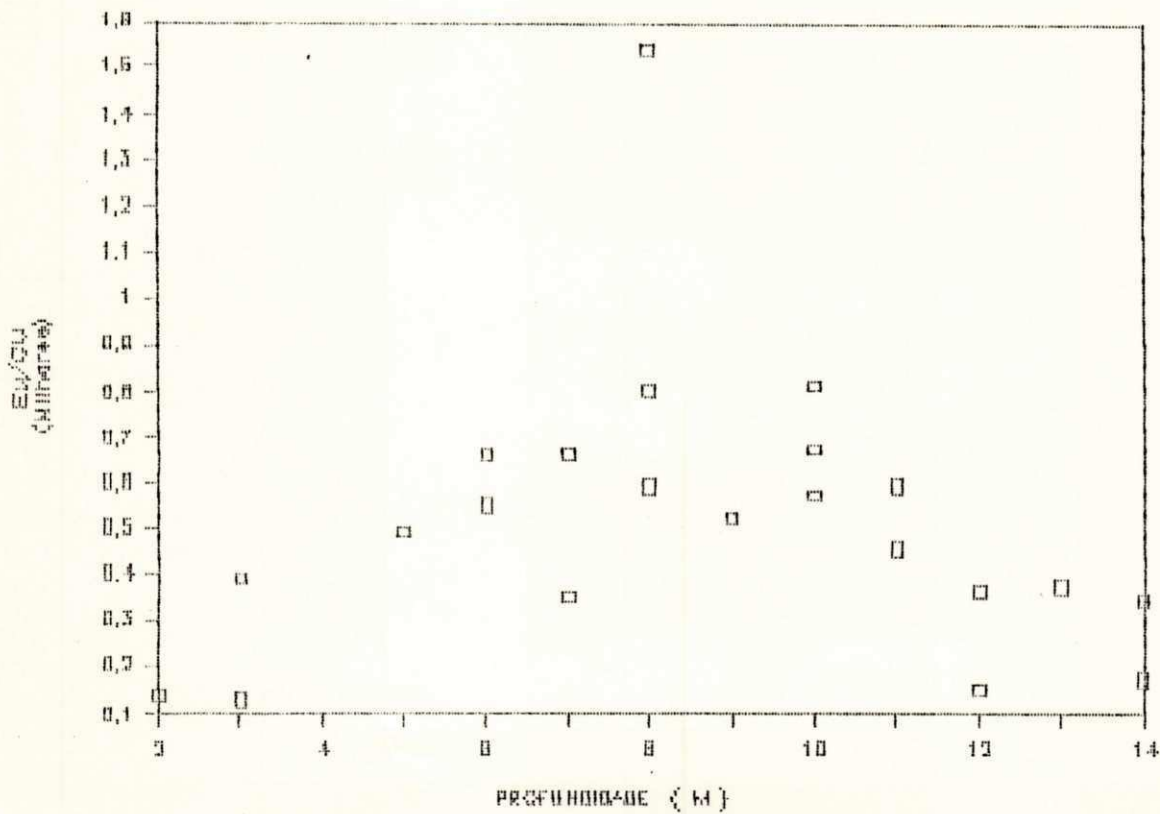
FIGURA 3



VARIACAO Eu_1/Cu COM A PROFUNDIDADE

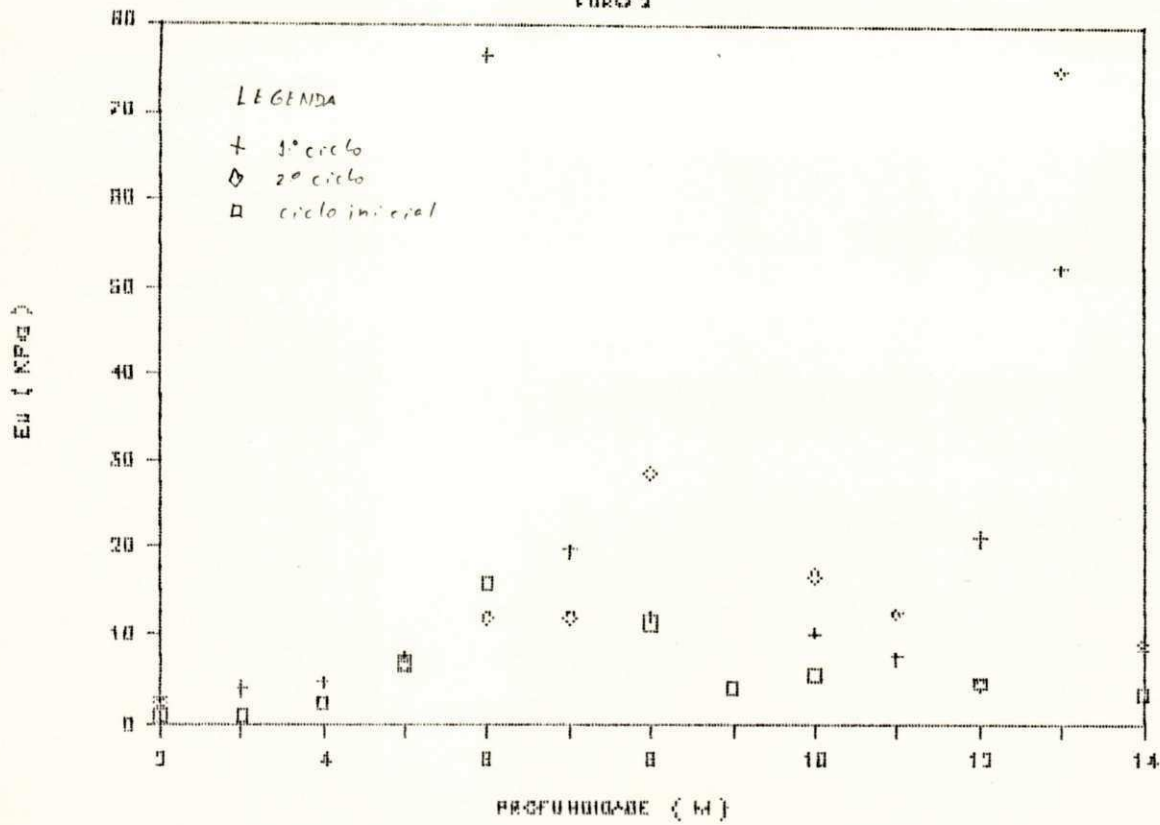


VARIACAO Eu_2/Cu COM A PROFUNDIDADE



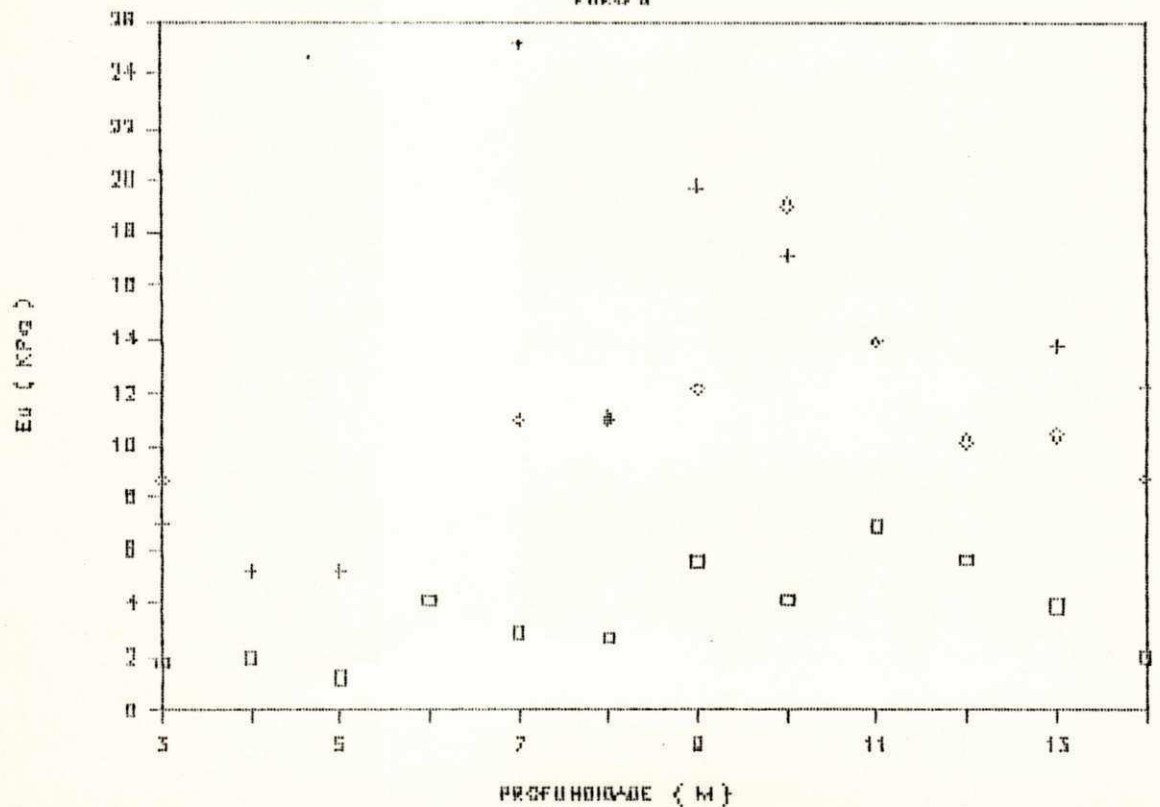
VARIAÇÃO DO E_u COM A PROFUNDIDADE

FIGURA 2

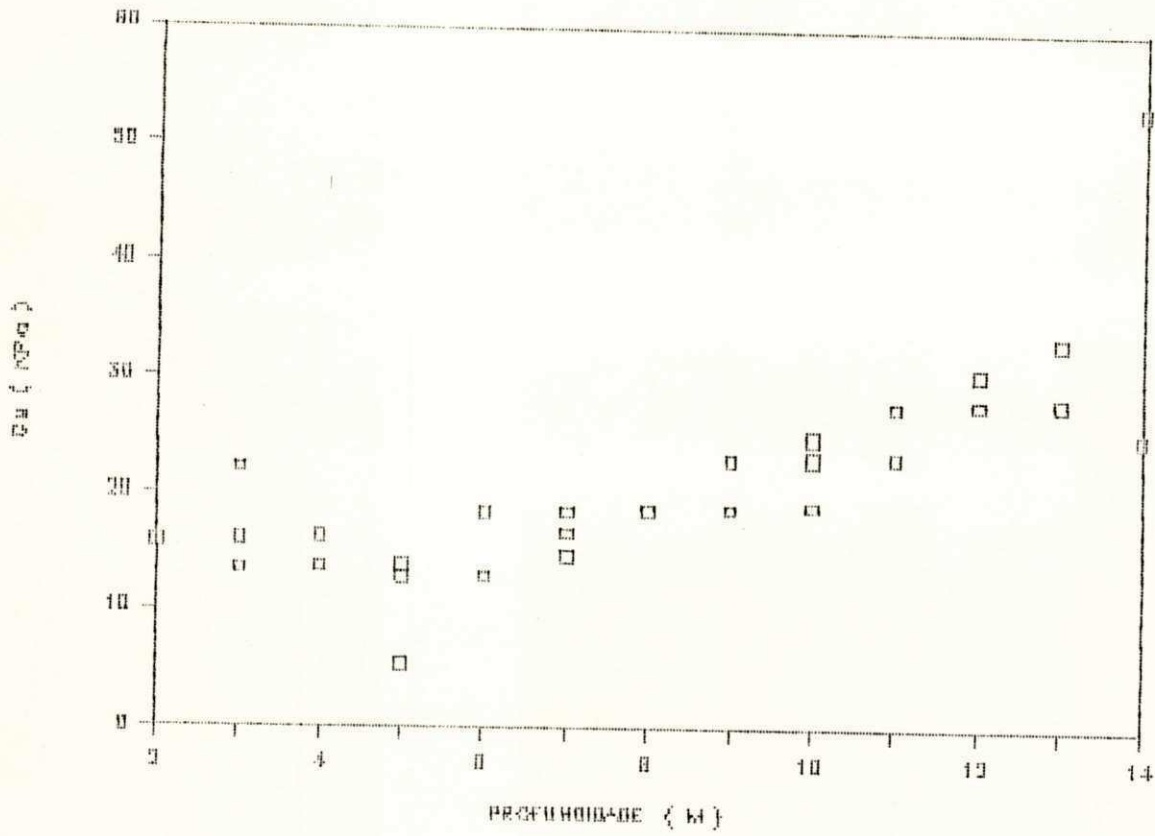


VARIAÇÃO DO E_u COM A PROFUNDIDADE

FIGURA 3

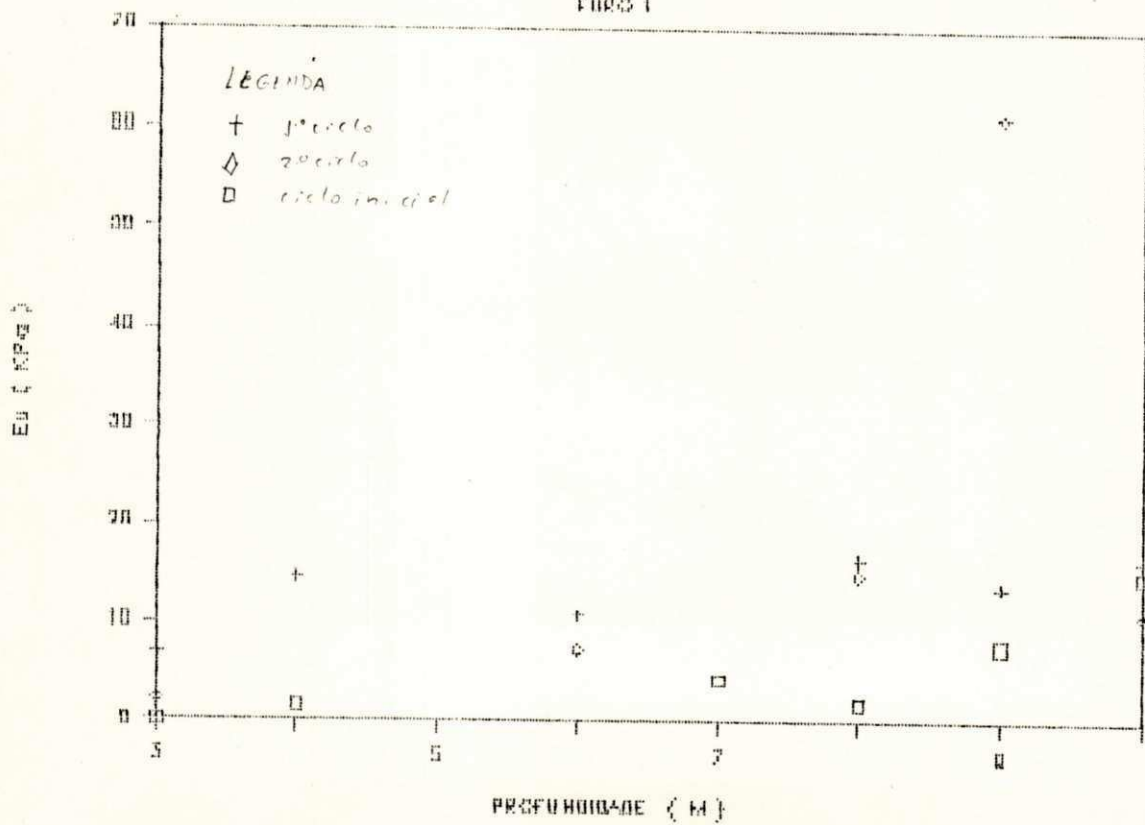


VARIAÇÃO DO C_u COM A PROFUNDIDADE



VARIAÇÃO DO E_u COM A PROFUNDIDADE

FIGURA 1

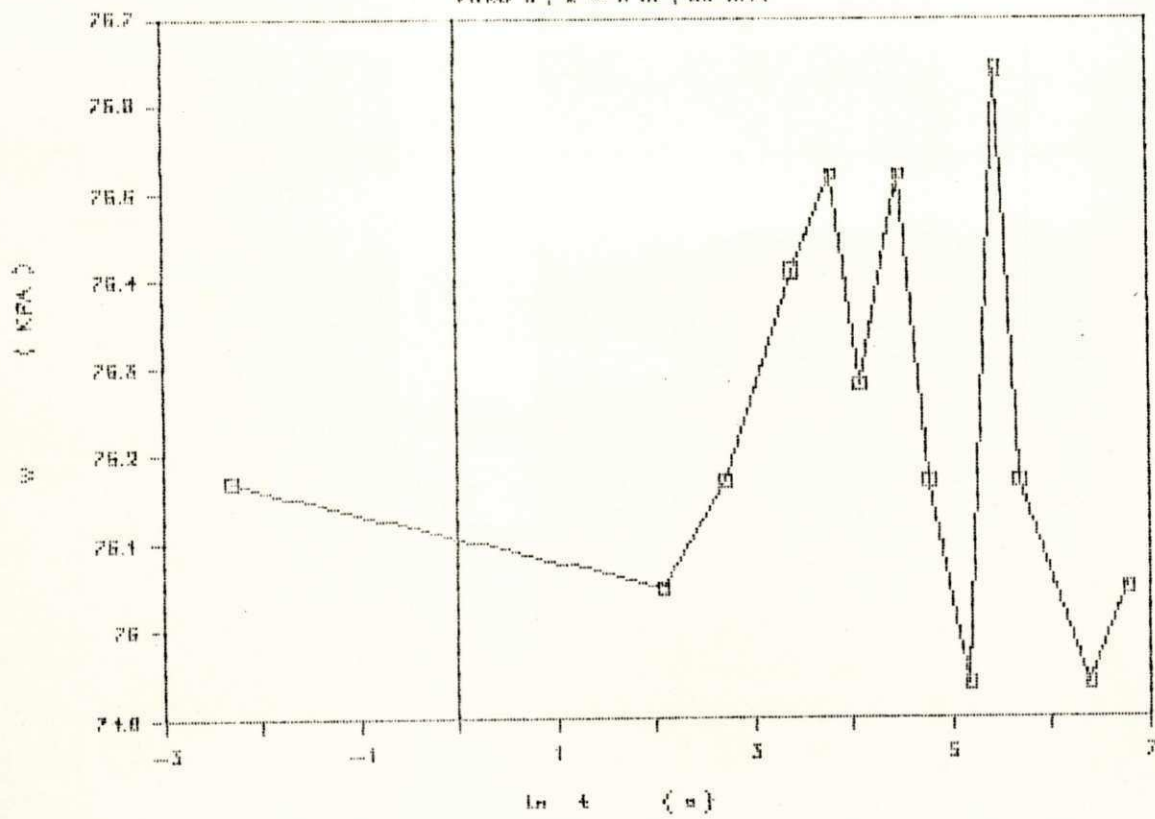


APENDICE 5

Curvas de Dissipação do Excesso de Poro-Pressão

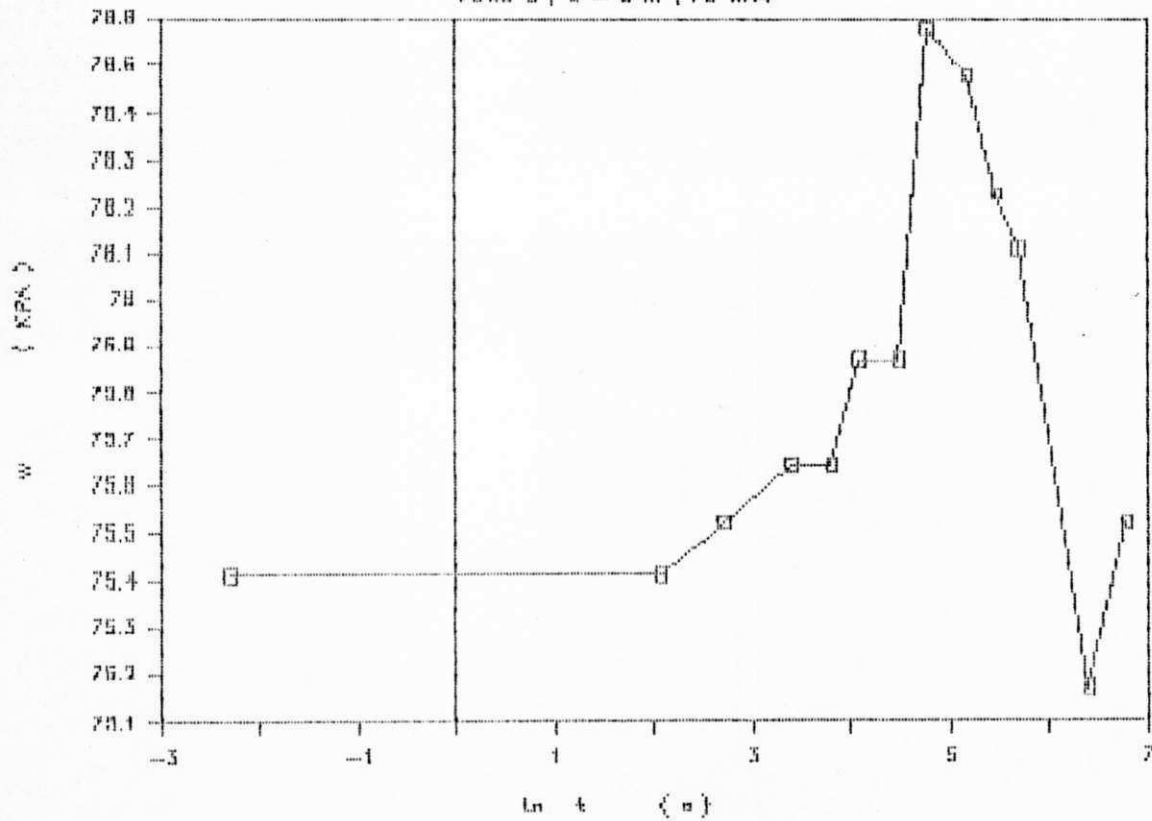
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

