

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA  
PRO-REITORIA PARA ASUNTOS DO INTERIOR  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES RASAS EM SOLOS  
ARGILOSOS ATRAVÉS DO SPT, DA PROVA DE CARGA SOBRE PLACAS E DO  
ENSAIO PRESSIOMÉTRICO

PERBOYRE BARBOSA ALCANTARA

CAMPINA GRANDE - PARAIBA

1992

469

01/10/1992  
H 347 a

PERBOYRE BARBOSA ALCANTARA

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES RASAS EM SOLOS  
ARGILOSOS ATRAVÉS DO SPT, DA PROVA DE CARGA SOBRE PLACAS E DO  
ENSAIO PRESSIOMÉTRICO

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CURSO DE POS-GRADUAÇÃO  
EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA  
PARAIBA, EM CUMPRIMENTO AS EXIGÊNCIAS PARA  
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE

AREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

ORIENTADORES :                    PROF. DR. HEBER CARLOS FERREIRA  
    PROF. MSc FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA

CAMPINA GRANDE - PARAIBA

1992



A347a Alcantara, Perboyre Barbosa  
Avaliacao da capacidade de carga de fundacoes rasas em solos argilosos atraves do SPT, da prova de carga sobre placas e do ensaio pressiometrico / Perboyre Barbosa Alcantara. - Campina Grande, 1992.  
175 f.

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


1. Fundacoes - 2. Carga de Fundacoes - 3. Fundacoes - 4. Pressiometro de Fundacao 5. Dissertacao I. Ferreira, Heber Carlos, Dr. II. Lucena, Francisco Barbosa de, M.Sc. III. Universidade Federal da Paraiba - Campina Grande (PB)


CDU 624-15(043)


AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES RASAS EM SOLOS  
ARGILOSOS ATRAVÉS DO SPT, DA PROVA DE CARGA SOBRE PLACAS E  
DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO

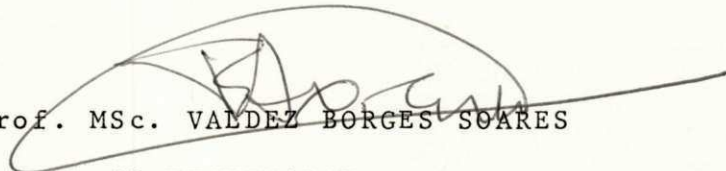
PERBOYRE BARBOSA ALCÂNTARA

Dissertação aprovada em: 22/05/92

  
Prof. Dr. Eng. HEBER CARLOS FERREIRA  
ORIENTADOR

  
Prof. MSc. FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA  
ORIENTADOR

  
Prof. MSc. ADEMILSON MONTES FERREIRA  
1º EXAMINADOR

  
Prof. MSc. VALDEZ BORGES SOARES  
2º EXAMINADOR

CAMPINA GRANDE / MAIO. / 1992

DEDICATÓRIA

A DEUS

A meus pais, ANA E ADERILO

A meus irmãos, SIMONE, SOLANGE,

J. ALCANTARA E ADERILO FILHO

## AGRADECIMENTOS

ii

Aos meus pais e irmãos pelo inestimável apoio durante a elaboração deste trabalho.

Aos meus orientadores Prof. Francisco Barbosa de Lucena e Prof. Heber Carlos Ferreira pelas sugestões, críticas e comentários.

Aos Profs. Romildo Toledo Filho e Ademilson Ferreira pelas sugestões e fornecimento de material didático.

Ao Prof. Edmar Brasileiro pela amizade concedida.

A Girlaine Sousa da Silva pelo constante apoio durante a elaboração deste trabalho.

Aos amigos Vladiami Daniel e John Kennedy pelo incentivo durante todo o curso de mestrado.

A Joselito Souto e Josenira dos Santos pela participação nos trabalhos de desenho e digitação.

A Eudenio Bezerra pela revisão gramatical de parte deste trabalho.

A todos os professores da Area de Geotecnia, pelos ensinamentos e apoio técnico.

Aos técnicos e funcionários dos laboratórios de solos.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

E a todos que, direta e indiretamente, colaboraram na elaboração deste trabalho.

Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre o Ensaio Pressiométrico, com um pressiômetro de pavimentação (Briaud, 1979), modelo 32-35, Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT) e Prova de Carga Sobre Placas em Solos Argilosos, no tocante ao estudo da capacidade de carga de fundações superficiais. Este trabalho tem o objetivo de verificar a possibilidade do uso do pressiômetro de BRIAUD para o cálculo de fundações a partir de metodologias desenvolvidas para pressiômetros de fundação (MENARD).

São apresentados inicialmente os procedimentos teóricos para interpretação dos ensaios, bem como a descrição dos equipamentos usados e dos procedimentos para ensaios.

Para este trabalho foram executados um total de 54 ensaios pressiométricos, 11 provas de carga e 11 ensaios de penetração.

Com os resultados pressiométricos, foi calculada a capacidade de carga para supostas sapatas circulares, usando-se as três metodologias que se conhece: o método de MENARD; o método de Baguelin, Jézéquel e Shields e o método de Bustamante e Gianselli.

Finalmente, comparou-se as capacidades de carga obtidas via pressiômetro com os resultados obtidos para as provas de carga e os ensaios de penetração.

São ainda apresentadas algumas correlações entre os parâmetros pressiométricos (pressão limite e módulo pressiométrico) e o número de golpes do SPT.

## ABSTRACT

This thesis describes a comparative study between pressuremeter test, using a pavement pressuremeter (BRIAUD, 1979) standard penetration test (SPT) and plate bearing tests in clay soils with reference to the study of shallow foundations. The purpose of this thesis is to analyse the possibility of the use of Briaud pressuremeter for foundations estimate beginning by developing methodologies to pressuremeter foundation (Menard).

Initially, the thesis describes the theory procedure for the interpretation of the tests in relation to the equipments and the procedure tests used.

For this work, 54 pressuremeter test, 11 bearing tests and 11 penetration tests were tested.

With the pressuremeter results estimate, the bearing capacity of circular footing using three known methodologies were made: the methods include Menard; Baguelin et al. and Bustamante and Gianselli.

Finally, comparisons between the bearing capacities by pressuremeter with the results to bearing and the penetration tests were made.

Also some correlations are described between the pressuremeter parameters ( pressure limit and pressuremeter modulus) and SPT blow counts.



## LISTA DE FIGURAS

	PAGINA
Figura 01 - Esboço de uma sonda desenvolvida por Kogler (Apud, Baguelin et alli, 1978) .....	07
Figura 02 - Croqui do protótipo do primeiro pressiômetro desenvolvido por Menard (Apud, Baguelin et alli, 1978) .....	07
Figura 03 - Curva pressiométrica padrão e a indicação dos parâmetros pressiométricos obtidos diretamente na curva .....	14
Figura 04 - Representação gráfica da correção genérica de pressão e volume de uma curva pressiométrica bruta .....	14
Figura 05 - Diferentes Configurações de curvas pressiométricas em função do solo e do modo de introdução da sonda - provavelmente a partir de resultados com pressiômetros do tipo MENARD - (Baguelin et alli, 1978) .....	15
Figura 06 - Influência do método de perfuração no módulo pressiométrico (Jezequel, 1968).....	17
Figura 07 - Influência do método de perfuração na pressão limite (Marchal, 1972). .....	17
Figura 08 - Curva pressiométrica padrão e a respectiva curva de Creep obtida para ensaios de volume controlado .....	23

Figura 09	- Comparação entre ensaios pressiométricos realizados em furos verticais e horizontais (Jezequel, 1968 - apud Cassan, 1978).....	29
Figura 10	- Fator de capacidade de carga de Menard (Apud, Briaud et alli, 1983) .....	35
Figura 11	- Fator de capacidade de carga segundo o método de Baguelin et alli (apud, Briaud et alli 1983) .....	36, 37
Figura 12	- Fator de capacidade de carga, segundo o método de Bustamante e Gianceselli ( Apud, Briaud et alli, 1983) .....	38
Figura 13	- Representação esquemática de uma fundação, em solo com duas camadas de resistências diferentes .....	43
Figura 14	- Representação esquemática da zona de influência de uma fundação e determinação da pressão limite equivalente .....	43
Figura 15	- Fatores de forma para fundações em função da relação comprimento/largura (L/B) (Apud, Briaud et alli, 1983) .....	45
Figura 16	- Camadas de solo consideradas na análise de recalques para um solo heterogêneo, levando-se em conta o módulo equivalente .....	47
Figura 17	- Correlações entre $N_{60PT}$ e a taxa admissível para vários solos (Amorim, 1986) .....	55

Figura 18	-	Correlações do SPT com resultados de provas de carga sobre placas (De Mello, 1968) .....	58
Figura 19	-	Correlação $N_{SPT} \times P_L^*$ em solos coesivos (Cassan, 1978) .....	60
Figura 20(a) a 20(d)	-	Correlações $N_{SPT} \times E_m$ e $N_{SPT} \times P_r$ em solos argilosos (Tsuchiya e Toyooka, 1982)...	60
Figura 21(a)	-	Comportamento típico da curva "tensão X recalque" da prova de carga sobre placas .....	66
Figura 21(b)	-	Curvas "tensão X recalque" típicas de solos de ruturas geral e local .....	66
Figura 22	-	Esquema considerando solos, com módulos de deformação constante e crescente linearmente, com a profundidade .....	70
Figura 23	-	Provas de carga sobre placas em profundidades, realizadas em cavas aberta e fechada .....	70
Figura 24	-	Valores do coeficiente de Mindlin, para placas circulares em função da profundidade e do raio da placa (Barata, 1966). .....	72
Figura 25	-	Apresentação das diferentes zonas de tensões provocadas por uma fundação .....	75
Figura 26	-	Localização do campo experimental 01 e localização dos ensaios "in situ".....	79
Figura 27	-	Localização do campo experimental 02 e localização dos ensaios "in situ".....	80
Figura 28	-	Esquema da sonda do pressiômetro de Briaud...	82
Figura 29	-	Esquema da unidade de controle do pressiôme-	

	tro de Briaud, modelo 32 - 35 .....	83
Figura 30	- Curvas de calibração da perda de volume.....	87
Figura 31	- Curva de calibração da resistência da membrana .....	88
Figura 32	- Equipamento de sondagem a percussão - SPT ..	90
Figura 33	- Esquema de execução da prova de carga com a placa de 18 polegadas .....	93
Figura 34	- Curvas granulométricas referentes ao campo experimental 01 .....	99
Figura 35	- Curvas granulométricas referentes ao campo experimental 02 .....	99
Figura 36	- Gráfico da umidade natural contra a profundidade, para os solos dos campos experimentais 01 e 02 .....	100
Figura 37	- Perfis de densidade "in situ" referentes aos campos experimentais 01 e 02 .....	102
Figuras 38(a) a 38(q)	- Curvas "pressões X volume" referentes aos ensaios pressiométricos realizados nos furos 01 a 17 - campo experimental 01 .....	103 a 111
Figura 39(a)	- Curva pressiométrica com respectiva curva de creep, referente ao ensaio pressiométrico executado no furo 16, a 100 cm de profundidade .....	112
Figura 39(b)	- Curva pressiométrica com respectiva curva de creep, referente ao ensaio pressiométrico	

	co executado no furo 16, a 150 cm de profundidade.....	113
Figura 40	- Esquema para cálculo da capacidade de carga de supostas sapatas, assentes a 50 cm de profundidade. ....	120
Figura 41	- Curvas "pressão X volume", referentes aos ensaios pressiométricos realizados nos furos 18 e 19 - campo experimental 02 .....	124
Figura 42	- Esquema para cálculo da capacidade de carga de supostas sapatas com 60 cm de diâmetro.....	127
Figuras 43(a) a 43(g)	- Curvas "pressão X recalque" , referente ao campo experimental 01 .....	136 a 140
Figura 44	- Curvas "pressão" X "perímetro/área", para recalques de 1mm, 2mm, 3mm e 5mm referentes as provas de carga executadas no campo experimental 01.....	141
Figuras 45(a) a 45(d)	- Curvas "pressão X recalque" , referentes as provas de carga sobre placas, executadas no campo experimental 01 .	145 e 146
Figura 46	- Valores médios de $N_{ERT}$ , módulo pressiométrico e pressão limite X profundidade, referentes ao campo experimental 01 .....	149
Figura 47(a)	- Curva $N_{ERT}$ X $E_m$ (valores médios), referente ao campo experimental 01 .....	149
Figura 47(b)	- Curva $N_{ERT}$ X $P_L$ (valores médios), refe-	

	rente ao campo experimental 01 .....	149
Figura 48	- Valores de $N_{ERT}$ , $E_n$ e $P_L$ X profundidade, referente ao campo experimental 02 .....	153
Figura 49(a)	- Curva $N_{ERT}$ X $E_n$ , referente ao campo experimental 02 .....	153
Figura 49(b)	- Curva $N_{ERT}$ X $P_L$ , referente ao campo experimental 02 .....	153

## LISTA DE TABELAS

## PAGINA

Tabela 01 - Exemplos de pressiômetros utilizados em investigações geotécnicas em vários países (Clarke, 1989, Apud Toledo Filho, 1991) .....	09
Tabela 02 - Valores característicos de módulo pressiométricos e pressão limite para diversos solos (Menard, 1975) .....	26
Tabela 03 - Consistência de argila em função da pressão limite efetiva $P_L^*$ (Rocha Filho, 1983)....	27
Tabela 04 - Indicação das condições do solo baseado na relação $E_m/P_L$ (Mentha, 1989) .....	27
Tabela 05 - Classificação dos solos em categorias para determinação do fator de capacidade de carga (K) pela metodologia de MENARD (Menard, 1975) .....	39
Tabela 06 - Classificação dos solos em categorias para determinar o fator de capacidade de carga (K) pelo método de Bustamante e Gianselli (Briaud et alli, 1983).....	40
Tabela 07 - Fator reológico em função do tipo de solo e da relação $E_m/P_L$ (Briaud et alli, 1983) .....	45
Tabela 08 - Correção no valor do $N_{ERT}$ pelo efeito do comprimento das hastes (Schmertmann, 1978 Apud, Soares, 1987) .....	52

Tabela 09 - Correção no valor do $N_{ERT}$ pelo efeito do diâmetro de perfuração (Apud, Soares, 1987).....	52
Tabela 10 - Comparação entre o $N_{ERT}$ , consistência e resistência à compressão simples (Terzaghi e Peck, 1948).....	54
Tabela 11 - Constantes a e b referentes às equações de correlação $N_{ERT} \times E_n$ e $N_{ERT} \times P_r$ (Tsuchiya e Toyooka, 1982) .....	61
Tabela 12 - Coeficiente de forma ( $C_r$ ) para correção dos recalques em placas circular e quadrada (Barata, 1984) .....	69
Tabela 13 - Coeficientes de segurança para fundações segundo a sensibilidade média da argila (Thebotarioff, 1978) .....	77
Tabela 14 - Fatores de segurança (a ruptura) mínimos para fundações (Vesic, 1975).....	77
Tabela 15 - Resumo dos ensaios de caracterização do solo - campo experimental 01 .....	97
Tabela 16 - Resumo dos ensaios de caracterização do solo - campo experimental 02 .....	98
Tabela 17a- Resumo dos resultados de pressão limite (em kPa) obtidos dos ensaios pressiométricos campo experimental 01 .....	116
Tabela 17b- Resumo dos resultados de pressão limite (em kPa) obtidos dos ensaios pressiométricos campo experimental 02 .....	117



Tabela 18 - Resumo dos cálculos de capacidade de carga para fundações hipotéticas assentes a 50cm de profundidade .....	121
Tabela 19 - Resumo dos resultados de capacidade de carga para supostas sapatas com 60cm de diâmetro ..	132
Tabela 20 - Pressões para diversos recalques, considerando placas de vários diâmetros .....	134

## SIMBOLOGIA

xiv

- B - largura ou diâmetro da fundação
- $B_0$  - largura de referência para o cálculo de recalque pelo método pressiométrico
- c - coesão do solo
- D - diâmetro ou largura da fundação
- $E_0$  - módulo pressiométrico referente ao componente esférico do tensor de deformação
- $E_d$  - módulo pressiométrico referente a componente desvio do tensor de deformação
- $E_z, E_0, E_r$  - módulo de deformação
- $E_n$  - módulo pressiométrico
- $E_p$  - módulo de deformação tangente obtido no ensaio de placa
- G - módulo de elasticidade transversal
- h - profundidade
- $H_e$  - profundidade de embutimento
- $H_{e0}$  - profundidade de embutimento equivalente
- K - fator pressiométrico de capacidade de carga
- $K_0$  - coeficiente de empuxo no repouso
- L - comprimento da fundação, ou das hastes no ensaio SPT
- LL - limite de liquidez
- LP - limite de plasticidade
- P - pressão
- N,  $N_{ERT}$  - índice de resistência a penetração para os 30cm finais
- $P_r$  - pressão de "creep", que corresponde ao final da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica

- $P_L$  - pressão limite
- $P_L^*$  - pressão limite efetiva, ou seja descontada a pressão horizontal
- $P_{Lc}^*$  - pressão limite efetiva representativa de uma camada de solo
- $q_a$  - pressão admissível de uma fundação obtida através do SPT
- $q_{ad}$  - pressão admissível de uma fundação obtida através de resultados do ensaio pressiométrico
- $Q_{ad}$  - pressão admissível para prova de carga sobre placas
- $q_0$  - pressão vertical "in situ"
- $q_r, Q_r$  - capacidade de carga ou tensão de ruptura
- $r$  - coeficiente de correlação
- $R$  - raio da sapata
- $R_c$  - resistência a compressão simples
- $S$  - recalque de uma fundação ou de uma placa de ensaio
- $V$  - volume
- $V_A$  - volume da sonda antes do início do ensaio
- $V_L$  - volume correspondente à pressão limite na curva pressiométrica
- $V_r$  - volume correspondente a pressão de creep na curva pressiométrica
- $V_x = V_A + V_0$  - volume inicial da cavidade medido no início da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica
- $V_0$  - volume correspondente ao início da fase pseudo-elástica na curva pressiométrica
- $\alpha$  - fator reológico
- $\gamma$  - massa específica

$\gamma_a$  - massa específica da água

$\sigma_{n-1}$  - desvio padrão

$\phi$  - ângulo de atrito interno do solo relativo a tensões efetivas

$\nu$  - coeficiente de Poisson

$\phi$  - ângulo de atrito interno do solo

## INDICE

CAPITULO 1	PAGINA
INTRODUÇÃO E OBJETIVOS .....	01
CAPITULO 2	
REVISÃO BIBLIOGRAFICA .....	05
2.1 - O Pressiômetro e o Ensaio Pressiométrico .....	05
2.1.1 - Histórico .....	05
2.1.2 - Ensaio Pressiométrico .....	08
2.1.2.1 - Resultados Obtidos no Ensaio Pressiométrico .....	10
2.1.2.2 - Influência da Execução do Furo no Ensaio Pressiométrico .....	12
2.1.3 - Interpretação do Ensaio Pressiométrico ...	16
2.1.3.1 - Módulo Pressiométrico .....	16
2.1.3.2 - Pressão Limite .....	19
2.1.3.3 - Pressão de Fluência ou de Creep	21
2.1.3.4 - Determinação do Coeficiente de Empuxo no Repouso .....	21
2.1.3.5 - Pressão Limite Efetiva .....	22
2.1.3.6 - Resistência ao Cisalhamento não Drenada .....	25
2.1.3.7 - Limitações do Ensaio Pressiomé- trico .....	25

2.1.4 - Aplicações do Ensaio Pressiométrico em Fundações .....	30
2.1.4.1 - Determinação do Fator de Capacidade de Carga .....	32
2.1.4.2 - Determinação da Pressão Limite Efetiva e da Profundidade de Embutimento Equivalentes .....	33
2.1.4.3 - Previsão de Recalques .....	42
2.2 - Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT) .....	48
2.2.1 - Histórico .....	48
2.2.2 - Metodologia do Ensaio .....	49
2.2.3 - Uso e Interpretação do SPT .....	50
2.2.4 - Resistência a Penetração em Solos Argilosos .....	53
2.2.5 - Correlações com Outros Ensaios "In Situ" ..	57
2.3 - Prova de Carga Sobre Placas .....	61
2.3.1 - Histórico .....	61
2.3.2 - Execução do Ensaio .....	62
2.3.3 - Aplicações do Ensaio .....	63
2.3.4 - Interpretação dos Resultados .....	64
2.4 - Fundações Superficiais ou Rasas .....	73
2.4.1 - Introdução .....	73
2.4.2 - Definição .....	73
2.4.3 - Carga de Rutura e Tensão Admissível .....	74

## CAPITULO 3

DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA .....	78
3.1 - Introdução .....	78
3.2 - Area Pesquisada .....	78
3.3 - Ensaaios "In Situ" e Metodologia Utilizada .....	81
3.3.1 - Ensaaios Pressiométricos .....	81
3.3.1.1 - Equipamento Utilizado .....	81
3.3.1.2 - Preparação do Pressiômetro ....	84
3.3.1.3 - Execução do Furo de Ensaio ....	84
3.3.1.4 - Realização do Ensaio .....	85
3.3.1.5 - Interpretação dos Resultados ..	86
3.3.2 - Ensaaios de Penetração Dinâmica (SPT) .....	89
3.3.2.1 - Equipamento Utilizado .....	89
3.3.2.2 - Execução do Ensaio .....	89
3.3.2.3 - Interpretação dos Resultados ..	91
3.3.3 - Provas de Carga Sobre Placas .....	91
3.3.3.1 - Equipamento Utilizado .....	91
3.3.3.2 - Realização dos Ensaaios .....	91
3.3.4 - Densidade "In Situ" .....	94
3.3.5 - Locação dos Ensaaios "In Situ".....	94
3.4 - Ensaaios de Laboratório .....	95

## CAPITULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE ENSAIOS .....	96
4.1 - Introdução .....	96

	xx
4.2 - Ensaaios de Laboratório .....	96
4.3 - Ensaaios de Campo .....	101
4.3.1 - Densidade "In Situ".....	101
4.3.2 - Ensaaios Pressiométricos .....	101
4.3.2.1 - Campo Experimental 01 .....	101
4.3.2.2 - Campo Experimental 02 .....	123
4.3.3 - Provas de Carga Sobre Placas .....	132
4.3.3.1 - Campo Experimental 01 .....	132
4.3.3.2 - Campo Experimental 02 .....	142
4.3.4 - Ensaaios de Penetração Dinâmica (SPT) ....	147
4.3.4.1 - Campo Experimental 01 .....	147
4.3.4.2 - Campo Experimental 02 .....	151

## CAPITULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS POSTERIORES .....	154
5.1 - Conclusões .....	154
5.2 - Sugestões Para Pesquisas Posteriores .....	157
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	158

## APÊNDICE 1

O PRESSIÔMETRO DE BRIAUD E PROCEDIMENTOS PARA O ENSAIO .....	169
1.1 - O Pressiômetro de Briaud - modelo 32-35 .....	170
1.2 - Carregando o Pressiômetro .....	171
1.3 - Procedimentos para Preparação do Pressiômetro ....	174



APÊNDICE 2

PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA CORREÇÃO DA CURVA PRESSIOMÉTRICA. 178

APÊNDICE 3

RESULTADOS DAS SONDAGENS (SPT) ..... 183

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

#### 1.1 -- Introdução

Os ensaios "in situ" têm estado em evidência no meio geotécnico internacional, nas últimas décadas.

O desenvolvimento e/ou aprimoramento, das técnicas de investigações "in situ" das propriedades dos solos que dizem respeito a geotecnia, tomou um grande impulso, em função das vantagens que tais técnicas apresentam sobre os ensaios de laboratório com amostras "indeforçadas" e, ainda, diante da impossibilidade de se obter tais amostras em alguns tipos de solos.

O aprimoramento teórico e a sofisticação dos testes de laboratório esbarram na qualidade das amostras retiradas. Assim, muitas vezes, de nada vale a precisão de um equipamento, se a amostra ensaiada não traduz as reais condições do solo, devido ao inevitável amolgamento provocado durante a sua retirada.

Os ensaios "in situ", evidentemente, não são infalíveis e nem representam a solução para todos os problemas geotécnicos, entretanto, uma vez que são realizados diretamente no solo "in loco", devem, em princípio, refletir, de maneira mais real, o comportamento do mesmo, uma vez que incorporam todas as suas características naturais, como: estrutura, umidade, densidade, e ainda envolvem, geralmente, um volume suficientemente representativo do solo.

Os ensaios "in situ" também apresentam algumas desvantagens. Na sua grande maioria são muito caros, ficando seu uso limitado as grandes obras. Segundo Soares (1987), uma grande desvantagem desses ensaios reside na dificuldade de uma interpretação a partir da qual se possam determinar os parâmetros geotécnicos fundamentais.

O ensaio pressiométrico é um ensaio "in situ" que estuda o comportamento tensão x deformação do solo a partir da expansão de uma sonda previamente introduzida em um furo. Esse ensaio tem sido motivo de pesquisas em todo o mundo. A interpretação dos seus resultados, a partir da teoria da elasticidade, considerando um estado plano de deformação, confere-lhe um grande respaldo teórico. O ensaio pressiométrico que usa o pressiômetro desenvolvido por MENARD (pressiômetro de Menard) ou adaptações dele tem sido empregado com sucesso em diversos problemas da engenharia de fundações.

A determinação da capacidade de carga de solos, que serão submetidos à ação de fundações superficiais (na maioria dos casos, em obras pequenas e médias), muitas vezes se torna inviável, face ao elevado custo, se feita através de ensaios que ofereçam uma maior confiabilidade.

O pressiômetro para pavimentação foi desenvolvido por BRIAUD (1979), para o projeto e avaliação de pavimentos. Este pressiômetro apresenta algumas vantagens com relação aos outros: é um equipamento extremamente simples, portátil e de custo relativamente baixo.

Neste trabalho procurou-se mostrar a viabilidade técnica do uso do pressiômetro de Briaud na determinação da capacidade de

algumas correlações estatísticas.

Deve-se resaltar que os resultados obtidos devem ser, por enquanto, particularizados, em virtude do pequeno número de ensaios, bem como do limitado campo experimental.

## CAPITULO 2

### REVISÃO BIBLIOGRAFICA

#### 2.1 - O Pressiômetro e o Ensaio Pressiométrico

##### 2.1.1 - Histórico

Em 1933 o Engenheiro alemão Kogler escreveu sobre um aparelho que ele tinha inventado por volta de 1930, para medir as propriedades de deformação do solo, mediante a aplicação de pressões. Consistia de uma sonda cilíndrica com 1,25m de comprimento e 0,10m de diâmetro (Fig. 01), presa nas extremidades por um disco de metal. A sonda era inflada injetando-se gás sob pressão. Kogler teve dificuldades de medir a variação do volume da sonda, com o aumento de pressão. Em 1957, W. Aichorn, que havia realizado ensaios com o aparelho concebido por Kogler, enfatizou: "é muito difícil interpretar os resultados deste teste" (Baguelan et alli, 1978).

Se considerarmos o pressiômetro como um aparelho que aplica pressão hidráulica nas paredes de um furo, através de uma membrana flexível, podemos dizer que Kogler trabalhou com o primeiro pressiômetro.

O primeiro equipamento denominado pressiômetro (Fig. 02) foi desenvolvido em 1954 pelo engenheiro civil Louis MENARD. Pressiômetros produzidos pela firma do próprio MENARD foram postos em uso na França, já em 1957.

Desde 1954 até os dias de hoje diversos tipos de pressiômetros foram desenvolvidos ou adaptados e atualmente podem ser divididos em quatro categorias distintas: o pressiômetro de

MENARD (versão original ou dele adaptado), o pressiômetro auto-perfurante, o pressiômetro de pavimentação (ou de Briaud) e o pressiômetro de penetração.

O pressiômetro de BRIAUD é usado para o projeto e avaliação de pavimentos e pode ser utilizado em todos os tipos de solo. Os demais pressiômetros são usados para o projeto de fundações superficiais ou profundas. O pressiômetro de MENARD pode ser utilizado em todos os tipos de solos e em rochas brandas.

Com os pressiômetros tipo MENARD e de BRIAUD, a sonda pressiométrica é introduzida no solo através de um furo previamente executado.

Os pressiômetros tipo Menard (PM) incluem a primeira versão (Fig. 02) e várias outras versões adaptadas do original, nos quais muitas modificações foram feitas, principalmente na concepção das sondas. Entretanto, todas as versões apresentam em comum, segundo Baquelin et alli (1978), as seguintes características:

- Todas as sondas têm três células: uma célula central de medição e duas células de guarda.
- Qualquer deformação na célula de medição é assumida como consequência de deformação do solo.
- Utiliza-se água para medir a deformação da célula de medição, uma vez que a água é relativamente incompressível e seu uso é simples e conveniente.
- Os diâmetros da sonda são baseados nos padrões da Diamond Core Drill Manufacturer's Association (DCDMA)

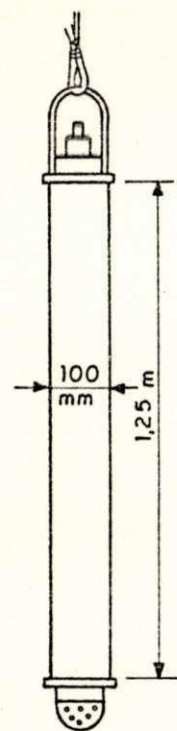


FIGURA 01 - ESBOÇO DA Sonda desenvolvida por KÖGLER  
(BAGUELIN et alii, 1978)

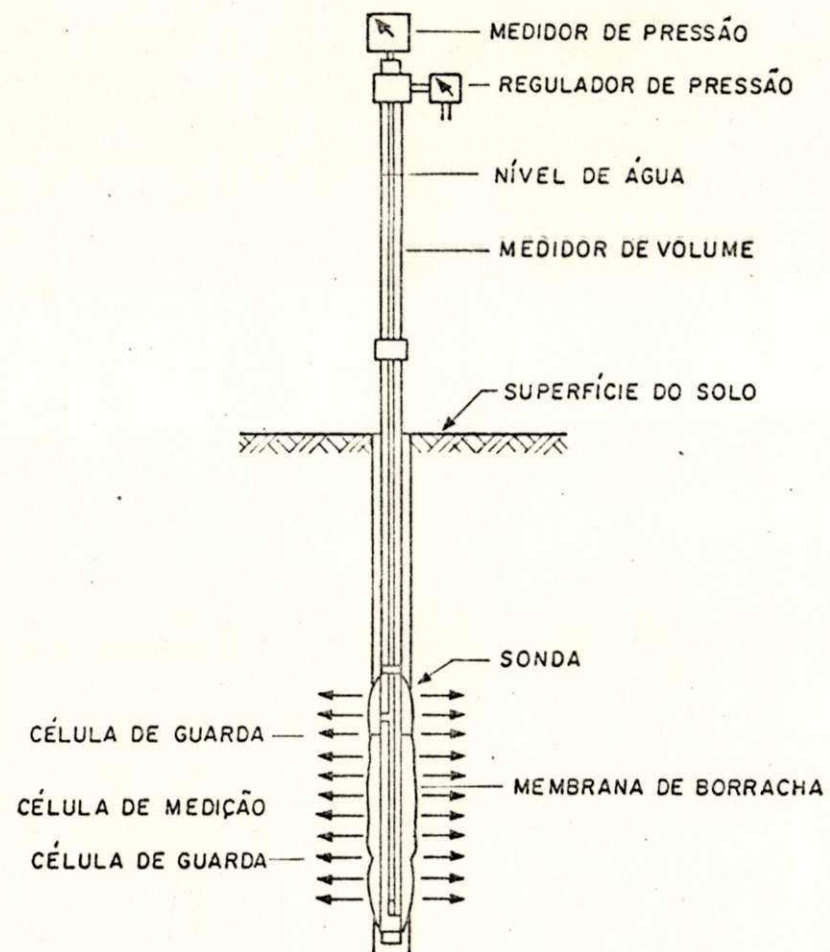


FIGURA 02 - CROQUI DO PRIMEIRO PRESSIÔMETRO DE MENARD  
(BAGUELIN et alii, 1978)

O pressiômetro de pavimentação foi desenvolvido por J.L. Briaud a partir de 1976, na Universidade de Ottawa, Canadá, com a finalidade de substituir o ensaio de placa por um ensaio simples, barato e que fornecesse os parâmetros necessários para a avaliação e projeto de pistas aeroportuárias. Segundo Briaud (1979), o aparelho proposto e o procedimento de ensaio foram inspirados em grande parte nos trabalhos de L. Menard e J.F. Jezequel.

Os pressiômetros auto-perfurantes e de penetração são aparelhos cujas sondas são introduzidas no solo sem abertura prévia do furo. No caso dos auto-perfurantes, a sonda é introduzida concomitantemente com a abertura do furo, enquanto que os de penetração as próprias sondas são penetradas no solo.

Os auto-perfurantes incluem o pressiômetro desenvolvido em Cambridge (CSBR) por Wroth e Hughes em 1973, os desenvolvidos na França (PAF, PAFSOR e PAN), por Baguelin et alii (1978) e o desenvolvido no Reino Unido (RSBP) por Clarke e Allen, em 1987. Os de penetração incluem o pressiômetro Cone (Withers et alii, 1986) e o Stressprobe (Henderson et alii, 1979), (Toledo, Filho, 1990). A Tabela 01 mostra exemplos de pressiômetros<sup>(\*)</sup> utilizados em investigações Geotécnicas.

### 2.1.2 - Ensaio Pressiométrico

Os ensaios pressiométricos são ensaios "in situ", de tensão x deformação, realizados nas paredes de um furo, através da introdução de uma sonda cilíndrica que é expandida radialmente.

---

(\*) no Brasil, é mais comum o uso de pressiômetros do tipo MENARD.



EQUIPAMENTO	PAIS	INSTALAÇÃO	SOLO	SISTEMA DE MEDIÇÃO		CAPACIDADE		TESTE	DIÂMETRO	L/D
				PRESSÃO DESLOCAMENTO	PRESSÃO (KPA) DEFORMAÇÃO					
Renard GC	Fr	Furo aberto previamente	S	Água Superfície	Volume Superfície	4	27	Tensão	74	6.5
Renard GS	Fr	"	R	Água Superfície	Volume Superfície	10	27	Tensão	74	6.5
Elastômetro 100	J	"	S	Gás Superfície	LVDT Um diâmetro	10	12	Tensão	66	7.4
Elastômetro 200	J	"	S	Gás Superfície	LVDT Um diâmetro	20		Tensão	66	7.4
Stressprobe	UK	Penetração	S	Óleo Cavidade	Volume Cavidade	3,5	10	Deformação	78	4.2
PAF	Fr	Auto Perfurante	S	Água/óleo Superfície	Volume Superfície				132	
CSBP	UK	"	S	Gás Cavidade	Transdutor Três raios	4	20	Deformação	84	6.3
RSBP	UK	"	R	Óleo/gás	Transdutor	20	12	Deformação	73	6.4

Tabela 01 - Exemplos dos Pressiômetros utilizados em investigações Geotécnicas

(Clarke, 1989, apud Toledo Filho, 1991).

O ensaio pressiométrico via pressiômetro de Menard é de tensão controlada. Iguais incrementos de pressão são aplicados na sonda e mantidos normalmente por um minuto. São então anotadas as deformações para 15, 30 e 60 segundos. Segundo Baguelin et alli (1978) são usados entre 8 e 14 incrementos de pressão, de modo que o ensaio não ultrapasse os 15 minutos. Isto significa que ele é, essencialmente, um ensaio não-drenado em argilas e drenado somente em pedregulhos e areias.

No caso do pressiômetro de Briaud o ensaio é de volume controlado, a água é injetada na sonda e a cada deformação de  $5\text{cm}^3$  é anotada a pressão correspondente. O ensaio dura cerca de 8 minutos.

#### 2.1.2.1 - Resultados Obtidos no Ensaio Pressiométrico

Como resultado de um ensaio pressiométrico, obtém-se uma curva pressão x volume. A curva pressiométrica teórica é mostrada na Figura 03, onde se observa três regiões características:

- O trecho AB da curva corresponde ao começo do ensaio. Inicialmente a sonda é inflada, pressionando as paredes do furo até o reestabelecimento das condições de repouso do solo. Assim, teoricamente, no instante em que se atinge o ponto B, um elemento de solo próximo à sonda encontra-se solicitado com as mesmas tensões que se encontrava antes da execução do furo. No ponto B é definido o volume inicial da cavidade,  $V_x = V_o + V_a$

onde:

$V_0$  = abscissa do ponto B

$V_A$  = volume inicial da sonda pressiométrica

- A região compreendida entre os pontos B e C, apresenta-se aparentemente linear. Esta quase linearidade é resultado de uma proporção direta entre a pressão aplicada e o aumento relativo do diâmetro do furo. Admite-se que nesta região pode-se atribuir um módulo de deformação constante, calculado com base na inclinação do seguimento BC. As coordenadas do ponto C são  $P_r$  e  $V_r$  onde  $P_r$  é conhecida como a "pressão de creep" e marca o final da configuração linear da curva e o aparecimento de deformações plásticas.