CHES 6, Z = 8 m, 88 KPA



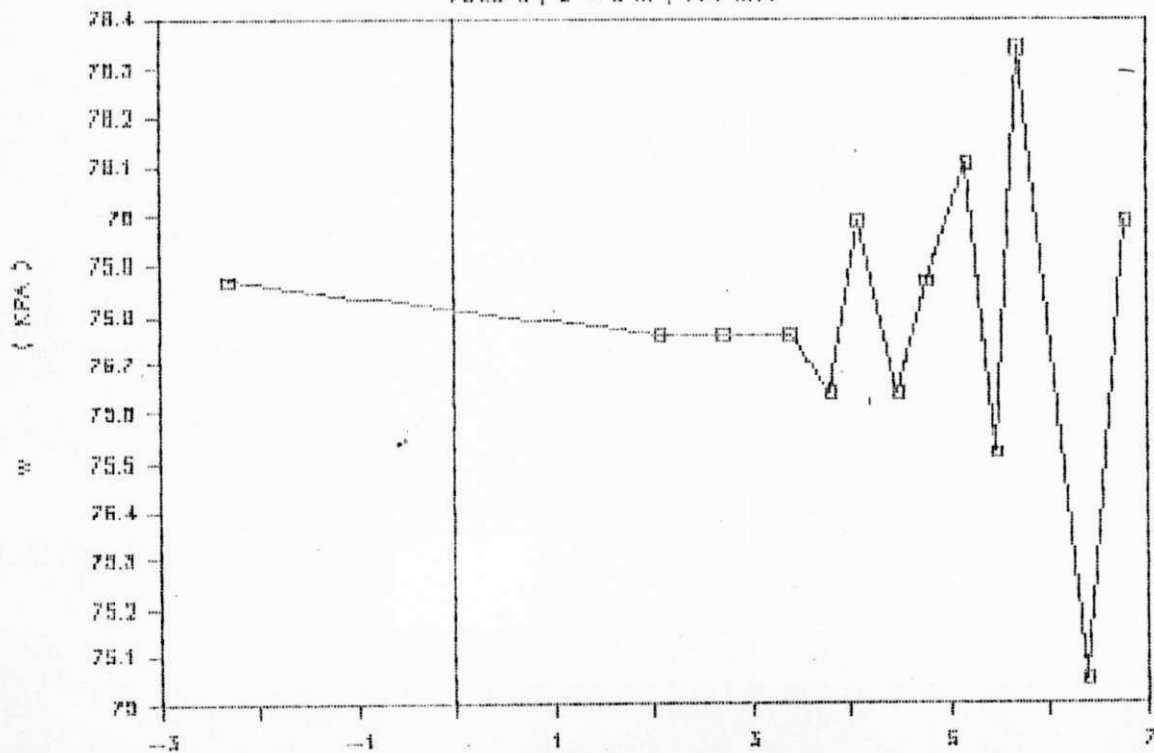
CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSAO

FURO 5, Z = 8 m, 78 KPA



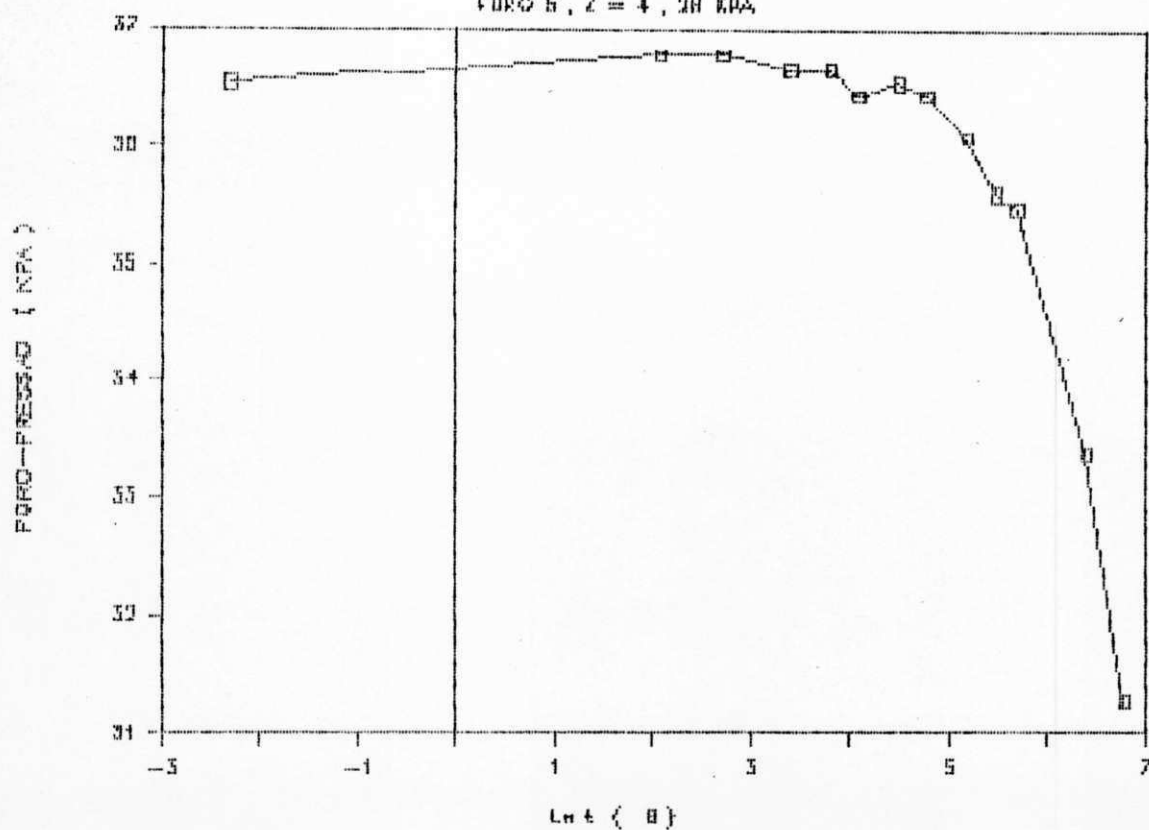
CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSAO

FURO 5, Z = 8 m, 114 KPA



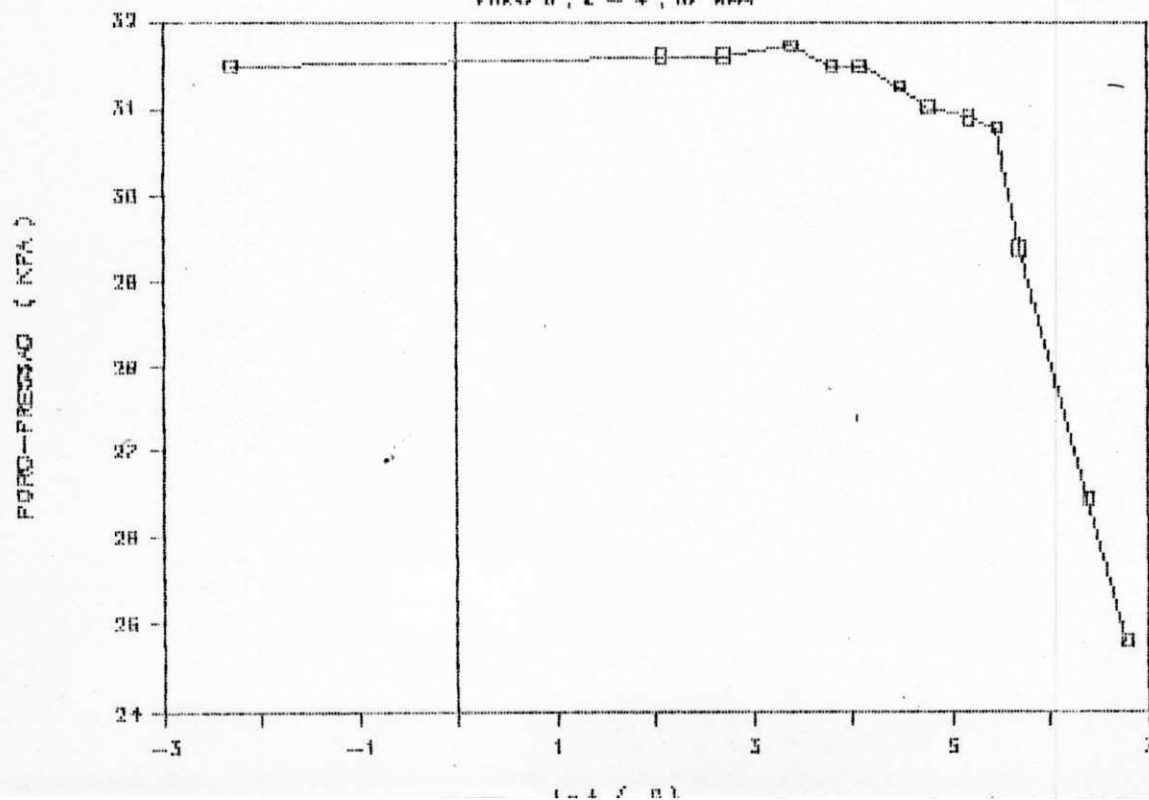
DISSIPACAO DO EXCESSO DE PORO-PRESSAO

FURO 6, Z = 4, 28 KPA



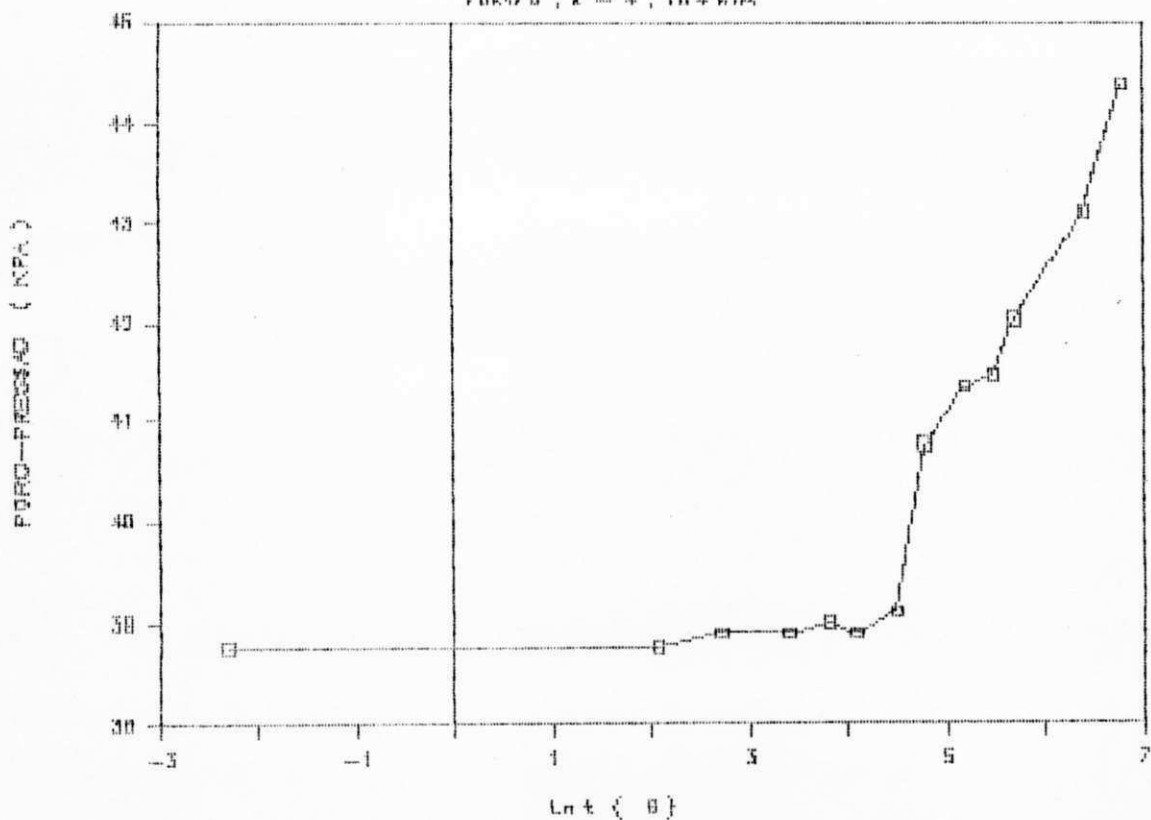
DISSIPACAO DO EXCESSO DE PORO-PRESSAO

FURO 6, Z = 4, 37 KPA



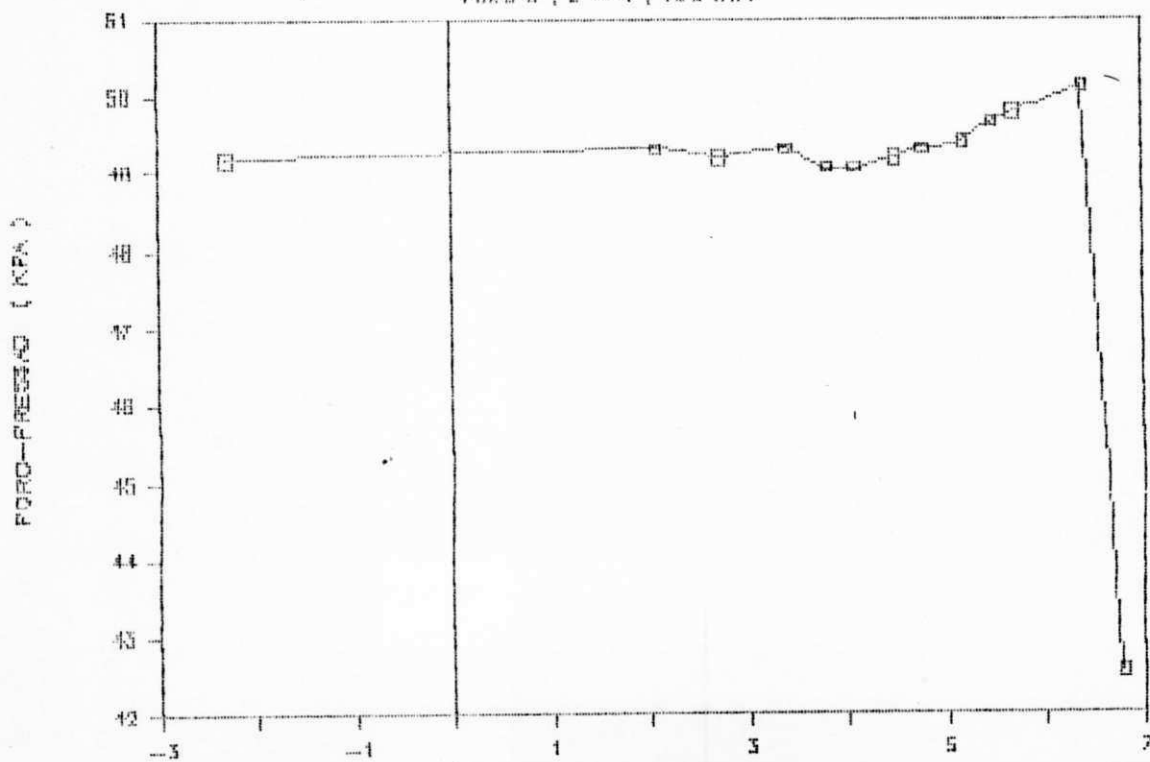
DISSIPACÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO

FURO 5, Z = 4, 104 KPA



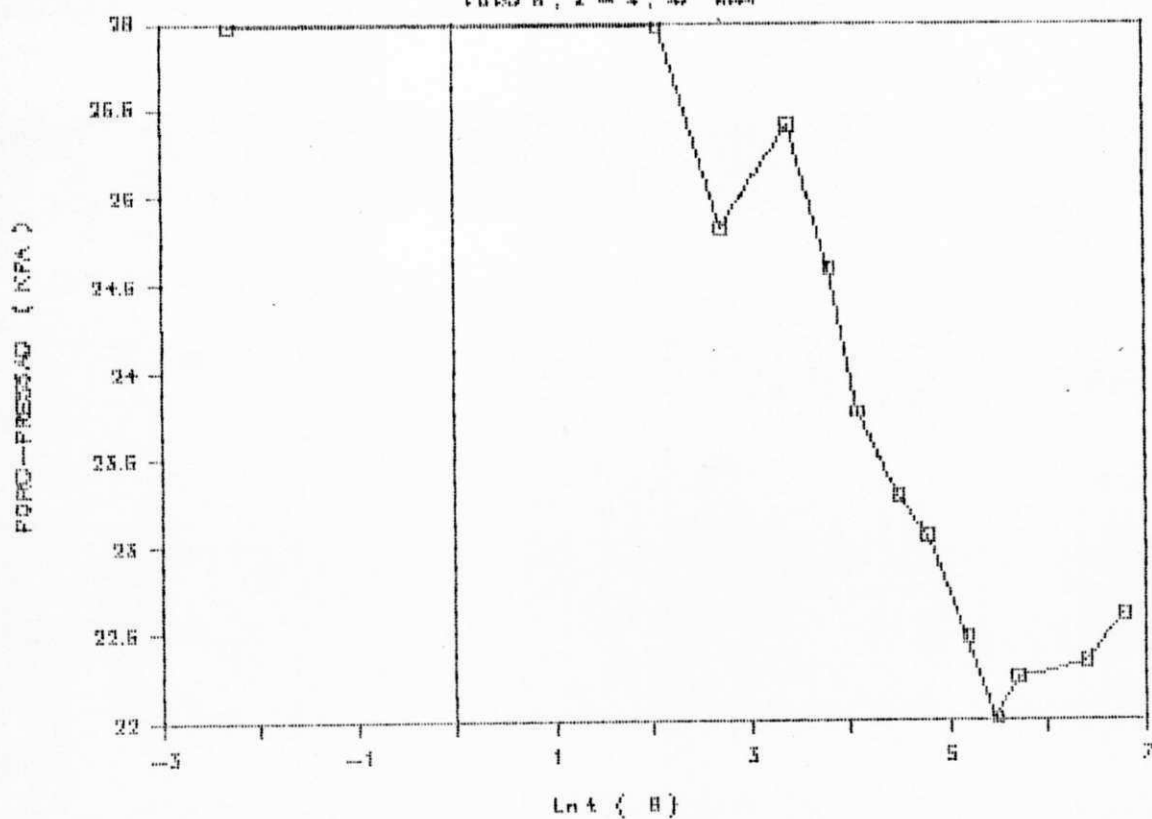
DISSIPACÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO

FURO 6, Z = 4, 130 KPA



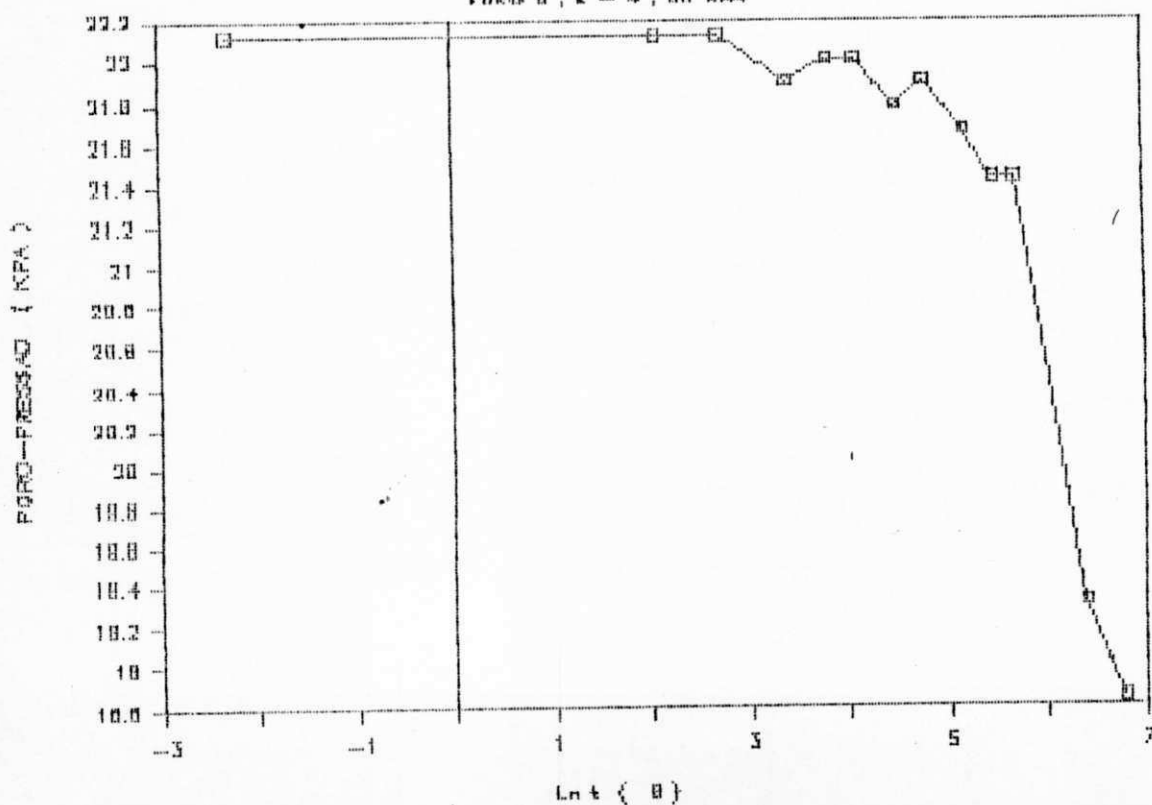
DISSIPACAO DO EXCESSO DE PORO-PRESSAO

FURTO 6, 2 - 4, 47 KDA



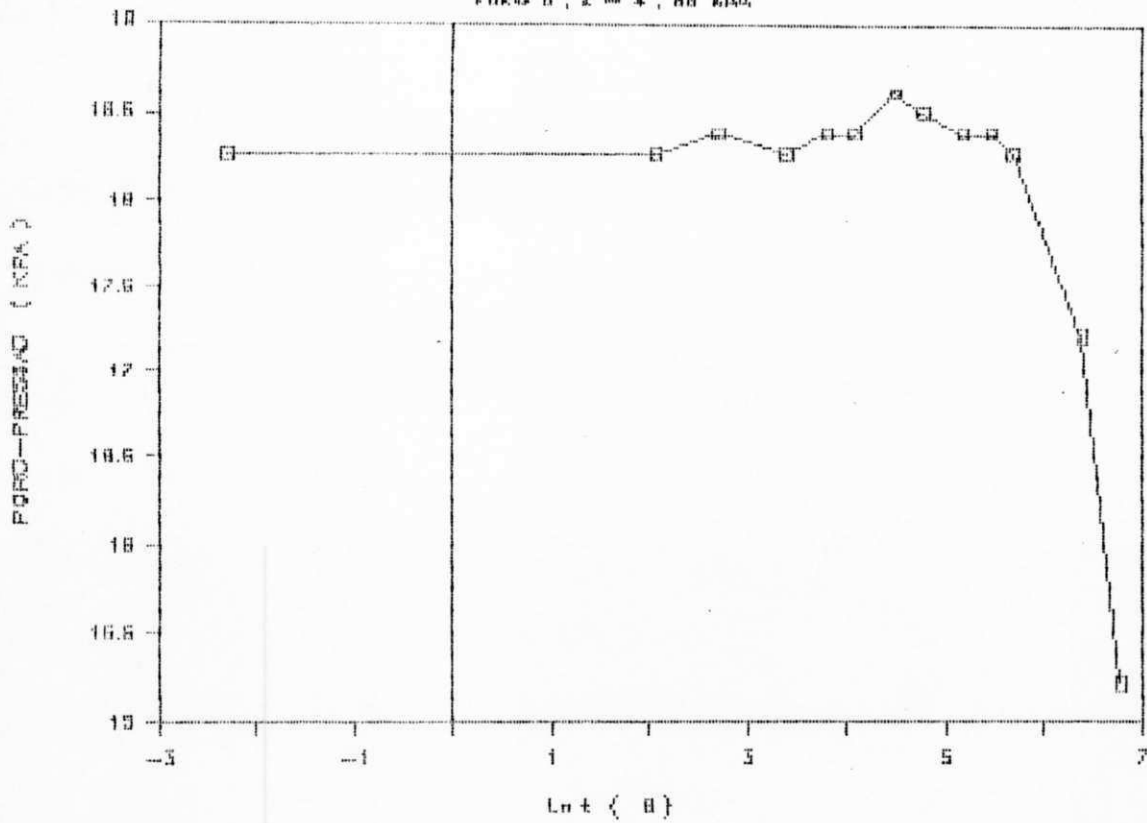
DISSIPACAO DO EXCESSO DE PORO-PRESSAO

FURTO 6, 2 - 4, 58 KDA



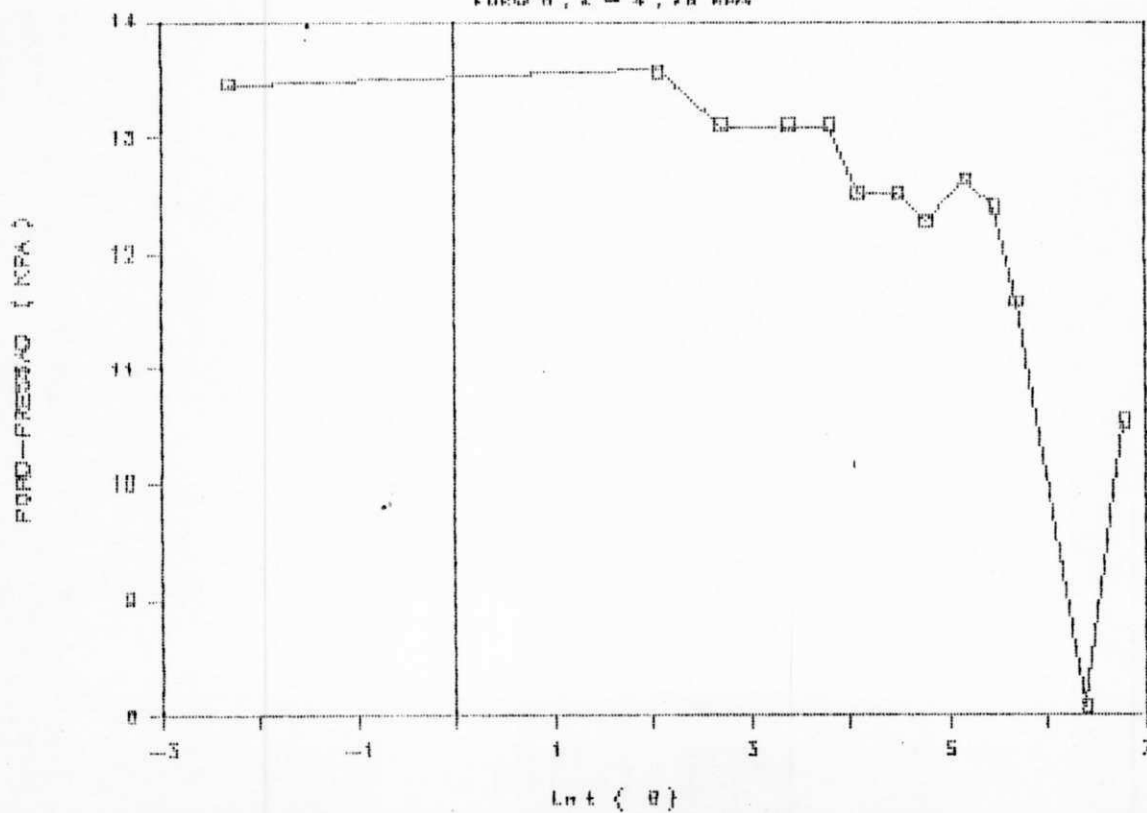
DISSIPAÇÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO

FURRO 6, Z = 4, 88 KPA



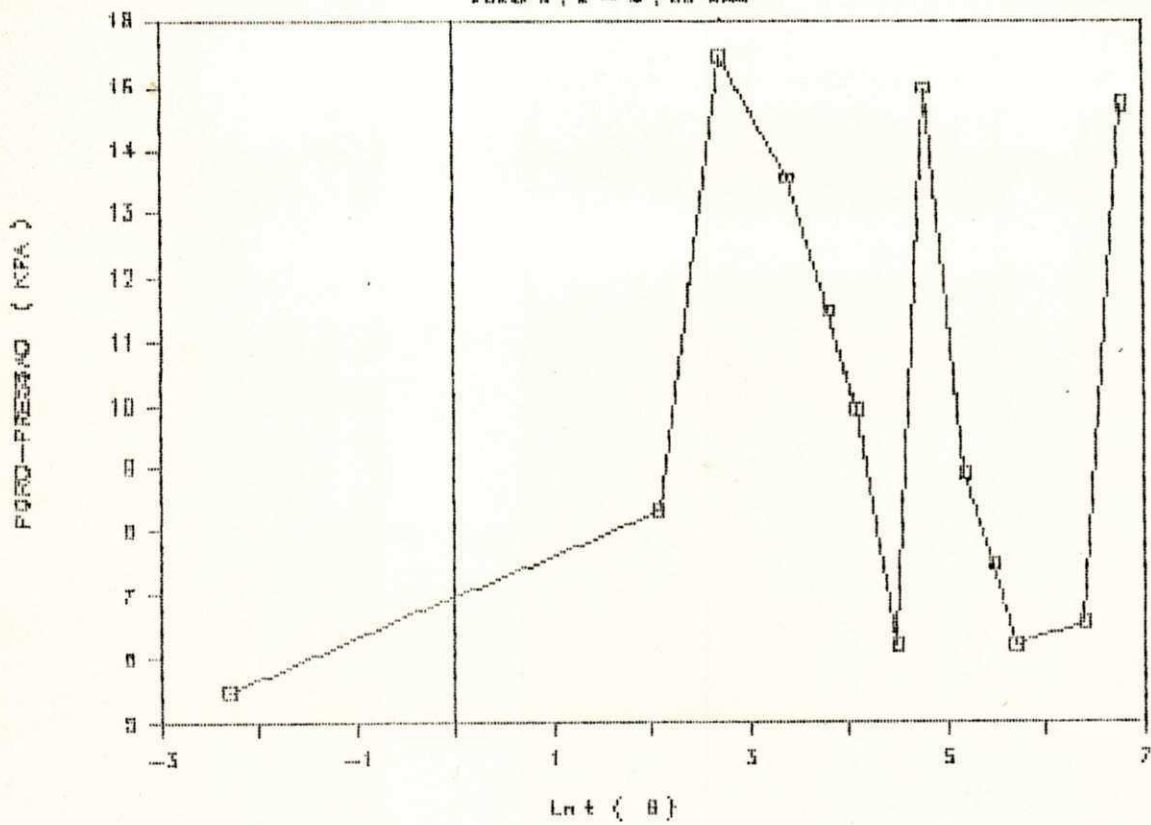
DISSIPAÇÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO

FURRO 6, Z = 4, 76 KPA



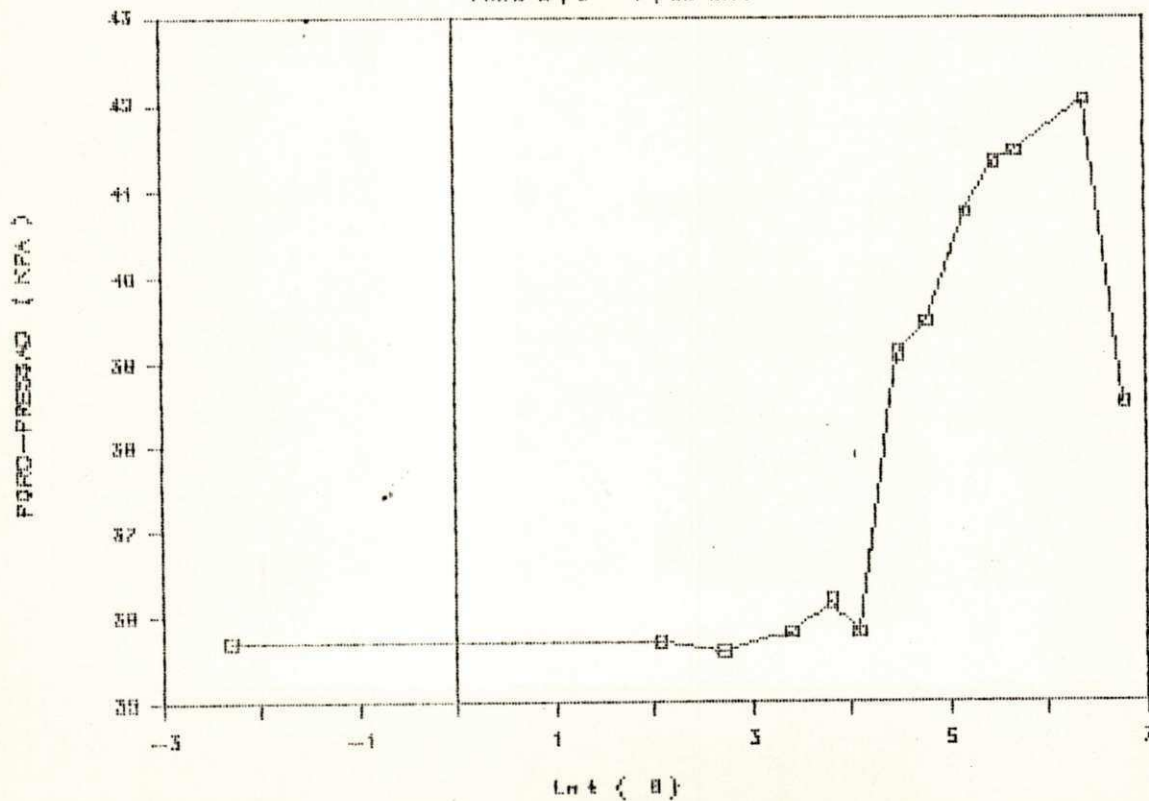
DISSIPACÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO

FURO B, Z = 4, 86 KPa



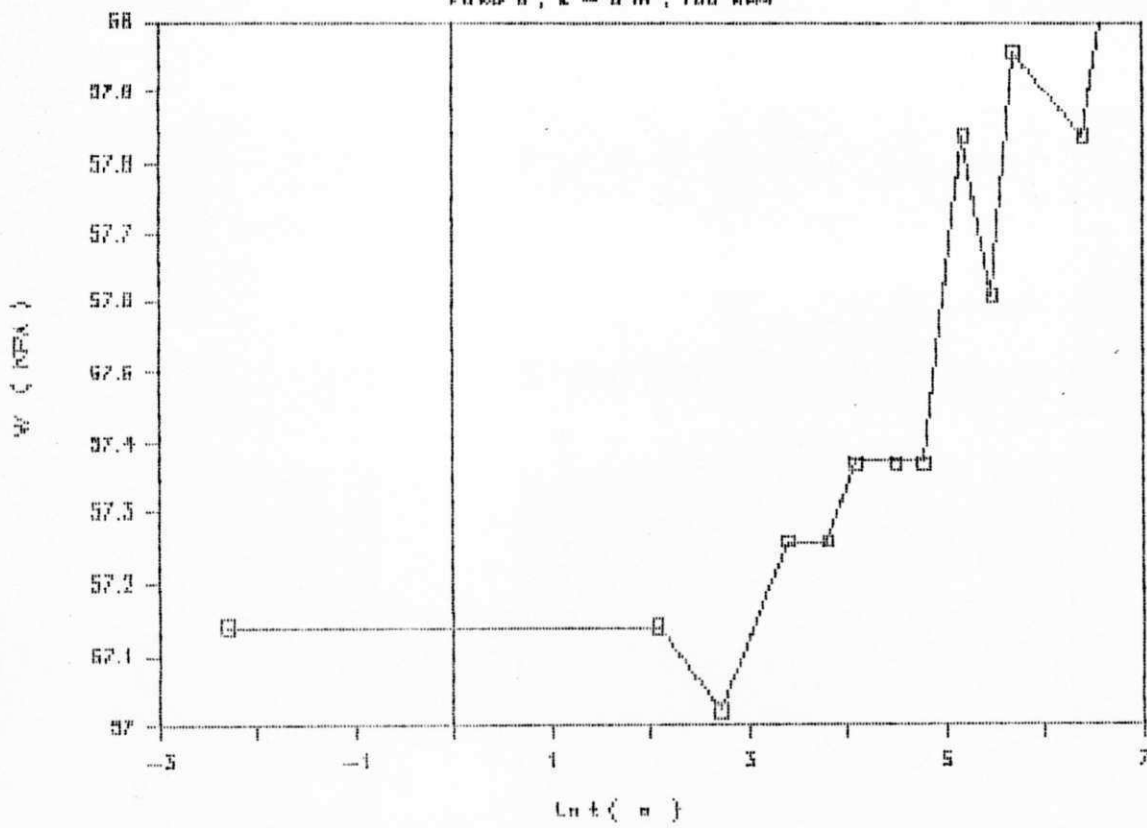
DISSIPACÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO

FURO B, Z = 4, 86 KPa



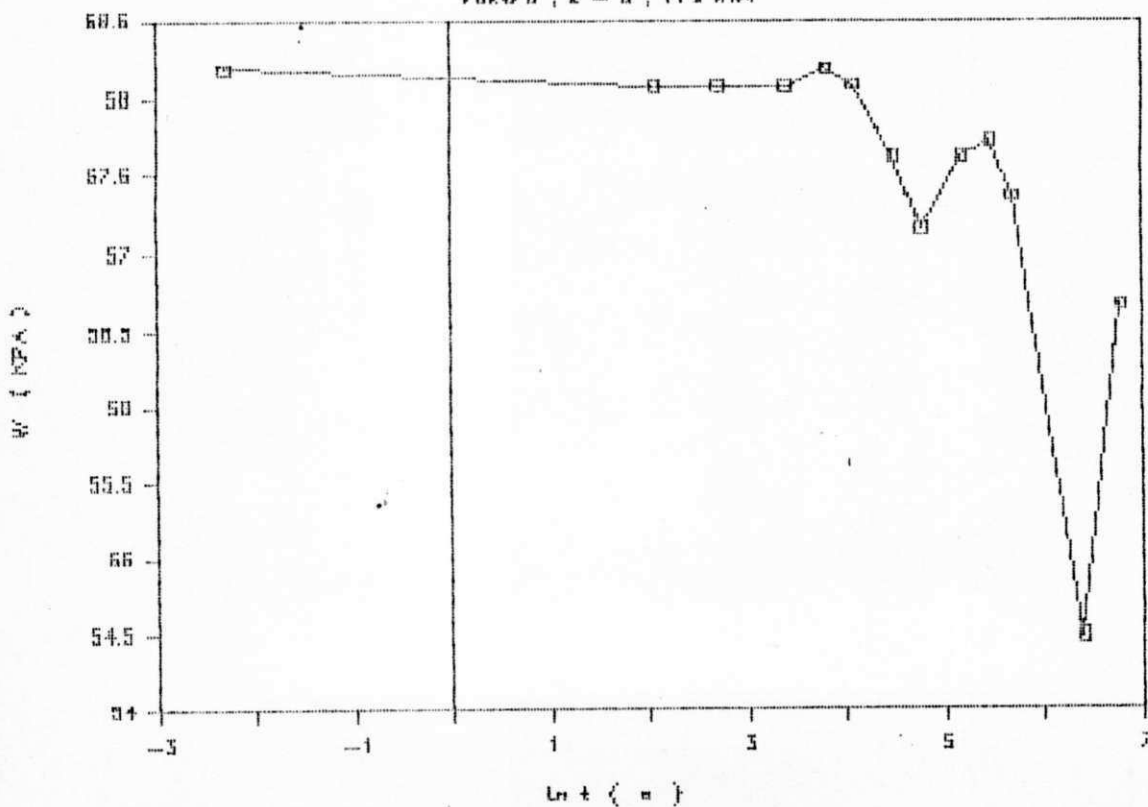
DISSIPACAO DA PORO-PRESSAO

FURO 6, Z = 6 m, 100 KPA



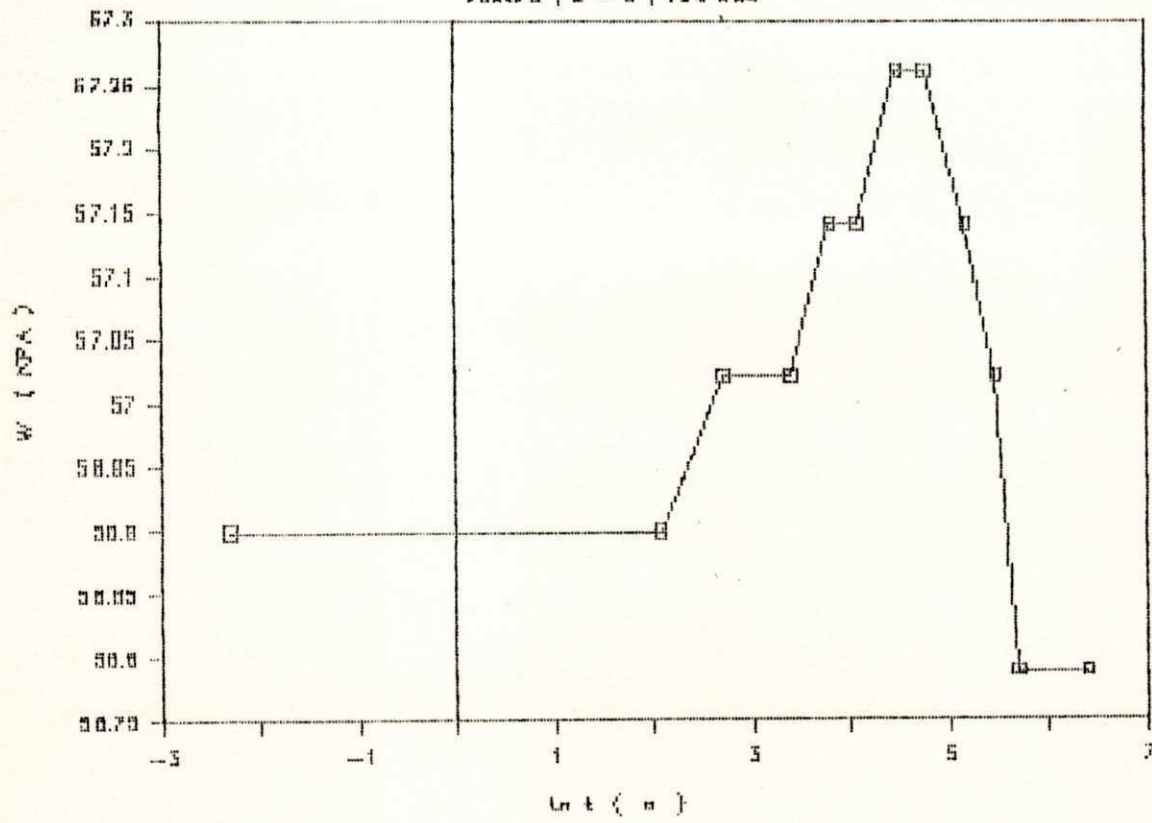
DISSIPACAO DA PORO-PRESSAO

FURO 6, Z = 6, 112 KPA



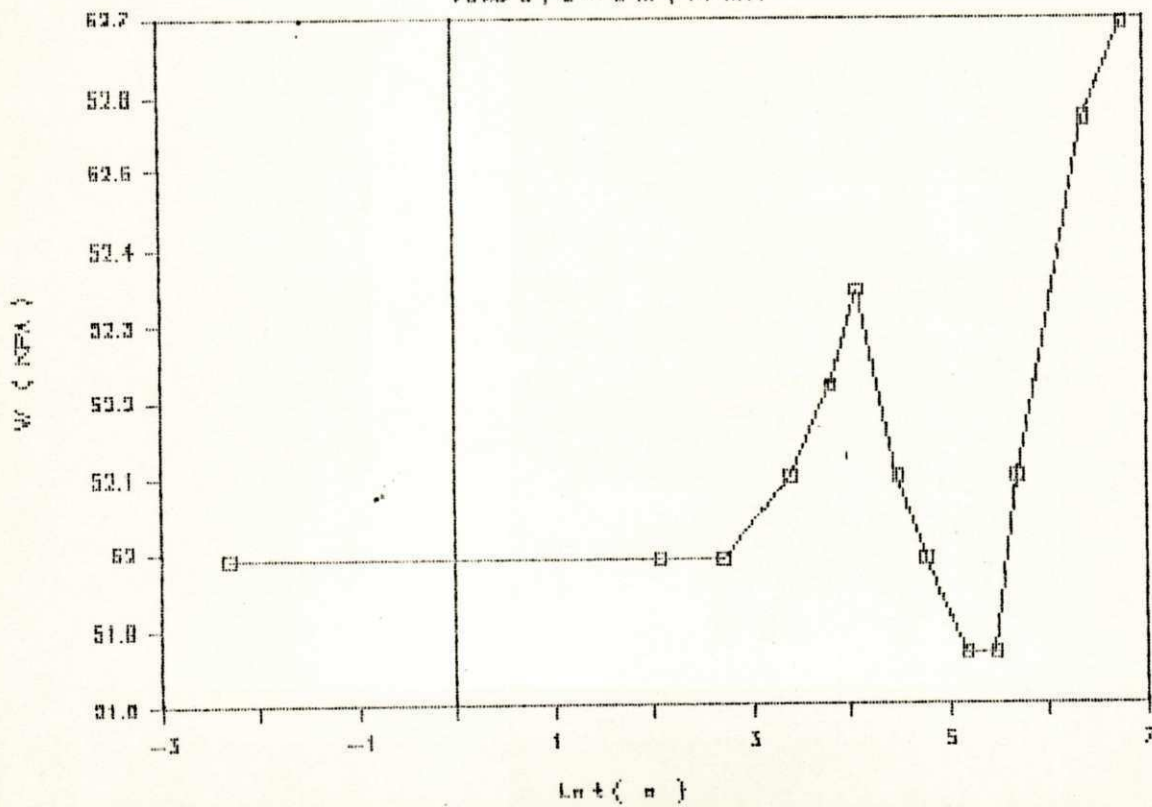
DISSIPACÃO DA PORO-PRESSÃO

CURSO 6, 2 - 6, 127 KPa



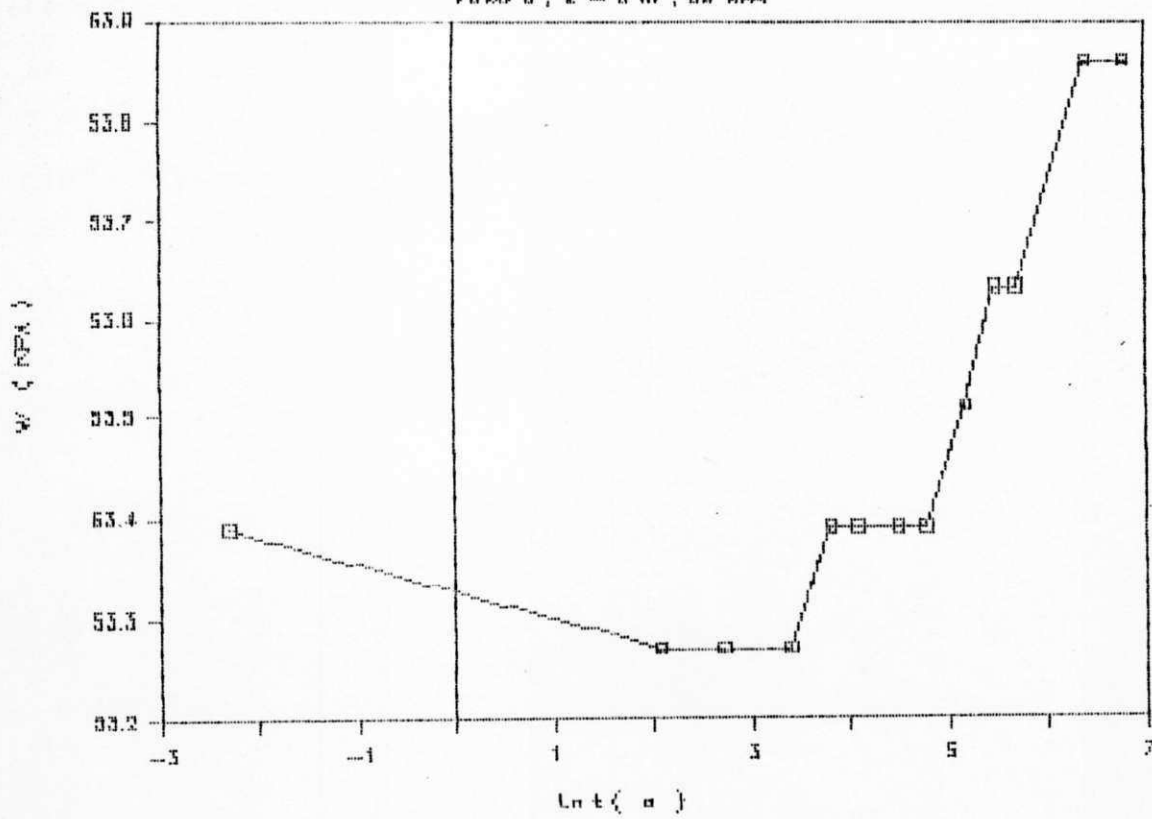
DISSIPACÃO DA PORO-PRESSÃO

CURSO 6, 2 - 6 m, 14 KPa



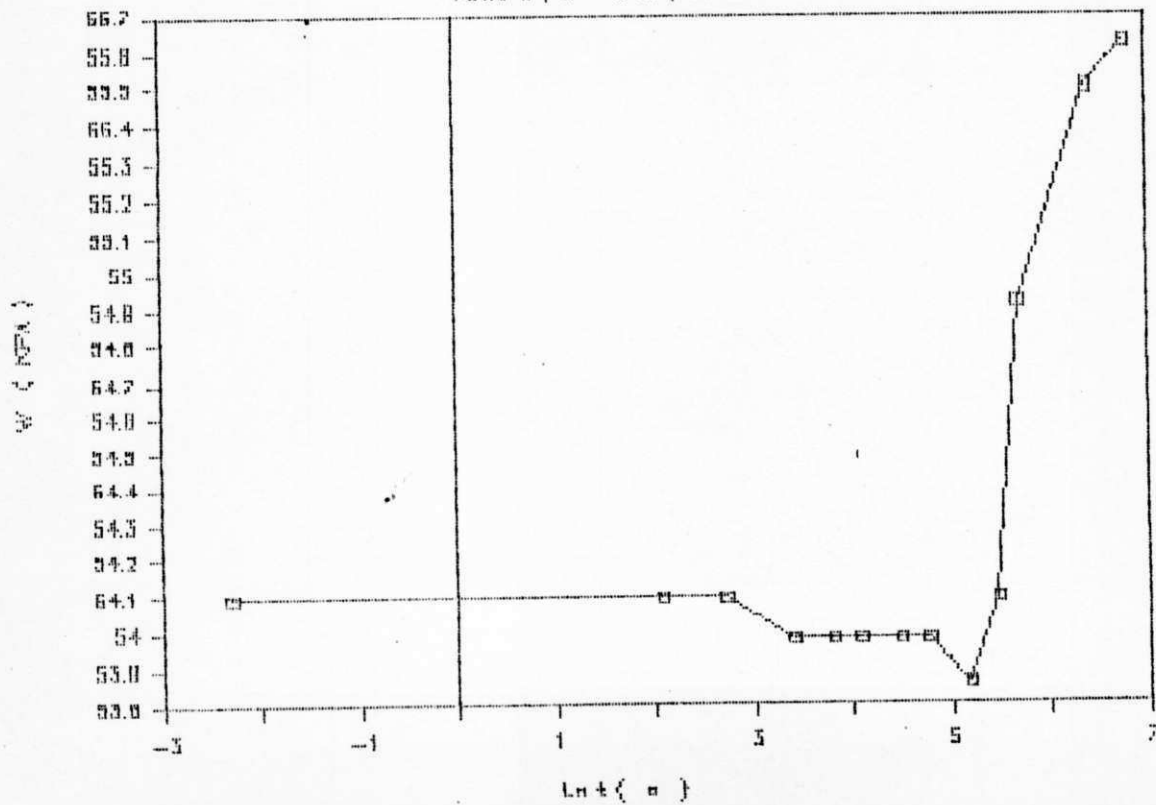
DISSIPACAO DA PORO-PRESSAO

FURO 6, Z = 6 m, 30 KPA



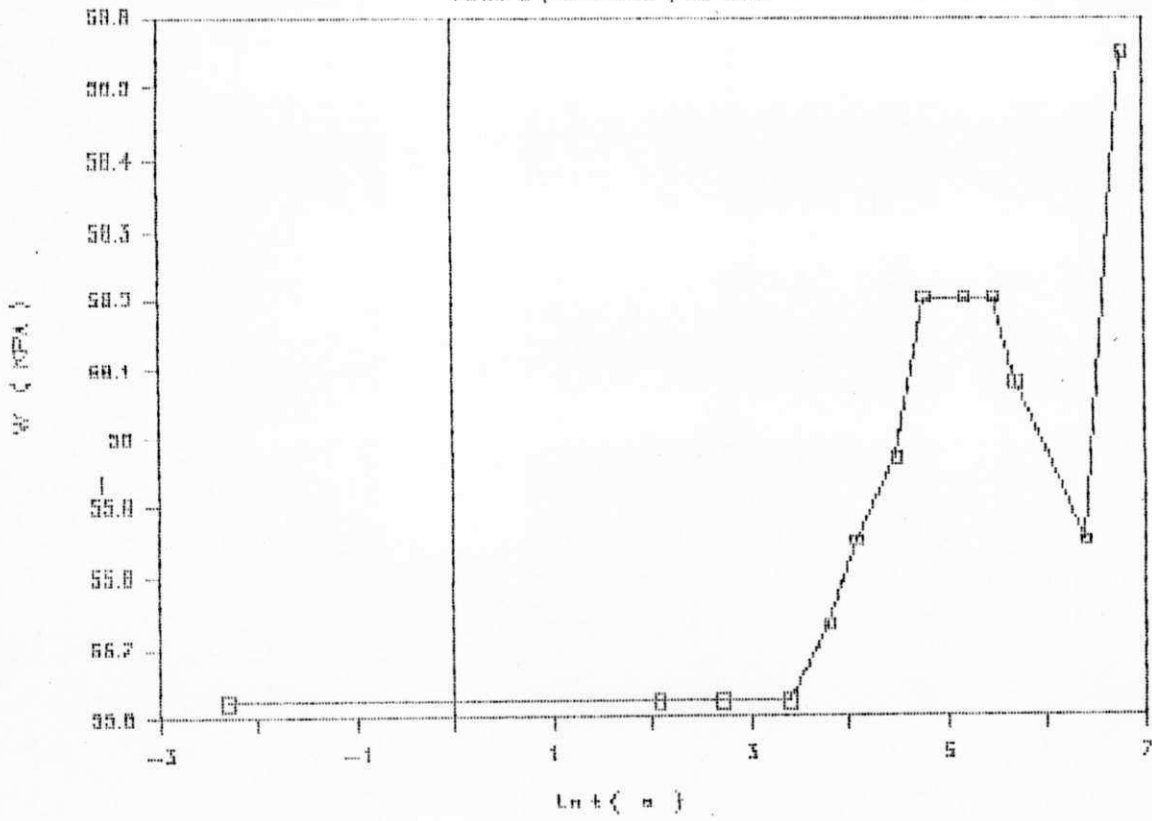
DISSIPACAO DA PORO-PRESSAO

FURO 6, Z = 6 m, 40 KPA