A partir do ponto C as deformações relativas aumentam consideravelmente, indicando o início da plastificação do solo, podendo a curva tornar-se assíntota à direção horizontal. A pressão limite " $P_L$ " é atingida no final do trecho CD e, por definição, equivale à pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade, estando esta pressão  $P_L$  associada ao volume,  $V_L = V_0 + V_x$

#### Correção dos Resultados

Os valores de pressão e volume obtidos no ensaio pressiométrico devem ser devidamente corrigidos antes de se traçar a curva pressão x volume.

A pressão real aplicada na sonda é superior àquela medida na unidade de controle, devido à pressão hidrostática da

água na tubulação do pressiômetro. Por outro lado, a pressão aplicada no solo é menor do que a pressão na sonda, devido à resistência da membrana de borracha desta.

O acréscimo real de volume no furo de ensaio é menor do que o volume lido, devido à compressão da água nos circuitos e à expansão das tubulações do pressiômetro. A Figura 04 mostra a correção genérica de uma curva pressiométrica.

#### 2.1.2.2 - Influência da Execução do Furo no Ensaio Pressiométrico.

A execução do furo é um fator fundamental para a realização de um ensaio pressiométrico. A variação do diâmetro do furo em relação ao diâmetro da sonda e o amolgamento do solo podem provocar modificações na curva pressiométrica, a ponto de restringir ou mesmo tornar impossível a interpretação do ensaio.

Segundo Baguelin et alli (1978) o furo deve ser executado de tal forma que evite ao máximo o amolgamento das suas paredes e deve ser retilíneo e apresentar um diâmetro levemente superior ao diâmetro da sonda (furo bem calibrado). Os resultados dos ensaios pressiométricos podem variar de acordo com a introdução da sonda no maciço e estas variações podem ser observadas pela configuração das curvas. Com relação à Figura 05, Baguelin et alli (1978), provavelmente baseados em resultados com pressiômetros de MENARD, concluíram o seguinte:

- Curva 01: furo bem calibrado; configuração ideal da curva.
- Curva 02: furo com diâmetro bastante superior ao da

sonda; o volume ( $V_0$ ) correspondente ao início da fase pseudo - elástica do solo é muito grande. Da curva 2a ( solo rijo ) é possível obter-se o módulo de deformação. No entanto, a pressão limite deve ser estimada. A curva 2b (solo mole) apresenta um módulo de deformação muito elevado.

- Curva 03: furo com diâmetro bem inferior ao da sonda. A pressão limite pode ser obtida diretamente, mas o módulo de deformação não pode ser interpretado.
- Curva 04: esta curva apresenta dois  $V_0$ . Isto se deve, provavelmente, à presença de material estranho entre a sonda e o solo.
- Curva 05: curva impossível de ser interpretada.
- Curva 06: a dupla inclinação da curva é indicativo de que o solo ensaiado é heterogêneo.

O método de perfuração e o tempo decorrido entre a execução do furo e a introdução da sonda devem ser uniformes para não serem motivos de dispersão nos resultados. Assim, deve-se usar o mesmo equipamento (o mais apropriado para o solo em estudo) na execução de todos os furos.

Jezequel et alli (1968), Figura 06, mostram a influência do método de perfuração nos resultados dos módulos pressiométricos ( $E_n$ ) em argila. Marchal (1972), Figura 07, mostra a influência do método de instalação da sonda nos resultados da pressão limite.

Segundo Briaud e Shields (1979) a preparação do furo com hastes, através de percussão, parece resultar numa alteração do módulo pressiométrico ( $E_n$ ) da ordem de 30%. Para eles, essa

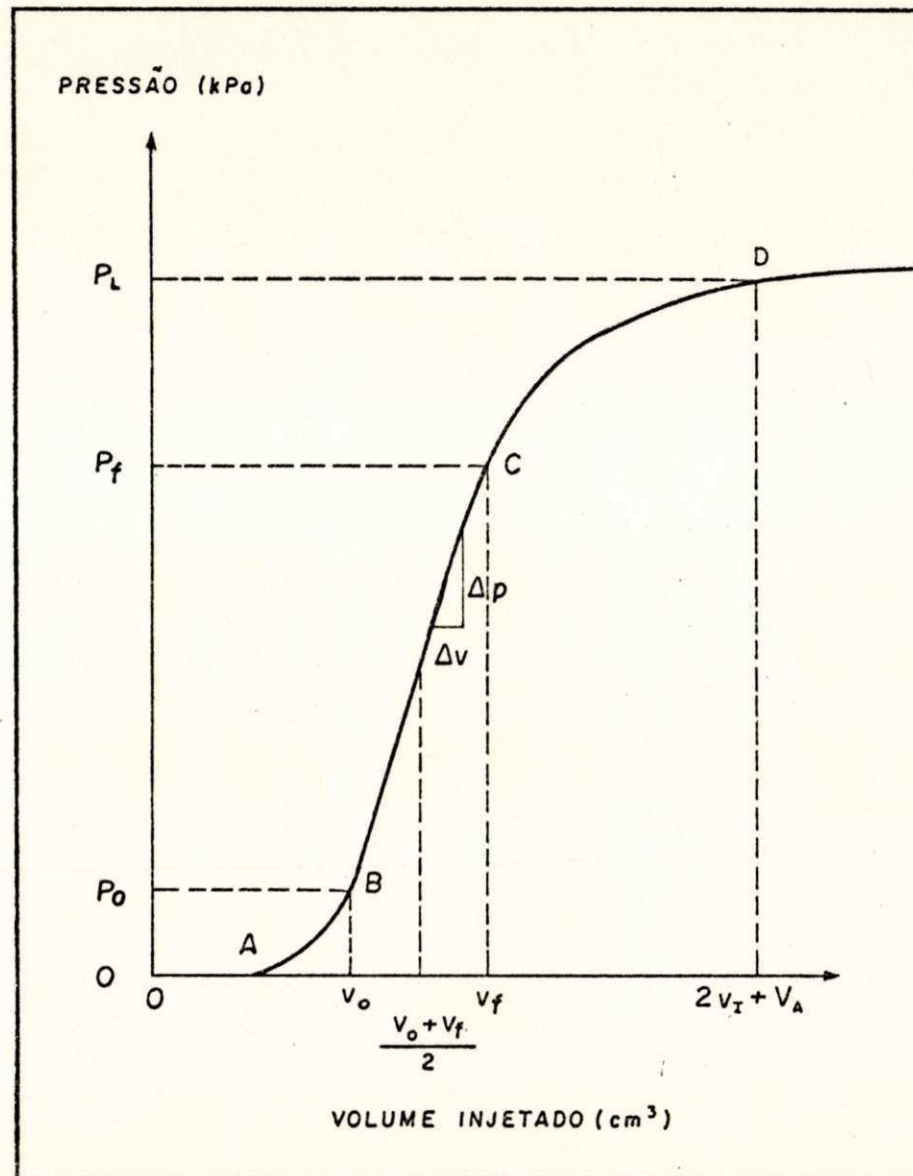


FIG. 03 - PARÂMETROS PRESSIOMÉTRICOS

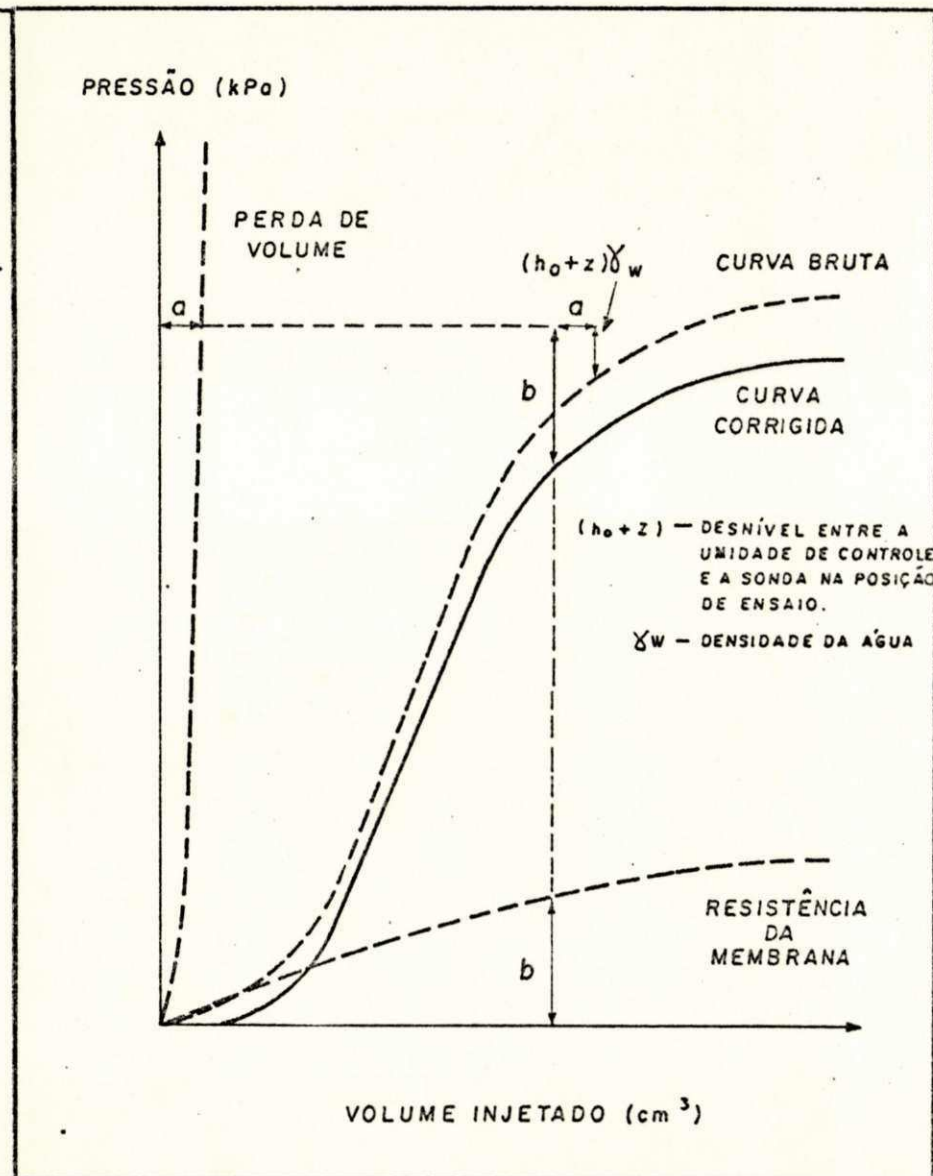


FIG. 04 - CORREÇÃO GENÉRICA DA CURVA PRESSIOMÉTRICA

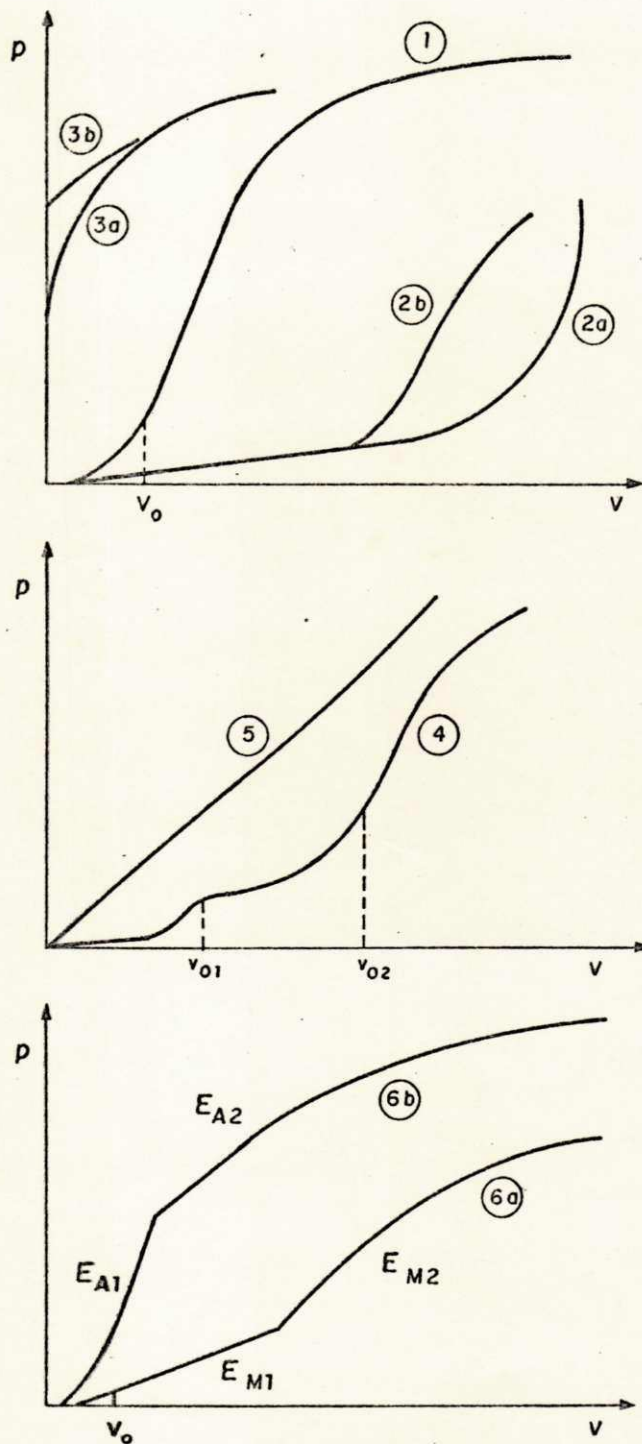


FIG. 5 - DIFERENTES CONFIGURAÇÕES DE CURVAS PRESSIOMÉTRICAS  
(APUD - BAGUELIN ET ALLI, 1978)

alteração não influenciaria a pressão limite.

### 2.1.3 - Interpretação do Ensaio Pressiométrico.

A interpretação do Ensaio pressiométrico é feita de acordo com a teoria elastoplástica para expansão de uma cavidade cilíndrica, que nos permite definir três parâmetros fundamentais (Cassan, 1974):

- módulo Pressiométrico,  $E_m$ ;
- pressão limite  $P_L$ ;
- pressão de "creep",  $P_r$ ;

#### 2.1.3.1 - Módulo Pressiométrico ( $E_m$ ).

O módulo pressiométrico é obtido da região BC (Fig. 03), aparentemente linear, que é considerada a fase elástica linear da curva pressiométrica corrigida. Assim,  $E_m$  pode ser determinado através da teoria da elasticidade linear para expansão de cavidades cilíndricas, considerando o solo como um meio elástico e infinito. Segundo Lamé (1852), a equação para expansão radial de uma cavidade cilíndrica é:

$$G = V \cdot \Delta P / \Delta V \quad (1)$$

onde:

G = Módulo de cisalhamento ou módulo de elasticidade transversal;

V = volume da cavidade durante a fase elástica. Por convenção, para determinar o valor "V", para a curva pressiométrica, adota-se o volume médio,



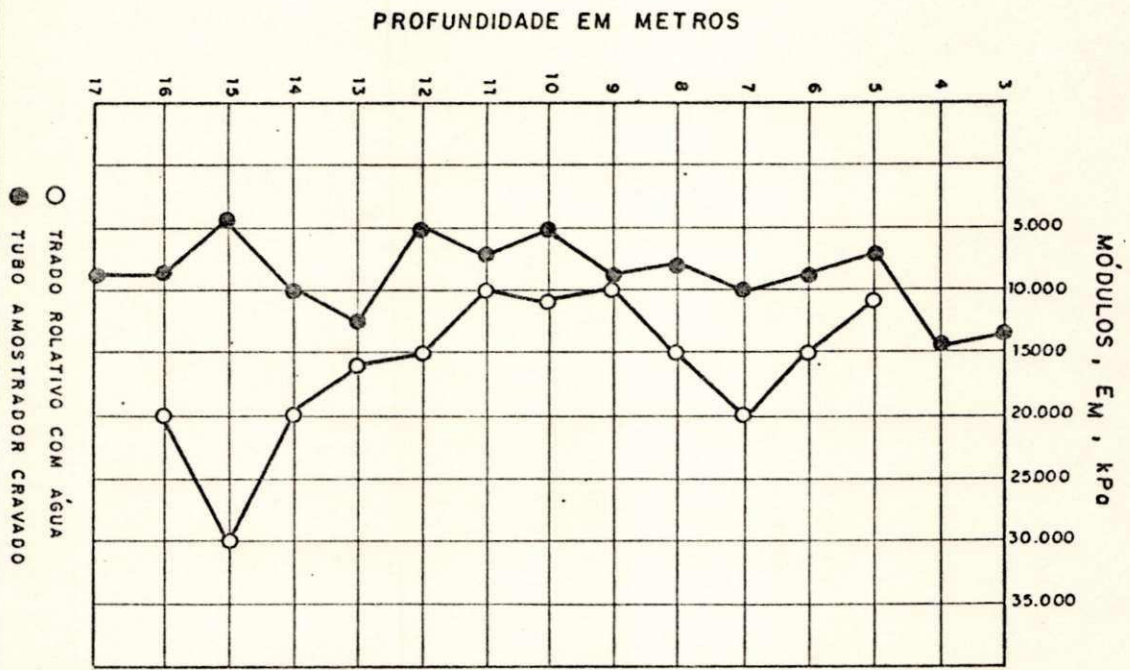


FIGURA 06—ARGILA LOUTEHEL : INFLUÊNCIA DO MÉTODO DE PERFURAÇÃO NO MÓDULO PRESSIOMÉTRICO (JEZEQUEL, 1968)

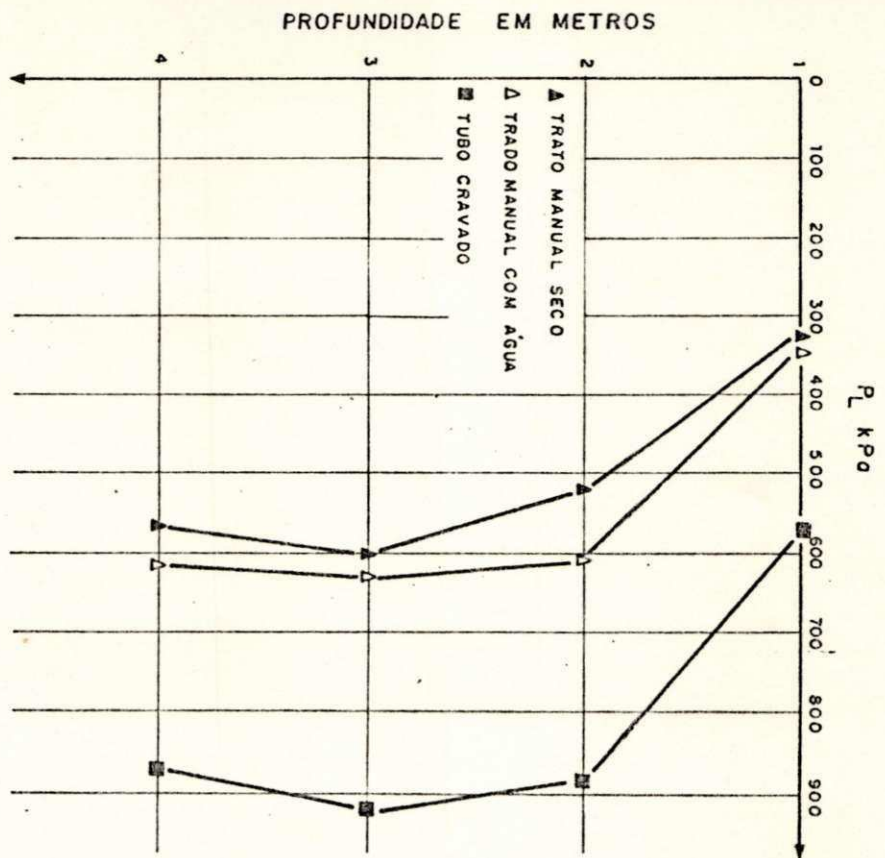


FIGURA 07—LOESS MINGUETTES : INFLUÊNCIA DO MÉTODO DE PERFURAÇÃO NA PRESSÃO LIMITE  $P_L$  (MARCHAL, 1972)

$(V_0 + V_r)/2$  da fase considerada elástica, assim  
 $V = V_m = V_n + (V_0 + V_r)/2;$

$V_n$  = volume inicial da sonda pressiométrica

$\Delta P = (P_r - P_0)$ , é a variação da pressão na cavidade, correspondente ao trecho elástico da curva pressiométrica.

$\Delta V = (V_r - V_0)$ , é a variação de volume na cavidade correspondente ao trecho elástico da curva pressiométrica.

Assim, considerando  $V = V_m$ , temos que  $G = G_m = V_n(\Delta P / \Delta V)$ , onde  $G_m$  é o módulo cisalhante calculado com base na variação média do volume da cavidade, ao longo do trecho  $V_0V_r$  da curva pressiométrica.

Para obtenção do módulo  $E_m$ , é empregada a relação fornecida pela teoria da elasticidade linear, admitindo-se o material como isotrópico e homogêneo (Baguelin et alli, 1978):

$$E_m = 2G_m \times (1 + \nu) \quad (2)$$

Menard adota o valor 0,33 para o coeficiente de Poisson. Segundo Briaud e Shields (1979), uma vez que para os solos a variação desse coeficiente é limitada, o valor 0,33 é uma média satisfatória.

Substituindo  $\nu = 0,33$  em (2) temos:

$$E_m = 2,66 \cdot G_m$$

ou ainda:

$$E_m = 2,66 \times V_n \times \Delta P / \Delta V \quad (3)$$

Substituindo os termos  $V_n$  e  $\Delta P / \Delta V$  na equação por seus

respectivos termos práticos encontramos:

$$E_m = 2,66[V_A + (V_r + V_o)/2].(P_r - P_z)/(V_r - V_o) \quad (4).$$

A equação (04) fornece  $E_m$  através de variáveis obtidas diretamente da curva pressiométrica corrigida.

### 2.1.3.2 - Pressão Limite ( $P_L$ )

A partir do ponto "C" (Figura 03), cuja ordenada corresponde à pressão de fluência ou de "creep" ( $P_r$ ), desenvolve-se uma zona de equilíbrio plástico em torno do furo, caracterizada por grandes deformações na cavidade, e não se aplica mais a teoria da elasticidade. No final da fase plástica, teoricamente, há uma expansão constante do furo pressiométrico, mesmo sem aplicação de incrementos de pressão. A pressão limite é um parâmetro pressiométrico que é correlacionado com a capacidade de carga do solo e pode ser determinada através da teoria da plasticidade para expansão de uma cavidade cilíndrica.

Em 1957, Menard chegou a equação teórica para a pressão limite, (equação 05), considerando um caso geral de um solo com coesão ( $c$ ), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e supondo o solo incompressível e com deformação a volume constante. Mais recentemente (1966), e por várias considerações diferentes, Salençon chegou a equação 06 (Cassan, 1974).

$$P_L = (1 + \text{sen } \phi)(P_o + c \cdot \text{cotg } \phi) \cdot \frac{E}{2(1 + \nu^2)} (P_o \cdot \text{sen } \phi + c \cdot \text{cos } \phi) \frac{\text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} - c \cdot \text{cotg } \phi; \quad (5)$$

$$P_L = (1 + \text{sen } \phi)(P_o + c \cdot \text{cotg } \phi) \cdot \frac{E}{4(1 - \nu^2)} \text{sen } \phi (P_o + c \cdot \text{cotg } \phi) \frac{\text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} - c \cdot \text{cotg } \phi; \quad (6)$$

Na prática, "P<sub>L</sub>" é definida como a pressão correspondente ao dobro do volume inicial (V<sub>i</sub>) da cavidade e por definição V<sub>i</sub> é medido no ponto B de abscissa V<sub>0</sub> da curva pressiométrica (Figura 03). Assim temos:

$$V_i = V_0 + V_A$$

Sendo V<sub>L</sub> o volume associado a pressão P<sub>L</sub>, então:

$$V_L - V_0 = V_i = V_A + V_0, \text{ ou ainda,}$$

$$V_L = V_A + 2V_0 \quad (7)$$

Assim sendo, P<sub>L</sub> é a pressão na curva pressiométrica, correspondente ao volume (V<sub>A</sub> + 2V<sub>0</sub>). Entretanto, em muitos ensaios, mesmo em furos bem calibrados, não se atinge o volume V<sub>L</sub>, sendo necessário extrapolar a curva pressiométrica para se determinar a pressão limite.

Os métodos de extrapolação mais usados são: a) a extrapolação visual, que é muito simples, todavia bastante subjetivo; b) o método denominado "log x log" proposto por Jezequel et alli (1974), que consiste em plotar um gráfico em escalas logarítmicas, cujas abscissas são a relação entre o aumento de volume da cavidade e o volume inicial, (V - V<sub>0</sub>) / (V<sub>A</sub> + V<sub>0</sub>), sendo V o volume corrigido. As ordenadas são as respectivas pressões corrigidas. No trecho final, o gráfico aproxima-se de uma reta, que deve ser prolongada até a abscissa 1,0 cuja ordenada corresponde à pressão limite.

O método log x log é recomendado apenas em curvas pressiométricas que, quando da interrupção do ensaio, haviam ultrapassado o trecho de comportamento pseudo-elástico.

### 2.1.3.3 - Pressão de Fluência ou de "Creep".

No ponto de inflexão da curva pressiométrica corrigida, que marca o final do trecho pseudo-elástico, a pressão  $P_f$ , que corresponde a um volume injetado  $V_f$ , é denominada pressão de fluência e é usada diretamente no cálculo do módulo pressiométrico. Esta pressão pode ser determinada plotando-se uma curva de creep, que é um gráfico da pressão, versus a variação de volume ocorrida no ensaio entre 30 e 60 segundos, quando a pressão aplicada é mantida constante. A pressão  $P_f$  corresponde à abcissa do ponto de interseção das retas b e c, como mostra a Figura 08.

A determinação da pressão  $P_f$ , do modo como foi citado, só é possível em ensaios de tensão controlada. No caso de ensaios com o pressiômetro de Briaud (equipamento usado neste trabalho), que é de volume controlado com medida da pressão instantânea, a pressão de Creep  $P_f$  pode ser determinada de modo subjetivo, diretamente da curva pressiométrica corrigida.

### 2.1.3.4 - Determinação do Coef. de Empuxo no Repouso

A pressão horizontal no repouso,  $P_0$ , não deve ser interpretada como sendo a pressão  $P_x$  correspondente ao início da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica. Teoricamente,  $P_0$  seria igual a  $P_x$ . Entretanto, na prática, alguns fatores inerentes ao ensaio pressiométrico podem modificar a magnitude da pressão  $P_x$ . Assim a determinação do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), a partir da pressão  $P_x$ , e conhecendo-se a cota do lençol freático e o peso específico do solo, foi abandonada, segundo Rocha Filho e outros (1983), devido aos seguintes fatores:

- o valor de  $P_x$  ser função de como a sonda é posicionada no maciço;
- a existência de poucos pontos disponíveis no início do ensaio não permitir um traçado preciso da curva;
- quando o diâmetro do furo for bem maior do que o ideal a resistência da membrana da sonda pode ser apreciável em relação a pequena pressão necessária para atingir o valor de  $P_x$ , o que então introduziria um erro considerável.

Eisenstein e Morrison (1972) acham que, devido ao amolgamento do solo provocado pela abertura do furo pressiométrico, a determinação de  $P_0$  na curva pressiométrica é imprecisa.

#### 2.1.3.5 - Pressão Limite Efetiva ( $P_{L*}$ )

A pressão limite efetiva, é usada para o projeto de fundações no cálculo da carga de ruptura do solo e é definida da seguinte forma:

$$P_{L*} = P_L - P_0 \quad ; \quad (8)$$

onde  $P_L$  é a pressão limite obtida no ensaio pressiométrico e  $P_0$  é a pressão horizontal no repouso, que pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$P_0 = (Z\gamma - u) K_0 + u \text{ sendo,}$$

$$u = \gamma_a(Z - hw)$$

onde:

$Z$  = profundidade do ensaio medida com relação ao centro da sonda;

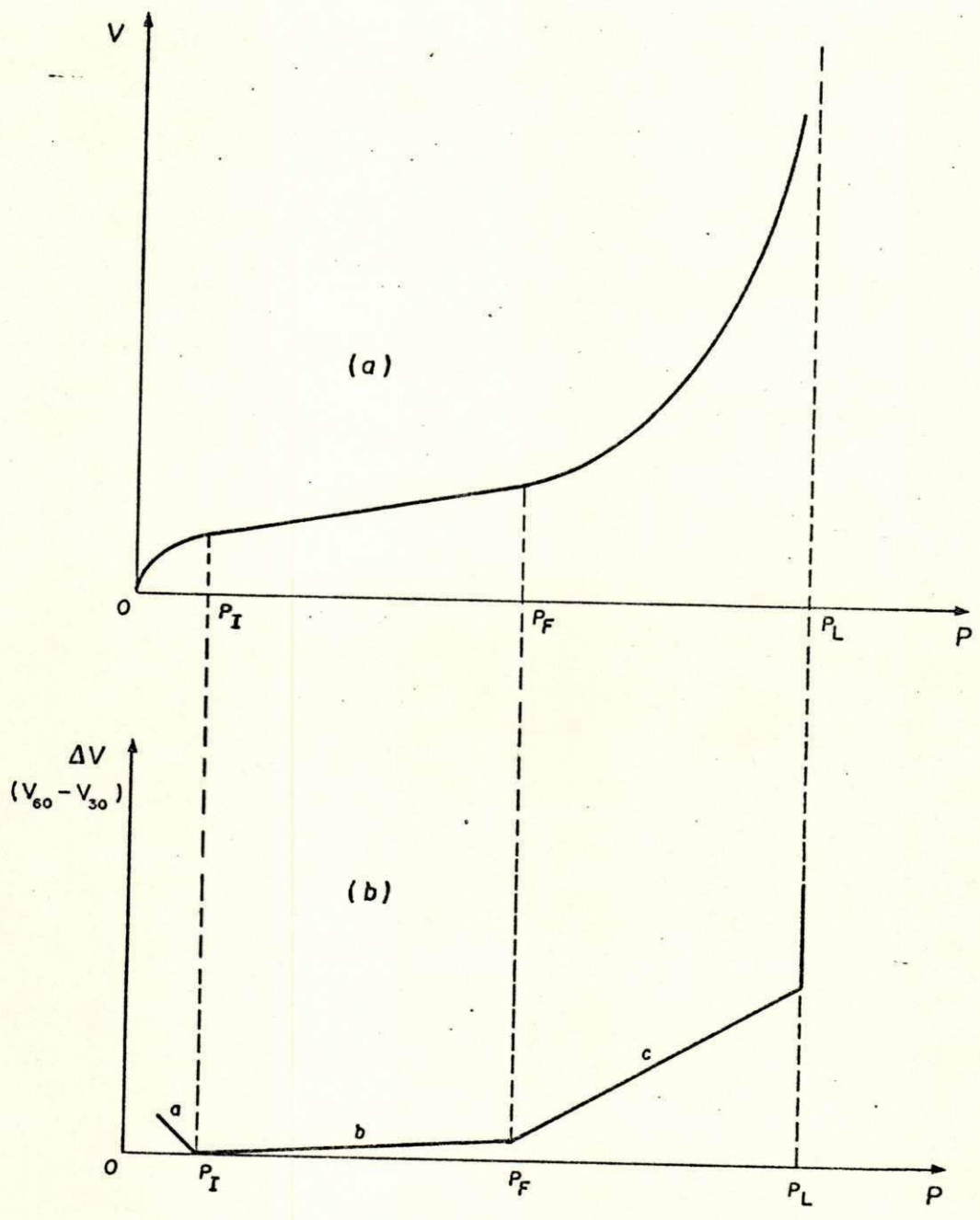


FIGURA 08 - CURVA PRESSIOMÉTRICA TIPO, (a) E CURVA DE CREEP (b), (LAREAL, 1974)

$\gamma$  = densidade do solo "in situ";

$u$  = pressão neutra;

$K_0$  = coeficiente de empuxo no repouso;

$\gamma_a$  = peso específico da água;

$h_w$  = nível do lençol freático.

O valor de  $K_0$  pode ser estimado de acordo com o tipo de solo. Segundo Caputo (1983), experimentalmente o coeficiente de empuxo no repouso apresenta os seguintes valores em função do tipo de solo:

Solo	$K_0$
Argila	0,70 a 0,75
Areia Solta	0,45 a 0,50
Areia Compacta	0,40 a 0,45

E ainda apresenta outras relações experimentais:

$K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$  (Jaky, 1944) - para areias e argilas normalmente adensadas;

$K_0 = 0,95 - \text{sen } \phi'$  (Brooker e Ireland, 1965) para argilas normalmente adensadas;

$K_0 = 0,19 + 0,233 \log(IP)$ , (Alpan, 1967) para argilas normalmente adensadas com o parâmetro relativo a tensões efetivas.

Para o caso de solo muito duro, onde  $P_L$  atinge valores elevados, a imprecisão na determinação de  $P_0$ , não tem influência significativa na pressão limite efetiva. Nesse caso pode-se admitir  $P_0 = P_x$  e assim,  $P_{L*} = P_L - P_x$ .



### 2.1.3.6 - Resistência ao Cisalhamento não Drenada ( $S_u$ )

Ladanyi (1972), Palmier (1972) e Baguelin et alli (1972) simultaneamente e independentemente, desenvolveram uma formulação teórica, baseada na teoria da expansão de cavidades cilíndricas, para interpretar os resultados pressiométricos sob solicição não-drenada. A fórmula básica é assim expressa (Rocha Filho e outros, 1983).

$$S_u = \frac{\epsilon_v \partial(P_L - P_0)}{\partial \epsilon_v} (1 + \epsilon_v) \left( \frac{1 + \epsilon_v}{2} \right)$$

sendo:

$\epsilon_v$  = deformação radial da câmara-sonda;

$P_0$  = pressão horizontal total "in-situ";

$P_L$  = pressão na cavidade.

Menard (1965) e Amar e Jesequel (1972) apresentaram, respectivamente as seguintes fórmulas para determinação de  $S_u$ :

$$S_u = \frac{P_L - P_0}{2K_b}$$

onde  $K_b$  é um fator que varia com a relação  $E_m/P_L$

$$S_u = \frac{P_L - P_0 + 25 \text{ (em } KPa\text{)}}{10}$$

### 2.1.3.7 - Limitações do Ensaio Pressiométrico

Com os resultados do ensaio pressiométrico, assim como a maioria dos ensaios "in situ", é impossível identificar o tipo de solo. Isto porque valores de  $E_m$  e  $P_L$  de mesma magnitude podem

ser determinados em depósitos de solos completamente diferentes. Menard (1975) apresenta valores de  $E_m$  e  $P_L$  (Tabela 02) característicos dos principais tipos de solos. Nesta tabela pode-se observar, por exemplo, que os valores do módulo pressiométrico para argila mole são praticamente os mesmos para areia siltosa fofa. Todavia, se a classificação do solo for conhecida, as condições de compactidade ou consistência do depósito podem ser estimadas. A pressão limite efetiva pode fornecer uma indicação muito boa da consistência de um depósito de argila, como mostra a Tabela 03. A relação  $E_m/P_L$  também fornece informações sobre o estado do solo (Tabela 04 - Mehta, 1989).

SOLO	$E_m$ (BAR)	$P_L$ (BAR)
Limo e turfa.....	2 - 15	0,2 - 1,5
Argilas moles .....	5 - 30	0,5 - 3
Argilas plásticas .....	30 - 80	3 - 8
Argilas duras .....	80 - 400	6 - 20
Calcário argiloso.....	50 - 600	6 - 40
Areia siltosa fofa.....	5 - 20	1 - 5
Silte .....	20 - 100	2 - 15
Areia e pedregulho.....	80 - 400	12 - 50
Areias sedimentares .....	75 - 400	10 - 50
Calcário .....	800-200.000	30a mais 100
Aterros jovens.....	5 - 50	0,5 - 3
Aterros velhos.....	40 - 150	4 - 10

Tabela (02)- Valores característicos de  $E_m$  e  $P_L$  para vários solos (Menard, 1975)

PRESSÃO LÍMITE EFETIVA $P_L^*$ (KPa)	ARGILA - CONSISTÊNCIA
0 - 75	muito mole
75 - 159	mole
150 - 350	média
350 - 800	rija
800 - 1600	muito rija
> 1600	dura

Tabela (03) - Consistência em função de  $P_L^*$  (Rocha Filho, 1983).

SOLO/CONDIÇÕES DO DEPOSITO	$E_m/P_L$
Areia fofa e muito fofa, saturada .....	4 a 7
Areia compacta e muito compacta .....	7 a 10
Turfas e argilas moles e duras .....	8 a 10
Argilas rijas e muito rijas .....	10 a 20
Loess .....	12 a 15

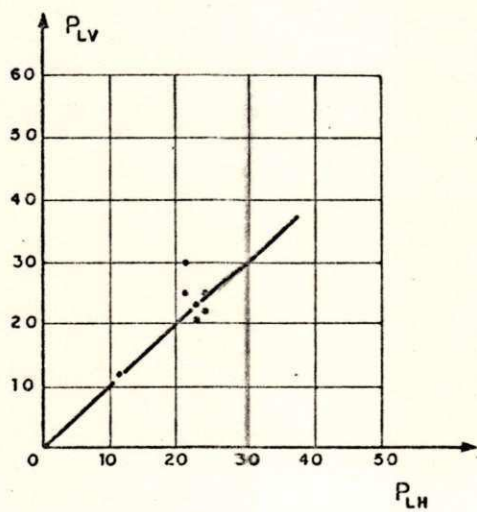
Tabela (04) - Indicação das condições do solo baseado na relação  $E_m/P_L$  (Mehta, 1989).