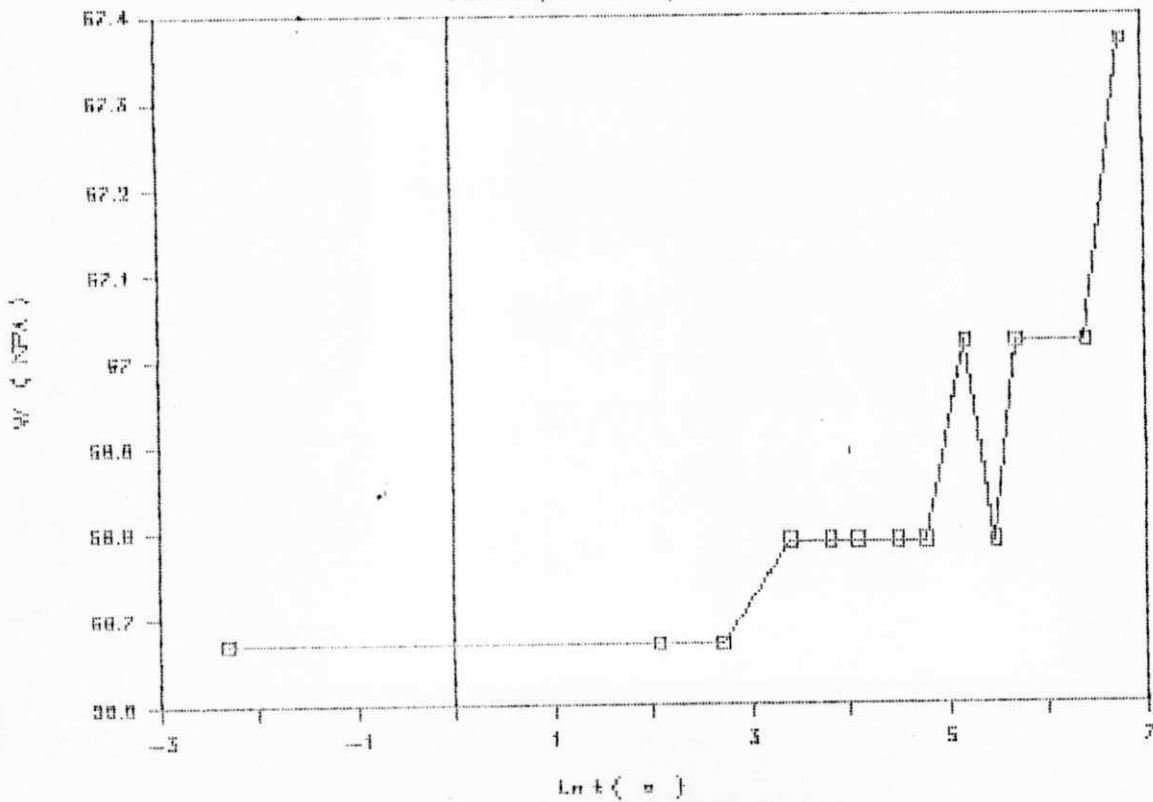
DISSIPACÃO DA PORO-PRESSÃO

FURO 5, Z = 6 m, 58 KPA



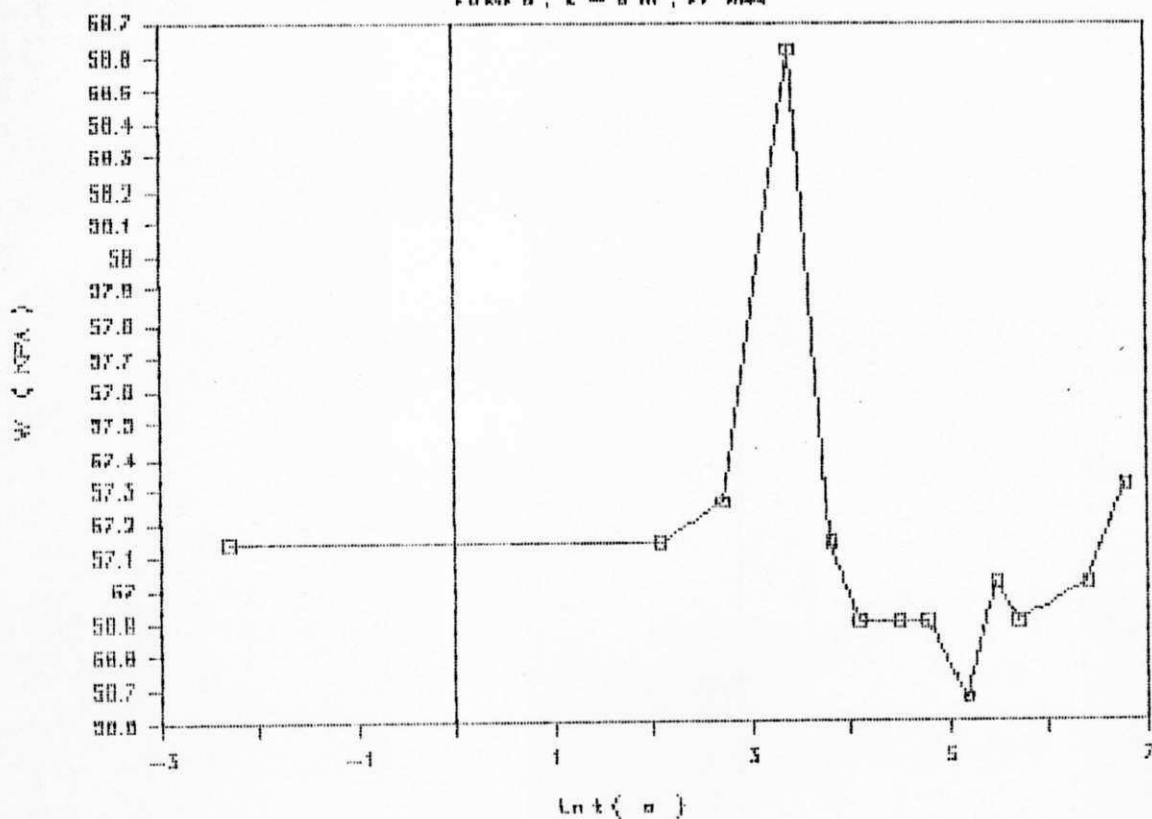
DISSIPACÃO DA PORO-PRESSÃO

FURO 5, Z = 6 m, 60 KPA



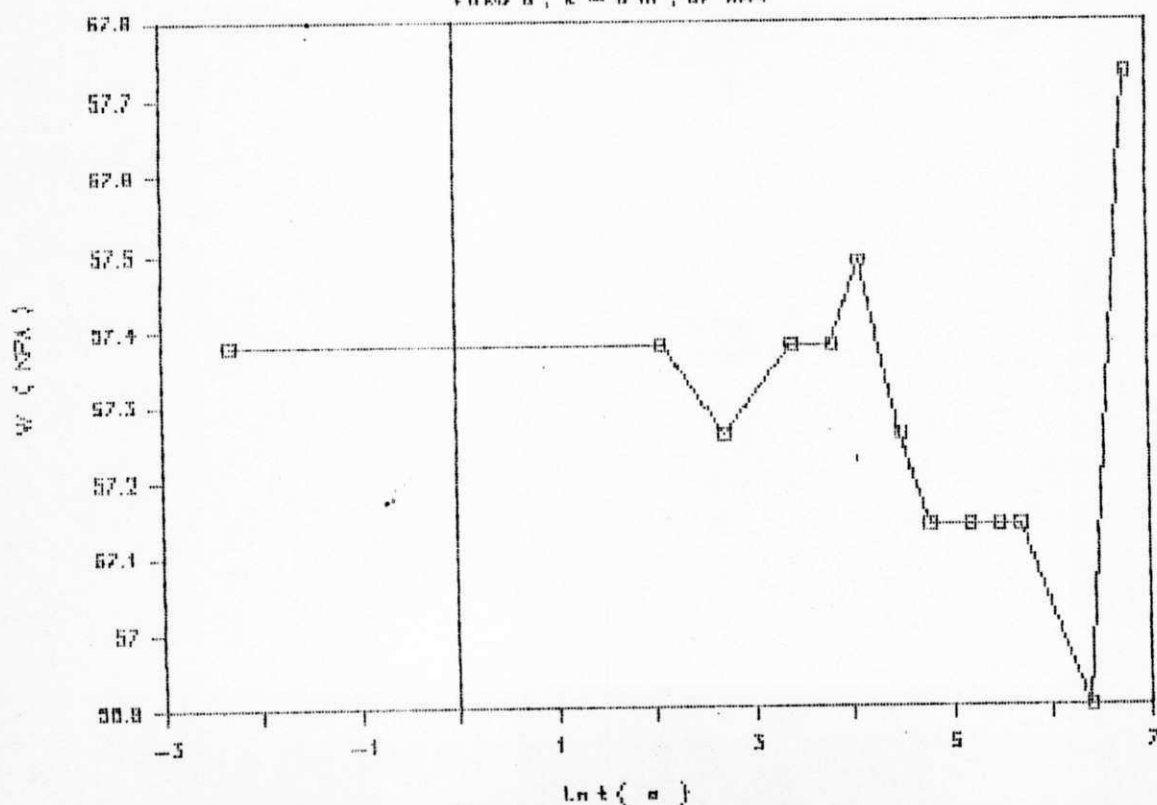
DISSIPAÇÃO DA PORO-PRESSÃO

FURO 5, 2 - 5 m, 77 KPA



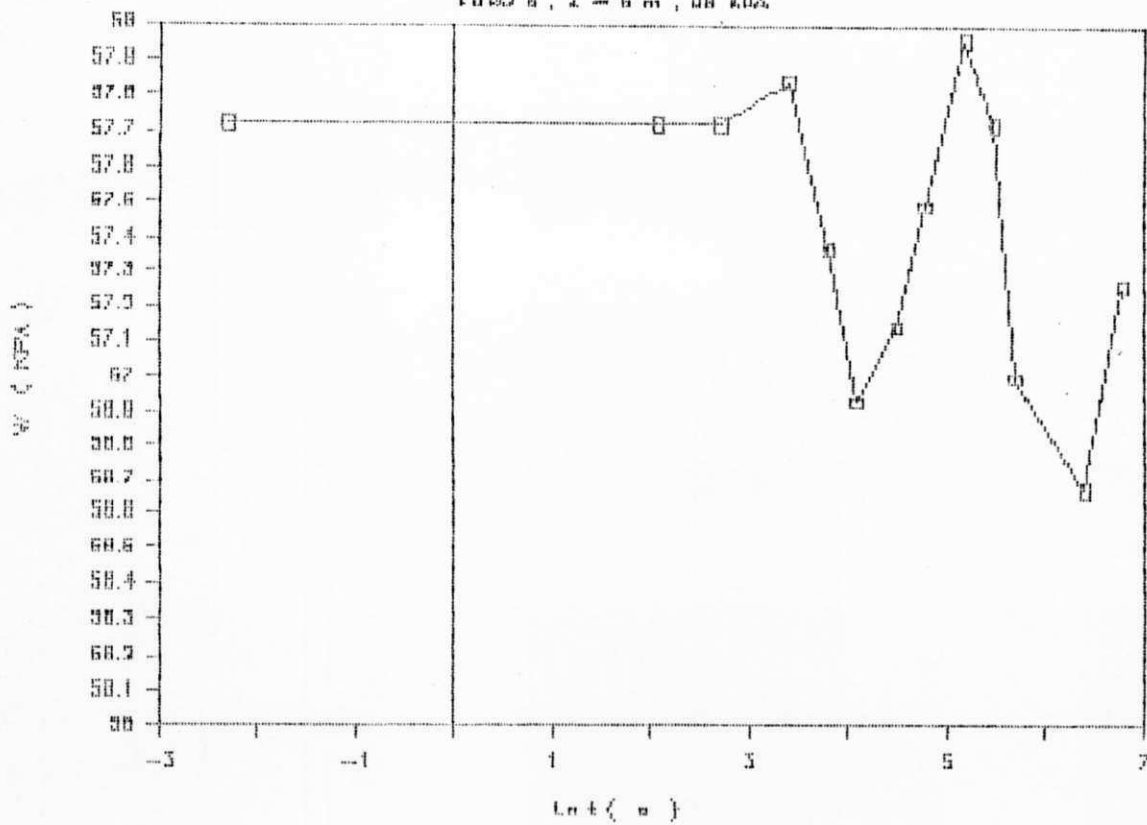
DISSIPAÇÃO DA PORO-PRESSÃO

FURO 5, 2 - 5 m, 87 KPA



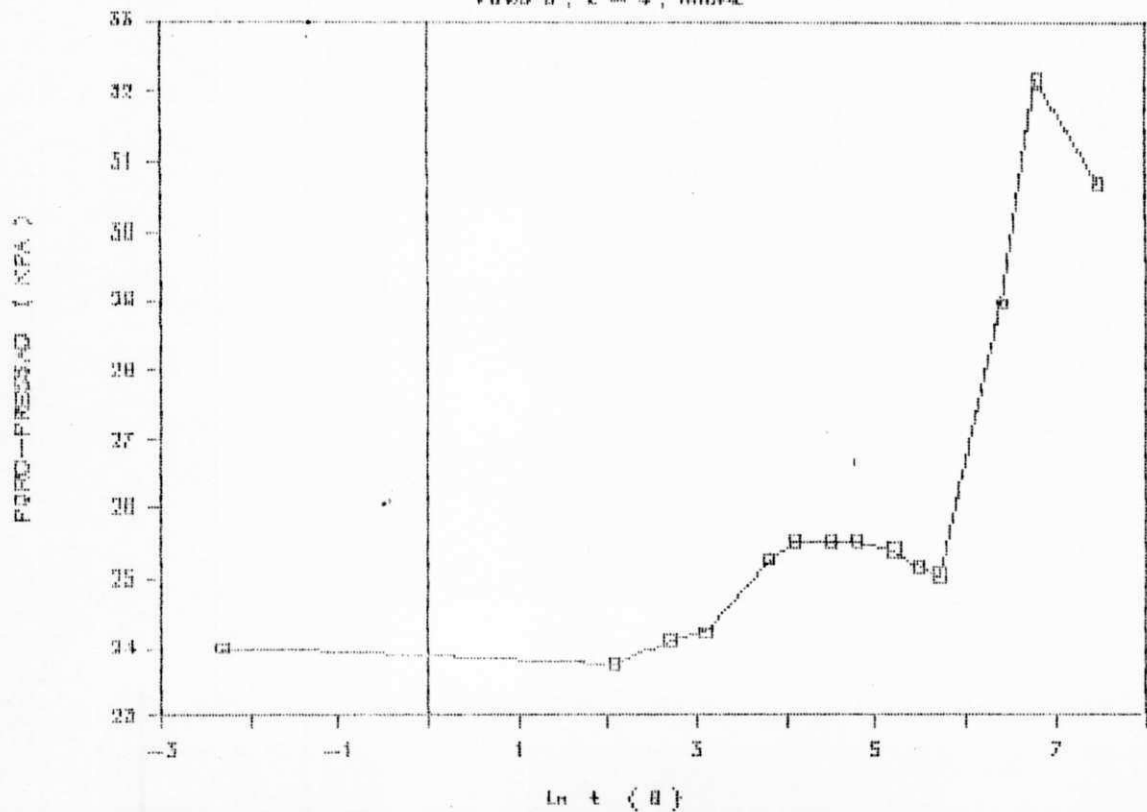
DISSIPACAO DA PORO-PRESSAO

FUSS 6, Z = 6 m, 88 KPa



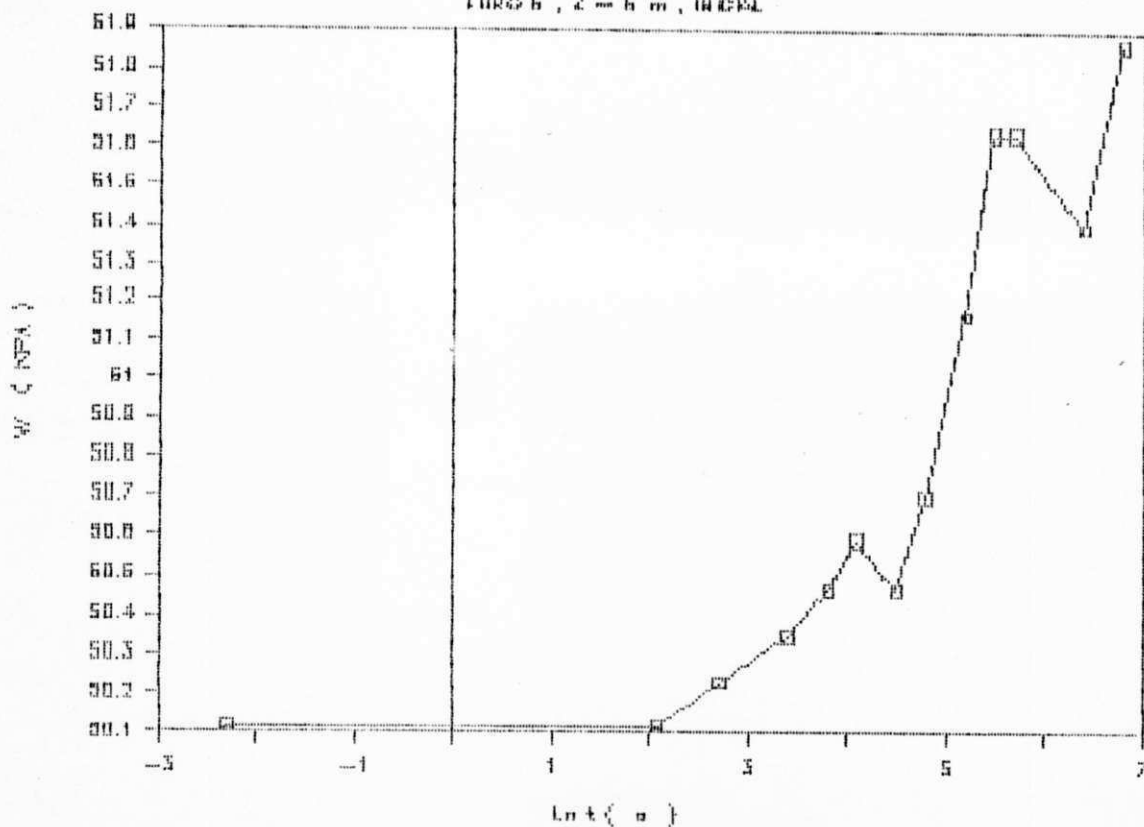
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