A aplicação do ensaio pressiométrico para o cálculo de fundações é bastante criticada no que diz respeito à solicitação imposta ao solo. Enquanto a sonda pressiométrica solicita o maciço na direção horizontal, uma sapata, por exemplo, aplica tensões verticais. Evidentemente, sendo o solo um material anisotrópico, seus parâmetros de resistência variam de acordo com a direção em que o solo foi solicitado, ou seja, apresenta variação direcional em suas propriedades. Entretanto para o ensaio pressiométrico este fato parece ser desprezível. Depois de

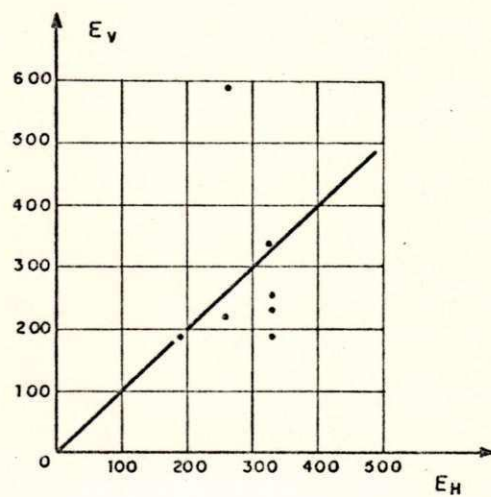
uma série de ensaios pressiométricos em furos horizontais e verticais, Leischner (1966) concluiu que os módulos horizontais ( $E_H$ ) e verticais ( $E_V$ ) divergem entre si num intervalo de 5%. Jezequel (1968) também comparou resultados de ensaios em furos vertical e horizontal (Figuras 09a e 09b).

Na Figura 9a, observa-se que as pressões limites em furos verticais ( $P_{LV}$ ) são praticamente iguais às medidas em furos horizontais ( $P_{LH}$ ). Quanto ao módulo pressiométrico (Figura 9b), embora haja uma dispersão maior, a diferença entre  $E_V$  e  $E_H$  não é muito significativa.

O estado plano de deformação é um estado especial em que a distorção e a deformação normal em uma direção, por exemplo na direção Z, são nulas (Shames, 1983). Na interpretação do ensaio pressiométrico considera-se que a sonda é infinitamente longa, de forma que a sua expansão seja essencialmente radial, representando assim, um estado plano de deformação na cavidade cilíndrica. Entretanto, na prática, a componente de deformação na direção perpendicular à expansão da sonda é diferente de zero, principalmente quando se usa uma sonda monocelular, como no caso do pressiômetro de pavimentação. Assim, constitui-se um erro considerar que toda a deformação da sonda representa uma deformação radial na cavidade. Todavia, segundo Briaud (1979), a sonda do pressiômetro de pavimentação tem uma razão "comprimento/diâmetro" de 7,19, e, para esta relação, Hartman (1974), usando a teoria da elasticidade, observou que em uma sonda monocelular a deformação é somente 5% menor que para uma expansão perfeitamente cilíndrica. E ainda que este erro corresponde a uma superestimação da ordem de 5% no módulo pressiométrico.



( a )



( b )

FIGURA 09 — COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIOS VERTICAL E HORIZONTAL (JÉZÉQUEL, 1968)

Outros pesquisadores tem usado sondas monocelulares com sucesso. São exemplos: Jezequel (1978), com o self-boring pressu-remeter e Serota e Lowther (1976), com o pressiômetro de penetração (Briaud, 1979).

#### 2.1.4 - Aplicação do Ensaio Pressiométrico ao Estudo de Fundações

O projeto de fundações rasas ou profundas e a previsão de recalques dependem de grandezas que podem ser determinadas a partir de resultados de ensaios pressiométricos, utilizando-se correlações de origem semi-empíricas.

O método para projeto de fundações via pressiômetro foi inicialmente proposto por Louis Menard em 1962 - 1963 (Menard, 1962-1969; Menard, 1963; Menard e Rousseau, 1962). Então o Laboratoires des Ponts e Chaussées, uma organização do governo francês, publicou uma norma oficial para ensaio, em 1971 (LCPC, 1971), e recomendações para o uso em projetos de fundações, em 1972 (LCPC e SETRA, 1972). Desde então, as fundações para obras públicas na França, têm sido projetadas, quase que exclusivamente de acordo com o método pressiométrico. A continuação da pesquisa em vários países tem proporcionado um melhor entendimento do método. O estado da arte foi publicado em 1978 por Baguelin, Jezéquel e Shields (Baguelin, Bustamante e Frank, 1986). Em 1981, Bustamante e Gianceselli apresentaram o seu método.

A aplicabilidade do ensaio pressiométrico ao projeto de fundações deve-se ao fato de haver uma relação direta entre a pressão limite e a carga de rutura de uma fundação, como também

ao fato de se verificar uma boa aproximação entre os recalques calculados a partir do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica e os observados na estrutura "in loco". Burgess e Eisenstein (1977) mostram um caso histórico da previsão de recalques de silos de concreto, construídos na cidade de Calgary - Canadá, através de ensaios pressiométricos.

Se a penetração de uma sapata circular for assimilada à expansão de uma cavidade esférica, então a capacidade de carga desta sapata é dada pela pressão limite para a expansão de uma cavidade esférica ( $P_{L \text{ esférica}}$ ).

O ensaio pressiométrico, de outra forma é associado com a expansão de uma cavidade cilíndrica, que conduz a uma pressão limite,  $P_{L \text{ cilíndrica}}$ . Então, a razão entre a pressão limite via pressiômetro e a capacidade de carga de uma sapata circular pode ser expressa por um fator de capacidade de carga,  $K = "P_{L \text{ esférica}}/P_{L \text{ cilíndrica}}"$  (Briaud et alli, 1983).

O valor de K varia normalmente de 0,8 a 9. A magnitude desse fator depende principalmente do tipo de solo e profundidade da fundação e, ainda, do tipo e forma desta. Para uma sapata na superfície, K vale 0,8 e cresce de acordo com a relação: "profundidade de embutimento"/"largura ou diâmetro da fundação" ( $H_z/B$ ). Para argilas e siltes, o fator de capacidade de carga (K) varia de 0,8 a 3,3 e para areias e pedregulhos, de 0,8 a 7,0 (Bagnoulin et alli, 1978).

A expressão proposta por Menard, que correlaciona a carga de ruptura ( $q_r$ ) de uma sapata e a pressão limite através do fator pressiométrico de capacidade de carga (K), tem a forma da equação (09).

$$q_r = q_0 + K(P_L - P_0) \quad (9)$$

A equação (9) normalmente é escrita em termos da pressão limite efetiva ( $P_{L*}$ ):

$$q_r = q_0 + K P_{L*} \quad (10)$$

ou ainda:

$$q_r = q_0 + K P_{LE*} \quad (11)$$

onde:

$q_0$  = pressão vertical no nível da fundação

$P_L$  = pressão limite via ensaio pressiométrico

$P_{L*}$  ( $P_L - P_0$ ) - pressão limite efetiva

$P_0$  = pressão horizontal do solo no nível da fundação

$P_{LE*}$  = pressão limite efetiva equivalente, ou seja, a pressão representativa do solo, na zona de influência da fundação.

#### 2.1.4.1 - Determinação do Fator de Capacidade de Carga (K)

O valor de "K" pode ser avaliada, teoricamente, através da teoria da plasticidade. Entretanto, na prática, ele é determinado, atualmente, para fundações rasas, por três métodos. São eles: ábaco de Menard (Figura 10), ábacos de Baguelin, Jezequel e Shields (B.J.S.) - Figura 11 - e o ábaco de Bustamante e Gianselli (B.G.) (Figura 12).

Os métodos citados relacionam o fator de capacidade de carga com a profundidade, através da relação de embutimento, para vários solos e podem ser usados para sapatas circular, quadrada e carrida. Os ábacos de B.J.S. e Menard, fornecem valores muito



próximos enquanto o de B.G. fornece valores mais baixos.

A Figura 12 foi obtida da parte inicial do ábaco de B.G. para fundações em estaca, supondo uma sapata circular ter o mesmo fator de capacidade de carga de uma estaca muito pequena, resultando, assim, nas curva para sapata circular. As curvas para sapata corrida foram obtidas por uma redução compatível dos valores de K para sapata circular (Briaud et alli, 1983).

Nos ábacos de Menard e B.G. a relação de embutimento é  $H_e/R$  onde: R é o raio da sapata ou a metade da largura da fundação, para sapatas retangulares, e  $H_e$  é a profundidade de embutimento da sapata. A escolha das curvas nos ábacos são feitas de acordo com as Tabelas 05 e 06, respectivamente de Menard e B.G., que classificam os solos em categorias.

No método de B.J.S. a relação de embutimento é  $H_e/B$ , sendo B a largura ou diâmetro da fundação. São apresentados quatro ábacos, Figura 11(a) a 11(d), correspondendo a diferentes tipos de solo, e cada ábaco fornece curvas para um mesmo solo, em função da magnitude da pressão  $P_L^*$ . Assim, estes parecem levar em conta maiores detalhes na determinação do fator K. Se a sapata é retangular, a interpolação é feita entre os casos para sapata quadrada e corrida, assumindo-se que existe uma variação linear entre as curvas. O parâmetro de interpolação é  $B/L$ , onde L é o comprimento da fundação.

#### 2.1.4.2 - Determinação da Pressão Limite Efetiva e da Profundidade de Embutimento ( $H_{e0}$ ) Equivalentes

O volume do solo em um maciço, responsável pela resis-

tência aos esforços transmitidos por uma sapata, nem sempre pode ser considerado homogêneo. Muitas vezes, é constituído por camadas diferentes. Assim, para se obter a capacidade de carga de uma fundação (equação 11), se faz necessário determinar uma pressão limite efetiva equivalente ( $P_{LE}^*$ ) e uma profundidade de embutimento ( $H_{ED}$ ), usada na obtenção do fator K, que sejam representativas, das condições de solicitação do solo. Baguelin et alli (1978) apresentam metodologias para determinar a pressão  $P_{LE}^*$  e a profundidade  $H_{ED}$ , para três situações distintas:

- 1) Fundação em Maciço Homogêneo - se assumirmos que o solo em estudo é completamente homogêneo, então admite-se que este apresenta a mesma resistência em todos os pontos. Assim, a pressão  $P_{LE}^*$  deve ser uniforme. Neste caso ela deve ser tomada como a pressão limite efetiva média, dos valores obtidos, com desvio mínimo. A profundidade de embutimento será a cota de assentamento da fundação.
- 2) Fundação em Maciço com duas Camadas - a Figura 13 mostra um caso comum em fundação rasa, em que a camada de suporte encontra-se a uma certa profundidade, abaixo de uma camada fraca. A pressão usada para determinar K deve ser a pressão equivalente da camada inferior. A profundidade,  $H_{ED}$  pode ser o embutimento da fundação na camada de suporte. Entretanto, este procedimento despreza a resistência da camada superior subestimando assim

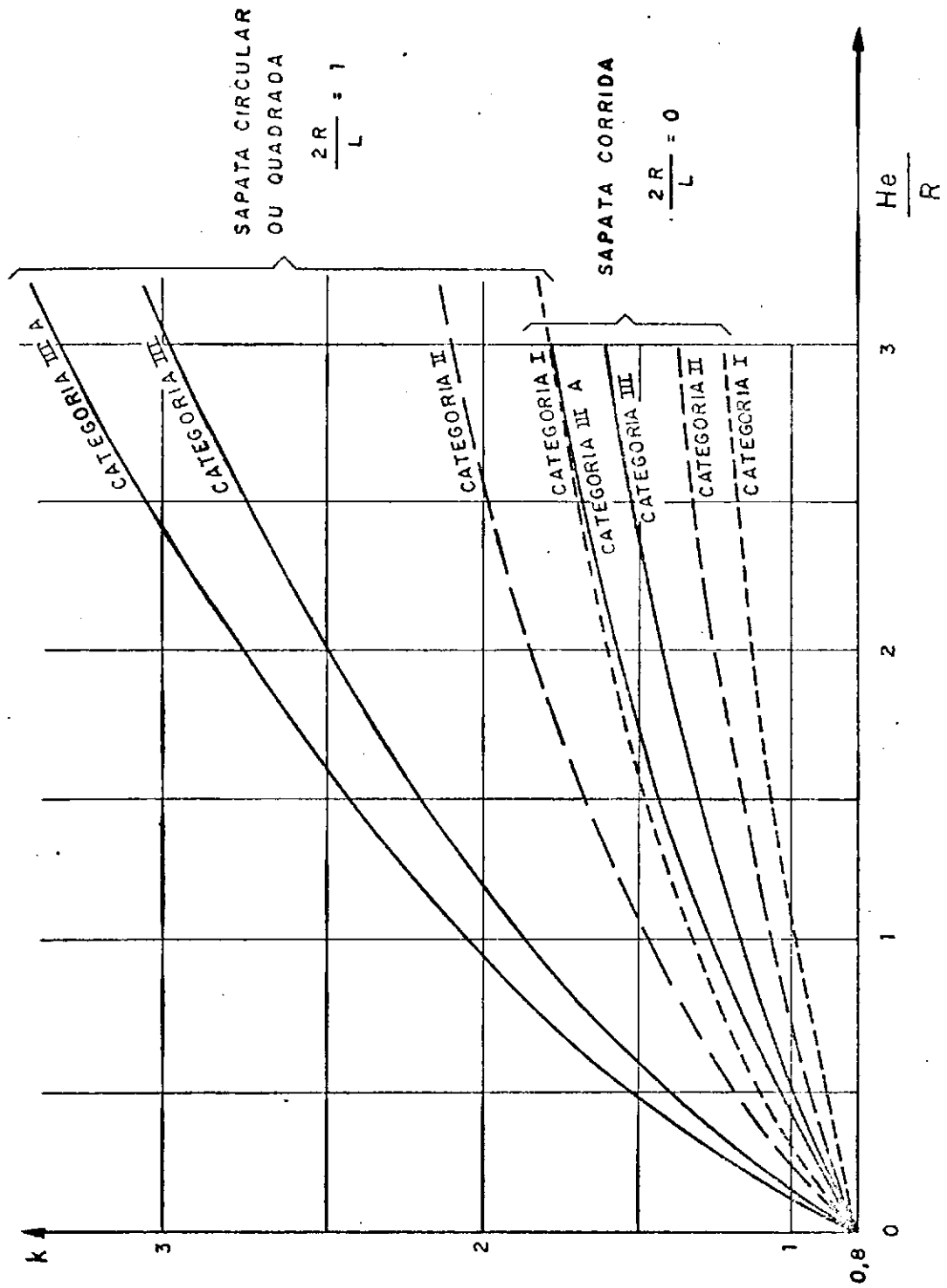
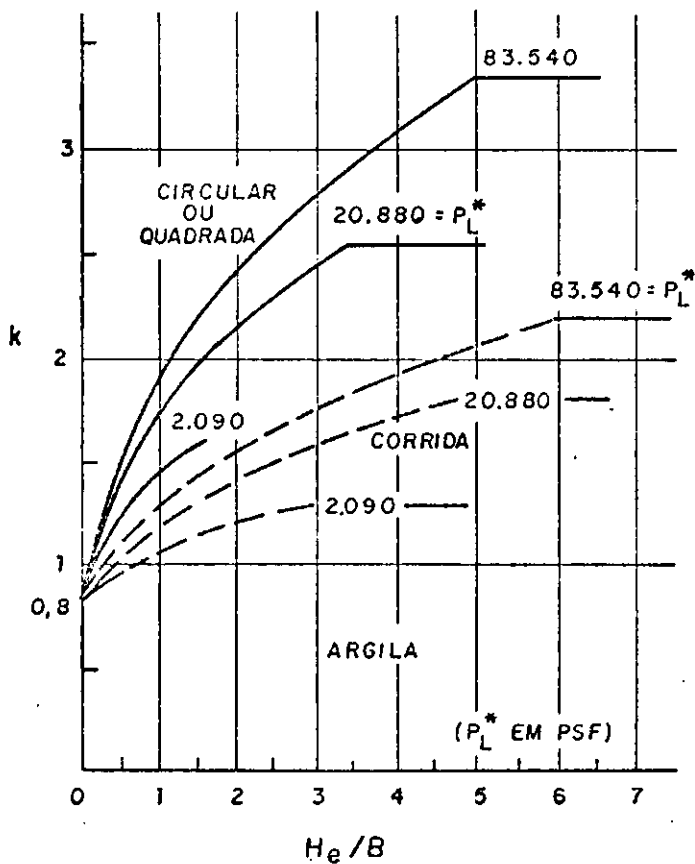
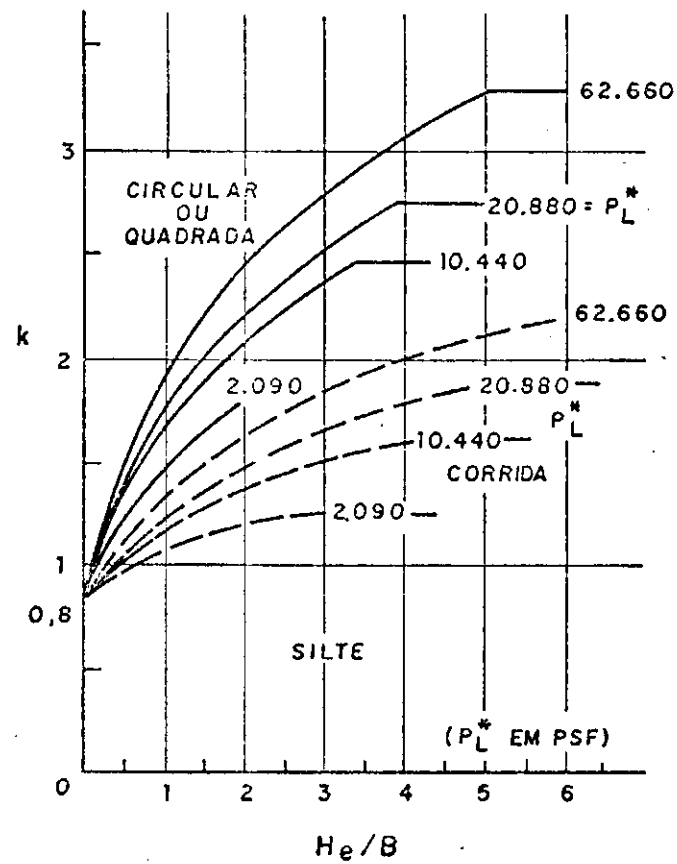


FIGURA 10 - FATOR DE CAPACIDADE DE CARGA DE MENARD (APUD - BRIAUD ET ALLI 1983)



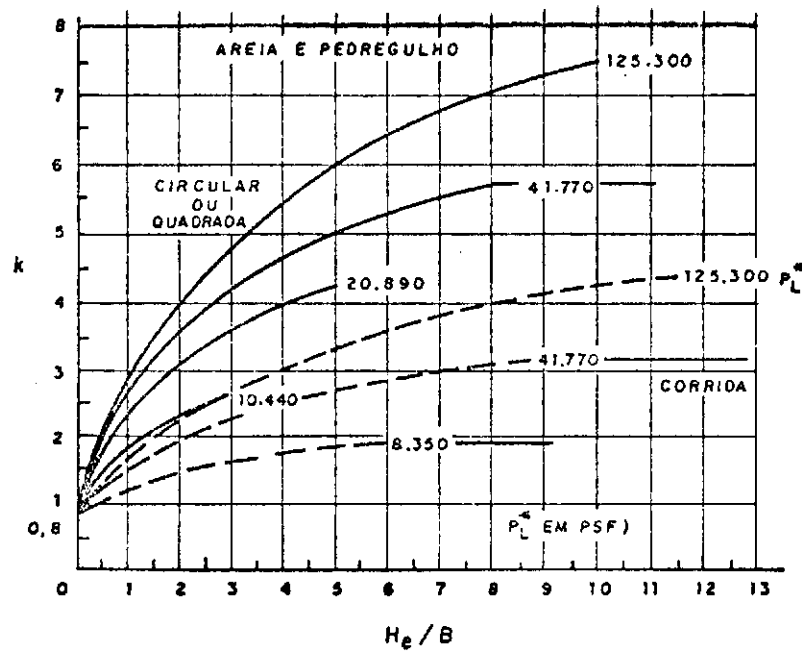
(a)

Obs : 1 kPa  $\approx$  20,88 PSF

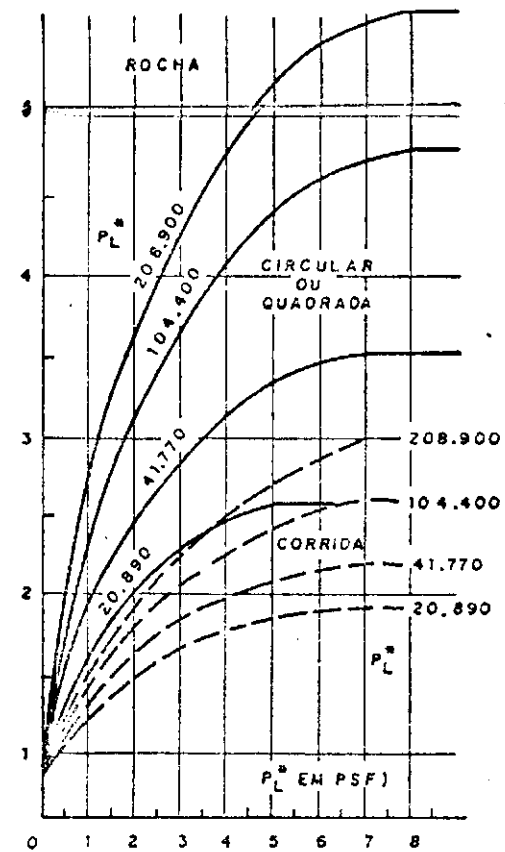


(b)

FIGURA 11 — FATOR DE CAPACIDADE DE CARGA ( $k$ ) PARA O MÉTODO DE BAGUELIN, JEZEQUEL E SHIELDS (APUD, BRIAUD ET ALLI 1983)



(c)



(d)

1 KPa  $\approx$  20,88 PSF

FIGURA 11 - (CONTINUAÇÃO)

Para fundações rasas

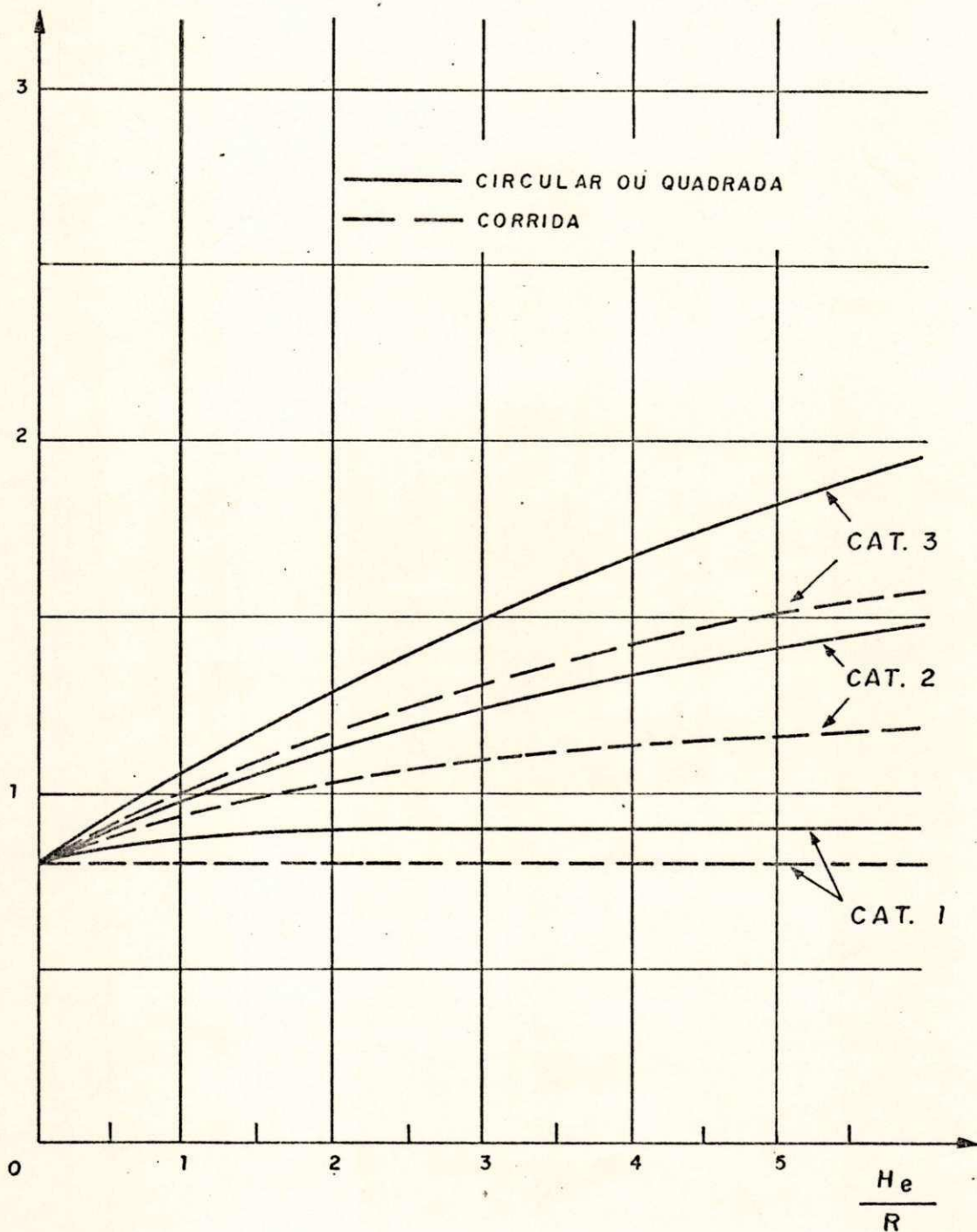


FIGURA 12 — FATOR DE CAPACIDADE DE CARGA (K) PELO MÉTODO DE BUSTAMANTE E GIANESELLI.(APUD, BRIAUD ET ALLI 1983 )

PRESSÃO LIMITE (kPa)	TIPO DE SOLO	CATEGORIA
0 - 1200	Argila	I
0 - 700	Silte	
1800 - 4000	Argila Rija ou Marga	II
1200 - 3000	Silte Compacto	
400 - 800	Areia Compressível	
1000 - 3000	Rocha Branda ou Decomposta	
1000 - 2000	Areia e Pedregulho	III
4000 - 10000	Rocha	
3000 - 6000	Areia e Pedregulho muito Compacto	IIIA

Tabela 05 - Categorias dos solos para determinar o Fator de Capacidade de Carga (K) segundo Renard (Renard, 1975).

PRESSÃO LIMITE (kPa)	TIPO DE SOLO	CATEGORIA
700	Argila mole	1
800	Silte e Giz Brando	
700	Argiloso fofo, Silte ou lama	
1000 - 2000	Areia Pedregulhosa de Compactação Média	2
1200 - 3000	Argila e Silte Compacto	
1500 - 4000	Argila e Calcáreo - Argila	
1000 - 2500	Giz Decomposto	
2500 - 4000	Rocha Decomposta	
300	Giz Fragmentado	
4500	Argila muito compacto	
2500	Areia e Pedregulho muito Compacto	3
4500	Rocha Fragmentada	

Tabela 06 - Categorias dos Solos para determinar o Fator de Capacidade de Carga (k) segundo Bustamante e Gian-selli (Briaud et alli, 1983).



a capacidade de carga. Então, pode-se considerar o efeito de confinamento da camada superior, usando-se uma profundidade equivalente  $H_{eq} = H_e + Z_1$ , onde,  $Z_1 = Z_2 \times P_{L2}^*/P_{L1}^*$  é uma espessura equivalente, relativa à camada inferior.

- 3) Caso Geral - na realidade os solos em geral, apresentam uma resistência ( $P_L$ ) variável, sobretudo com a profundidade. Se a variação não for muito grande, então, para fins de engenharia, pode-se admitir uma pressão limite efetiva equivalente ( $P_{Le}^*$ ), como um valor que seja representativo da resistência do maciço na zona de influência da fundação, e utilizar o procedimento típico para um solo homogêneo. Para se obter a pressão  $P_{Le}^*$ , o Centre d'Etudes Ménard sugere o seguinte método: admite-se a zona de influência da fundação, como sendo 1,58 acima e abaixo da cota de assentamento (Figura 14). A pressão  $P_{Le}^*$  é calculada pela equação (12), onde  $P_{L1}^*$ ,  $P_{L2}^*$ , ...,  $P_{Ln}^*$  são as pressões obtidas nos ensaios, dentro da zona de influência da fundação. Os valores de  $P_L^*$  representativos de cada profundidade, segundo Baguelin et al. (1978), não devem diferir individualmente em mais de 40%. Segundo Menard (1975), estes mesmos valores devem apresentar uma variação de no máximo 30% da pressão  $P_{Le}^*$ , ou seja:  $(P_{Ln}^* - P_{Le}^*) / P_{Le}^* < 30\%$ .

$$P_{Le}^* = (P_{L1}^* \times P_{L2}^* \times \dots \times P_{Ln}^*)^{1/n} \quad (12)$$

Para este caso, a profundidade de embutimento equivalente ( $H_{eq}$ ) é calculada a partir da equação (13), onde  $P_{Li}^*$  são as pressões, obtidas dos ensaios, entre a superfície do solo e o nível da fundação, que correspondem às espessuras elementares  $Z_i$ .

$$H_{eq} = \sum_{i=1}^n (\Delta Z_i \times P_{Li}^*/P_{Le}^*) \quad (13)$$

#### 2.1.4.3 - Previsão de Recalques

O método pressiométrico para previsão de recalques (proposto por Menard e Rousseau) difere radicalmente dos métodos clássicos. O método pressiométrico é baseado no módulo de elasticidade transversal, enquanto os clássicos são baseados no módulo de compressibilidade, a partir, normalmente, de ensaios odométricos. A previsão de recalques via pressiômetro é feita através de uma fórmula semi-empírica proposta originalmente por Menard e Rousseau (1962), usando-se o módulo pressiométrico (Baguelin et alli, 1978).

Na estimativa de recalques, deve-se levar em conta as condições do solo, como homogeneidade e estratificação.

A seguir são apresentados os procedimentos para cálculo de recalques, considerando algumas situações mais comuns:

- 1) **Recalque em Solo Homogêneo:** consideremos um solo homogêneo com módulo pressiométrico constante. Então o recalque final ( $S$ ) provocado por uma sapata circular de raio  $B/2$ , ou retangular

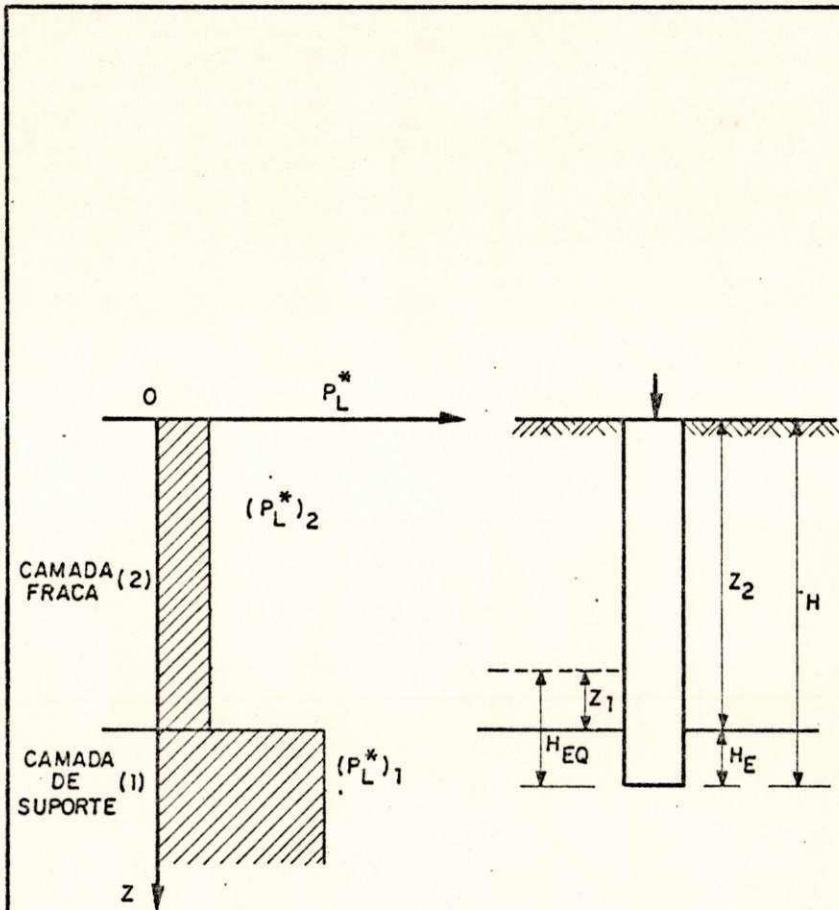


FIGURA 13 - FUNDAÇÃO EM SOLO COM DUAS CAMADAS

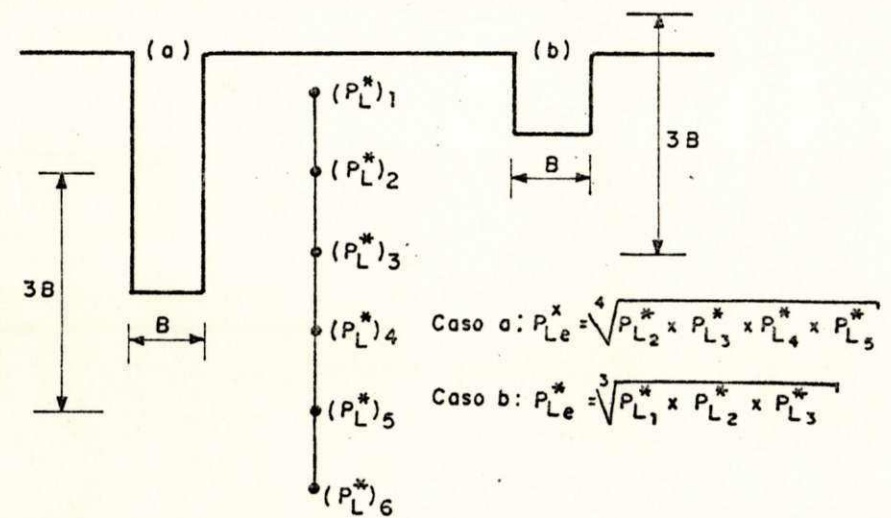


FIGURA 14 - ZONA DE INFLUÊNCIA DA FUNDAÇÃO

de dimensões  $B \times L$ , com embutimento  $H_e \geq B$ , é dado pela equação (14)

$$S = \frac{2}{9E_m} (q - q_0) \cdot B_0 (\lambda_d \times B/B_0)^2 + \frac{\alpha}{9E_m} (q - q_0) \lambda_c \times B \quad (14)$$

onde:

$q$  - tensão média aplicada na fundação;

$q_0$  - pressão vertical no nível da fundação;

$E_m$  - módulo pressiométrico;

$B_0$  - largura de referência, normalmente igual a 60 cm;

$B$  - largura ou diâmetro da fundação ( $B \geq B_0$ );

$\alpha$  - fator reológico. Sua determinação é feita avaliando-se o tipo de solo e estimando-se o estado e consolidação através da relação  $E_m/P_L^*$  (Tabela 07);

$\lambda_c, \lambda_d$  - fatores de forma; dependem da relação comprimento / largura  $L/B$  (Figura 15).

2) Recalque em Solo Heterogêneo: na prática os solos em geral não são uniformes e apresentam uma variação no módulo pressiométrico, sobretudo com a profundidade. O cálculo do recalque para estes casos se torna teoricamente muito complexo. Entretanto, levando-se em conta uma variação não muito grande do módulo,  $E_m$ , com a profundidade, pode-se aplicar a mesma expressão para solos homogêneos, empregando-se módulos equivalentes  $E_c$  e  $E_d$  correspondentes às zonas de influências volumétricas e de desvio, respectivamente. Assim, a equação (14) passa a ser escrita da seguinte forma:

$$S = \frac{2}{9E_d} (q - q_0) \times B_0 (\lambda_d \times B/B_0)^2 + \frac{\alpha}{9E_c} (q - q_0) \lambda_c \times B \quad (15)$$

TIPOS DE SOLO	TURFA	ARGILA		SILTE		AREIA		AREIA E PEDREGULHO		
	$E_M/P_L^*$	$\alpha$	$E_M/P_L^*$	$\alpha$	$E_M/P_L^*$	$\alpha$	$E_M/P_L^*$	$\alpha$	$E_M/P_L^*$	
PRÉ-ADENSADO			>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
NORMALMENTE ADENSADO		1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
DECOMPOSTO E/OU ALTERADO			7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
ROCHA	MUITO FRATURADA			NORMALMENTE FRATURADA			LIGEIRAMENTE OU POUCO FRATURADA			
	$\alpha = 1/3$			$\alpha = 1/2$			$\alpha = 2/3$			

TABELA 7 — FATOR REOLÓGICO  $\alpha$  (BRIAUT ET ALLI, 1983)

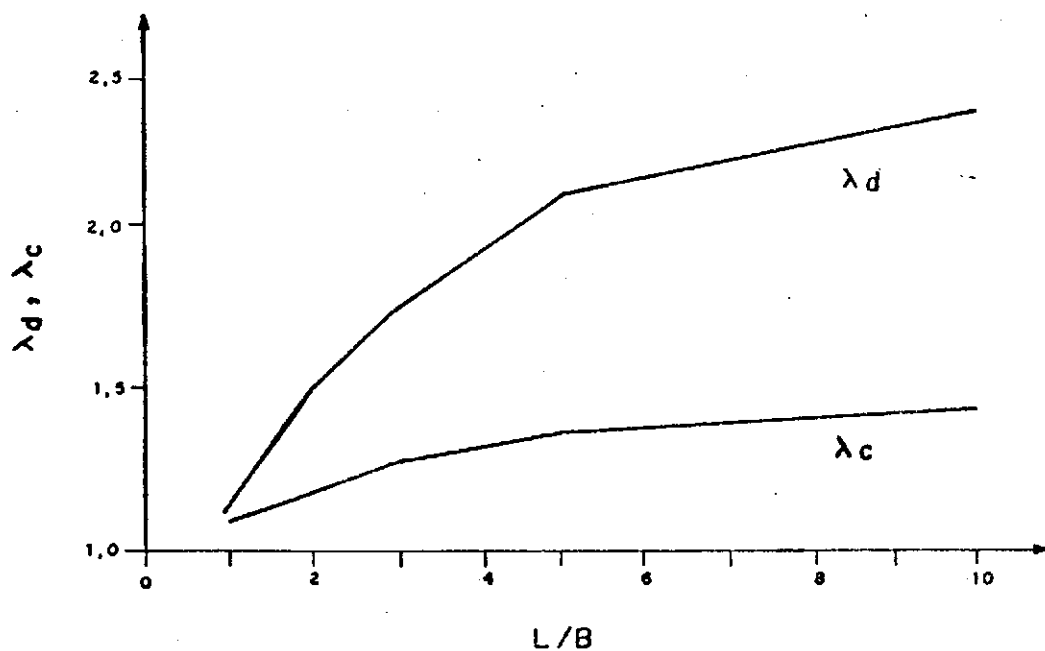


FIGURA 15 — FATORES DE FORMA  $\lambda_c$ ,  $\lambda_d$  (BRIAUT ET ALLI, 1983)

É importante notar, que o fator ( $\alpha$ ) pode ser diferente em cada termo da equação, de acordo com o solo, em cada camada.

O primeiro termo da equação (15) representa o recalque devido a influência do tensor de deformação de desvio, enquanto o segundo refere-se a sua componente esférica. De acordo com a teoria da elasticidade, a parte esférica do tensor de deformação decresce rapidamente com a profundidade. Ao contrário, a magnitude da parte desviatória do tensor de tensão ( $E_c$ ) é significativa até mesmo a uma grande profundidade. Desta forma, de acordo com a Fig. 16,  $E_c$  é tomado como o módulo da primeira camada abaixo da sapata e  $E_d$  é o módulo equivalente das dezesseis camadas de espessura  $B/2$ , de acordo com a seguinte equação (Briaud et alli, 1983):

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left[ \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/10}} \right] \quad (16)$$

onde, por exemplo,  $E_{3/4/5}$  é a média harmônica dos módulos das camadas 3 a 5, ou seja:

$$\frac{3}{E_{3/4/5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

3) Camada Compressível entre duas Camadas mais Rígidas: neste caso recomenda-se calcular o recalque considerando o solo homogêneo, com o módulo pressiométrico da camada rígida, e adicionar o recalque correspondente à camada mole.

O cálculo de recalques, considerando outras situações não citadas aqui, é ainda descrito por: Menard (1975), Baguelin et al. (1978), Briaud et al. (1983) e Berberian (1986).

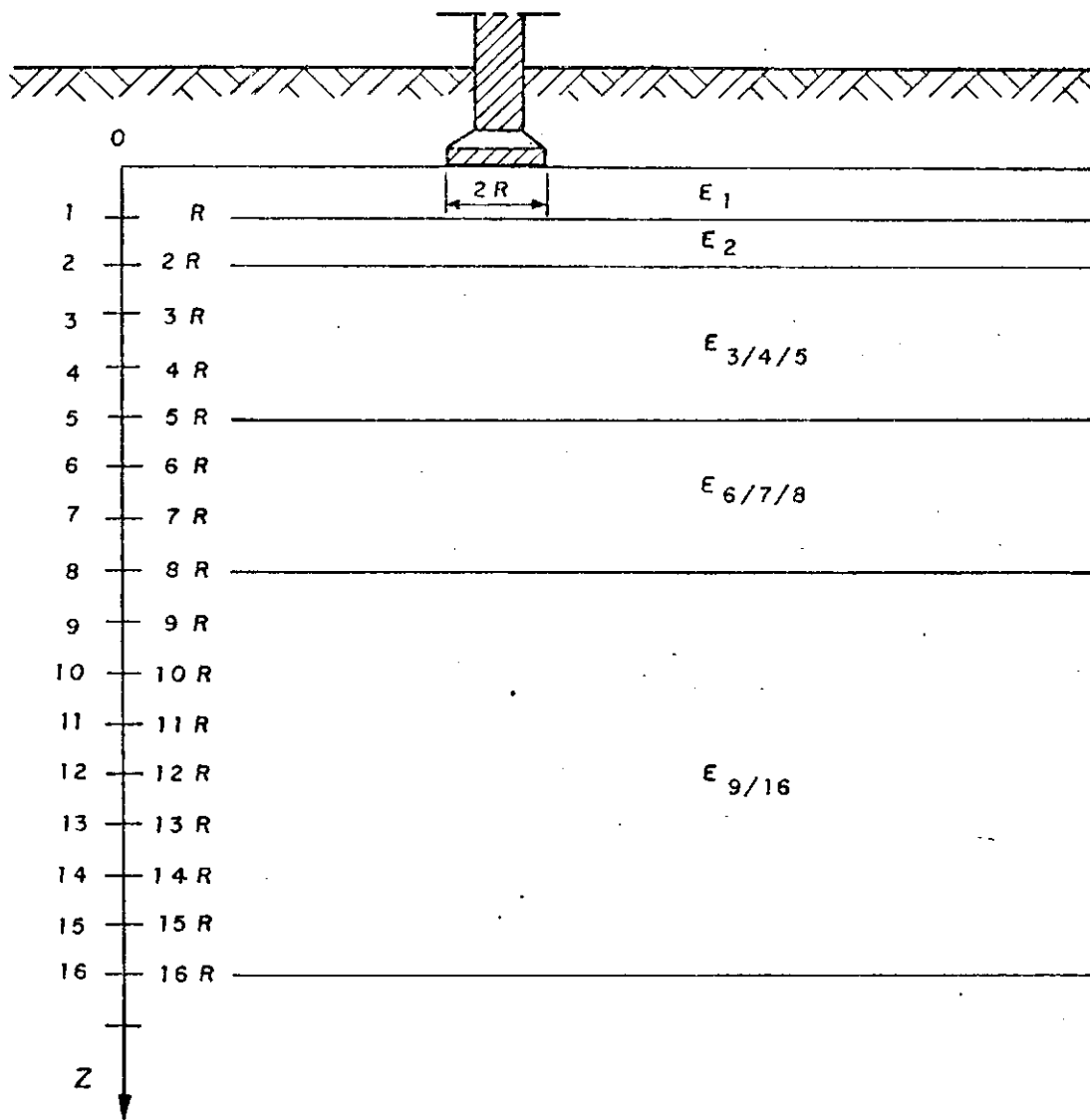


FIGURA 16 - CAMADAS DE SOLO CONSIDERADAS NO CÁLCULO DE RECALQUES LEVANDO-SE EM CONTA O MÓDULO EQUIVALENTE .

## 2.2 - Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT)

### 2.2.1 - Histórico.

Em 1902, o engenheiro Charles R. Gow introduziu o método de sondagem a seco, este consistia em penetrar um tubo no solo, por meio de um pilão de 50Kg. Até então as sondagens do sub-solo eram realizadas perfurando-se com ferramentas que desagregavam o solo, sendo as amostras retiradas por meio de circulação de água, o que tornava impreciso a representação do perfil do terreno. Em 1927, L. Hart e F.A. Fletcher, da empresa The Cow Co., subsidiária da Raymond Concrete Pile Co., desenvolveram um amostrador cilíndrico, composto por duas meias-canais (com diâmetro interno e externo de 1 3/8" e 2") que facilitavam a retirada da amostra e permitia visualizar as suas camadas. Posteriormente, em 1930, H.A. Mohr, também da The Cow Co., passou a contar o número de golpes necessários para um peso de 140 lb (65,5Kb) (em queda livre de 30" - 76,2 cm), penetrar o amostrador no solo até uma profundidade de 12" (30,5 cm), após uma penetração inicial de 6" (15,2 cm) (Berberian, 1986).

O ensaio de penetração dinâmica (Standard Penetration Test -SPT) só foi amplamente divulgado após a publicação do livro Soil Mechanics in Engineering Practice, por Terzaghi e Peck, em 1948, que segundo Victor de Mello (1968) constituiu " o primeiro pronunciamento importante, generalizado e categorizado no assunto da interpretação de resultados de ensaios de penetração para fins de projeto de fundações".



No Brasil, o ensaio foi introduzido pelo Eng. Odair Grillo, em 1939, usando um amostrador com diâmetros de 25,40mm e 41,27mm interno e externo, respectivamente.

Desde o seu início, o ensaio de penetração dinâmica tem sido realizado com amostradores de diversos diâmetros e diferentes energias de cravação, dificultando assim os trabalhos de pesquisa. Entretanto, as resistências à penetração obtidas com equipamentos diferentes podem ser correlacionadas. Hoje, este ensaio é padronizado em vários países e existe uma tendência para uma padronização a nível internacional. No Brasil, o ensaio é realizado segundo o Método de Ensaio "NBR 6484 - Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos."

A bibliografia a nível internacional sobre o SPT é muito rica. Entre os diversos trabalhos sobre o assunto vale a pena destacar o "State-of-the-Art", por Victor de Mello, do Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações de Porto Rico, 1971 e os anais dos simpósios europeus sobre ensaios de penetração de Estocolmo, 1974 e Amsterdam, 1982.

### 2.2.2 - Metodologia do Ensaio

O ensaio de penetração dinâmica (SPT), hoje padronizado, consiste na medição do número de golpes necessários para penetrar 45cm de um amostrador padrão, submetido ao esforço dinâmico de um martelo de 65Kg, caindo livremente de um altura de 75cm. Anota-se o número de golpes correspondente a cada 15cm de penetração do amostrador. O índice de resistência,  $N_{SPT}$ , é tomado como sendo a soma dos golpes para penetrar os 30cm finais.

Segundo Berberian (1986), resultados estatísticos mostraram que em argilas siltosas e siltes argilosos de Brasília, 25,2% dos golpes são gastos na penetração dos 15cm iniciais do amostrador e 34,8% e 40% para os 15cm intermediários e finais respectivamente. Assim, a adoção dos 30cm iniciais em antigas sondagens IRP leva a índices 1,24 vezes menores que o padronizado.

### 2.2.3 - Uso e Interpretação do S.P.T.

Embora seja um ensaio bastante criticado, é ainda largamente utilizado em vários países. Segundo Soares (1987), talvez ainda seja o ensaio "in situ" mais usado. Por exemplo, no Japão, cerca de 90% das sondagens de investigações preliminares são feitas via SPT (Mori, 1970). Para Sandroni e Brandt (1981), este ensaio está consolidado na prática de prospecção geotécnica no Brasil e, assim, é desejável que se comparem as tentativas de aperfeiçoamento das técnicas de prospecção geotécnica com os valores de  $N_{SPT}$ .

O SPT é um ensaio com o qual é possível a retirada de amostras deformadas do solo, permitindo a sua classificação tátil visual, como também a classificação em laboratório a partir de ensaios de caracterização sobre a amostra colhida. Este ensaio fornece ainda o índice de resistência á penetração ( $N_{SPT}$ ) das camadas ensaiadas.

Não existe um embasamento teórico para a interpretação do ensaio, uma vez que é muito difícil equacionar satisfatoriamente a solicitação imposta ao solo durante a penetração do amostrador.

O uso do índice  $N_{DPT}$ , como indicativo das características de resistência e condição de um depósito de solo, é feito através de correlações puramente empíricas. O índice de penetração  $N_{DPT}$  foi usado inicialmente para prever as condições de compactidade ou consistência do solo. Posteriormente este índice foi (e ainda é) usado para o projeto de fundações, via correlações empíricas. Porém, tais correlações devem ser conferidas com pesquisas regionais, e ainda assim, em obras de maior responsabilidade, seu uso deve restringir-se a estudos preliminares. Segundo De Mello (1968) " não podemos jamais extrair de correlações empíricas mais do que nelas pusemos ".

Os resultados de resistência à penetração são influenciados por diversos fatores estranhos às características e estado do solo, porém relacionados ao equipamento e à própria sondagem, tais como: dimensões do amostrador, atrito nas hastes e limpeza do furo. A normalização do ensaio faz com que estes fatores influenciem da mesma forma todas as sondagens. Segundo Soares (1987), dos fatores relativos ao equipamento, o comprimento das hastes é a única variável cuja influência deve ser considerada, e cita a equação (17), proposta por Uto e Fuyuki (1981), para correção do índice de penetração, devido à perda de energia, na transmissão do impacto do martelo entre as extremidades da haste com comprimento (L) maior que 20m, onde  $N_m$  é o índice de penetração medido e N é o valor corrigido.

$$N = N_m (1,06 - 0,03L) \quad (17)$$

Soares (1987) cita, ainda, a Tabela 08, apresentada por Schmertmann (1978), que, usando células de carga instaladas próximo ao amostrador e junto ao coxim, concluiu que para hastes menores que 10 m deve-se aplicar fatores de correção devido à perda de energia "pela separação prematura das hastes-martelo no momento do impacto".

COMPRIMENTO DAS HASTES (m)	FATOR DE CORREÇÃO
> 10	1,00
6 a 10	0,95
4 a 6	0,85
3 a 4	0,75

Tabela 08 - Correção no valor do  $N_{ERT}$  pelo efeito do comprimento das hastes.

O índice de resistência a penetração também é influenciado pelo diâmetro da perfuração, que devido ao alívio de tensão provocado, diminui a resistência à penetração. Em solos argilosos esse efeito é relativamente menor. A Tabela 09 sugere correções para alguns diâmetros (a tabela não especifica o tipo de solo).

DIÂMETRO DE PERFURAÇÃO (mm)	FATOR DE CORREÇÃO
65 A 115	1,00
150	1,05
200	1,15

Tabela 09 - Correção no valor do  $N_{ERT}$  pelo efeito do diâmetro de perfuração (Soares, 1987).

Para solos finos submersos (argilas, siltes, argilas areno-siltosas) com  $N_{BPT}$  maior que 15, Terzaghi e Peck (1948) recomendam uma correção no índice de penetração, pela equação (18). A correção baseia-se na hipótese de que o índice de vazios crítico para estes solos ocorre aproximadamente para  $N_{BPT} = 15$ , e que o baixo coeficiente de permeabilidade provoca o surgimento de pressões neutras que, quando positivas, tendem a reduzir o valor do  $N_{BPT}$  e, quando negativas, tendem a aumentá-lo (Berberian, 1986).

$$N' = 15 + (N_{BPT} - 15)/2 \quad (18)$$

onde  $N'$  é o valor corrigido.

#### 2.2.4 - Resistência à Penetração em Solos Argilosos.

Além da função básica de prospecção para coleta de amostras, o SPT foi usado inicialmente em solos argilosos com o objetivo de avaliar a consistência. O primeiro resultado concreto, no sentido de correlacionar a resistência à compressão simples de uma argila, com o índice de resistência a penetração  $N_{BPT}$ , foi apresentado por Terzaghi e Peck (1948) (Tabela 10). Vale salientar que, segundo os autores, a relação entre o número de golpes ( $N_{BPT}$ ) e a resistência à compressão não confinada ( $R_c$ ) apresenta um considerável afastamento dos valores médios de  $N_{BPT}$  apresentados e, ainda, que estes valores podem ser usados para estimar aproximadamente a carga de ruptura de uma argila, desde que não se justifique economicamente a determinação experimental da resistência  $R_c$ .

CONSISTÊNCIA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, $R_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$N_{ERT}$
Muito mole	< 0,25	< 2
Mole	0,25 - 0,50	2 - 4
Média	0,50 - 1,00	4 - 8
Rija	1,00 - 2,00	8 - 15
Muito Rija	2,00 - 4,00	15 - 30
Dura	4,00	30

Tabela 10 - Comparação entre o  $N_{ERT}$ , consistência e resistência à compressão simples (Terzaghi e Peck, 1948).

Depois de Terzaghi e Peck (1948), diversos outros pesquisadores apresentaram correlações entre  $N_{ERT}$  e  $R_c$ . De Mello (1968) cita várias pesquisas neste sentido.

A determinação de taxas admissíveis nas argilas com base em ensaios de penetração deve-se a Terzaghi e Peck (1948), e foi feita aplicando coeficientes de segurança de 2 ou 3 em relação ao valor da resistência à compressão não confinada. A adoção apenas do critério de rutura por Terzaghi e Peck, para fixação de tensões admissíveis é compreensível uma vez que as argilas estudadas (argilas de Boston e Chicago,  $IP = 35$ ) são de baixa plasticidade. Entretanto para argilas mais plásticas se faz necessário introduzir critérios de recalques (De Mello, 1968).

A Figura (17) mostra uma série de correlações entre  $N_{ERT}$  e taxa de resistência para vários solos argilosos.

Segundo Oliveira Filho (1988), Terzaghi, atendendo a critérios de deformação e limitando os recalques em 2,54cm, recomenda no caso de argilas a seguinte expressão para tensão admissível:

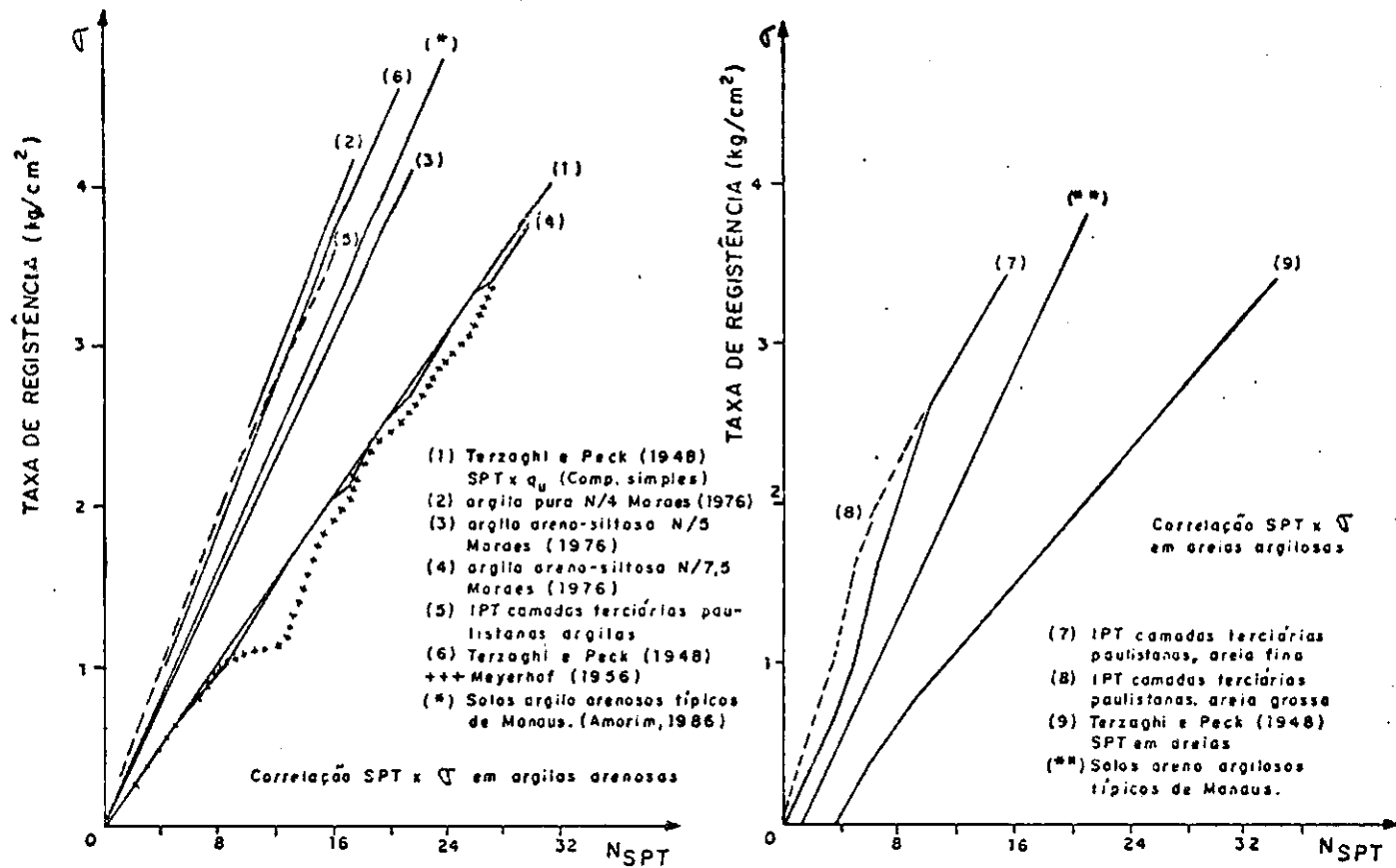


FIGURA 17 — CORRELAÇÕES  $N_{SPT}$  x TENSÃO ADMISSÍVEL (AMORIM, 1986)

$$q_a = 1,33N_{\text{SPT}} \left( 1 + 0,3 \frac{B}{L} \right) \text{ t/m}^2 \quad (19)$$

onde L e B são as dimensões da fundação.

Terzaghi e Peck (1948) e Decourt (1979) apresentam, respectivamente, as seguintes correlações entre  $N_{\text{SPT}}$  e a resistência ao cisalhamento não drenada (Su) para solos argilosos:

$$Su/N_{\text{SPT}} = 1/15$$

$$Su/N_{\text{SPT}} = 1/8,4$$

As características de deformação (compressibilidade) do solo também podem ser estimadas a partir de resultados do SPT. Neste sentido, muitos métodos foram propostos como: Método de Terzaghi (1948) e modificações (entre outras, Sutherland, 1974); método de Oweis (1979); método de Arnold (1980); e método de Agnastopoulos e Papadopoulos (1982) (Soares, 1987).

O método de Terzaghi para recalque de fundações superficiais consiste na aplicação da Equação (20).

$$S = C_w \times C_d \left( a \times p \right) / N_{\text{SPT}} \times \left[ 2B / (B+1) \right]^2 \quad (20)$$

Onde:

S - recalque da sapata em polegadas

B - largura da fundação, em pés

p - pressão transmitida pela fundações em  $\text{tf/Pe}^2$   
( $\cong \text{Kgf/cm}^2$ )

$N_{\text{SPT}}$  - valor médio do índice de resistência na profundidade B.



$C_w = 0,5 + 0,5 [D_w / (D_f + 8)]$  - coeficiente em função do nível d'água;

$D_f$  = profundidade da fundação;

$D_w$  = profundidade do nível d'água;

$C_d = 1 - 0,4 (D_f/p)^{1/2}$

$a$  = constante

$a = 3$  (Terzaghi e Peck, 1948) e  $a = 2$  (Sutherland, 1974).

#### 2.2.5 - Correlações com outros ensaio "in situ"

Os resultados de ensaios de penetração, em termos do número de golpes ( $N_{60PT}$ ), têm sido correlacionados com provas de carga sobre placas, na tentativa de estabelecer uma relação entre a resistência à penetração e as pressões correspondentes a diversos recalques e, ainda, com a pressão de rutura. A Figura 18 mostra várias correlações em solos argilosos.

Decourt (1978), com resultados obtidos em uma argila siltosa rija de São Paulo, correlacionou o  $N_{60PT}$  com a tensão de rutura ( $Q_r$ ), tensão admissível ( $Q_{ad}$ ) e módulo de deformação ( $E_r$ ) obtidos através de provas de carga com placas de 30 cm de diâmetro, chegando às seguintes expressões em  $Kg/cm^2$ :

$$Q_r = 3/4 N_{60PT}$$

$$Q_{ad} = N_{60PT}/4$$

$$E_r = 15N_{60PT}$$

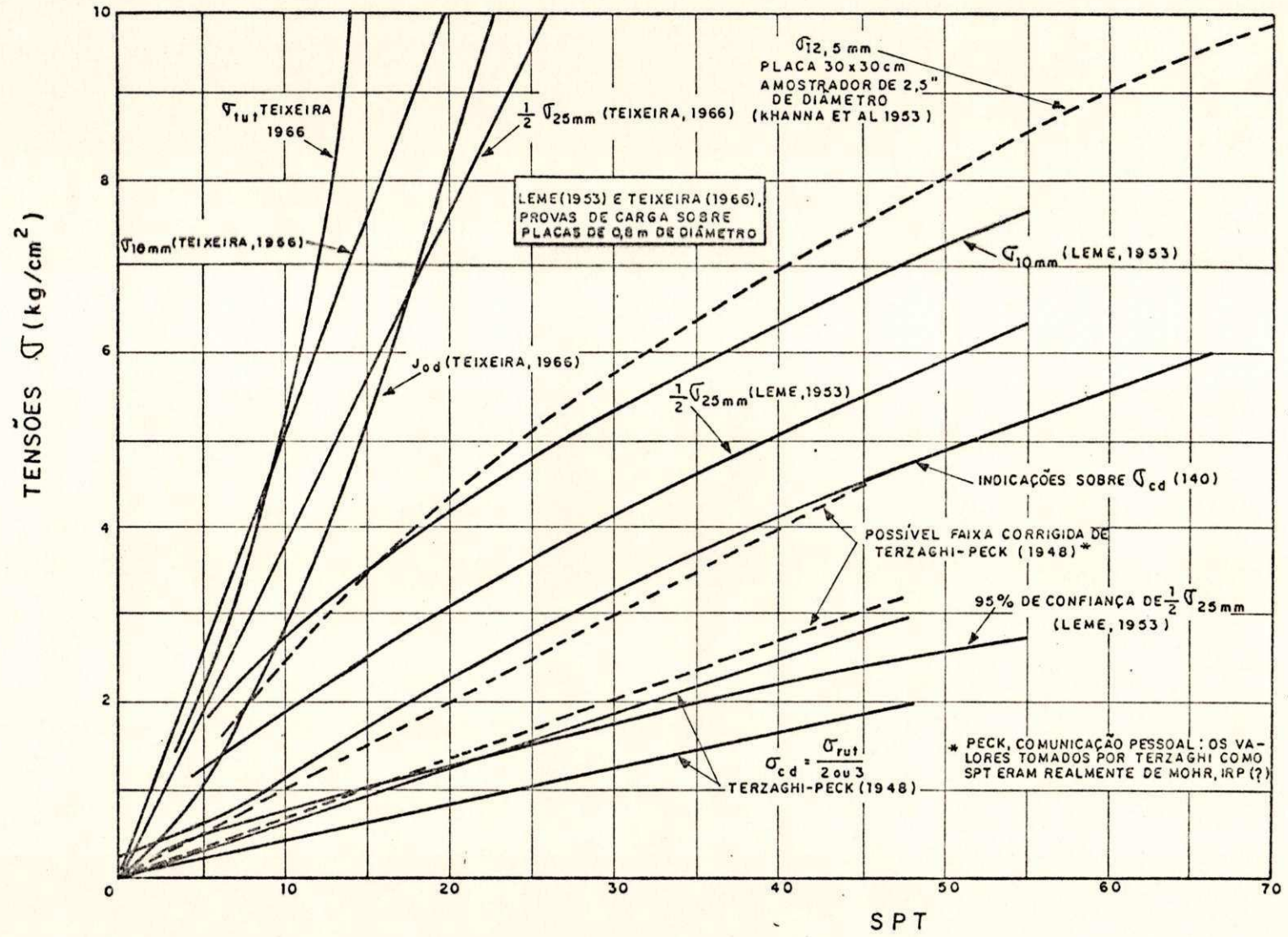


FIGURA 18 - CORRELAÇÕES DO SPT COM RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA SOBRE PLACAS ( DE MELO, 1968)

Na equação  $Q_{ad} = N_{DPT}/4$  o valor da pressão ( $Q_{ad}$ ) foi obtido tomando-se o menor valor entre a pressão correspondente a 10mm de recalque e a metade da pressão para 25mm de recalque (considerando uma placa de 80cm, de diâmetro). Como os ensaios foram executados com placas de 30cm, Decourt (1978) fez projeções para placas de 80cm, adotando como referência o valor  $r = (10 \times 30)/80 = 3,7\%$ , que é o recalque para placa de 30cm, que corresponderia em termos de pressão a um recalque de 10mm para placa de 80cm.

A correlação dos resultados de ensaios pressiométricos, com o índice de resistência à penetração, também tem sido motivo de muitas pesquisas.

Cassan (1978) - Figura 19 - apresenta uma correlação entre  $N_{DPT}$  e a pressão limite efetiva ( $P_{L*}$ ), obtida com um pressiômetro de Menard, em solo coesivo.

H.Tsuchiya e Y. Toyooka (1982) apresentam correlações do  $N_{DPT}$  com o módulo pressiométrico ( $E_m$ ) e a pressão de creep ( $P_r$ ), que segundo os autores são representados aproximadamente pela equação abaixo:

$$E_m \text{ ou } P_r = a(N_{DPT})^b$$

onde, a e b são constantes que variam de acordo com o tipo de solo. A Tabela 11 fornece os valores de "a" e "b" para os diversos solos estudados. A Figura 20 (a,b,c e d) apresenta as correlações para solos argilosos.

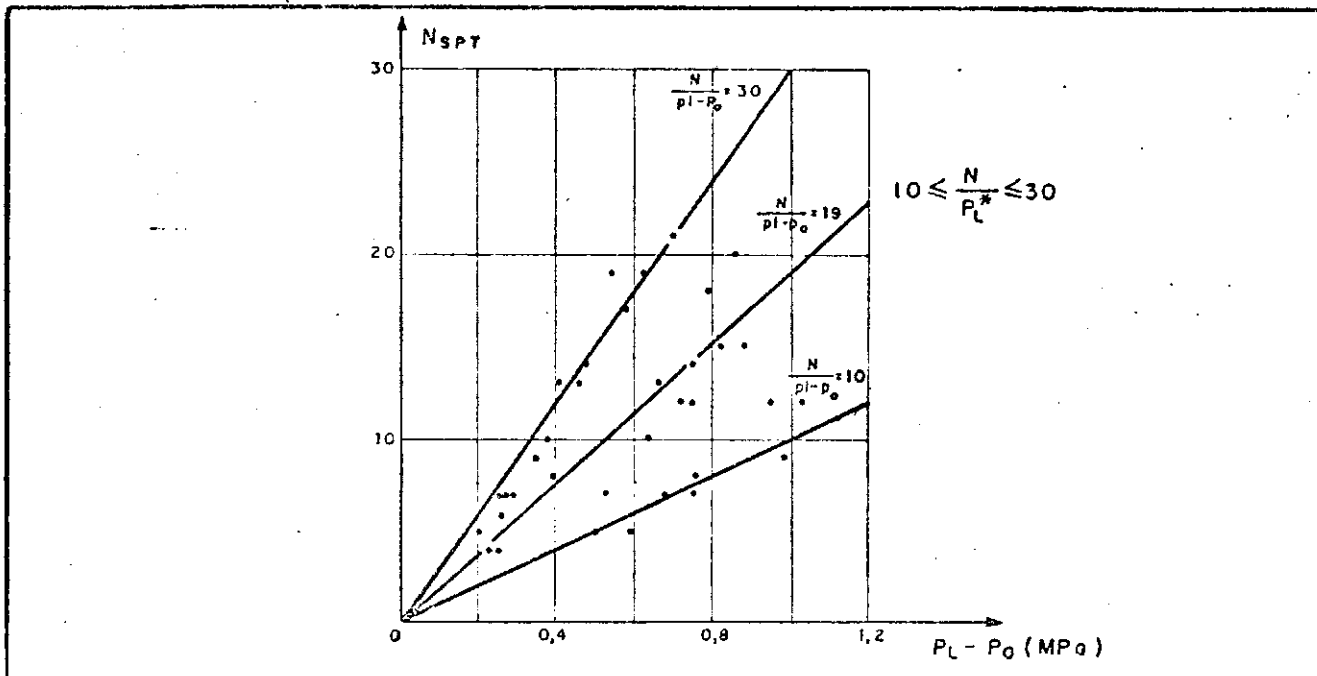


FIGURA 19 — CORRELAÇÃO ENTRE  $N_{SPT}$  E  $P_L^*$  EM SOLOS COESIVOS (CASSAN, 1978)

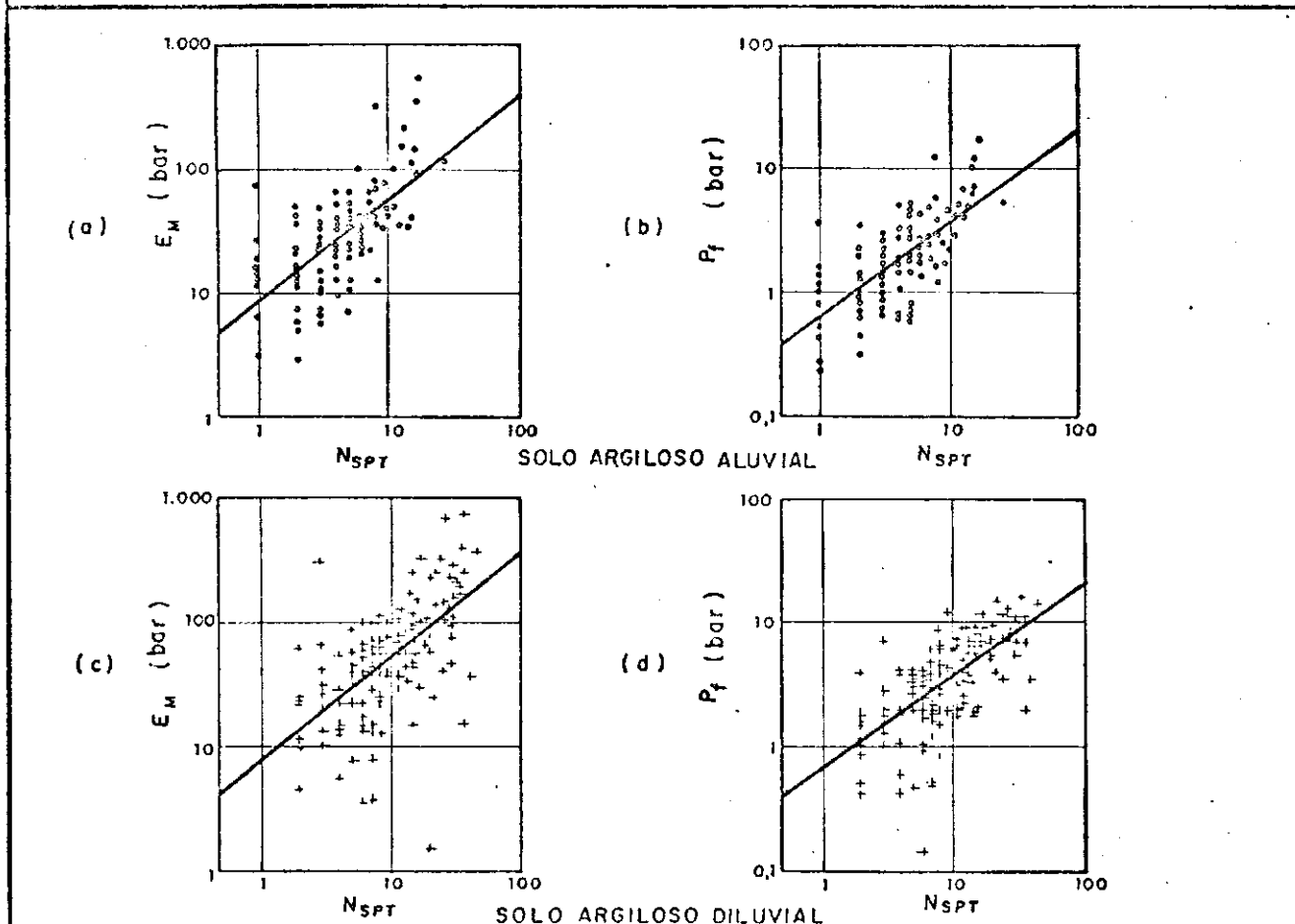


FIGURA 20 — CORRELAÇÕES  $N_{SPT} \times E_M$  E  $N_{SPT} \times P_f$  (TSUCHIYA E TOYOOKA, 1982)

TIPO DE SOLO	CONSTANTES PARA $E_m$		CONSTANTES PARA $P_r$		
	a(bar)	b	a(bar)	b	
Aluvial	solo argiloso...	8,28	0,828	0,668	0,756
	solo arenoso....	7,70	0,838	0,658	0,724
	solo pedregulhoso.	16,16	0,663	0,997	0,673
	solo orgânico....	4,78	1,376	0,550	1,083
Diluvial	solo argiloso...	13,96	0,776	0,973	0,707
	solo arenoso....	7,35	0,980	0,993	0,695
	solo pedreg.	133,8	0,230	5,08	0,304
Tertiary Mudstone	9,07	1,058	2,15	0,553	

Tabela 11 - Constantes a e b (Tsuchiya e Toyooka, 1982)

## 2.3 - Prova de Carga sobre Placas

### 2.3.1 - Histórico

Na bibliografia pesquisada não se encontrou referências ao início do uso de ensaios de placa. Segundo Barata (1984), pode-se admitir que tal ensaio seja multiseccular. Um dos trabalhos mais antigos publicado no Brasil é o de Domingos José da Silva Cunha (1920). Outro trabalho pioneiro é o de Nápoles Neto (1954). Na bibliografia internacional os trabalhos pioneiros, neste século, são de Enger (1916), Goldbeck (1917), Terzaghi (1925, 1932), Kogler e Scheidig (1927, 1928, 1929, 1938) Pihera (1928), Housel (1929), Press (1930), Schleicher (1933), Terzaghi e Peck (1948) - Barata, 1984.