FUSS 6, Z = 4, 118 KPa



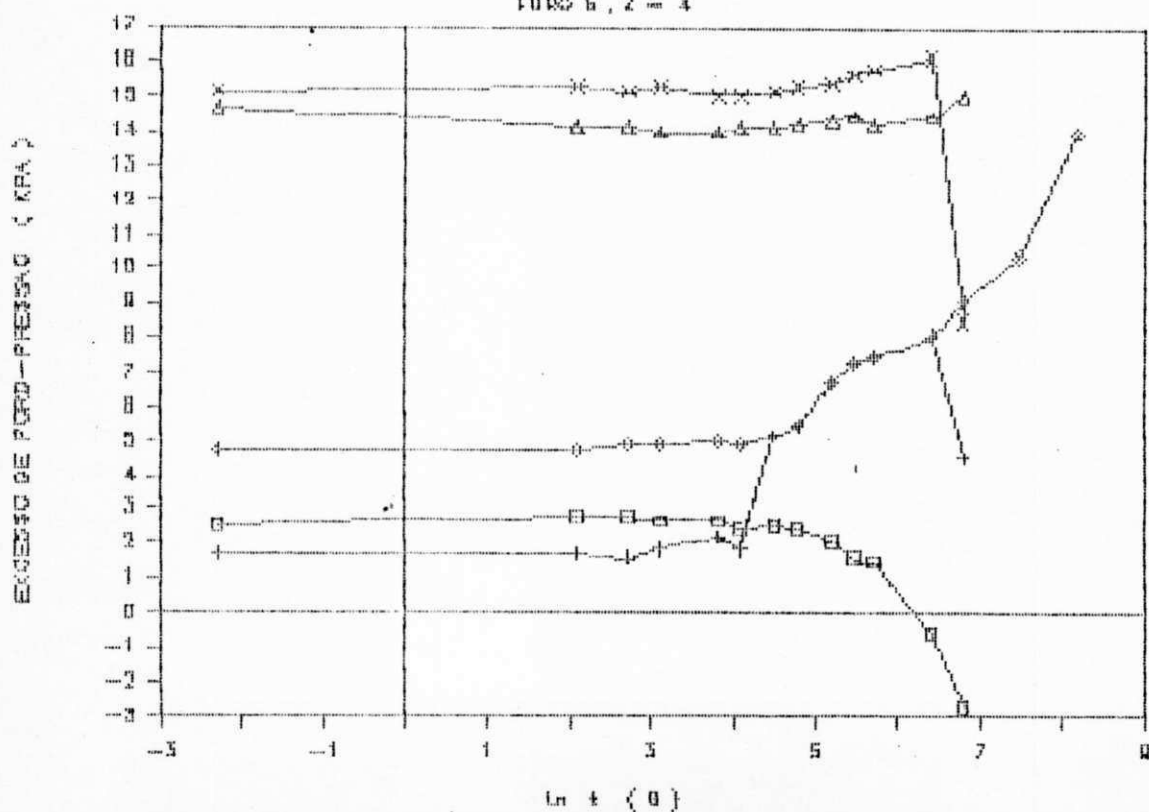
DISSIPACÃO DA PORO-PRESSÃO

FURO 6, Z = 6 m, INEPL



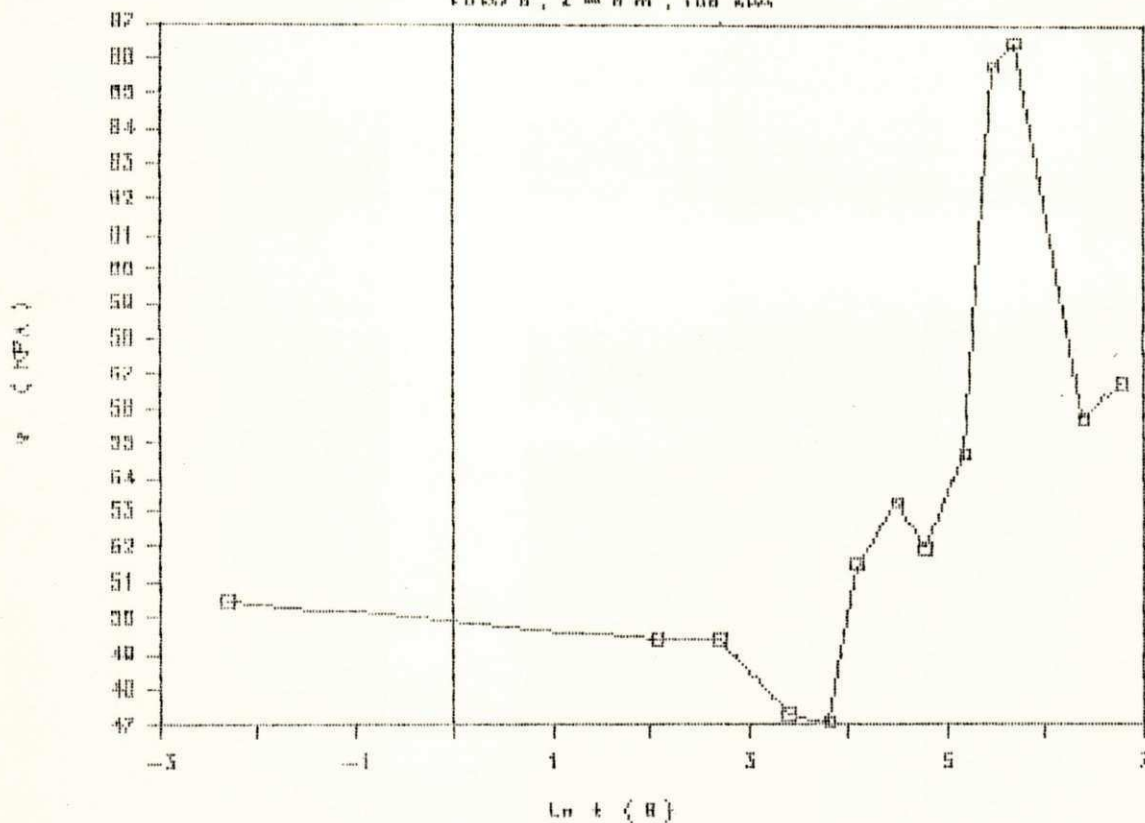
DISSIPACÃO DO EXCESSO DE PORO-PRESSÃO

FURO 6, Z = 4



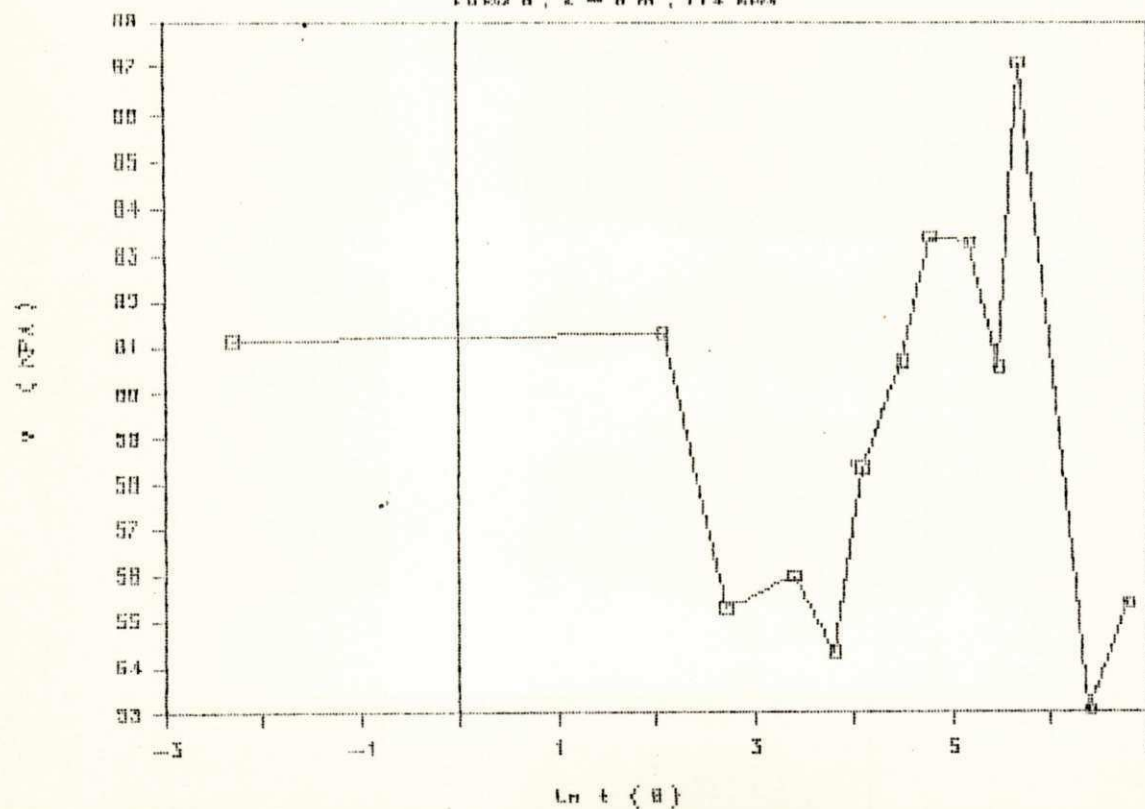
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

FURRO 5, Z = 8 m, 108 KDA



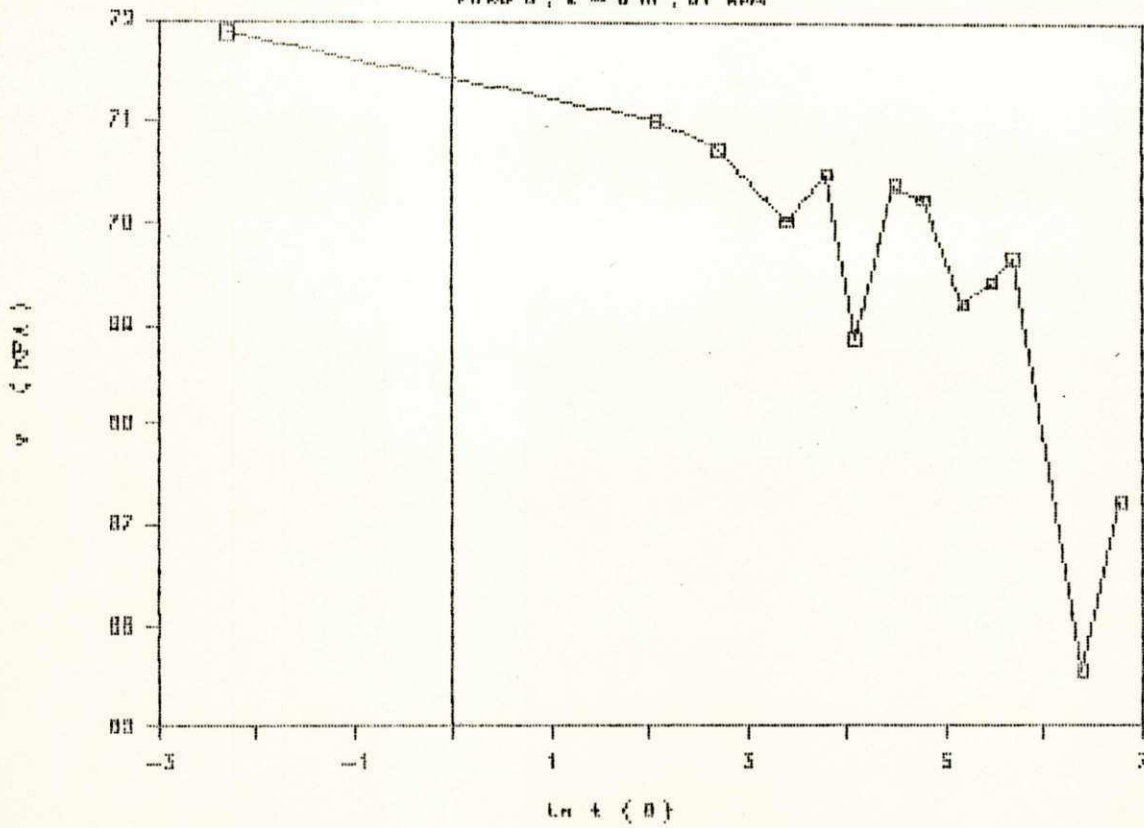
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

FURRO 5, Z = 8 m, 114 KDA



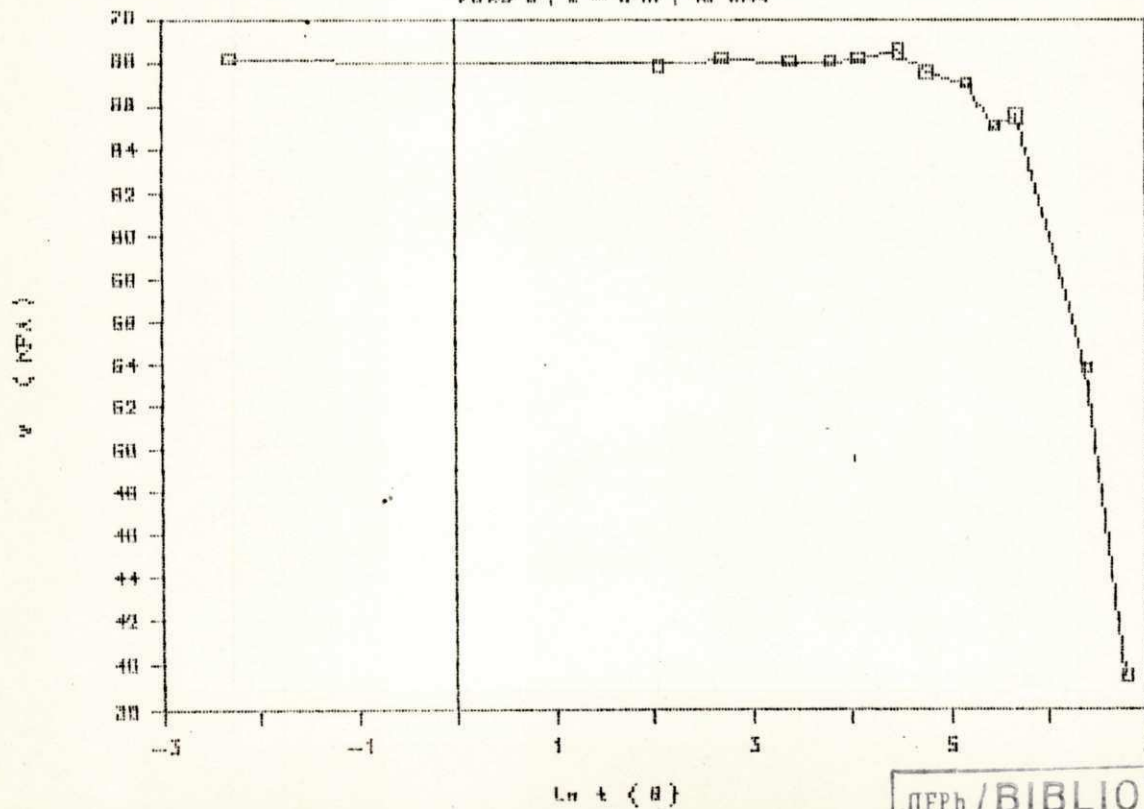
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

FURO 5, Z = 0 m, 31 KPA



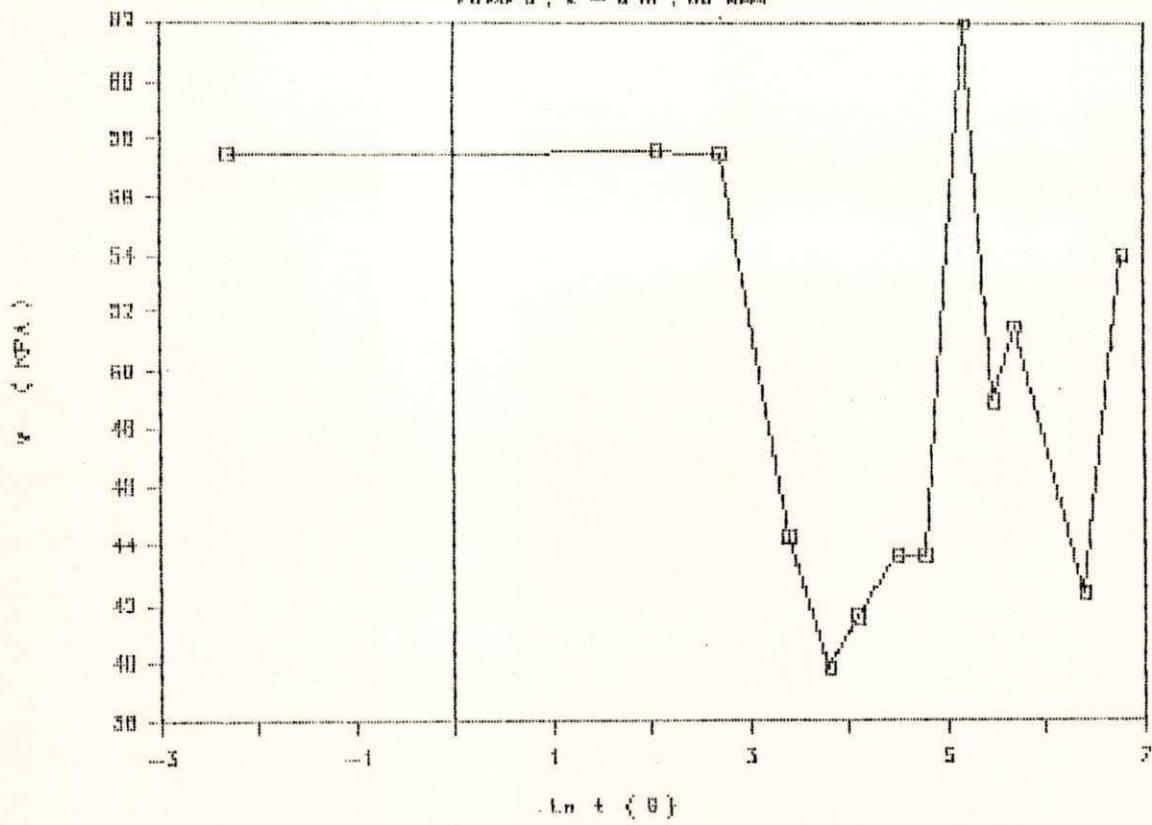
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