O trabalho de Housel é um dos pioneiros, no sentido de empregar os resultados do ensaio de placa, com a finalidade de fixar taxas admissíveis para fundações. No Brasil, Fernando Barata, foi talvez quem mais estudou, teórica e experimen-

talmente, a prova de carga sobre placas para a fixação de pressão admissível de solos não saturados submetido a ação de fundações diretas. Neste sentido, vale destacar o "Ensaio de Placas para Fixação de Taxa Admissível de Fundações Diretas", trabalho apresentado no III COBRANSEF (1966) e baseado na teoria da Elasticidade, sobretudo, na equação de Bousinesq.

### 2.3.2 - Execução do Ensaio

A prova de carga sobre placas é um ensaio "in situ" de compressão parcialmente confinada pelo solo adjacente à placa. Este ensaio consiste na aplicação de cargas verticais ao terreno por meio de uma placa, ou um conjunto de placas sobrepostas, devidamente assentada sobre o solo e na medição dos respectivos recalques. A pressão é transmitida por meio de um macaco, dotado de um manômetro, apoiado no centro geométrico da placa e reagindo contra um sistema qualquer de apoio. Segundo De Mello (1967), da forma como são conduzidos estes ensaios, com estabilização dos recalques para cada nível de tensão aplicada, vigoram condições de rutura com drenagem praticamente total.

Durante a execução de um ensaio de placa, devem-se tomar os cuidados necessários para evitar que fatores alheios às características do solo, tais como a variação da umidade natural do solo, assentamento imperfeito da placa e o amolgamento do solo imediatamente abaixo da placa, modifiquem os resultados. A velocidade de aplicação das cargas parece também influir nos resultados do ensaio, muito embora não se tenha encontrado nenhuma referência a este respeito.

Pequenas variações locais de densidade terão grande influência nos resultados do ensaio, porém influenciarão menos no recalque da fundação real. Assim, devem-se realizar ensaios em número suficiente para se obter um valor médio confiável, e ainda, de preferência, com placas de diferentes dimensões para obter uma melhor extrapolação dos resultados para as dimensões reais da fundação (Simons e Menzies, 1981).

Como resultado do ensaio de placa, obtém-se uma curva que representa tensão por recalque estabilizado, para carga e descarga, como mostra a Figura 21a, onde se pode observar um trecho pseudo-elástico (OA), um trecho plástico (AB) e ainda a magnitude dos recalques total ( $S_0$ ), plástico ( $S_p$ ) e elástico ( $S_e$ ).

### 2.3.3 - Aplicações do Ensaio

O ensaio de placa é o que mais se aproxima das condições reais de solicitação de uma sapata, desta forma, provavelmente seja o melhor e mais confiável, do ponto de vista técnico, para a determinação da pressão admissível de solos submetidos à ação de fundações superficiais. O uso deste ensaio sofre restrições para solos cuja deformabilidade sob a ação de cargas seja lenta, como nos solos argilosos saturados, uma vez que a estabilização dos recalques demoraria muito inviabilizando assim, o ensaio. Outra restrição ao ensaio de placa, é o elevado custo para sua execução, o que limita bastante seu uso.

#### 2.3.4 - Interpretação dos Resultados

As provas de carga sobre placas são interpretadas normalmente com o objetivo de determinar a tensão admissível do solo ou da fundação. Para esta determinação, são usados critérios baseados nos recalques ou na tensão de rutura. Para solos arenosos, nos quais a rutura se dá normalmente para deformações relativamente pequenas, a tensão admissível pode ser estimada a partir da tensão de rutura, entretanto, nos solos argilosos em geral, as deformações são um fator limitante e, portanto, a estimativa da tensão admissível deve levar em conta a magnitude dos recalques.

A seguir são citados alguns dos critérios comumente mais usados, na interpretação das provas de carga:

- a) O critério apresentado por Terzaghi e Peck (1948) propõe que a tensão admissível seja definida como 50% da tensão correspondente a um recalque (S) de 10mm para uma placa de 0,1 m<sup>2</sup> de área (aproximadamente 32cm de lado). Este critério propõe ainda uma correção para placas maiores na forma da equação (20), onde  $l_1$  e  $l_0$  são respectivamente os lados da placa maior e menor respectivamente (Teixeira, 1966). Assim para uma placa com 80cm de lado o recalque corresponderia a aproximadamente 24mm.

$$S = 10 \text{ mm.} \cdot (l_1/l_0) \quad (20)$$

- b) O critério do Bureau of Yards and Docks (1961) propõe,



como taxa admissível, a metade da pressão determinada pelo ponto de intersecção do prolongamento dos dois trechos lineares obtidos em um gráfico que represente pressão por recalque em escala logarítima. Essa intersecção, para todos os estados de consistência das argilas, corresponde ao recalque de 5,3mm (Teixeira, 1966).

- c) O critério do "Código de Boston" considera como taxa admissível a pressão correspondente a 10mm de recalque ou 50% da pressão equivalente a 25mm de recalque (o menor deles), para placas de 30cm X 30cm. No Brasil, este critério é comumente usado, sem adaptações, considerando-se placas maiores.

A maioria das curvas tensão x recalque apresenta duas configurações características, como as indicadas na Figura 21b, ou seja, curva de "rutura geral", que apresenta uma tensão de rutura ( $Q_r$ ) bem definida (característica de solos resistentes como argilas médias, rijas, muito rijas e as areias compactas) e curva de "rutura local", na qual não há uma definição da tensão de rutura, sendo característica de solos de baixa resistência. Segundo Barata (1984), neste caso (rutura local) é como se o processo de rutura fosse acontecendo paulatina e constantemente desde o início do carregamento em regiões localizadas e dispersas na massa do solo.

Segundo Alonso (1983), a tensão admissível ( $Q_{ad}$ ) do solo deve ser obtida da seguinte maneira:

Para solos com predominância de rutura geral

$$Q_{ad} = Q_r/2$$

Para solos com predominância de rutura local, o menor valor entre:

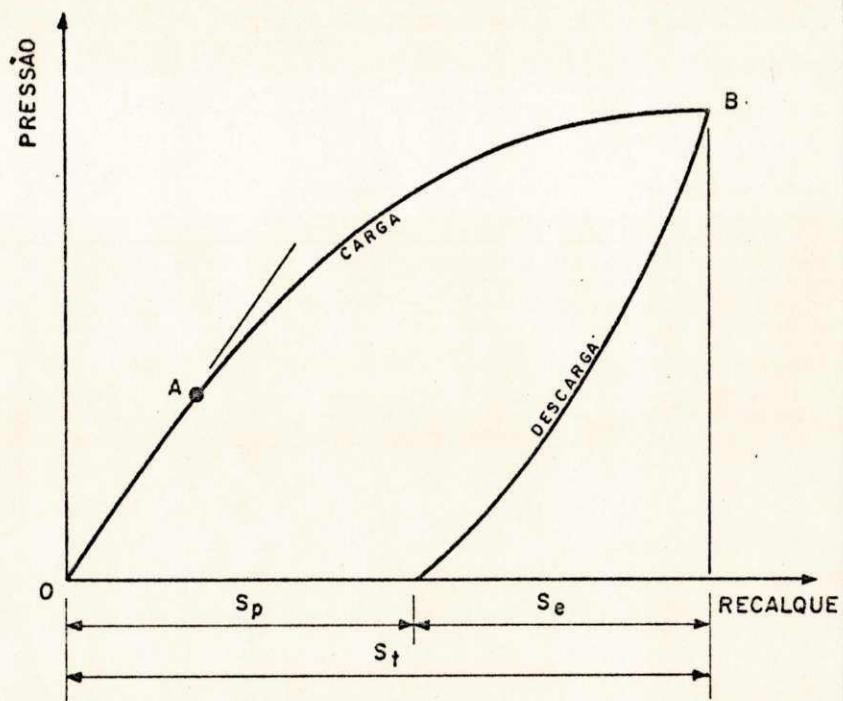


FIGURA 21a - COMPORTAMENTO DA CURVA "TENSÃO x RECALQUE" DA PROVA DE CARGA SOBRE PLACAS.

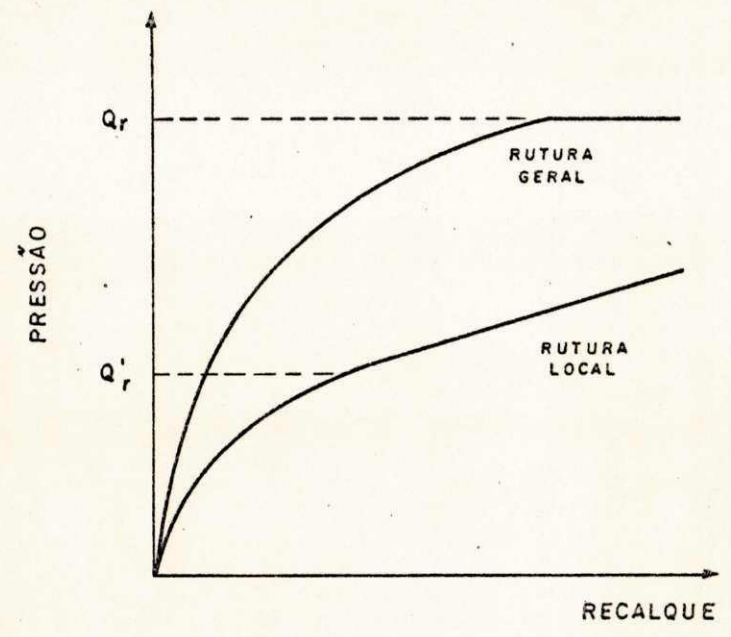


FIGURA 21b - CURVAS TÍPICAS DE RUTURAS GERAL E LOCAL.

$$Q_{ad} = Q_{25}/2 \quad e$$

$$Q_{ad} = Q_{10}$$

onde,  $Q_{25}$  é a tensão para 25mm de recalque, considerada rutura convencional, e  $Q_{10}$  a tensão para 10 mm de recalque.

Segundo Terzaghi (Apud Barata, 1984) a pressão de rutura, para o caso de rutura local, corresponde ao ponto na curva que indica a passagem do trecho curvo inicial para um trecho retilíneo final.

Para adoção de um critério, deve-se levar em consideração as características particulares de cada obra. Assim, o recalque adotado como admissível tem de ser compatível com a sensibilidade da superestrutura.

Os ensaios de placa, normalmente, por questões econômicas, e até de exequibilidade, são realizados com placas de dimensões inferiores às da fundação que será projetada e ainda, muitas vezes, em profundidades diferentes. O principal problema para a interpretação do ensaio consiste em extrapolar os resultados obtidos para as dimensões e profundidade reais da fundação.

Partindo de resultados experimentais, Housel (1929) chegou a equação (22) para ensaios de placa na superfície, que correlaciona a pressão ( $P_s$ ) para um recalque "S" com a área (A) e o perímetro (p) da placa, onde n e m são parâmetros característicos do solo.

$$P_s = n + m (p/A) \quad (22)$$

Segundo Barata (1966), em profundidades na faixa de 0,5 a 1,0m, a lei de linearidade de Housel deve ser válida para placas com até

1,00m de diâmetro e para profundidade da ordem de 2,50m talvez seja aceitável para placas de 2,50 a 3,00m de diâmetro.

O recalque de uma placa à superfície do solo para o trecho linear OA (Fig. 21a) pode ser calculado também a partir da teoria da elasticidade, pela expressão clássica de Boussinesq. Para o caso de módulo de deformação constante, esta expressão tem a forma da equação (23) e para o módulo crescente linearmente com a profundidade (h), ela tem a forma da equação (24) (ver Figs. 22a e 22b):

$$S = C_r \times P \times \frac{D}{E_z} (1 - \nu^2) \quad (23)$$

$$S = C_r \times P \times \frac{D}{E_0 + m \times D} (1 - \nu^2) \quad (24)$$

Onde:

- S = recalque em "cm"
- $C_r$  = coeficiente em função da forma e rigidez da placa (ver Tabela 12)
- P = pressão média uniformemente distribuída em "Kg/cm<sup>2</sup>"
- D = diâmetro ou largura da placa em "cm"
- $E_z$  = módulo de deformação do solo representativo da região influenciada pelo "bulbo de pressões" (aproximadamente duas vezes o diâmetro ou largura da placa)
- $E_0$  = módulo de deformação na superfície do solo
- m = coeficiente angular da reta representativa do crescimento do módulo de deformação (Figura 22)
- $\nu$  = coeficiente de Poisson.

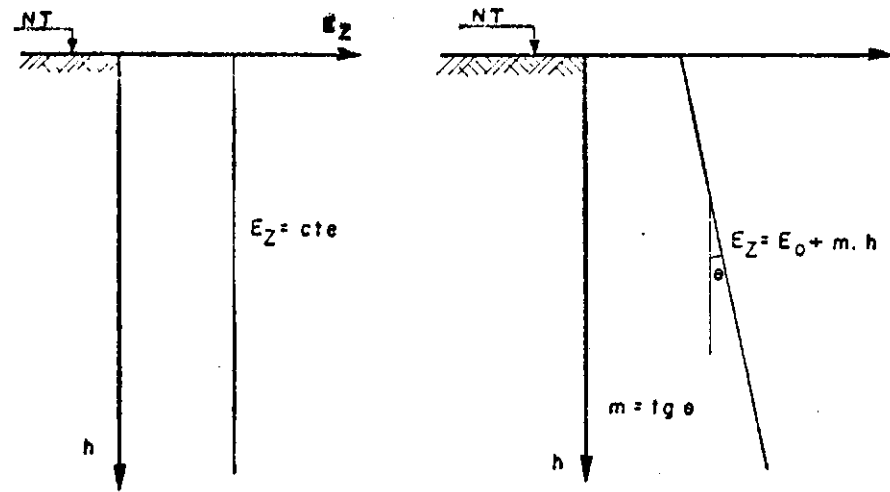
CARACTERÍSTICAS DA PLACA CARREGADA			VALOR TEÓRICO DE $C_r$	VALOR MÉDIO DE $C_r$
FORMA	TIPO DA CARGA	LOCALIZAÇÃO DO RECALQUE		
CIRCULAR	Carga uniforme	Centro	1,000	0,85
	Carga uniforme placa rígida	periferia área inteira	0,636 0,785	
	Carga uniforme	Centro	1,12	
QUADRADA	Carga uniforme	meio do lado	0,78	0,95
	Carga uniforme	vértice	0,56	
	Carga uniforme placa rígida	área inteira	0,85	

Tabela 12 - Coeficiente de forma ( $C_r$ ) para placas circular e quadrada (Barata, 1984).

E.N. Fox (1948) apresenta uma metodologia para o cálculo de recalques, somente em placas retangulares, à superfície do solo.

Para placas assentes em profundidades (Fig. 23b), faz-se necessário levar em consideração o chamado "efeito de profundidade" que, em solo homogêneo, provoca uma diminuição dos recalques com o aumento da profundidade, considerando-se a mesma placa e as mesmas pressões. Para o caso da Figura 22a (solo homogêneo, com  $E_z$  constante), se o ensaio foi realizado em cava aberta (ver Fig. 23a), praticamente não haverá diferença entre os ensaios realizados à superfície ou em profundidade.

O coeficiente de Mindlin (Mindlin, 1936), calculado com base na Teoria da Elasticidade, corrige o efeito devido à



(a) MÓDULO CONSTANTE

(b) MÓDULO CRESCENTE

FIGURA 22 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO, CONSTANTE E CRESCENTE LINEARMENTE COM A PROFUNDIDADE

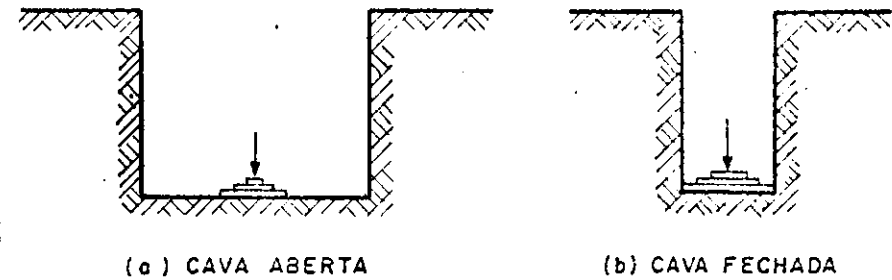


FIGURA 23 - PROVA DE CARGA SOBRE PLACAS EM PROFUNDIDADE

profundidade e pode ser aplicado para os solos que apresentam módulo de deformação constante em relação à esta. Assim o recalque da placa para este caso, é dado pela equação (25):

$$S_h = \lambda \cdot S \quad (25)$$

Onde:

$S_h$  = recalque da placa na profundidade  $h$ ;

$S$  = recalque da placa na superfície (equação 23);

$\lambda$  = coeficiente de Mindlin (Figura 24).

No caso de módulo crescente (Figura 22b) e placa em profundidade (Figura 23b), o recalque ( $S_h$ ) é dado pela equação (26), onde " $\lambda_c$ " é um coeficiente em função da profundidade ( $h$ ), do diâmetro ou largura da placa ( $D$ ), do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e da variação do módulo de deformação com a profundidade (Barata, 1967-84).

$$S_h = \lambda_c \cdot C_r \cdot P \frac{D}{E_0 + m \cdot D} (1 - \nu^2) \quad (26)$$

$$\lambda_c = \lambda \frac{E_0 + m \cdot D}{E_0 + m (h + D)}$$

Para o caso de fundações que não serão submetidas a ação de cargas repetidas, deve-se usar o "módulo de deformação total", que inclui deformações elásticas e residuais, definido por Barkan (1962). Na teoria da Elasticidade o módulo usado é o de "YOUNG" que inclui apenas deformações elásticas seguindo a lei de Hooke,

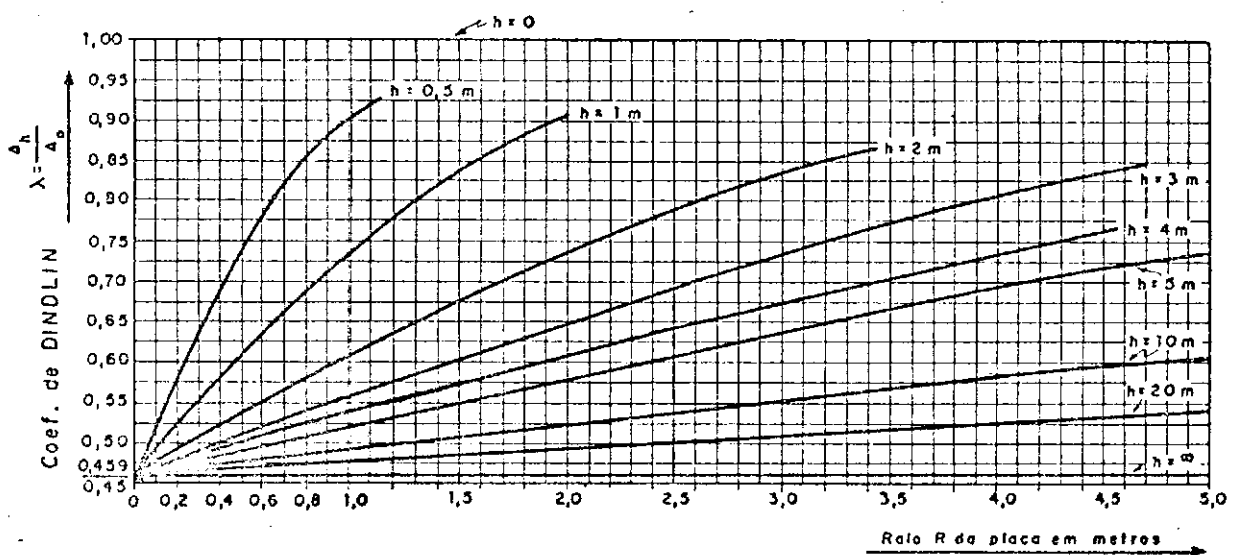


FIGURA 24 — INTEGRAÇÃO DAS EXPRESSÕES DE MINDLIN-CAQUOT-KERIGEL, 1949 - PARA PLACAS CIRCULARES E COEF. DE POISSON 0,30 (APUD, BARATA 1966)



o que não é o caso dos solos. Todavia, a experiência tem mostrado que não existem grandes diferenças entre os valores de pressão ou deformação calculados pela Teoria da Elasticidade e os obtidos na prática em fundações (Barata, 1966).

## 2.4 - Fundações Superficiais ou Rasas

### 2.4.1 - Introdução

As fundações rasas são as executadas sobre terrenos cujas camadas superficiais oferecem condições de suporte tais que possam resistir de maneira satisfatória às cargas transmitidas ao solo. Os tipos mais comuns são as placas de fundação ou "radier" e fundações em sapatas e blocos que podem ser de forma isolada ou corrida.

### 2.4.2 - Definição

Essas fundações, como o próprio nome sugere, são de maneira geral, aquelas assentes a pequenas profundidades com relação ao nível do terreno. Não existe uma definição única para fundação rasa. Segundo Milton Vargas (1979), uma fundação direta é rasa quando sua profundidade em relação a superfície do solo é pequena com relação a maior dimensão da base da fundação. Para Costet e Sanglerat (1975), se a relação entre a profundidade de assentamento e a menor dimensão da fundação ( $H/B$ ) é menor que 4, esta é considerada superficial. De acordo com a Figura (25), Cassan (1974) define fundação superficial se  $H < H_0$  e semi-profunda se  $H_0 < H < H_c$ .

onde:

H - profundidade da fundação

$H_p$  e  $H_e$  - são as distâncias da base da fundação às ordenadas máximas das linhas limites dos domínios plástico e elástico respectivamente.

#### 2.4.3 - Carga de Rutura e Tensão Admissível

Entende-se por "capacidade de carga limite", ou carga de rutura, o valor máximo da pressão média transmitida por uma fundação a partir da qual ocorre a rutura do solo por cisalhamento.

A capacidade de carga limite de fundações rasas pode ser estimada basicamente de duas maneiras distintas:

- 1) A partir de teorias - desta forma, a carga de rutura é determinada através de fórmulas puramente teóricas ou semi-empíricas. Várias teorias a este respeito foram desenvolvidas, entre elas podemos citar as teorias de Terzaghi (1943), de Meyerhoff (1951), de B. Hansen (1957) e de A. Balla (1962). Segundo Barata (1984), a teoria de Terzaghi, baseada no trabalho de Prandtl e em dados empíricos, para o caso de fundações rasas é a mais difundida e a que continua atendendo bem as necessidades práticas dos engenheiros. Terzaghi e Peck (1948) apresentam soluções para fundação corrida e sapatas quadradas e circulares em diversos tipos de solos. Bowles (1968) apresenta comparações entre resultados de várias teorias e conclui que a escolha de uma solução em detrimento de outra deve ser própria de cada calculista e, ainda, que a solução de Terzaghi tem sido preferida, uma vez

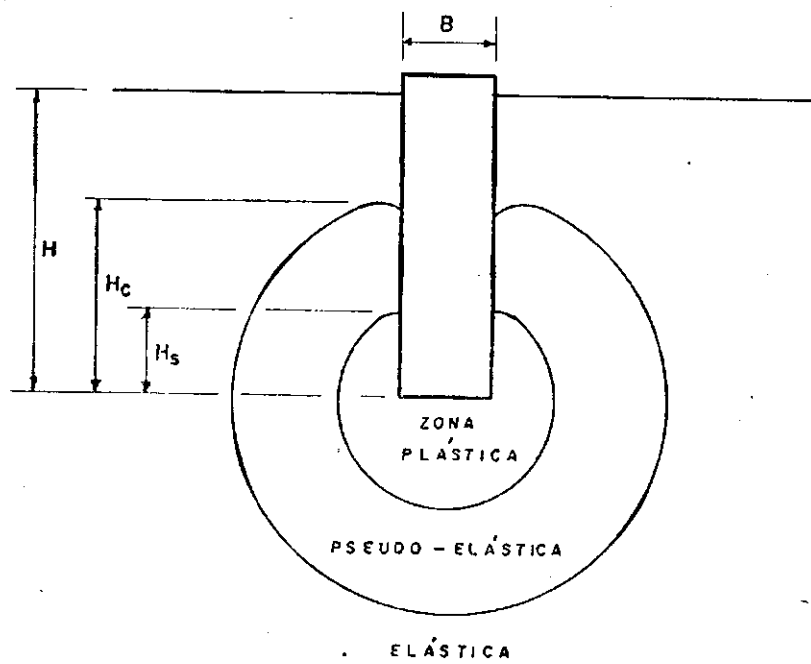


FIGURA 25 - REPRESENTAÇÃO DAS DIFERENTES ZONAS DE TENSÃO ABAIXO DA FUNDAÇÃO.

que se aplica a qualquer tipo de solo e seus resultados são geralmente conservadores.

- 2) A partir de ensaios "in situ" - desta maneira a carga de rutura é estimada pela interpretação de ensaios como provas de carga sobre placas, ensaios pressiométricos, ensaios de penetração e outros.

O termo "tensão admissível" refere-se à máxima pressão média que o solo suporta de modo que satisfaça as condições de segurança à rutura e aos recalques prejudiciais à superestrutura.

A determinação da tensão admissível é fundamental para o projeto de fundações e depende, em grande parte, da prática e sensibilidade do engenheiro.

Tschebotarioff (1978) apresenta uma orientação para escolha do coeficiente de segurança à rutura em função da sensibilidade média das argilas (Tabela 13). Ele ainda adverte que outros fatores também devem ser levados em conta como, por exemplo, a suscetibilidade do solo no que diz respeito ao aumento da resistência com o adensamento, a espessura da camada de argila e as condições de drenagem.

Segundo Vesic (1975), o coeficiente de segurança para fundações rasas deve ser escolhido em função da vida prevista para a estrutura, do tipo de estrutura, das consequências que a rutura possa ocasionar e ainda das técnicas de prospecção usadas. A Tabela 14 apresenta fatores de segurança propostos por Vesic para diversas estruturas.

GRAU DE SENSIBILIDADE	RELAÇÃO DE SENSIBILIDADE	FATORES DE SEGURANÇA	
		ESTRUTURAS PERMANENTES	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS
Alta	$\geq 4$	3,0	2,5
Média	2 - 4	2,7	2,0
Ligeira	1 - 2	2,5	1,8
Nenhuma	$\leq 1$	2,2	1,6

Tabela 13 - Coeficientes de segurança segundo a sensibilidade média da argila (Tschebotarioff, 1978).

CATEGORIA	ESTRUTURAS TÍPICAS	CARACTERÍSTICAS DE CATEGORIA	PROSPECÇÃO	
			COMPLETA	LIMITADA
A	Pontes Ferroviárias Alto - Fornos Armazéns Estruturas Hidráulicas Muros de Arrimo Silos	Provável ocorrência de cargas de projeto (consequências de ruturas são desastrosas)	3,0	4,0
B	Pontes Rodoviárias Edifícios Públicos Indústrias Leves	As máximas cargas de projeto apenas eventualmente podem ocorrer (consequências de rutura são sérias)	2,5	3,5
C	Prédios de Escritórios e/ou apartamentos	Difícilmente ocorrem as máximas cargas de projeto	2,0	3,0

Tabela 14 - Fatores de segurança (à rutura) mínimos para Fundações Rasas (Vesic, 1975).

## CAPITULO 3

### DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

#### 3.1 - Introdução

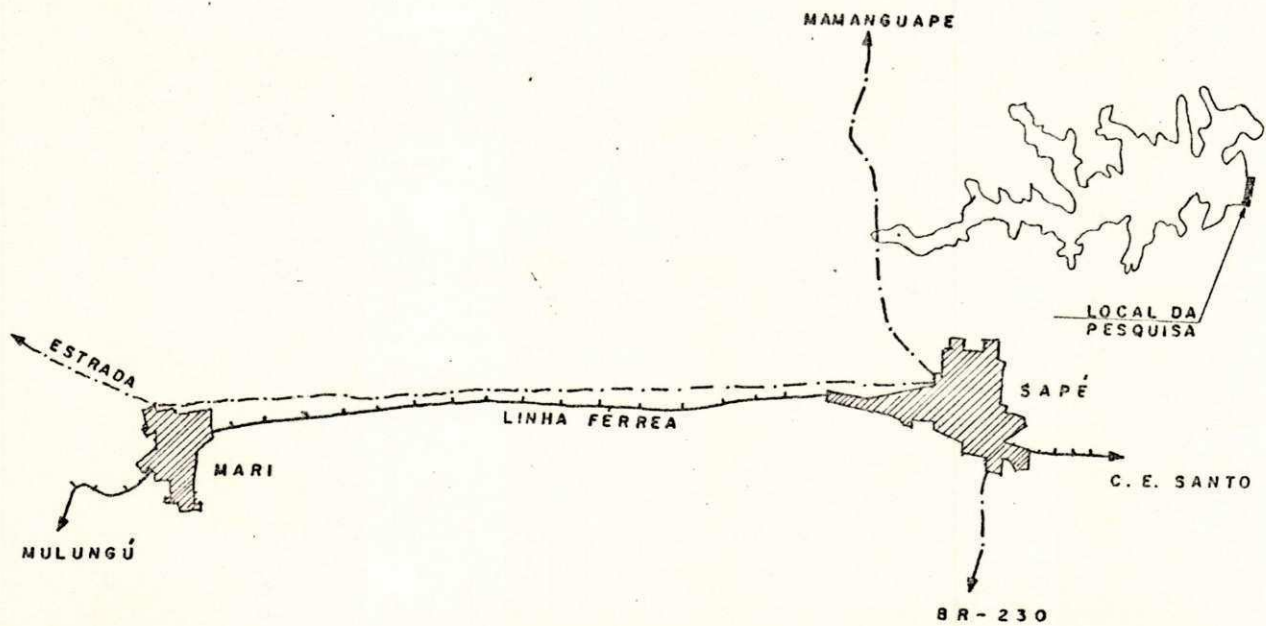
O capítulo que se inicia tem como objetivo apresentar a síntese de todo o trabalho desenvolvido em campo, que consistiu, basicamente, na escolha e localização da área de pesquisa, locação e execução dos ensaios "in situ" e retirada de amostras para caracterização em laboratório. Serão citados também os equipamentos e métodos de ensaios utilizados.

#### 3.2 - Área Pesquisada

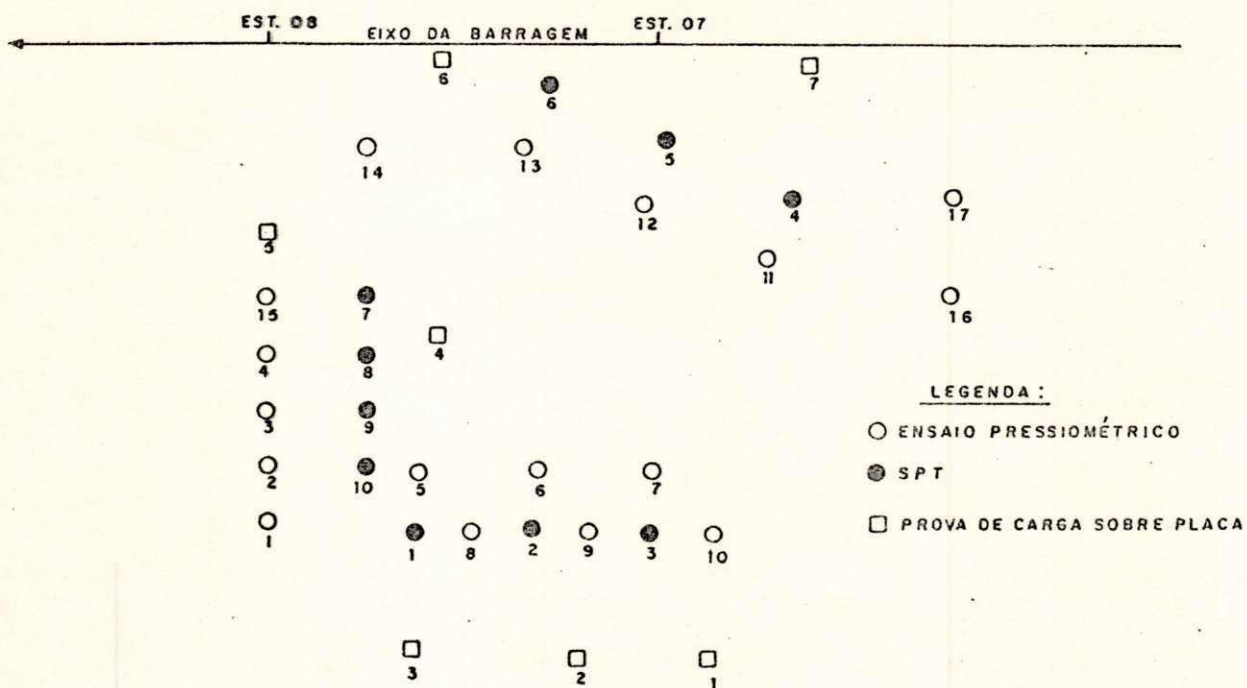
O presente trabalho teve como campo experimental duas áreas distintas a saber: 1) o aterro compactado (na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima com energia do Proctor Normal) da Barragem São Salvador, localizada no município de Sapé-PB distante 6 Km da sede do município, conforme a Figura 26; 2) uma área situada na zona urbana da cidade de João Pessoa-PB, de acordo com a Figura 27.

A escolha da área "1" teve como principal motivo as condições aparentes de homogeneidade apresentadas pelo maciço (por se tratar de um aterro com controle de umidade e compactação) e ainda por questões de ordem econômica, uma vez que a firma construtora (ENARQ) e a consultoria (ATECEL), que trabalhavam no local, deram apoio à execução dos ensaios.

O campo experimental 2 foi escolhido em virtude de



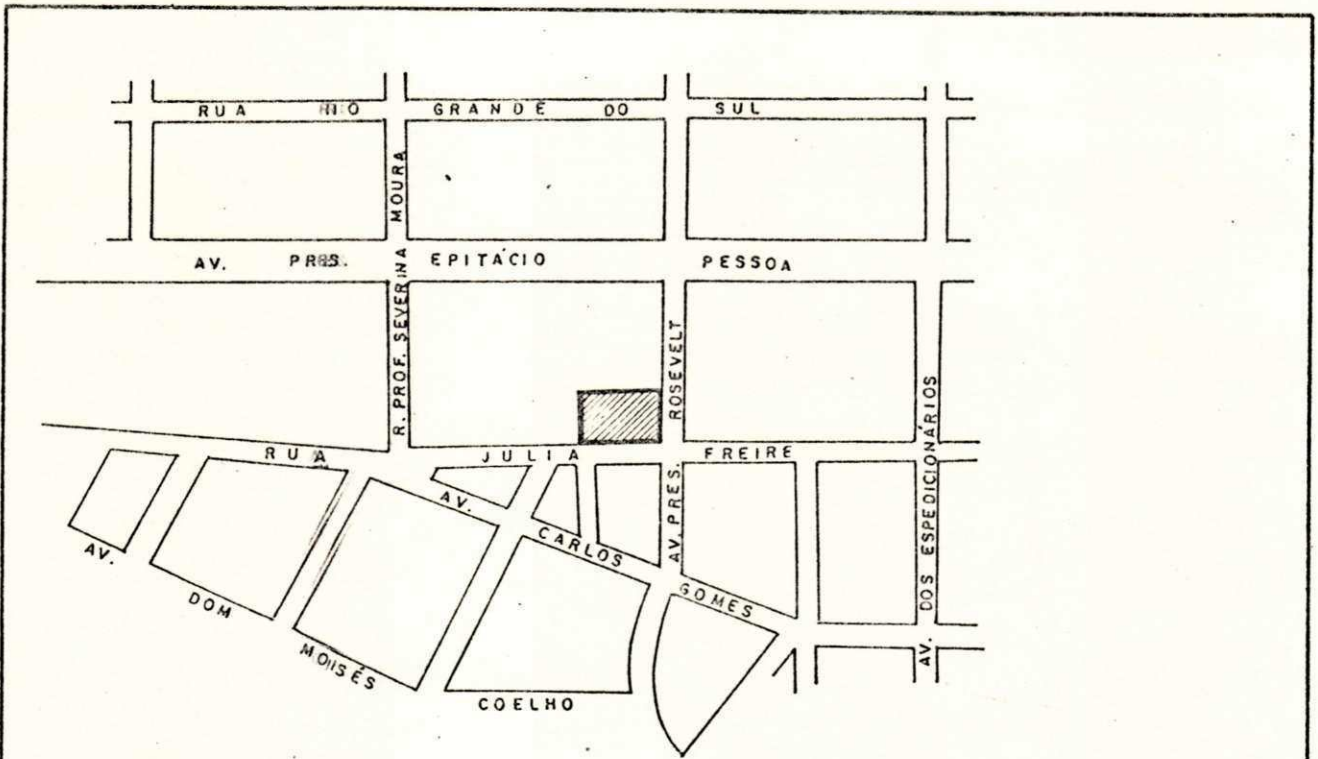
a - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA PESQUISADA



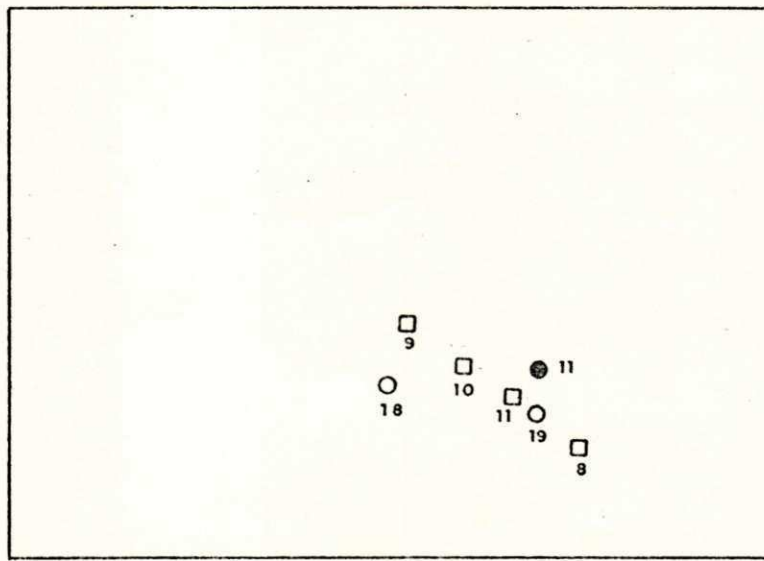
b - LOCAÇÃO DOS ENSAIOS

ESCALA 1:200

FIGURA 26 - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA PESQUISADA E LOCAÇÃO DOS ENSAIOS IN SITU  
CAMPO EXPERIMENTAL 01



a - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA PESQUISADA



Av. Pres. Roosevelt

37,40 m

50,30 m

Av. Julia Freire

b - LOCAÇÃO DOS ENSAIOS

LEGENDA:

- PROVA DE CARGA
- ENSAIO PRESSIOMÉTRICO
- SPT

FIGURA 27 — LOCALIZAÇÃO DA ÁREA PESQUISADA E LOCAÇÃO DOS ENSAIOS IN SITU — CAMPO EXPERIMENTAL 02



apresentar características semelhantes à diversas outras áreas da zona urbana de João Pessoa, o que permitiria uma extrapolação dos resultados para tais áreas.

### 3.3 - Ensaios "In Situ" e Metodologia Utilizada.

O programa de ensaios de campo consistiu na realização de uma série de ensaios "in situ". Foram realizados, em uma primeira etapa, ensaios pressiométricos com um pressiômetro de BRIAUD (PB) e SPT e, logo a seguir, as provas de carga sobre placas (PC) e densidade "in situ", isto na área 1. Na área 2 foram realizados em primeiro lugar os ensaios PC, PB e de densidade.

O número de ensaios executados e a profundidade dos mesmos foram limitados pelos seguintes fatores: a) tempo de disponibilidade de alguns equipamentos, como o caminhão usado como reação para os ensaios de placa; b) tempo de disponibilidade do aterro da barragem, uma vez que, esta se encontrava em construção; c) motivos de ordem financeira.

#### 3.3.1 - Ensaios Pressiométricos

##### 3.3.1.1 - Equipamento Utilizado

Os ensaios pressiométricos, num total de 57, foram executados com um pressiômetro de pavimentação (ou de Briaud) modelo 32-35 produzido pela ROCTEST - Montreal - Canadá. Assim como os demais pressiômetros, este é constituído basicamente por uma sonda cilíndrica inflável (Figura 28), uma unidade de controle dotada de uma fonte de pressão (Figura 29) e um tubo

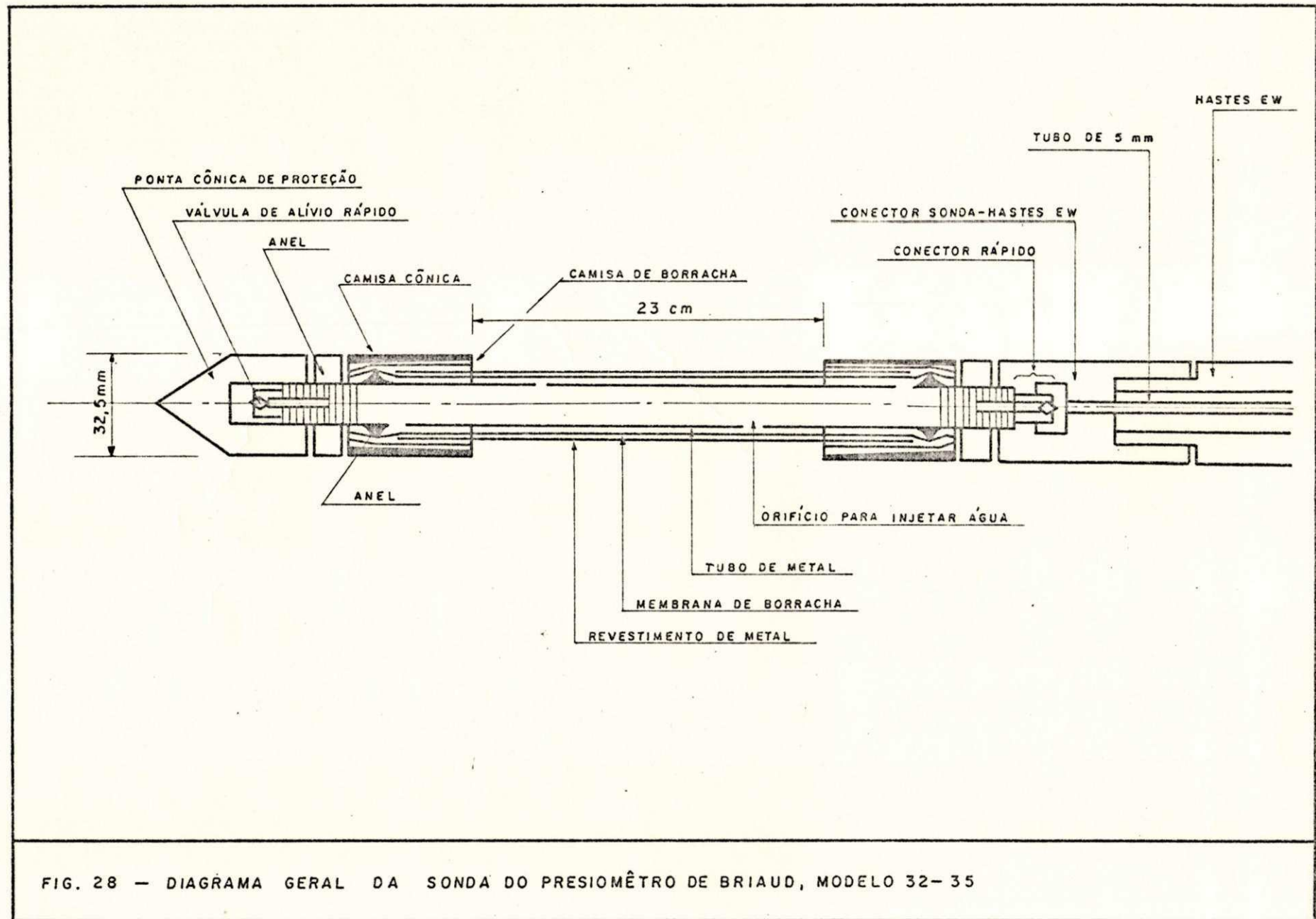


FIG. 28 — DIAGRAMA GERAL DA SONDA DO PRESIOMÊTRO DE BRIAUD, MODELO 32-35

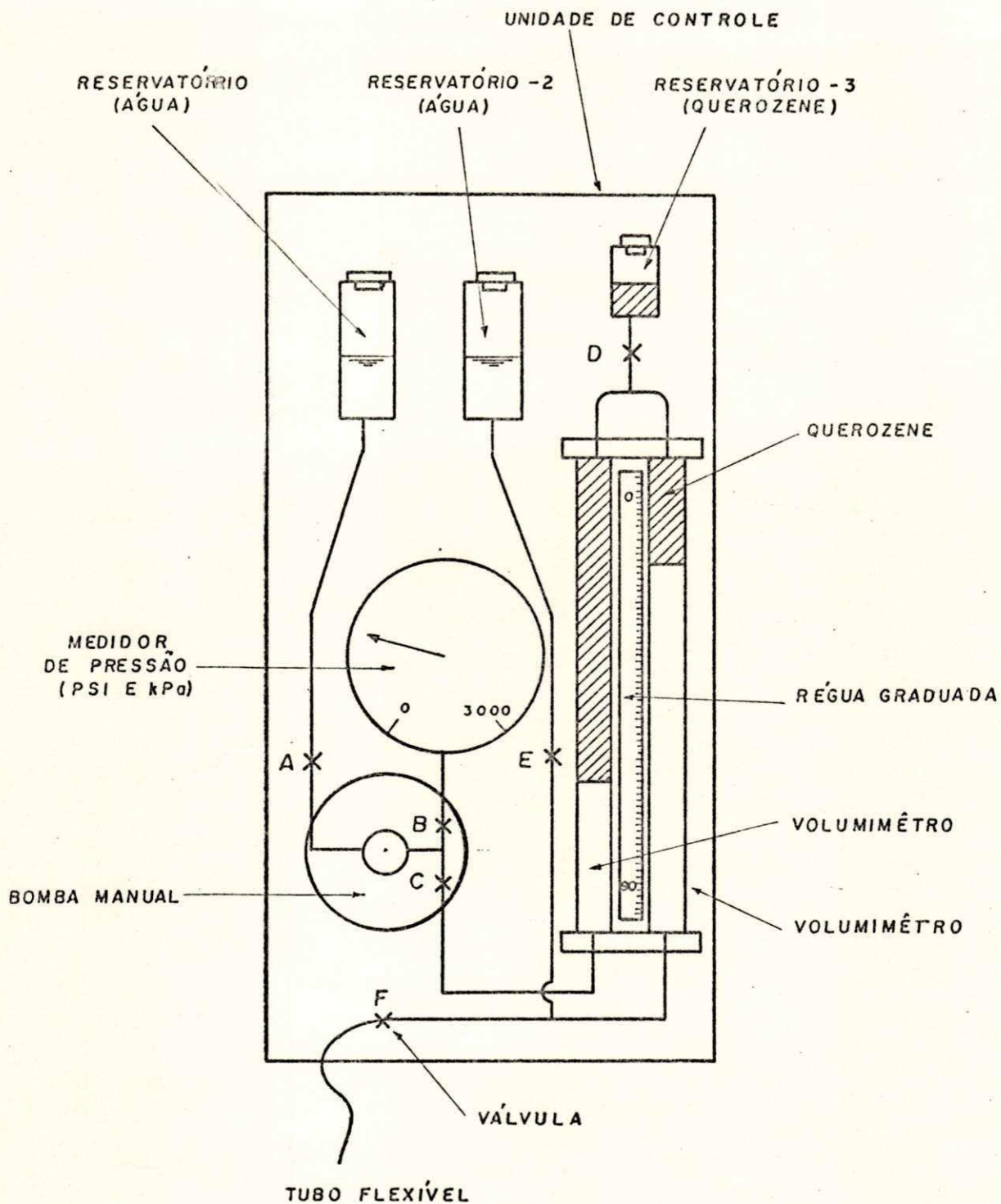


FIG. 29 - DIAGRAMA DETALHADO DA UNIDADE DE CONTROLE DO PRESSIÔMETRO DE BRIAUD.

flexível ligando a sonda à unidade de controle. O apêndice 1 apresenta uma descrição detalhada do aparelho.

O pressiômetro utilizado é de extrema simplicidade, versátil, fácil de transportar, pode ser operado por apenas duas pessoas e é de custo relativamente baixo. Segundo Briaud e Shields (1979), pode ser construído por aproximadamente US\$ 4,000 (material e mão de obra).

#### 3.3.1.2 - Preparação do Pressiômetro

Antes de iniciar os ensaios, faz-se necessário executar uma série de operações para preparar o pressiômetro, que resumidamente são:

- 1) encher os circuitos com água e querosene;
- 2) encher com água os tubos e a sonda;
- 3) investigar a existência de vazamento e a saturação dos circuitos e da sonda;
- 4) obter as curvas de calibração;
- 5) fixar a leitura zero.

A preparação do pressiômetro foi feita segundo orientação do "Operation Manual for the Presuremeter Model 32-35", publicado pelo fabricante, e de Briaud e Shields (1979) (ver apêndice 1).

#### 3.3.1.3 - Execução do Furo de Ensaio

Os furos para os ensaios pressiométricos foram feitos com um trado manual, do tipo helicoidal, com aproximadamente 34mm de diâmetro.

Os ensaios foram executados a cada 50cm de profundidade. Cada furo foi executado em etapas, sendo interrompido sempre que se atingia uma profundidade suficiente para se realizar o ensaio na cota desejada. Este procedimento foi adotado com a finalidade de manter as mesmas condições de ensaio em todas as profundidades no que diz respeito a variação de umidade e de alívio de tensões. O método tradicional, que consiste em preparar o furo até a profundidade máxima desejada e depois realizar os ensaios nas diversas profundidades escolhidas, a nosso ver, pode influenciar nos resultados da seguinte forma:

- 1) dependendo do tempo de execução do furo, pode haver uma variação considerável na umidade natural do solo, sobretudo nos trechos iniciais do furo;
- 2) para o ensaio realizado, em posições iniciais e mediais do furo, existe um alívio de tensões, provocado pela abertura deste, abaixo e acima da sonda. Já para o ensaio no final do furo, o alívio abaixo da sonda é bem menor.

#### 3.3.1.4 - Realização do Ensaio

Após a introdução da sonda pressiométrica no furo, até a profundidade desejada (medida sempre em relação ao centro da sonda), o ensaio consiste em injetar água na sonda através da fonte de pressão (bomba manual) e medir a pressão correspondente a cada deformação aplicada. Para esta operação usou-se duas metodologias:

- 1) metodologia para o pressiômetro de pavimentação (Briaud, 1979), que consiste em injetar água na sonda a uma razão de 330 mm<sup>3</sup>/s (segundo Briaud e Shields, 1979, esta razão foi escolhida com

a intenção de reproduzir o ensaio pressiométrico de Menard) e a cada  $5000\text{mm}^3$  lê-se no manômetro a pressão correspondente, sendo, portanto, um ensaio de volume controlado;

- 2) metodologia para o pressiômetro de Menard - que consiste em aplicar incrementos de pressão, que são mantidos constantes por um (01) minuto, durante o qual se lê os volumes para 15, 30 e 60 segundos.

Mesmo sendo o pressiômetro de Briaud um equipamento construído para ensaios de volume controlado, pode-se perfeitamente usá-lo com controle de pressão.

Os ensaios foram executados sem recarregamento, uma vez que se destinam ao projeto de fundações de edifícios, cujos carregamentos são estáticos.

### 3.3.1.5 - Interpretação dos Resultados

Os valores brutos de "pressão X volume" obtidos nos ensaios foram corrigidos a partir das curvas de calibração das Figuras 30 e 31 (o apêndice 1 apresenta o procedimento para estas correções). Devido ao grande número de dados, elaborou-se um programa para computador, em linguagem "PASCAL" (apêndice 2), para processar as devidas correções.

A partir das curvas pressiométricas corrigidas, determinou-se o módulo pressiométrico ( $E_M$ ) e a pressão limite ( $P_L$ ).

O módulo  $E_M$  foi calculado pela equação (4), onde os valores de pressão ( $P_i$ ,  $P_f$ ) e volume ( $V_o$ ,  $V_f$ ) foram determinados de maneira subjetiva, a partir do trecho linear de cada curva pressiométrica. Para o coeficiente de POISSON foi adotado o

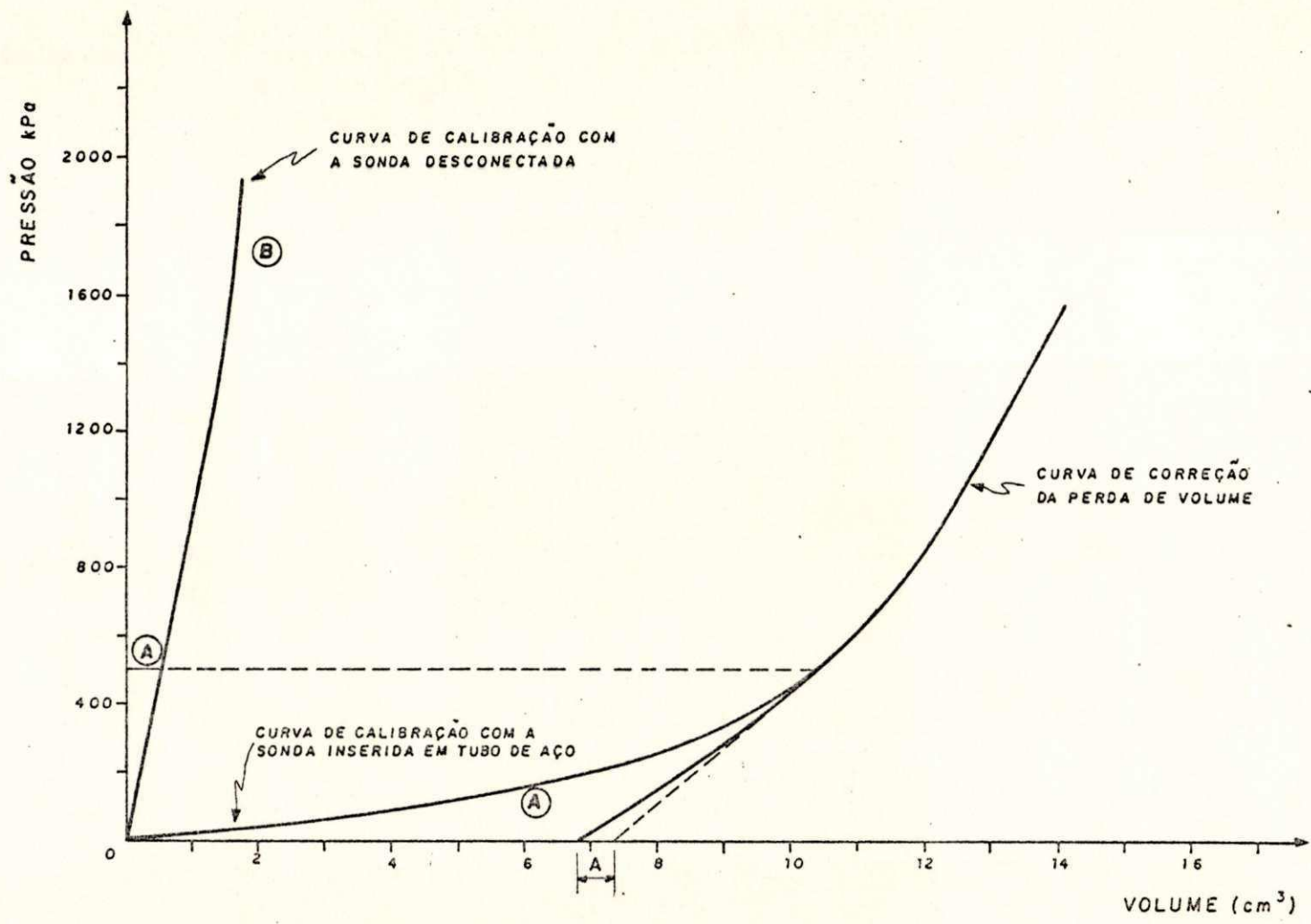


FIGURA 30 - CURVAS DE CALIBRAÇÃO DA PERDA DE VOLUME DO PRESSIOMÊTRO DE BRIAUD.

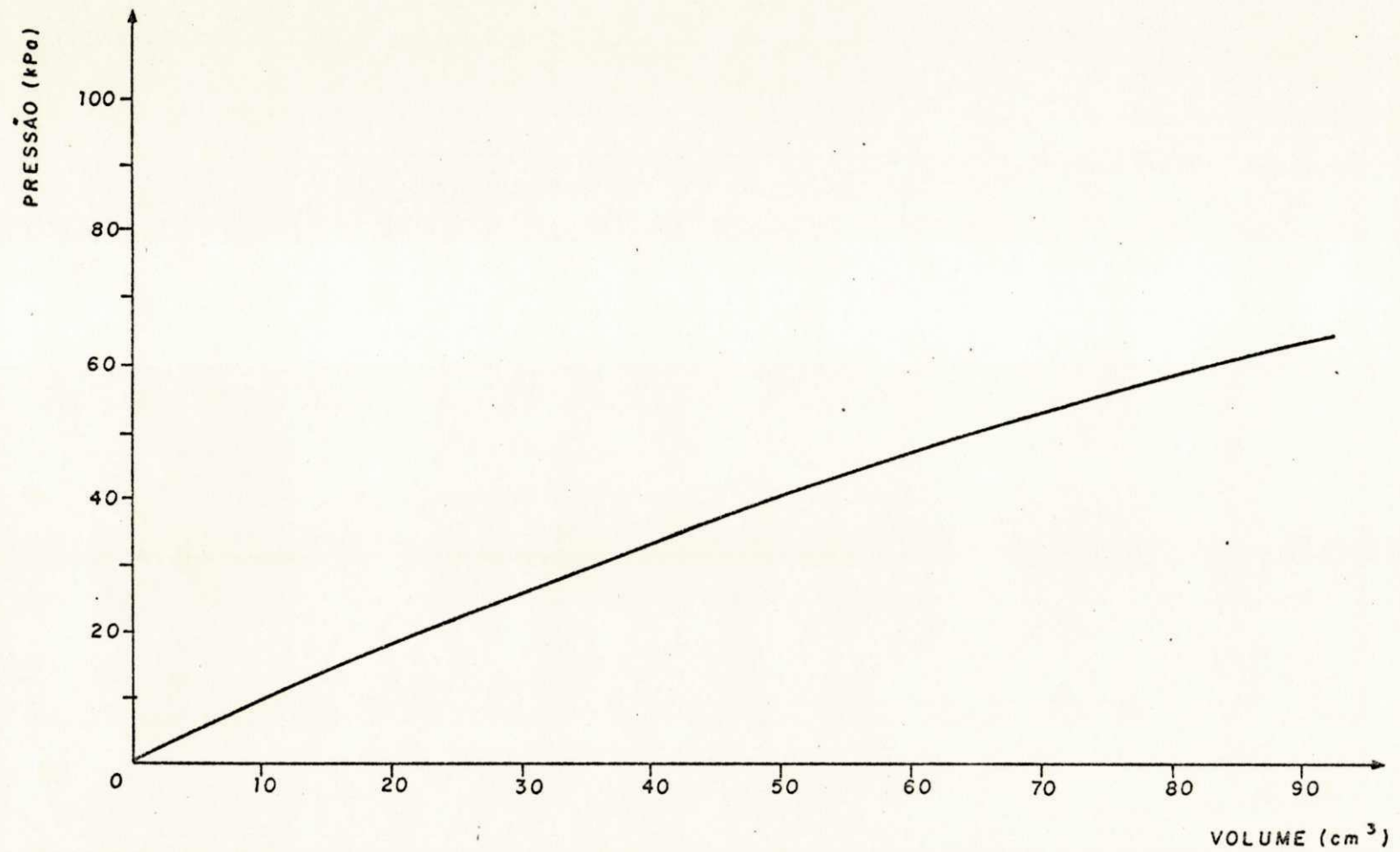


FIGURA 31 - CURVA DE CALIBRAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA MEMBRANA



valor 0,33 segundo orientação do Centre d'Etudes Menard (1967).

A sonda do pressiômetro de pavimentação é pequena e assim não é possível que se atinja o dobro do volume inicial do furo, que é indicativo da pressão limite. Desta forma, a pressão  $P_L$  foi determinada pela extrapolação da curva pressiométrica. Para tal usou-se o método "log X log" uma vez que em todas as curvas se atingiu o trecho plástico, e por ser este um método menos subjetivo.

### 3.3.2 - Ensaios de Penetração Dinâmica (SPT)

#### 3.3.2.1 - Equipamento Utilizado

Os ensaios de penetração foram executados com um sistema de cravação manual, comumente usado para estes ensaios, como se mostra à Figura 32. O barrilete amostrador empregado é do tipo padronizado com diâmetro interno de 34,9mm e externo de 50,8mm. As hastes são metálicas, com peso padronizado e o martelo com 65Kg (ver NBR 6484).

#### 3.3.2.2 - Execução do Ensaio

Os ensaios foram realizados segundo orientações da NBR-6484, que prescreve o método de "Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos", com a finalidade de obter a classificação tátil-visual e o índice de resistência a penetração.

Os solos ensaiados permitiram que as sondagens fossem feitas sem circulação de água (sendo a limpeza dos furos feita com trado concha) e sem o uso de canos de revestimento.

As sondagens proseguiram até profundidades que pelo

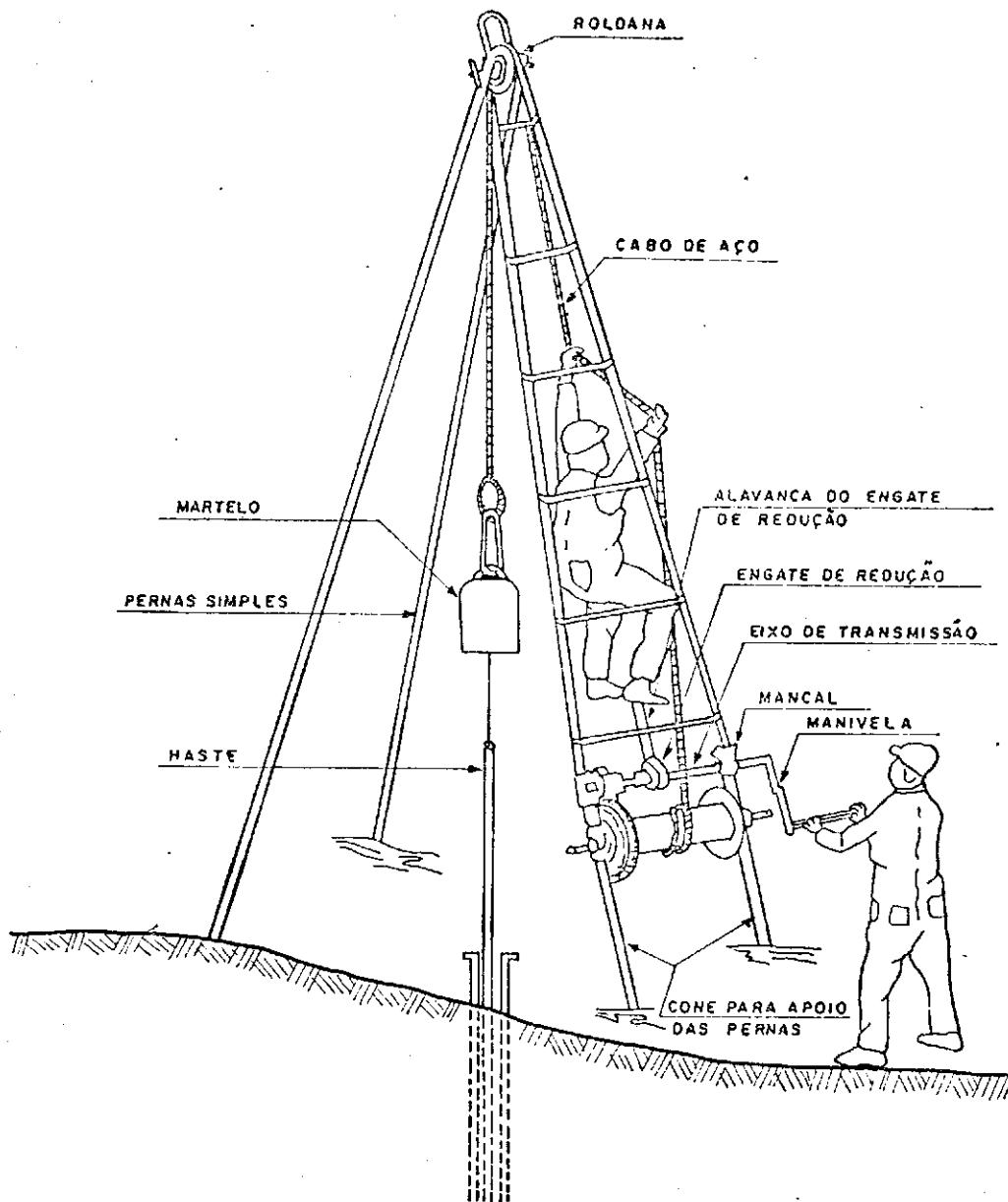


FIGURA 32 - EQUIPAMENTO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO SPT

menos excedecem o "bulbo de pressões" provocado pelas provas de carga sobre placas.

### 3.3.2.3 - Interpretação dos Resultados

Com as amostras colhidas no amostrador, traçou-se o perfil geotécnico do solo através de exame tátil-visual. Com o número de golpes para penetrar os 30 cm finais, determinou-se o índice de resistência à penetração ( $N_{PT}$ ) em várias profundidades.

### 3.3.3 - Provas de Carga sobre Placas

#### 3.3.3.1 - Equipamento Utilizado

Para estes ensaios usou-se um conjunto de placas circulares rígidas, com os diâmetros de 6, 12, 18, 24 e 30 polegadas. O sistema de medição de recalques constituiu-se por uma viga bi-apoiada, dotada de três suportes móveis, nos quais foram acopladas hastes metálicas para fixação dos deflectômetros. Usou-se como fonte de pressão uma bomba hidráulica com manômetro e mangueira para o acionamento de um macaco. Como sistema de reação foram usados um caminhão carregado com areia (campo experimental 1) e uma prancha carregada com uma enchedeira (campo experimental 2). A Figura 33 mostra detalhes do equipamento na posição de ensaio.

#### 3.3.3.2 - Realização dos Ensaios

Foram executados um total de 11 ensaios de placa, sendo 07 no campo experimental 1, a uma profundidade de 50cm e os

demais no campo experimental 2, nas profundidades de 100, 200, 300 e 410 centímetros.

O procedimento para as provas de carga sobre placas, em linhas gerais, seguiu as instruções da NBR 6489 (Norma para execução de Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundações).

Os ensaios foram feitos com placas assentes no fundo de valas escavadas com pá e picareta, tomando-se os devidos cuidados para evitar o amolgamento da superfície de carga. A relação "área da placa/área do fundo da vala" foi de aproximadamente um (01) para os ensaios realizados no campo experimental 1 (ensaio em "cava fechada"), sendo os demais ensaios executados em "cava aberta". O nivelamento do fundo da vala foi feito com uma camada de areia fina peneirada com um (01) centímetro de espessura.

Durante a operação de assentamento da placa, tomou-se os devidos cuidados para evitar a formação de vazios entre esta e a superfície de carga girando a placa lentamente até se obter um perfeito contato.

Após o assentamento da placa instalou-se os equipamentos de carga e de medição de recalques. O macaco foi localizado no centro da placa e sobre ele um pilar de madeira para transmissão da carga ao sistema de reação. Para medir os recalques foram usados três deflectômetros (com 0,01mm de precisão) igualmente espaçados e apoiados sobre a borda da placa de carga por meio de um suporte metálico.

A operação seguinte consistiu em aplicar sucessivos estágios de carga e leitura dos recalques ao final de cada estágio. Foram adotados pequenos estágios de aproximadamente

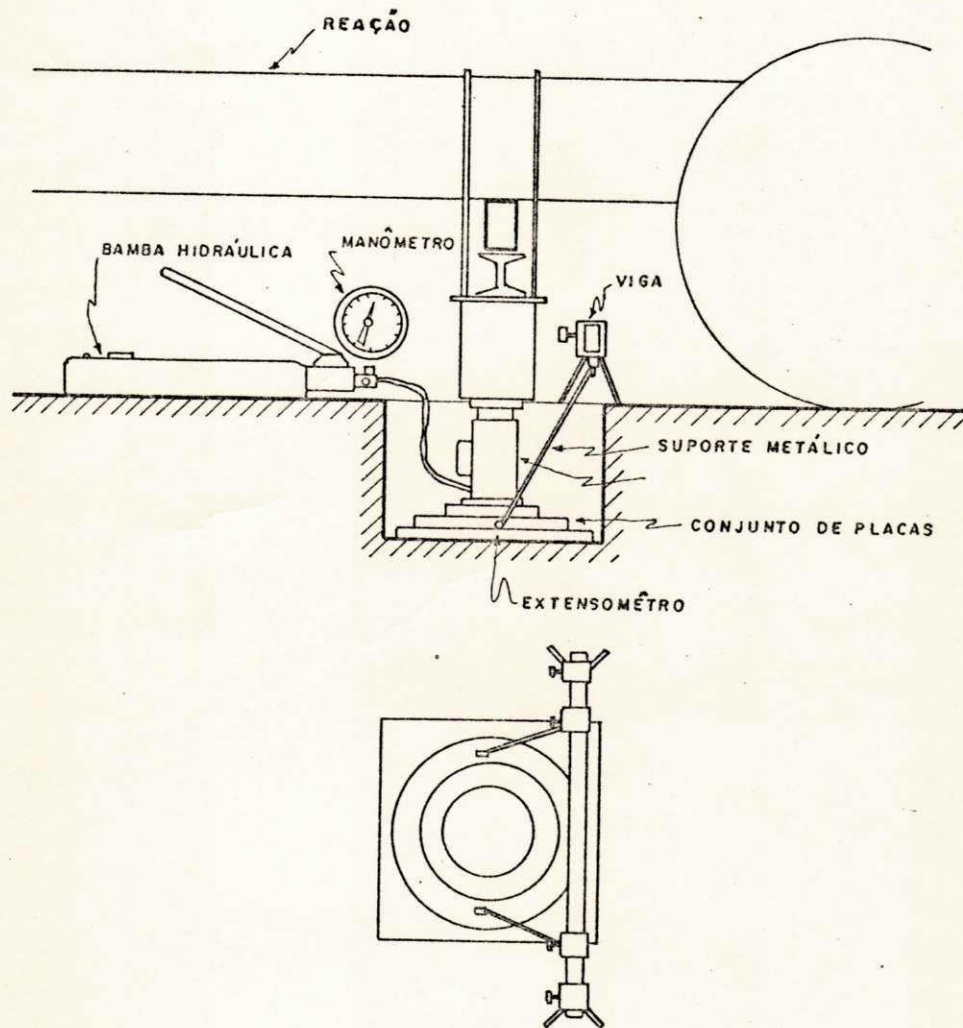


FIGURA 33 - ESQUEMA DE EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA COM A PLACA DE 18"

0,20Kg/cm<sup>2</sup> (a norma permite até 20% da provável taxa admissível do solo), o que permitiu a obtenção de muitos pontos e consequentemente um melhor traçado da curva "tensão X recalque". Os recalques eram lidos instantaneamente ao final de cada estágio de carga e com tempos de 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos e assim sucessivamente até a estabilização dos mesmos, o que ocorria geralmente em torno de 15 minutos.

Segundo a norma (NBR 6489), o ensaio deverá ser levado até que se atinja um recalque de pelo menos 25 mm. No presente trabalho, o final dos ensaios foram determinados pela capacidade de reação, relativamente pequena, que se dispunha. Por este mesmo motivo, foram usadas placas menores do que o indicado na norma que é de aproximadamente 0,5m<sup>2</sup> de área.

#### 3.3.4 - Densidade "in situ"

As densidades "in situ" foram determinadas pelo método do frasco de areia, de acordo com o método da ABNT - Determinação da Massa Específica Aparente, "in situ", com Emprego do Frasco de Areia - Método de Ensaio MB - 238 de 1985.

#### 3.3.5 - Locação dos Ensaios " In Situ"

As Figuras 26b e 27b mostraram a distribuição dos ensaios "in situ" nas áreas pesquisadas.