FURO 5, Z = 0 m, 40 KPA



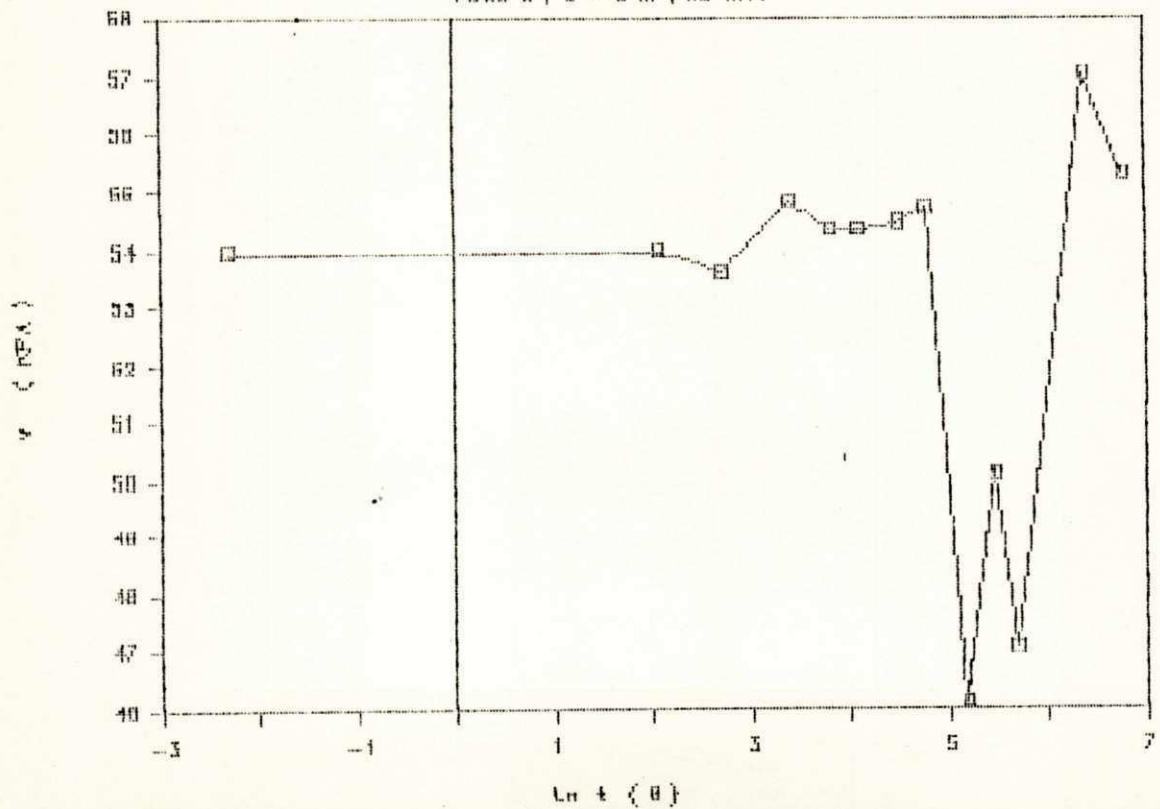
CURVA DE DISSIPAÇÃO DA PORO PRESSÃO

FURTO 5, Z = 8 m, 60 KPA



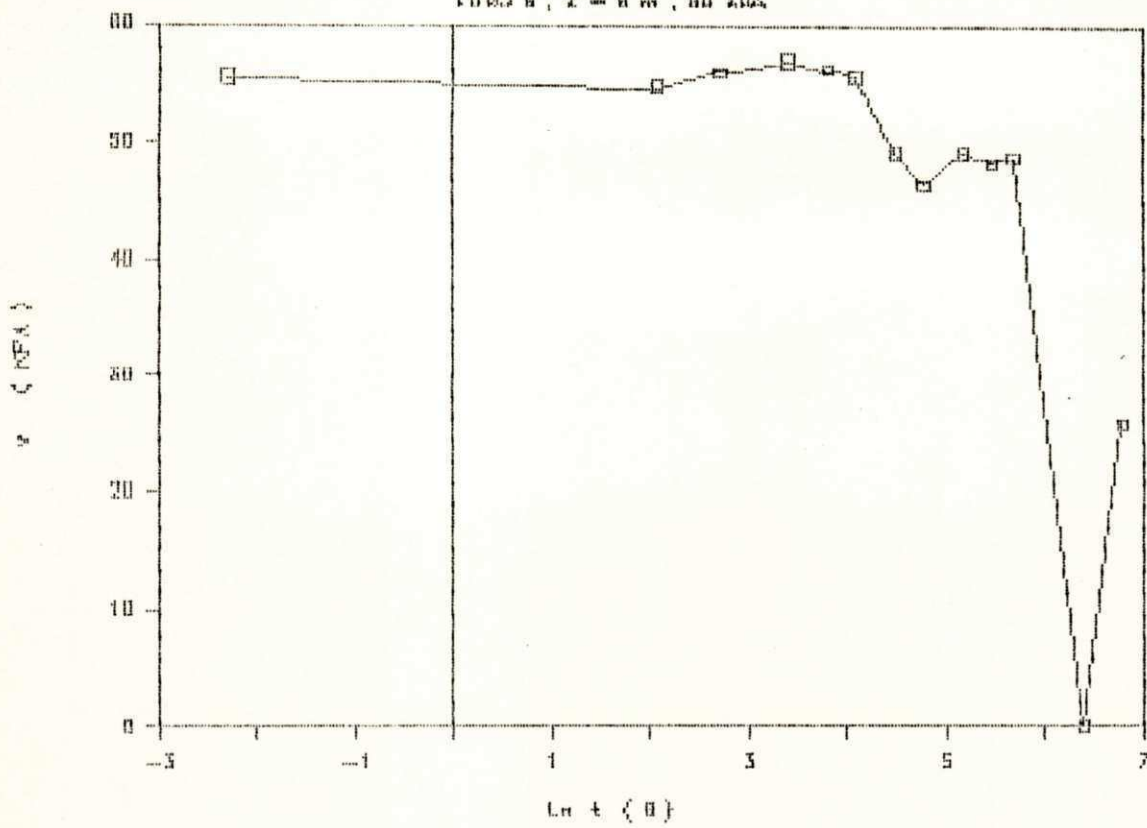
CURVA DE DISSIPAÇÃO DA PORO PRESSÃO

FURTO 5, Z = 8 m, 80 KPA



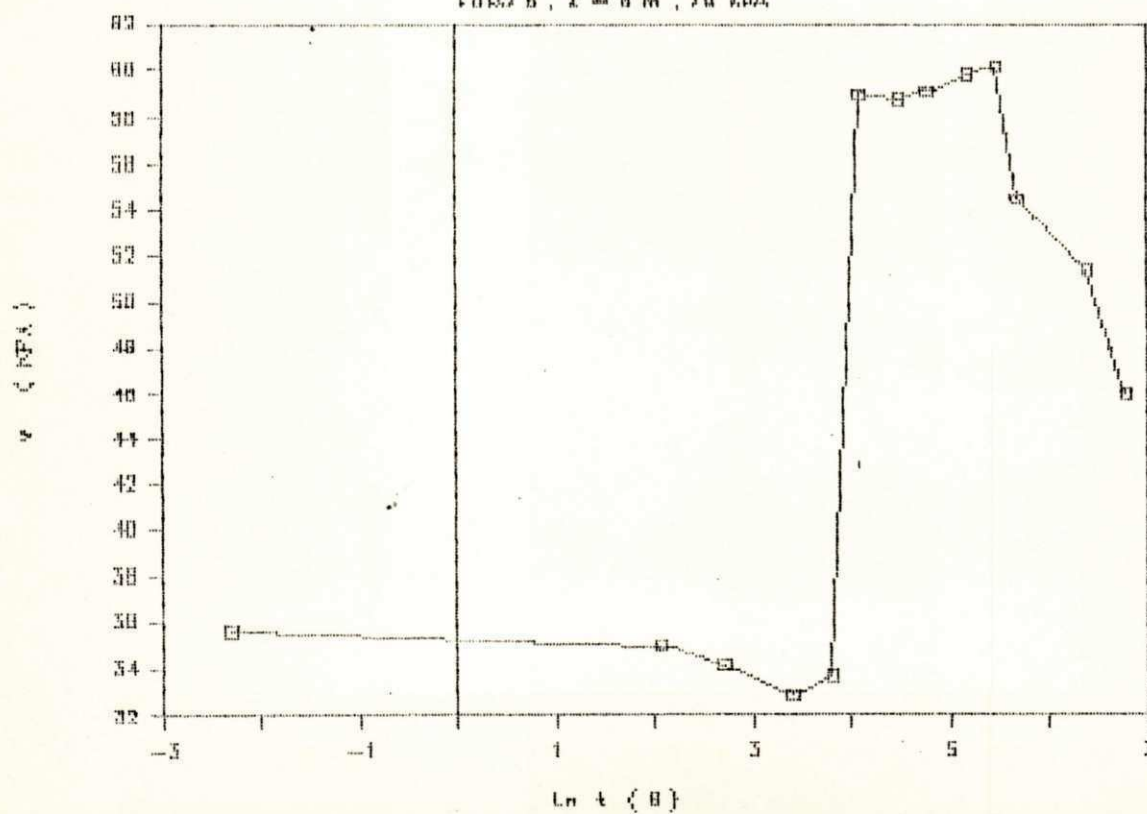
CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSAO

FURO 5, Z = 0 m, 80 KPA



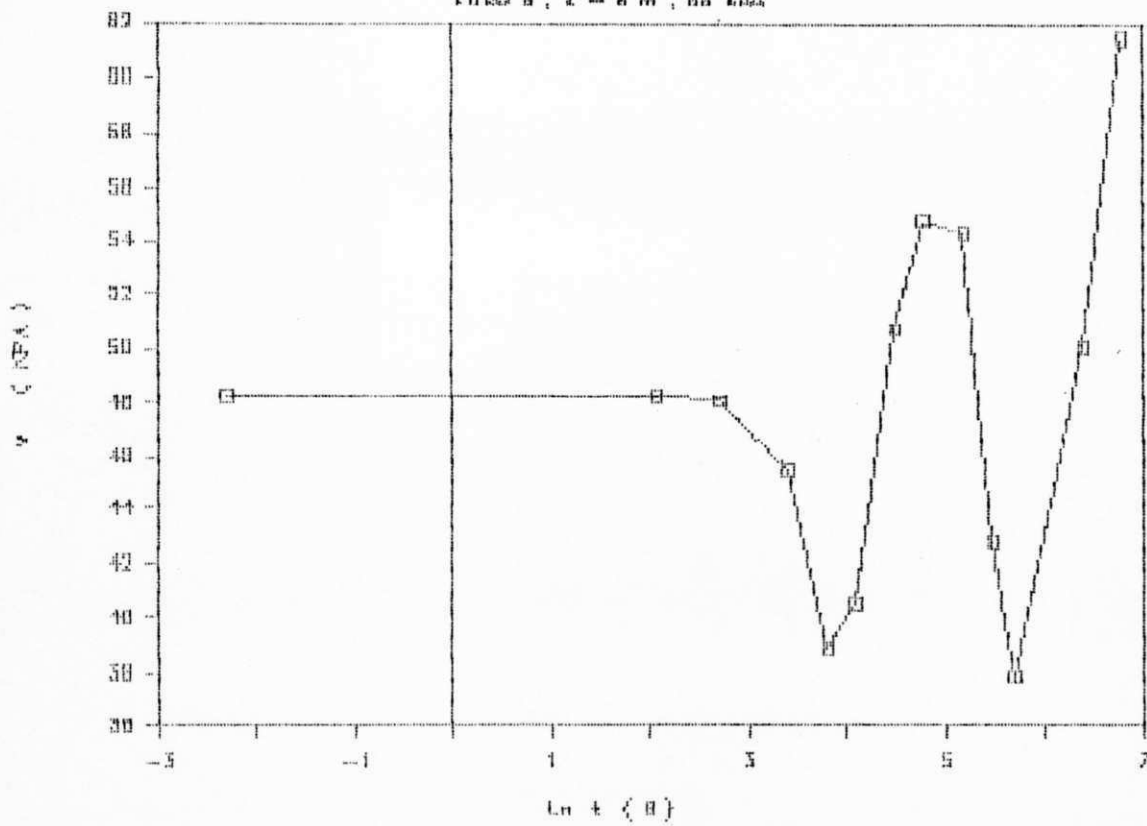
CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSAO

FURO 5, Z = 0 m, 70 KPA



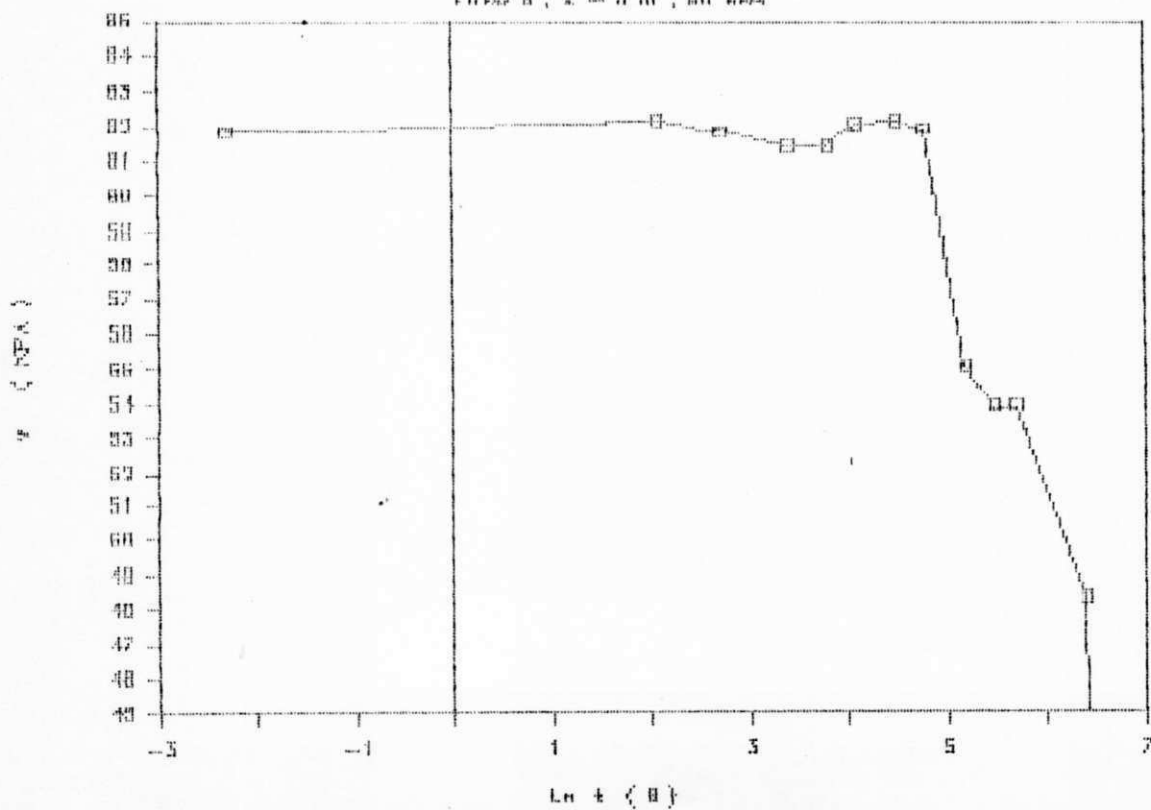
CURVA DE DISSIPAÇÃO DA PORO PRESSÃO

FURO 5, Z = 8 m, 88 KPa



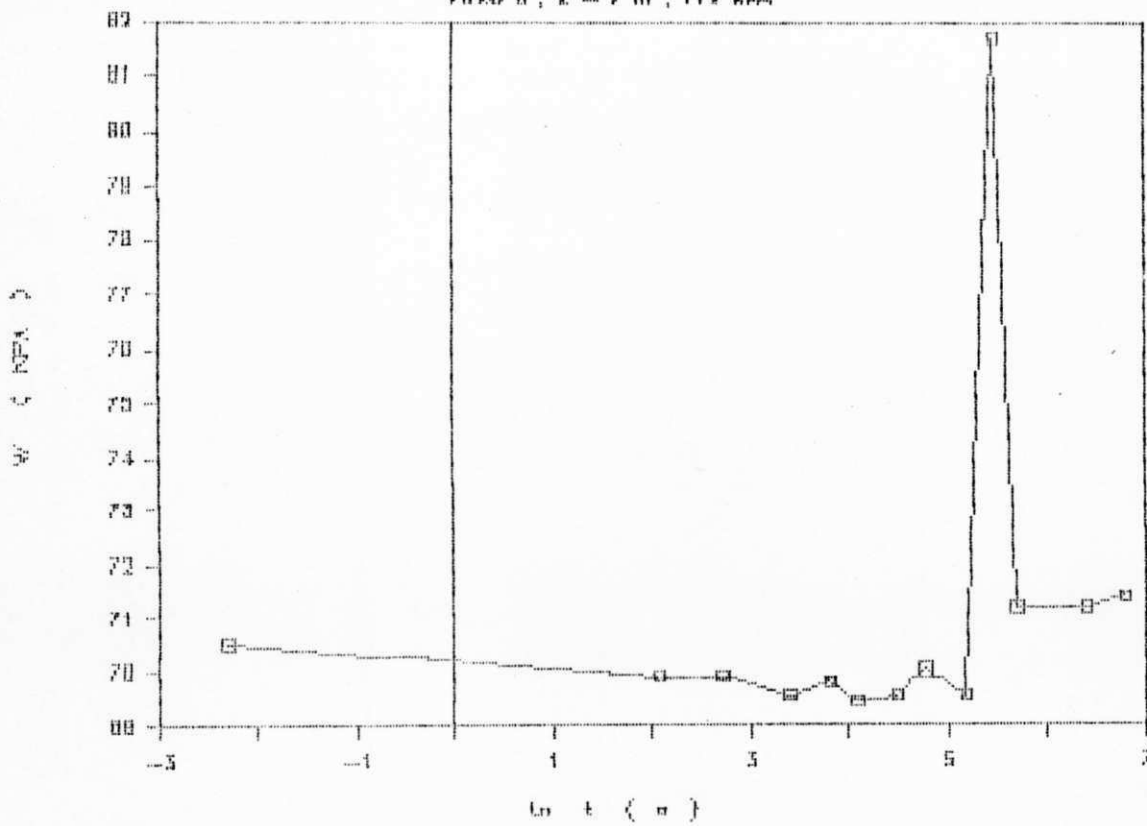
CURVA DE DISSIPAÇÃO DA PORO PRESSÃO

FURO 5, Z = 8 m, 88 KPa



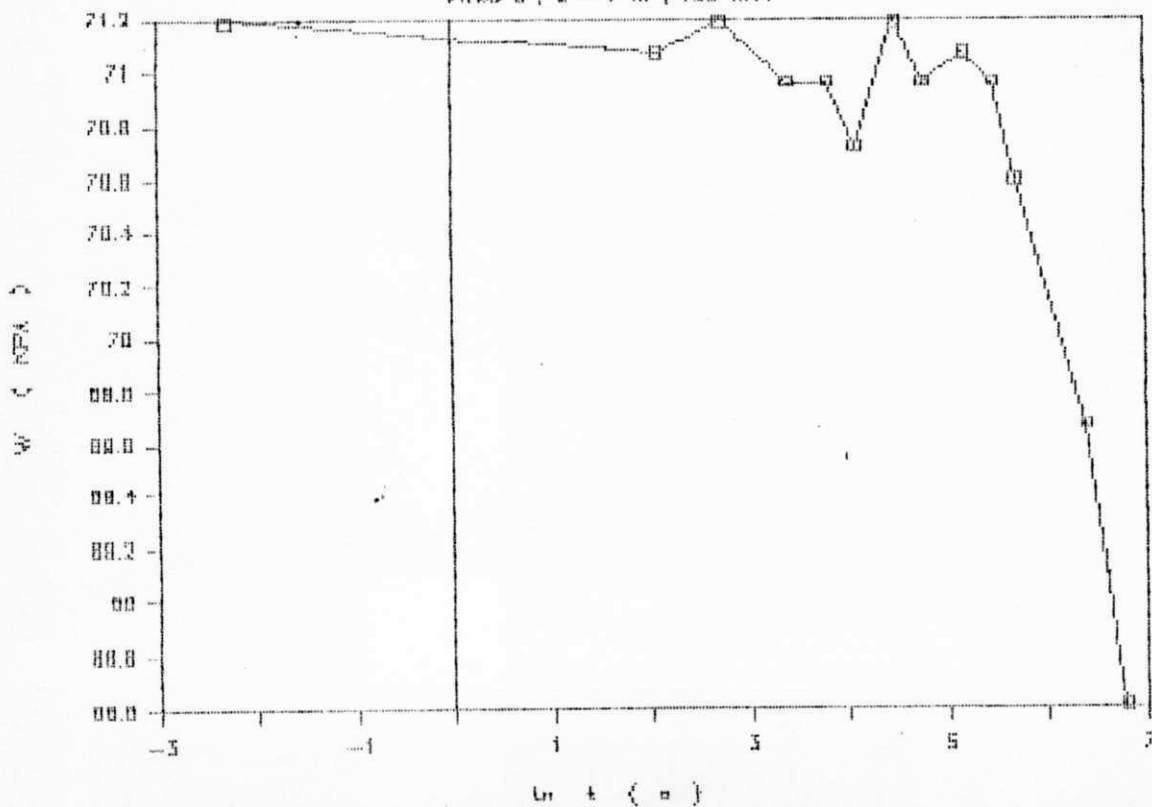
CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSAO

FURO 6, Z = 7 m, 119 KPA



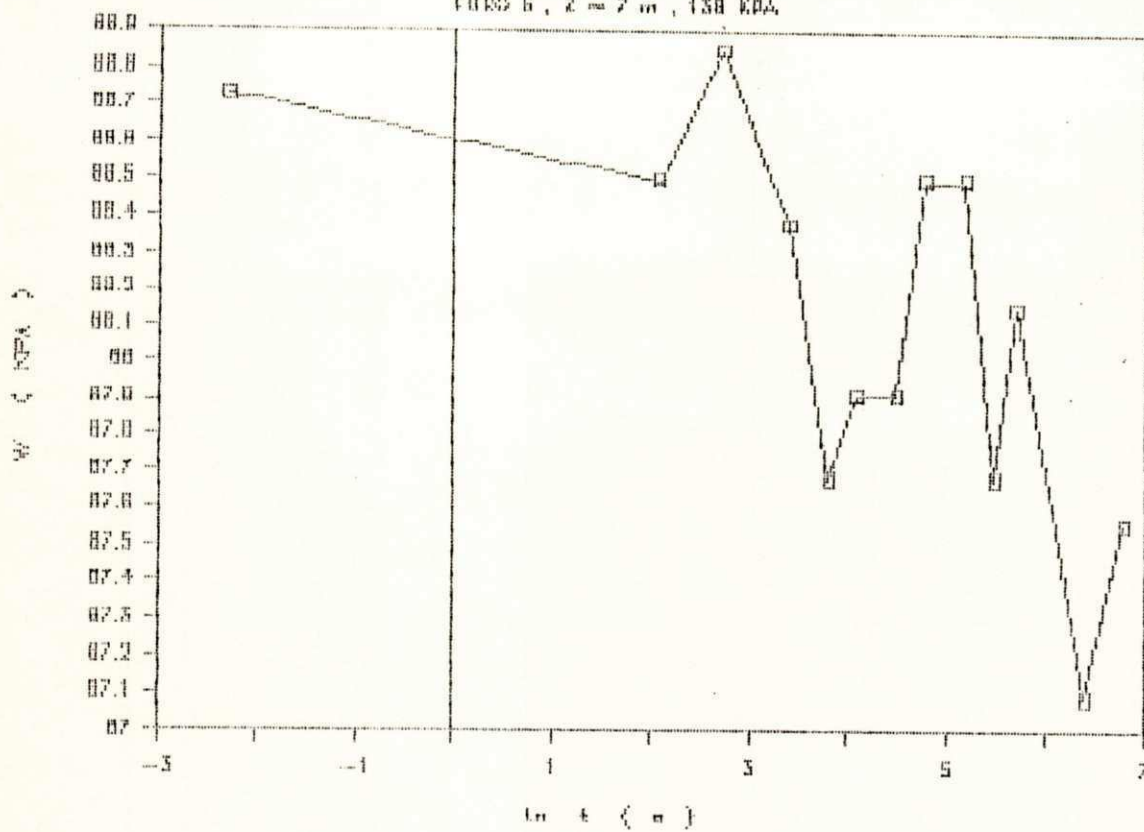
CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSAO

FURO 6, Z = 7 m, 125 KPA



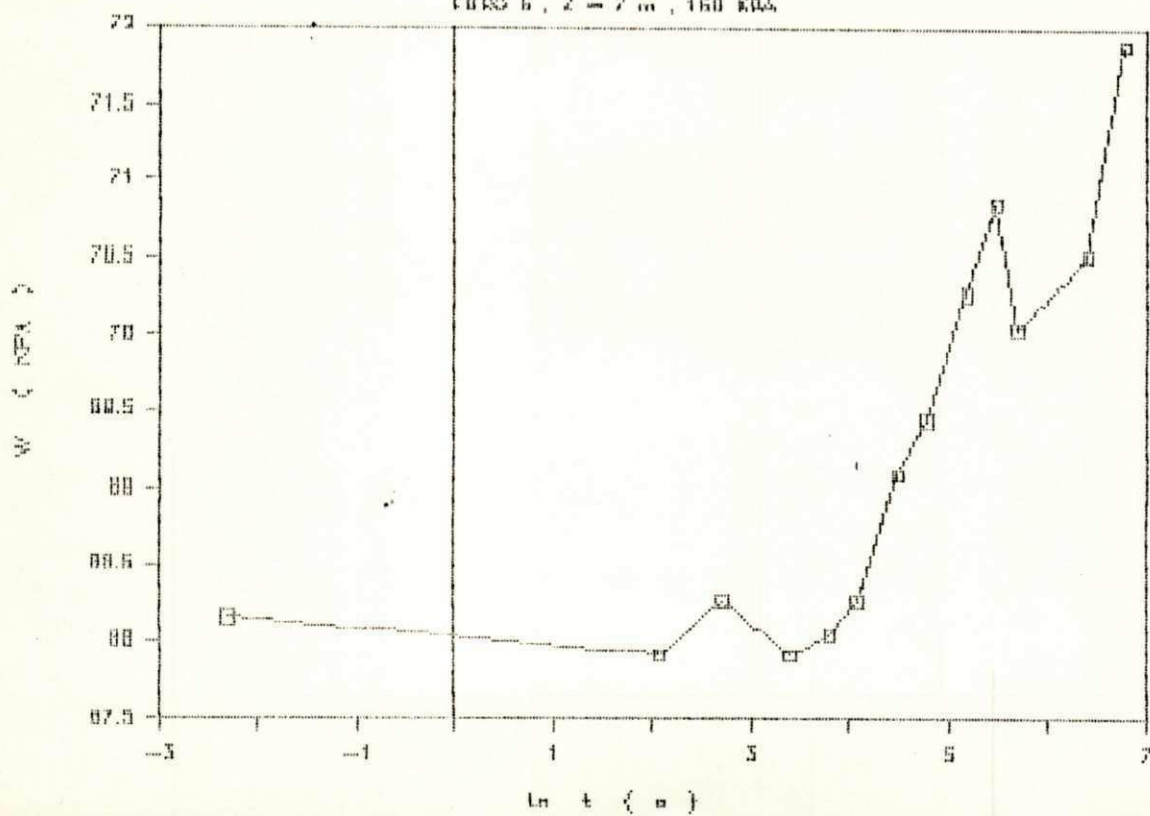
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

FIBRO B, Z = 7 m, 138 KPA



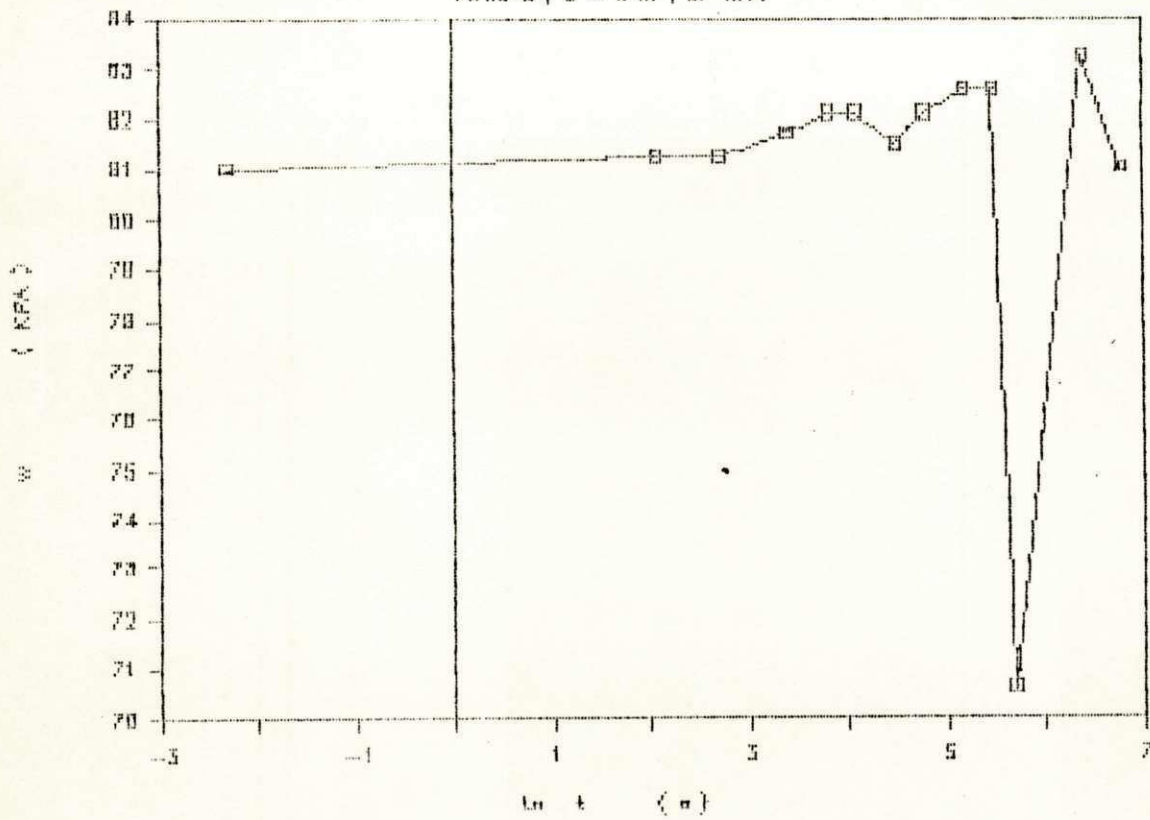
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

FIBRO B, Z = 7 m, 160 KPA



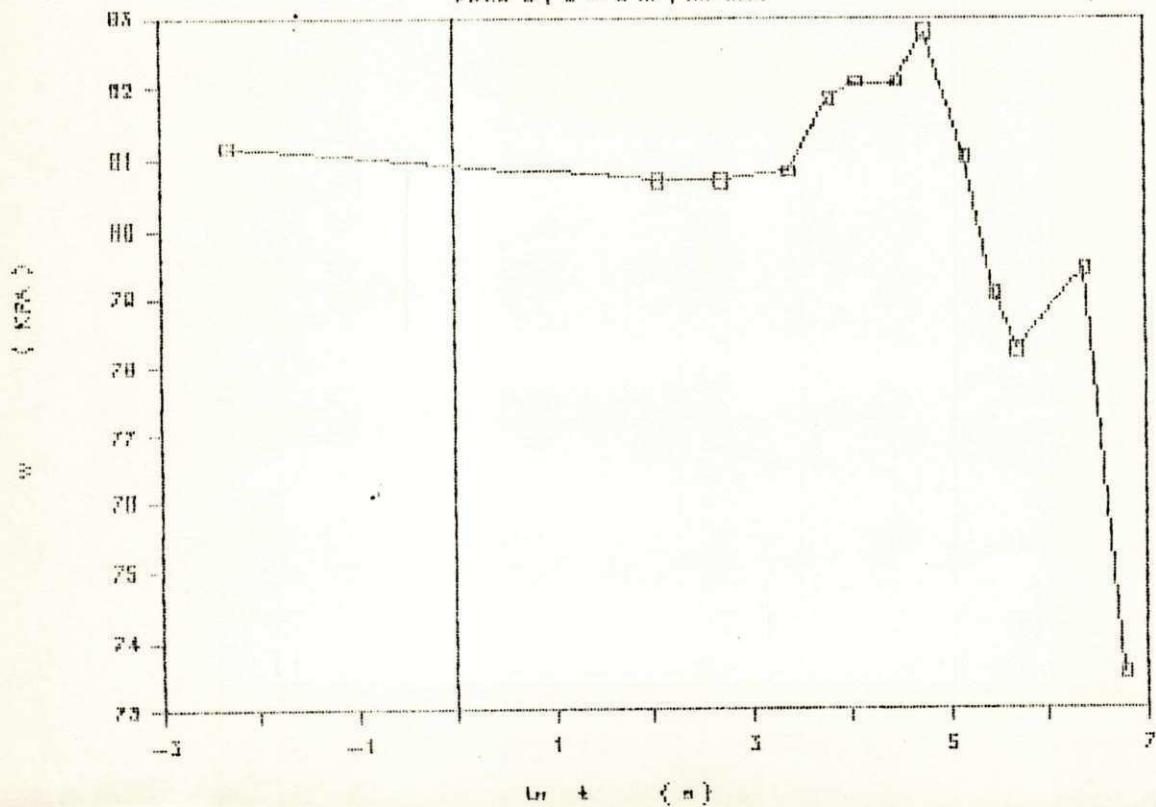
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

FIBRO 5, Z = 0 m, 57 KPa



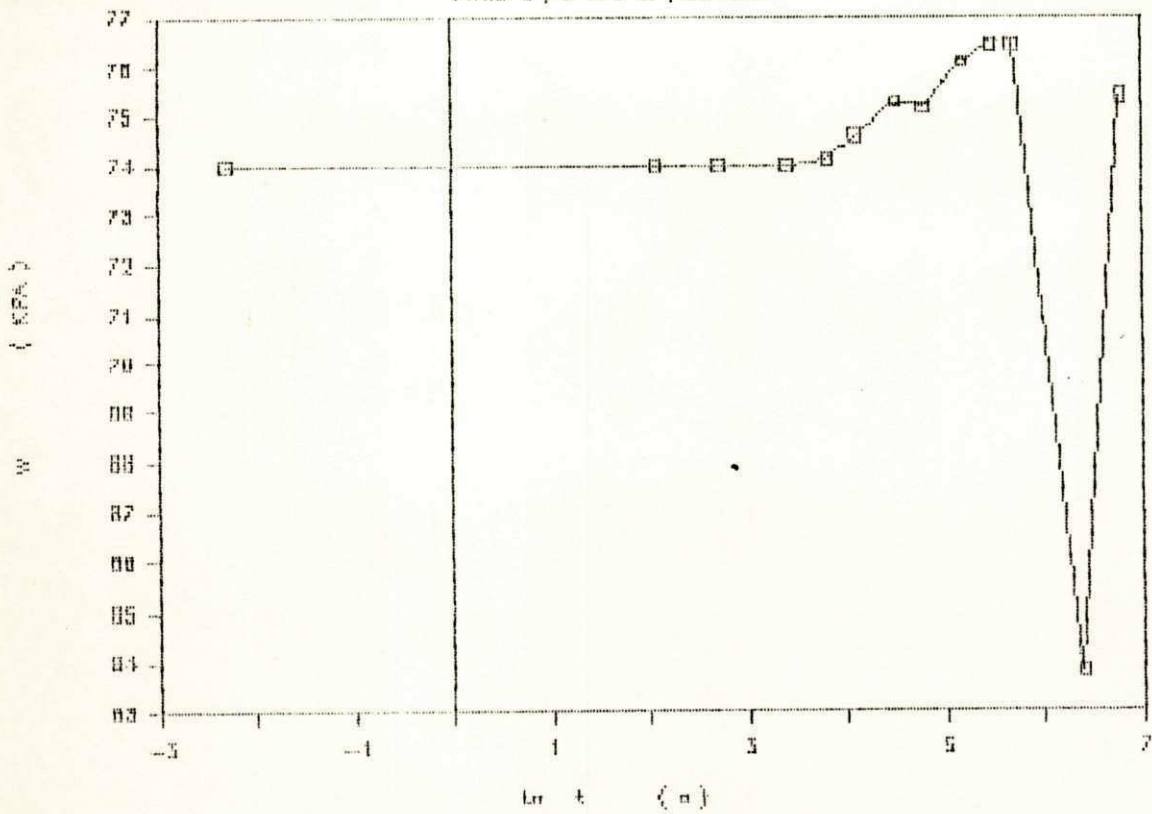
CURVA DE DISSIPACAO DA PORO PRESSAO

FIBRO 5, Z = 0 m, 60 KPa



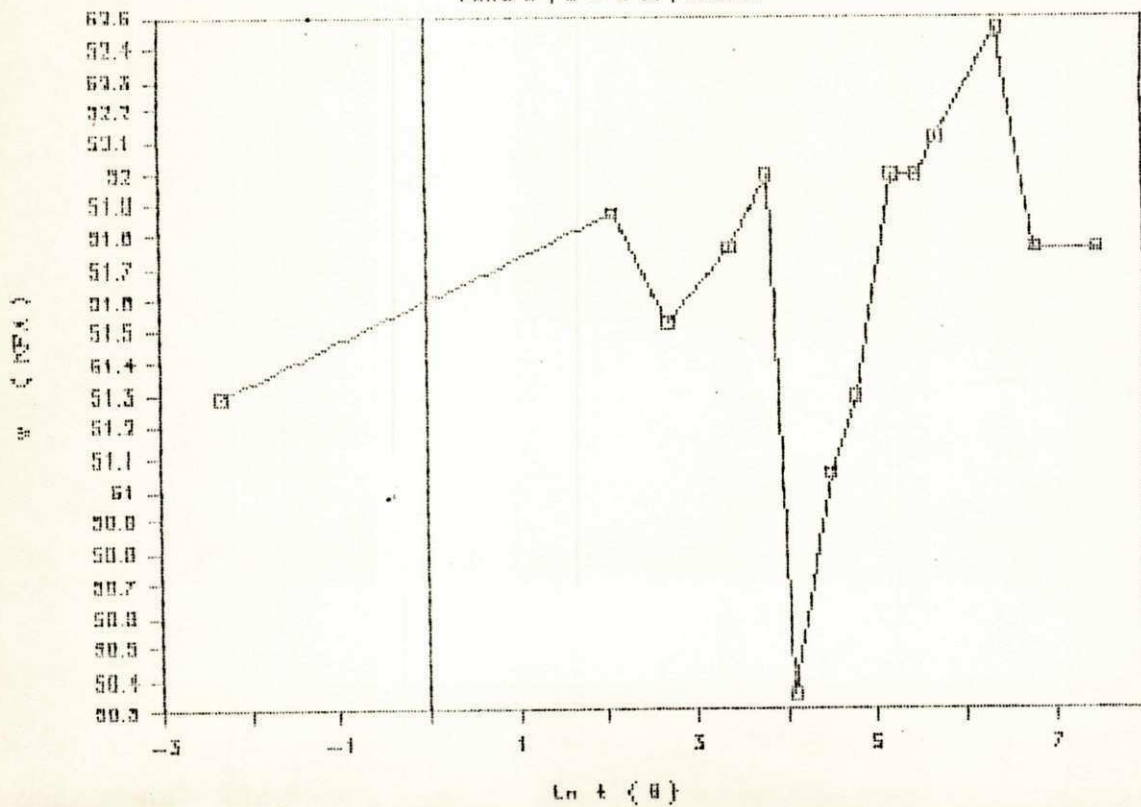
CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSAO

FIBRO 5, Z = 0 m, 03 MPa



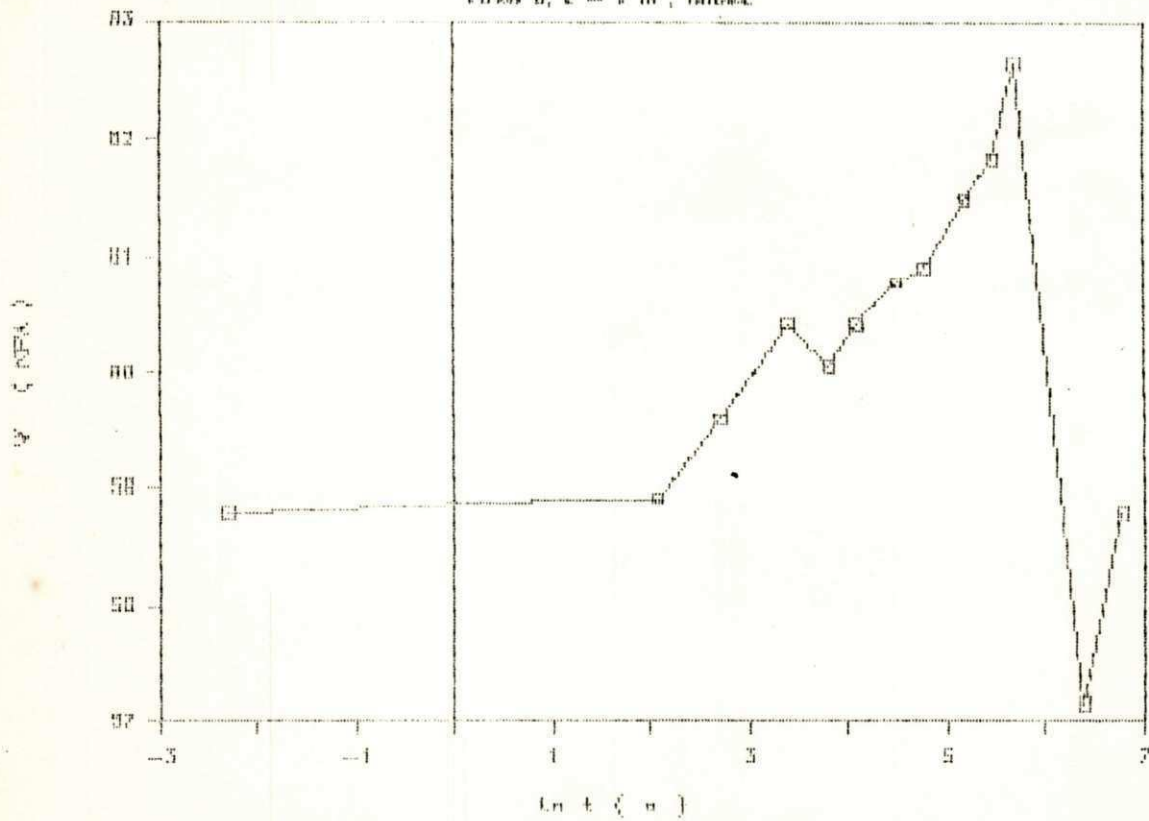
CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSAO

FIBRO 5, Z = 0 m, INICIAL



CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSÃO

CURSO 6, 2 - 7 m, BICMA



CURVA DE DISSIPACÃO DA PORO PRESSÃO

CURSO 6, 2 - 8 m, BICMA