Os ensaios SPT, PC e PB foram locados o mais próximo possível com a finalidade de evitar ao máximo a dispersão dos resultados em função de possíveis mudanças das características do solo. Entretanto foi mantido um espaçamento mínimo de forma que

um ensaio não interferisse no resultado de outro.

Entre os ensaios pressiométricos e destes com relação aos outros adotou-se um afastamento mínimo de 100cm. Segundo Briaud (1979), uma sonda pressiométrica com 42cm de comprimento, provoca uma influência de aproximadamente 30cm de raio em torno do furo. Entre os ensaios de penetração, foi adotado o mesmo afastamento mínimo de 100cm, o que é suficiente para evitar qualquer interferência de um ensaio em outro.

O afastamento mínimo mantido entre as provas de carga sobre placas foi determinado considerando-se uma distância horizontal mínima de 4 vezes o diâmetro da placa com relação a sua borda evitando, assim, que as superfícies de rutura de dois ensaios se sobreponham.

### 3.4 - Ensaio de Laboratório

Os ensaios de caracterização foram realizados, com amostras colhidas nas valas para ensaios de placa de acordo com os métodos de ensaios da ABNT:

NBR - 7118 - Método para Análise Granulométrica por Peneiramento e Sedimentação;

NBR - 6459 - Método para Determinação do Limite de Liquidez dos Solos;

NBR - 7180 - Método para determinação do Limite de Plasticidade;

NBR - 6508 - Método de Ensaio para determinação da Massa Específica dos grãos de solos que passam na peneira 4,8mm.

## CAPITULO 4

### APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE ENSAIOS

#### 4.1 - Introdução

Neste capítulo serão apresentados os resultados de todos os ensaios de laboratório e de campo executados para este trabalho, bem como a interpretação e comentário dos mesmos.

#### 4.2 - Ensaio de Laboratório

O resumo dos ensaios de caracterização são apresentados nas Tabelas 15 e 16. As Figuras 34 e 35 apresentam as curvas granulométricas dos solos referentes aos campos experimentais 01 e 02 respectivamente. Os dados de granulometria e limites apresentados na Tabela 15 são valores médios obtidos a partir de ensaios fornecidos pela firma (ATECEL) responsável pelo controle do aterro da barragem. Na Tabela 16, observa-se que o solo do campo experimental 2, do ponto de vista granulométrico, apresenta-se homogêneo até 400cm de profundidade, variando consideravelmente a sua granulometria a partir desta, onde apresenta concreções lateríticas de tamanhos variados.

Durante a execução dos furos 14, 15 e 16, para os ensaios pressiométricos (campo experimental 01), foram retiradas amostras para determinação da umidade "natural" do solo, cujos resultados são apresentados na Figura 36 onde se observa que a umidade varia de ponto a ponto para a mesma profundidade e para profundidades diferentes. Ainda na mesma Figura, nota-se que a umidade natural no campo experimental 02, cresce com a profundidade até 150 cm e mantém-se aproximadamente constante, em torno de 17,5%, até 410cm.



GRANULOMETRIA		PROFUNDIDADE (cm)	
		0	A 250
P	1/2"		100
E	3/8"	X	99,37
N	Nº 4	P A S S A N D O	96,57
E	Nº 8		95,12
I	Nº 10		93,00
R	Nº 16		90,10
A	Nº 30		83,50
	Nº 40		78,85
	Nº 100		64,80
	Nº 200		53,71
LIMITE DE LIQUIDEZ			44,3
INDICE DE PLASTICIDADE			19,3
DENSIDADE REAL			2,670
UMIDADE DE CAMPO (%)			15,5
CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA			CL
CLASSIFICAÇÃO H.B.R			A - 7

Tabela 15 - Resumo dos Ensaio de Caracterização.

Campo Experimental 01.

GRANULOMETRIA	PROFUNDIDADE (cm)		
	50 a 100	100 a 400	410 450
1 1/2	-	-	91,96
1"	Z	-	85,37
P 3/4"	P	-	80,47
E 1/2"	A	-	73,04
N 3/8"	S	-	68,61
E Nº 4	S	99,75	100,00
I Nº 8	A	99,12	99,72
R Nº 10	N	98,63	99,51
A Nº 16	D	94,20	96,22
S Nº 30	D	86,10	88,00
Nº 40		79,43	79,72
Nº 100		48,43	55,12
Nº 200		39,3	43,95
LIMITE DE LIQUIDEZ		33,4	33,00
INDICE DE PLASTICIDADE		12,00	11,5
DENSIDADE REAL		2,623	2,629
CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA		SC	SC
CLASSIFICAÇÃO H.B.R.		A-6	A-6

Tabela 16 - Resumo dos Ensaio de Caracterização

Campo Experimental - 2.

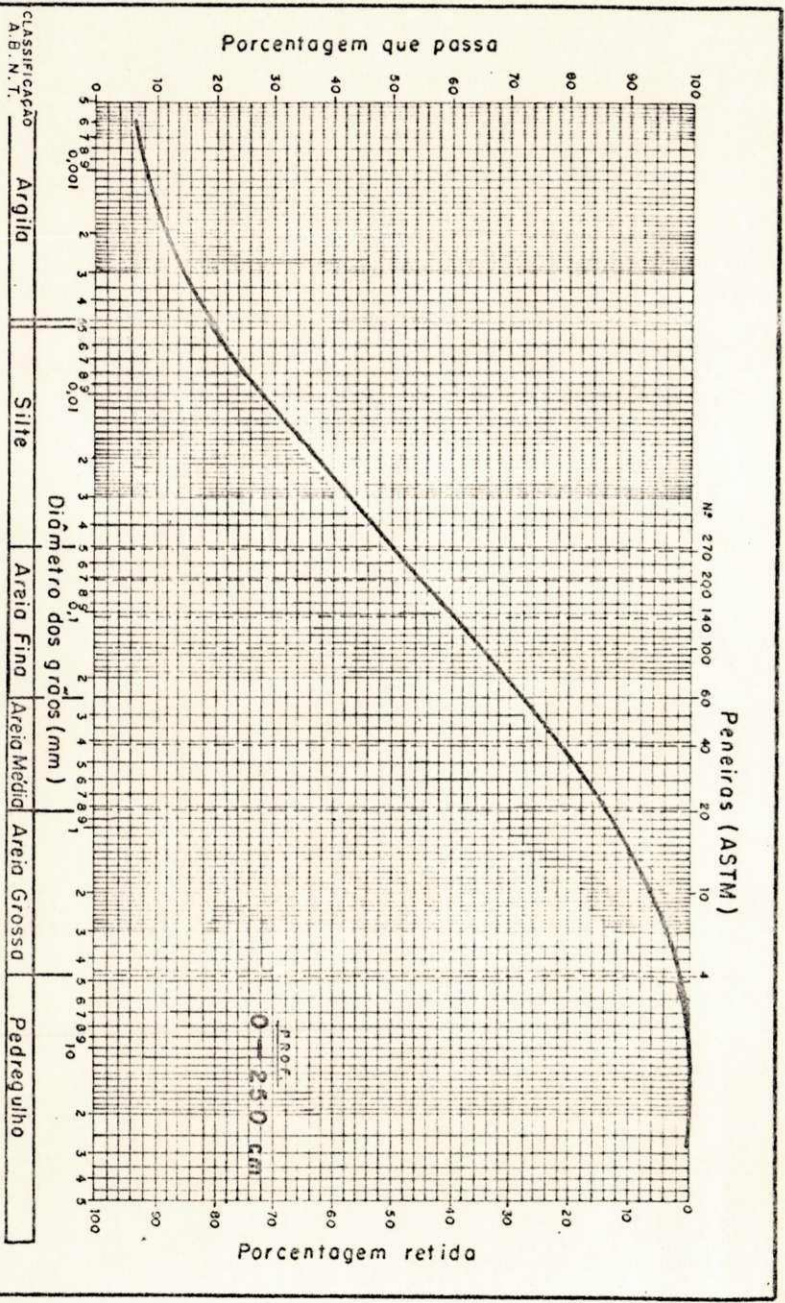


FIGURA 34 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS - CAMPO EXPERIMENTAL 01

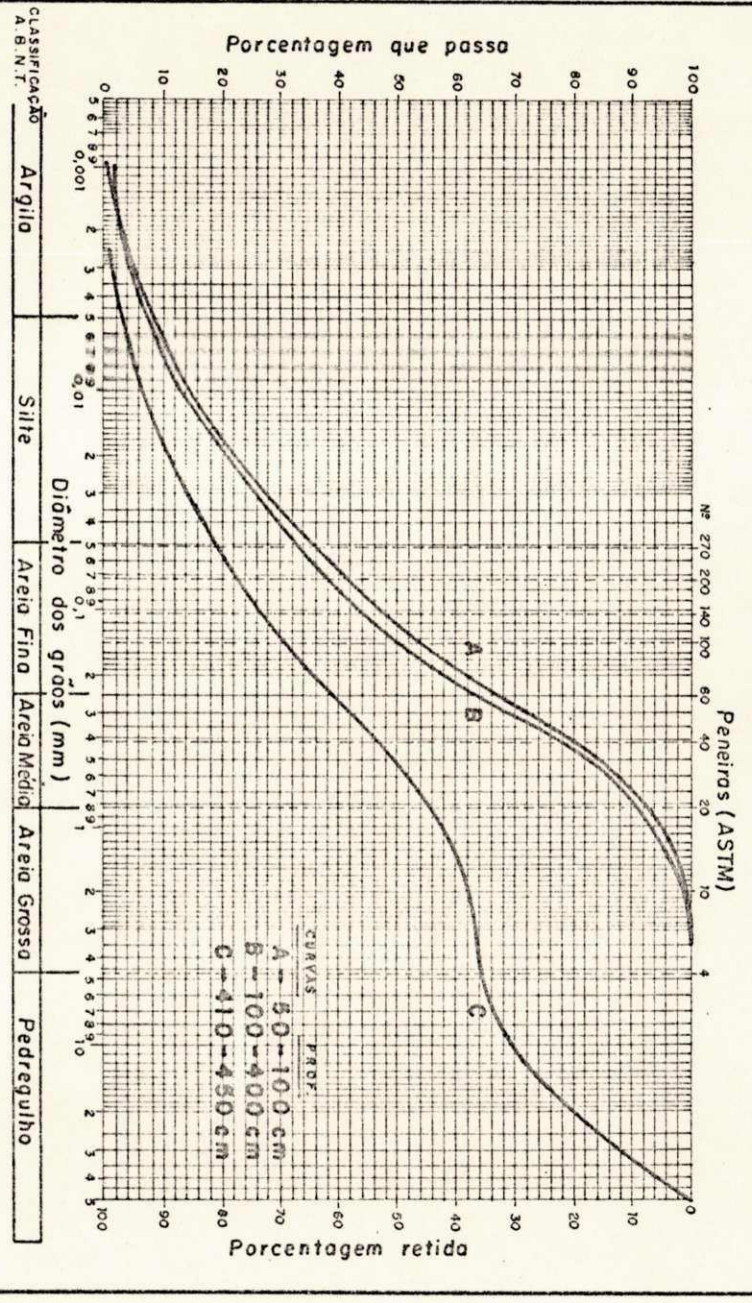


FIGURA 35 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS - CAMPO EXPERIMENTAL 02

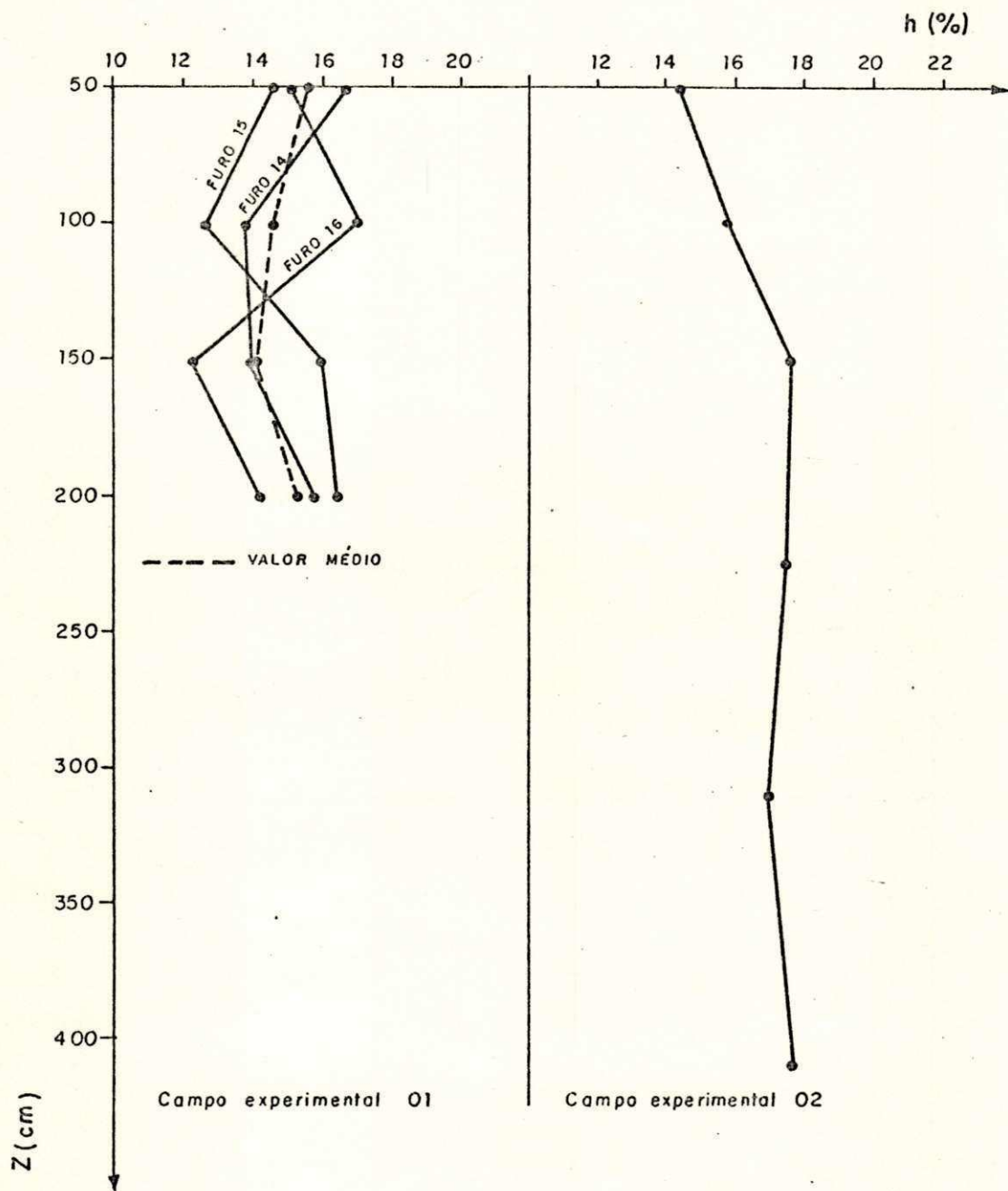


FIGURA 36 - GRÁFICO DA UMIDADE NATURAL x PROFUNDIDADE

### 4.3. - Ensaio de Campo

#### 4.3.1 - Densidade "In-Situ"

Os resultados dos ensaios de densidade "in-situ" são mostrados na Figura 37, onde as densidades são apresentadas em função da profundidade. Nesta Figura, verificam-se valores aproximadamente constantes na curva "a" referente ao campo experimental 01 e valores apresentando pequeno acréscimo com a profundidade na curva b, referente ao campo experimental 02.

#### 4.3.2 - Ensaio Pressiométricos

##### 4.3.2.1 - Ensaio no Campo Experimental 01

As curvas de pressão x volume obtidas a partir dos ensaios pressiométricos executados em Sapé-Pb, como podem ser vistas nas Figuras 38(a) a 38(q), ficaram todas bem definidas, apresentando os trechos de "recompressão", "pseudo-elástico" e "plástico", característicos da curva teórica. A grande maioria das curvas apresentam pequenos trechos de recompressão o que indica que os furos foram, em geral, bem calibrados.

A curva referente ao furo 03 (Figura 38c) para uma profundidade de 100 cm e as curvas dos furos 16 e 17 (Figuras 38p e 38q) foram obtidas a partir de ensaios realizados com a metodologia de MENARD, ou seja, com pressão controlada. Observa-se nestas curvas que nos trechos finais a variação de volume cresce para uma mesma variação de pressão.

As Figuras 39a e 39b apresentam novamente as curvas dos ensaios realizados a 100cm e 150cm no furo 16, só que plotadas

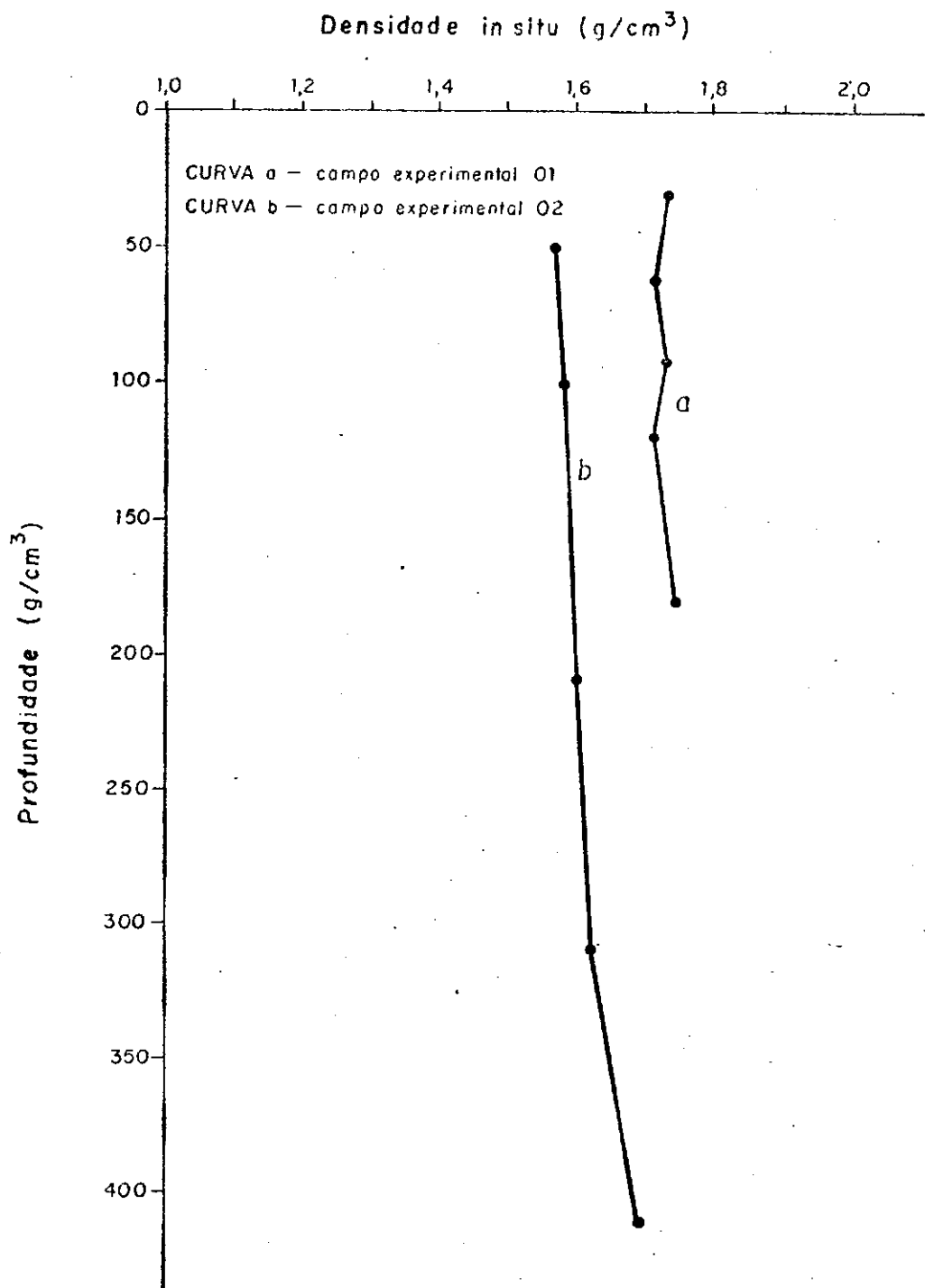


FIGURA 37 — PERFIL DE DENSIDADE IN SITU

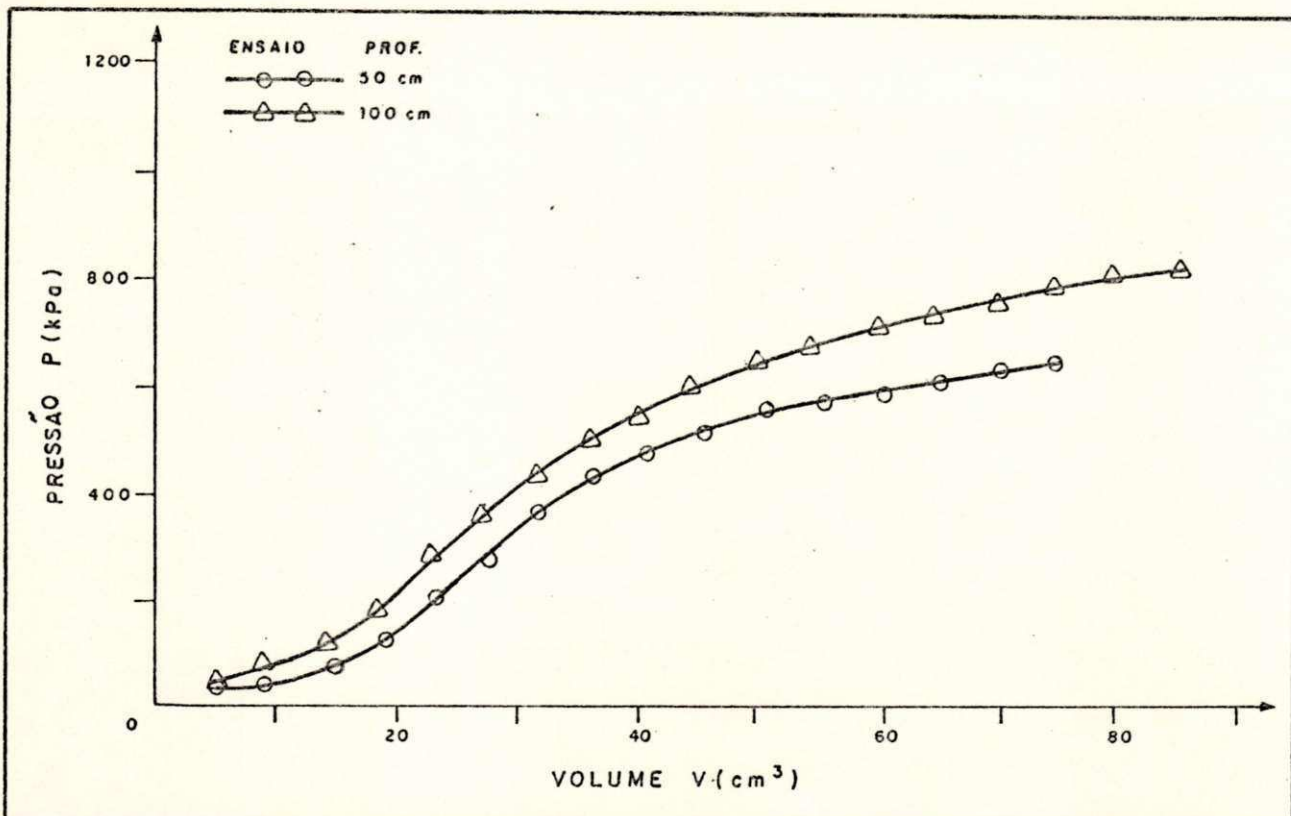


FIGURA 38a — CURVAS PRESSÃO x VOLUME — FURO 01

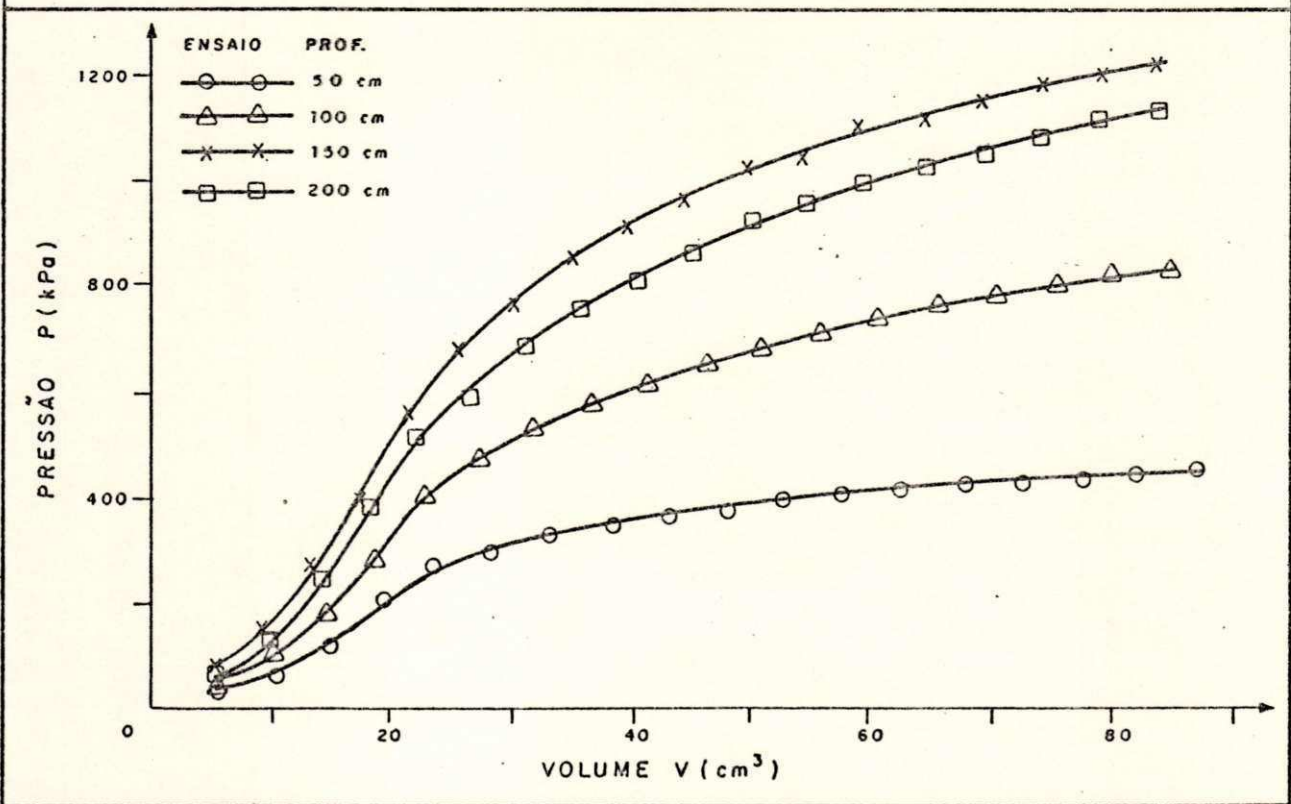


FIGURA 38 b — CURVAS PRESSÃO x VOLUME — FURO 02

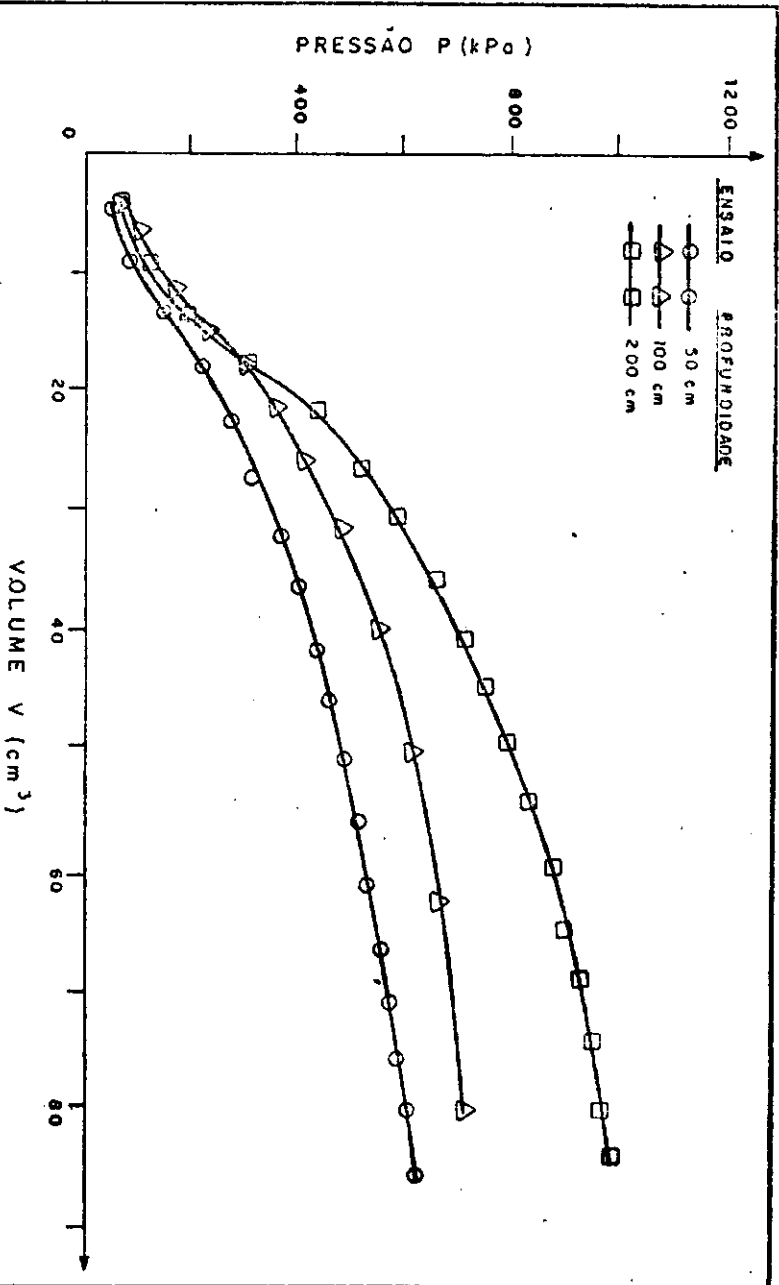


FIGURA 38c - CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 03

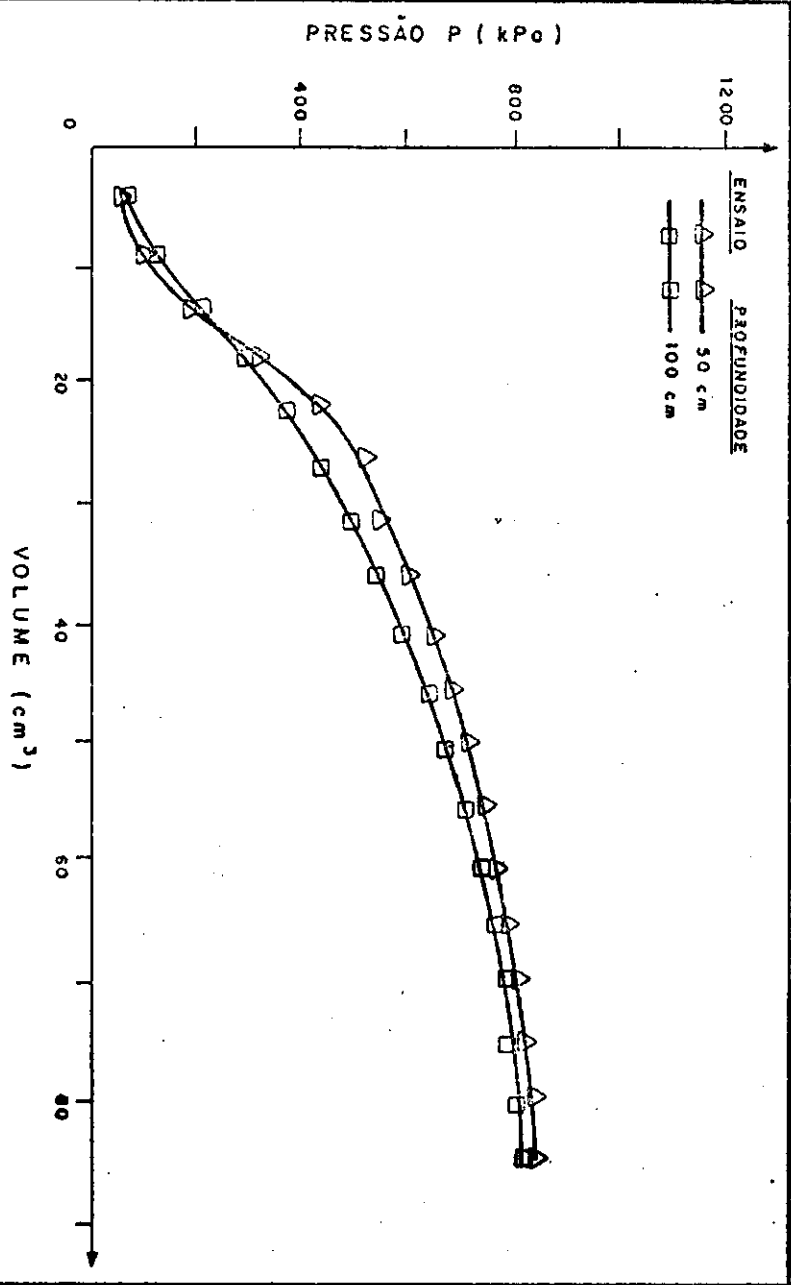


FIGURA 38d - CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 04



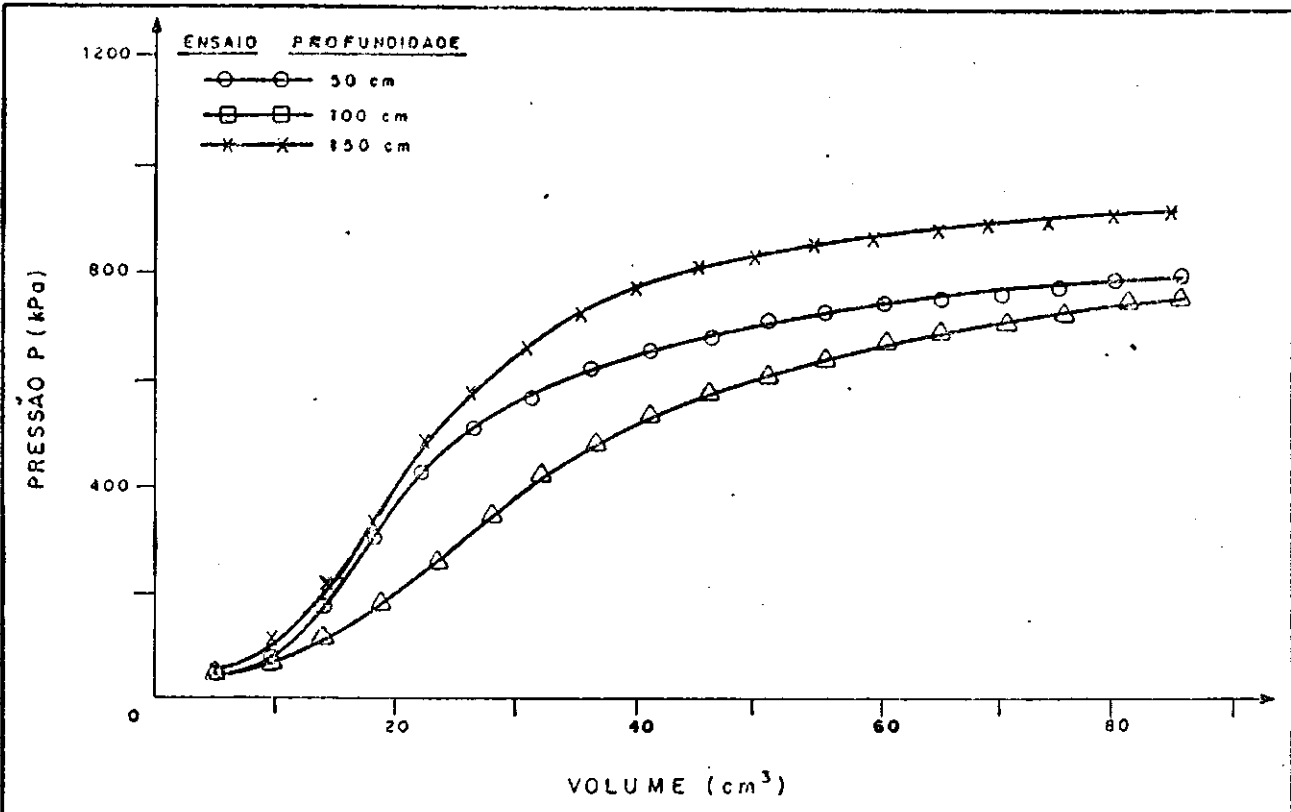


FIGURA 38 e - CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 05

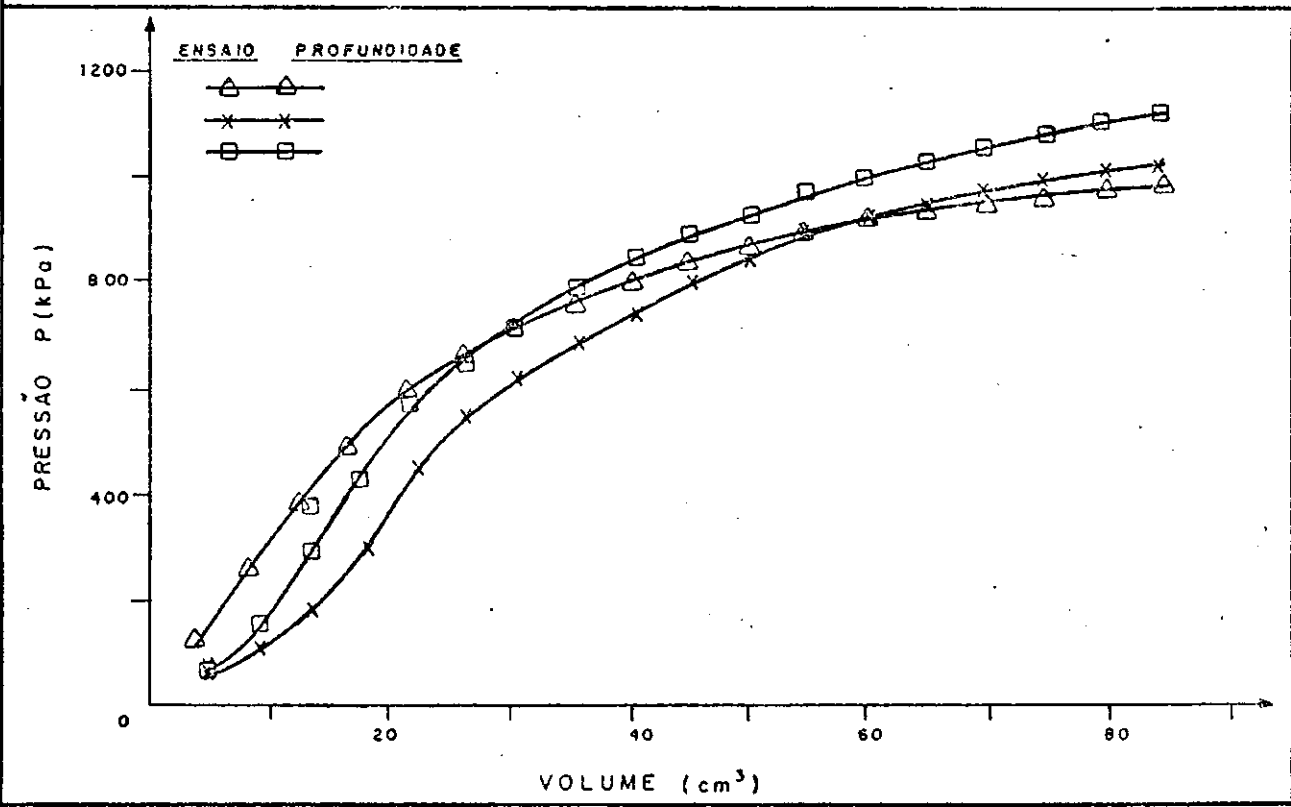


FIGURA 38 f - CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 06

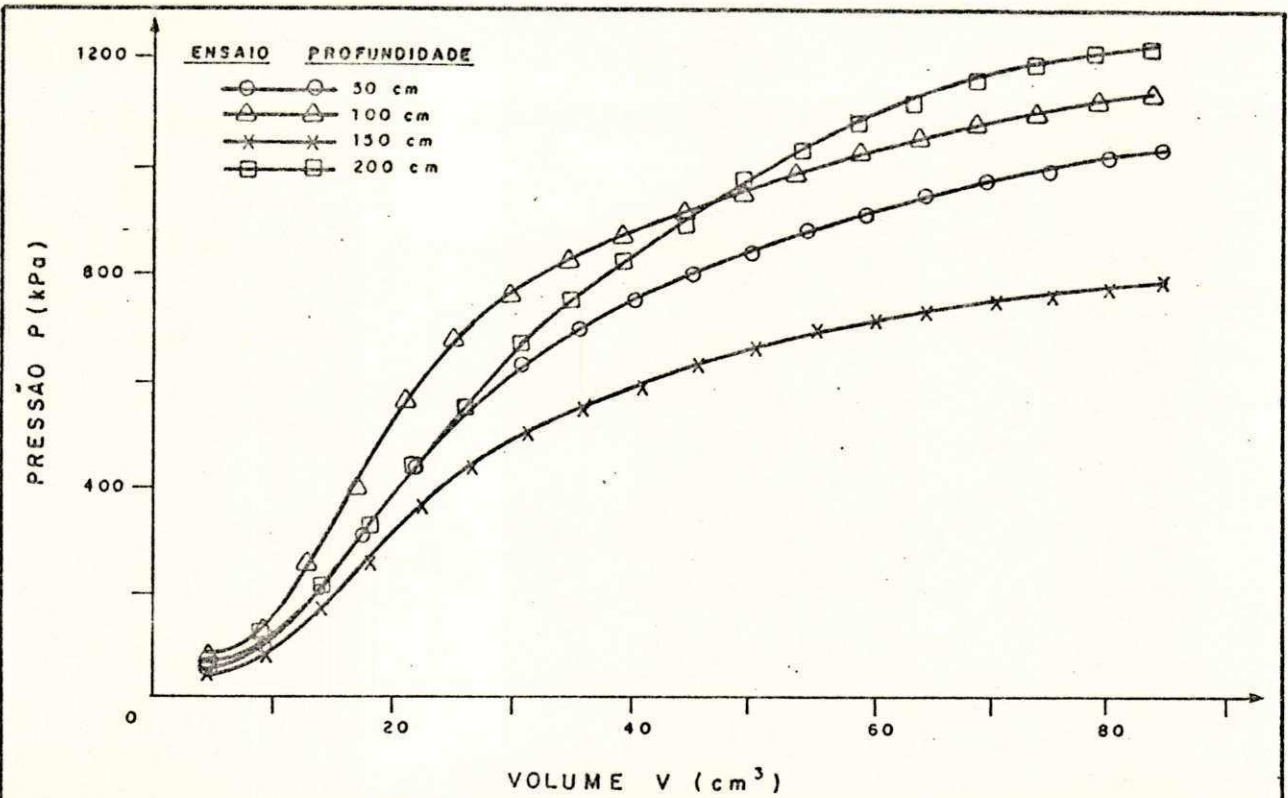


FIGURA 38 g — CURVAS PRESSÃO x VOLUME — 07

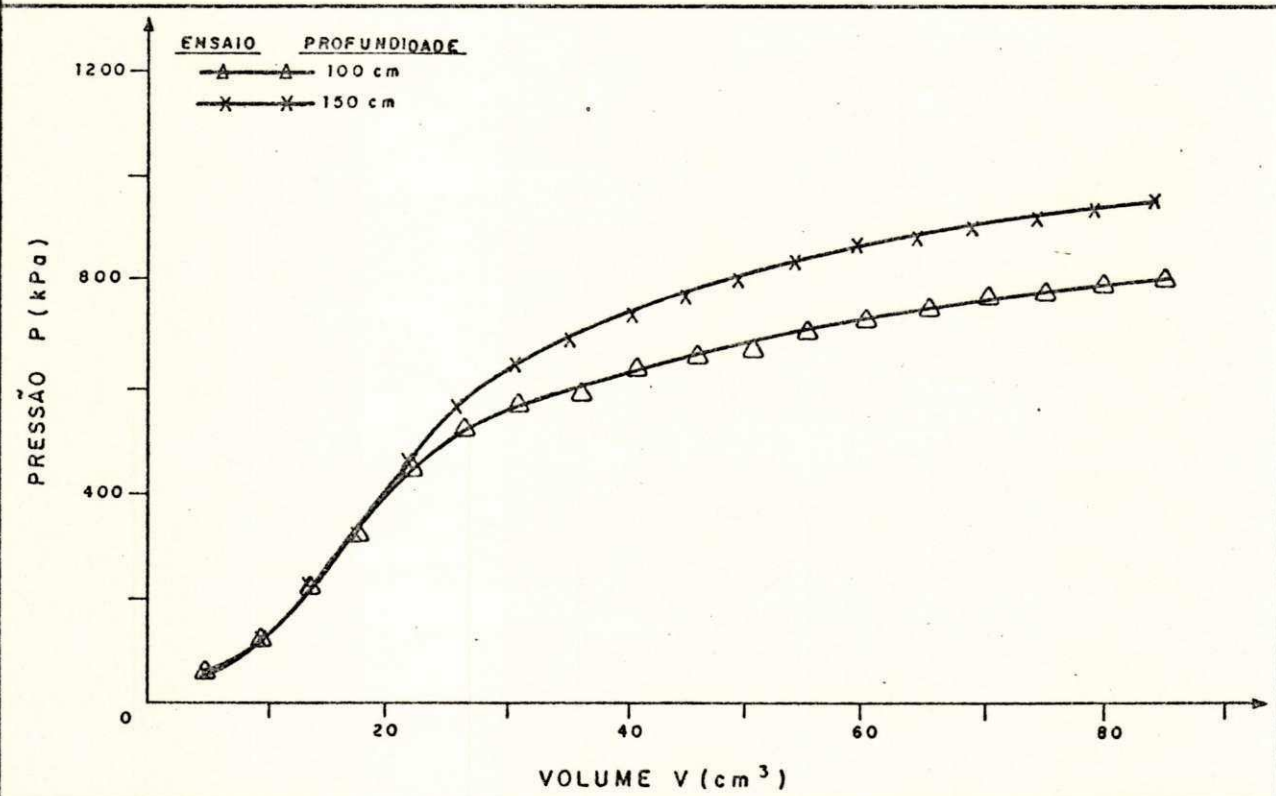


FIGURA 38 h — CURVAS PRESSÃO x VOLUME — FURO 08

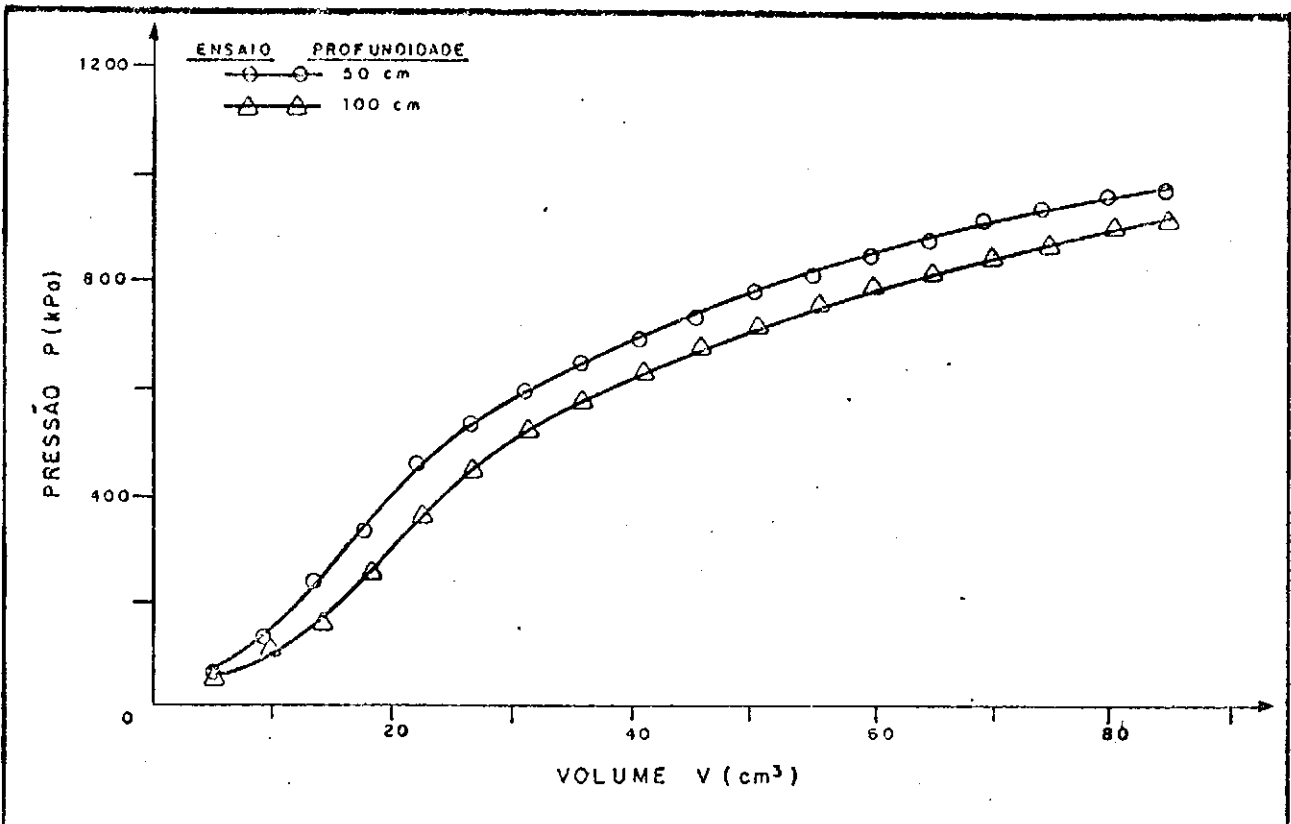


FIGURA 38i — CURVAS PRESSÃO x VOLUME — FURO 09

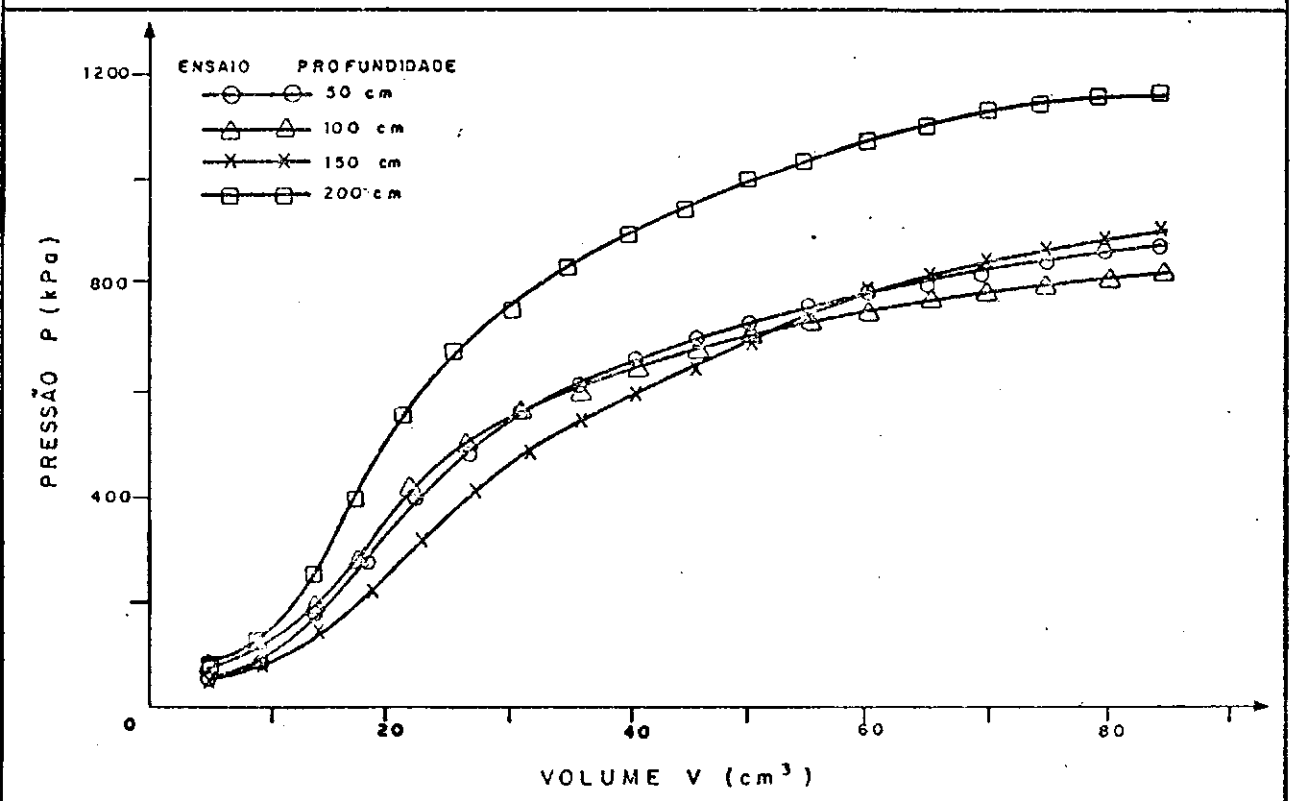


FIGURA 38j — CURVAS PRESSÃO x VOLUME — FURO 10

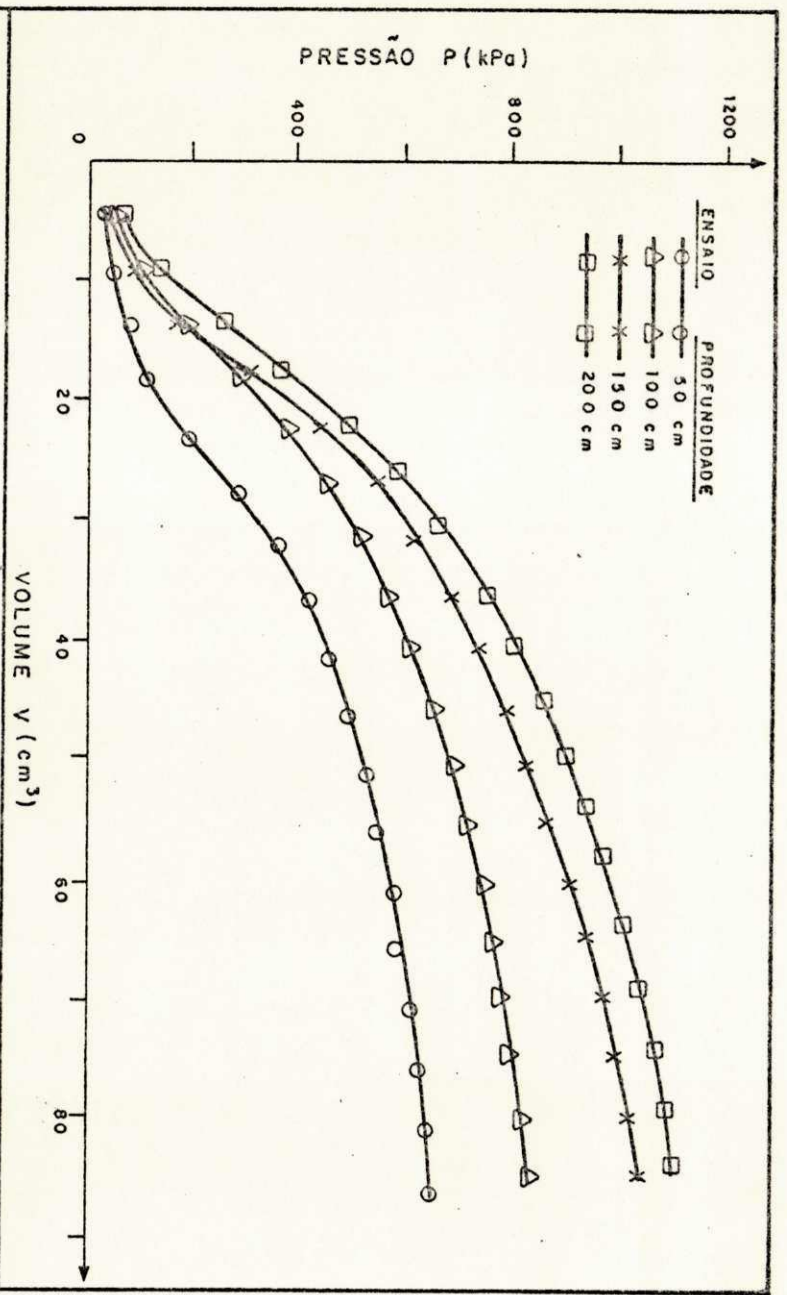


FIGURA 38 K — CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 11

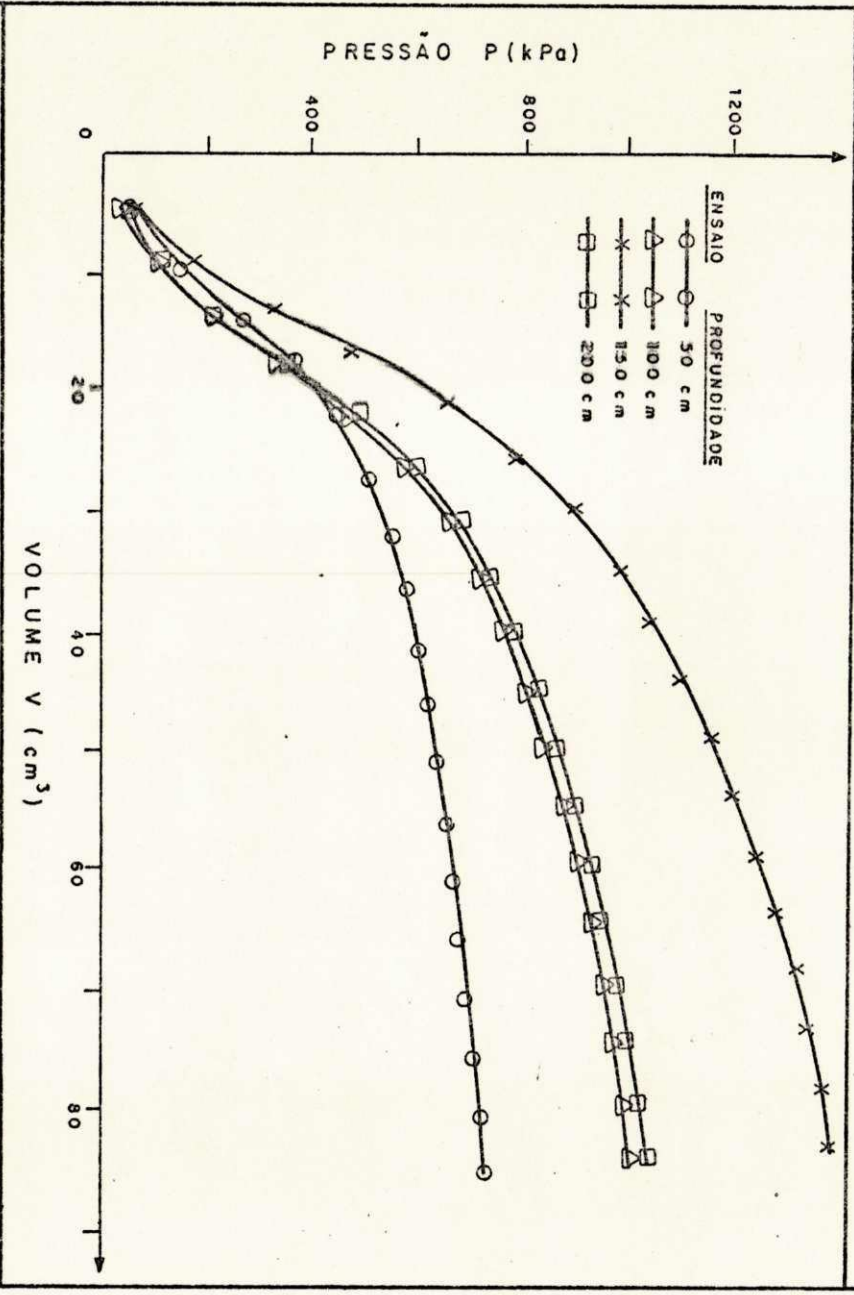


FIGURA 38 Q — CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 12

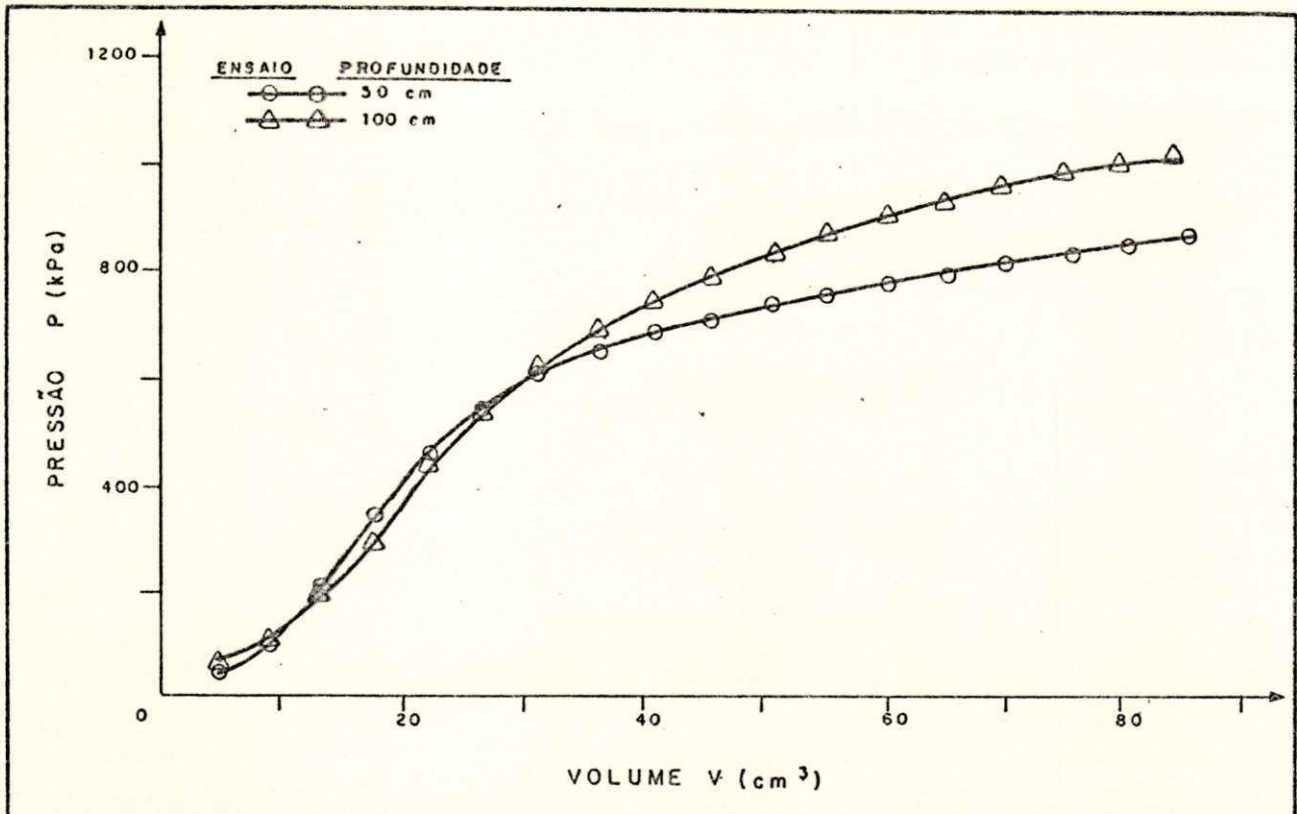


FIGURA 38 m — CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 13

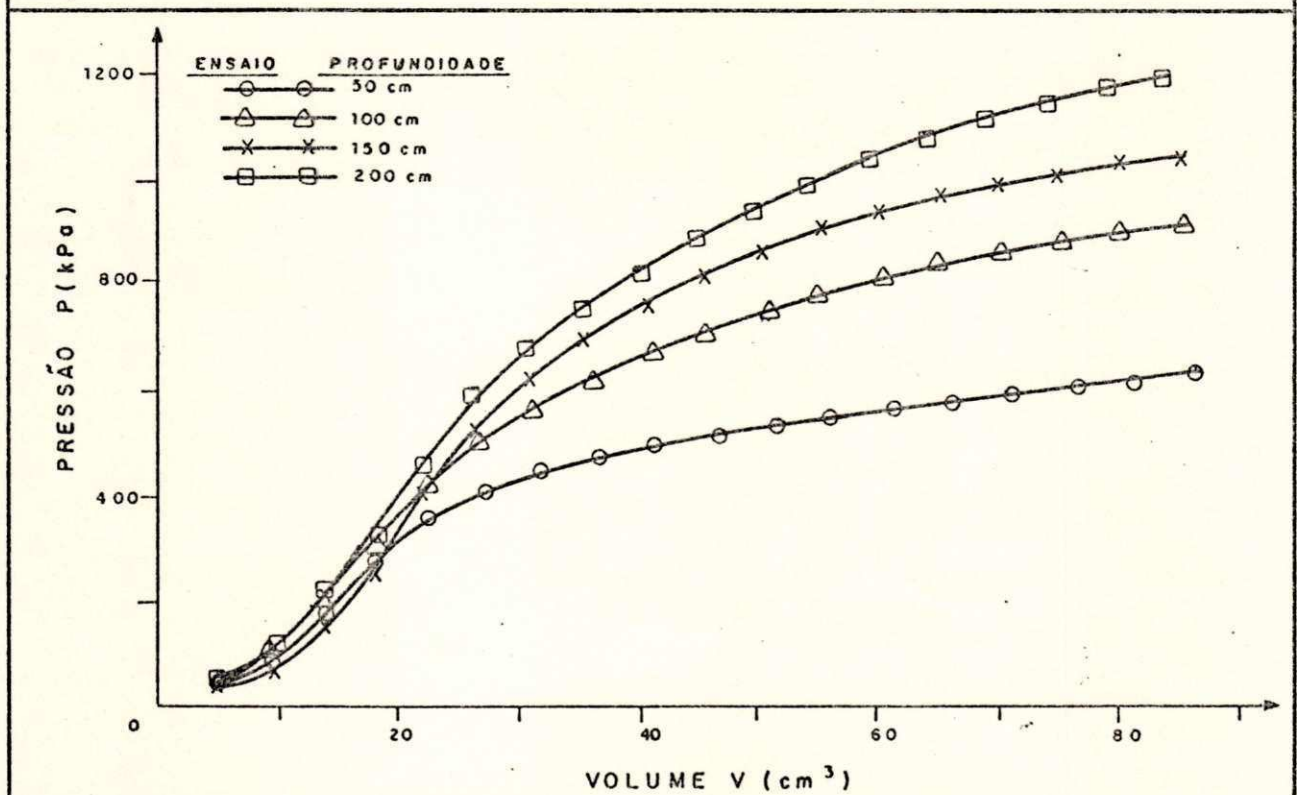


FIGURA 38 n — CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 14

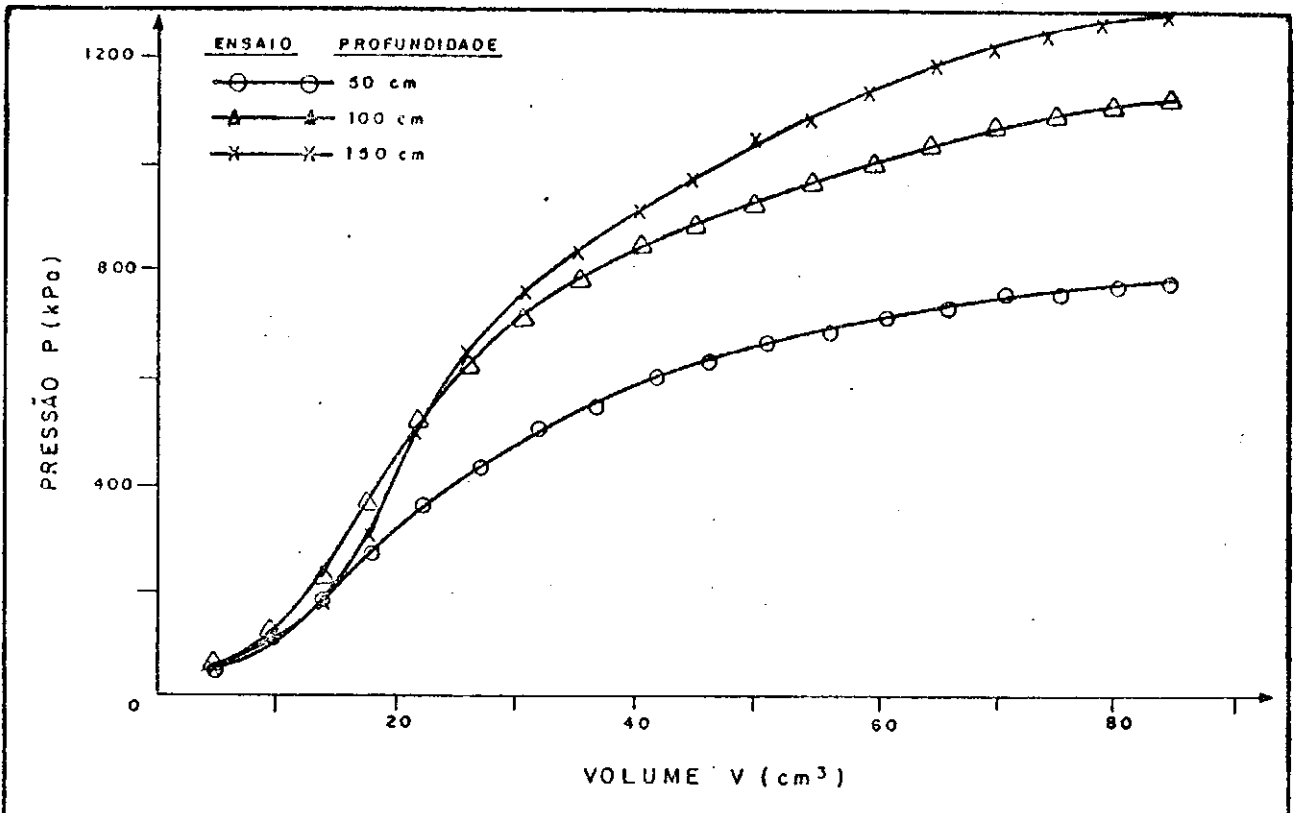


FIGURA 38 o — CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 15

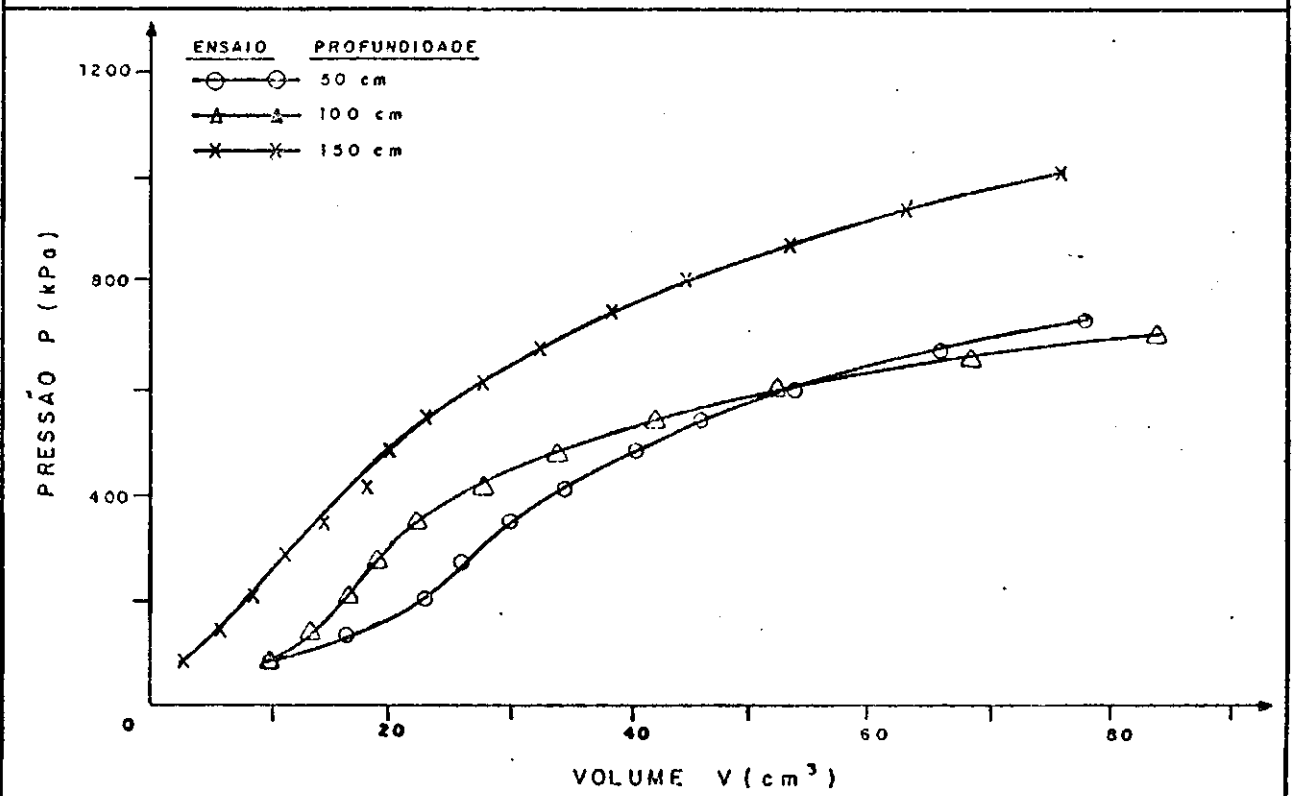


FIGURA 38 p — CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 16

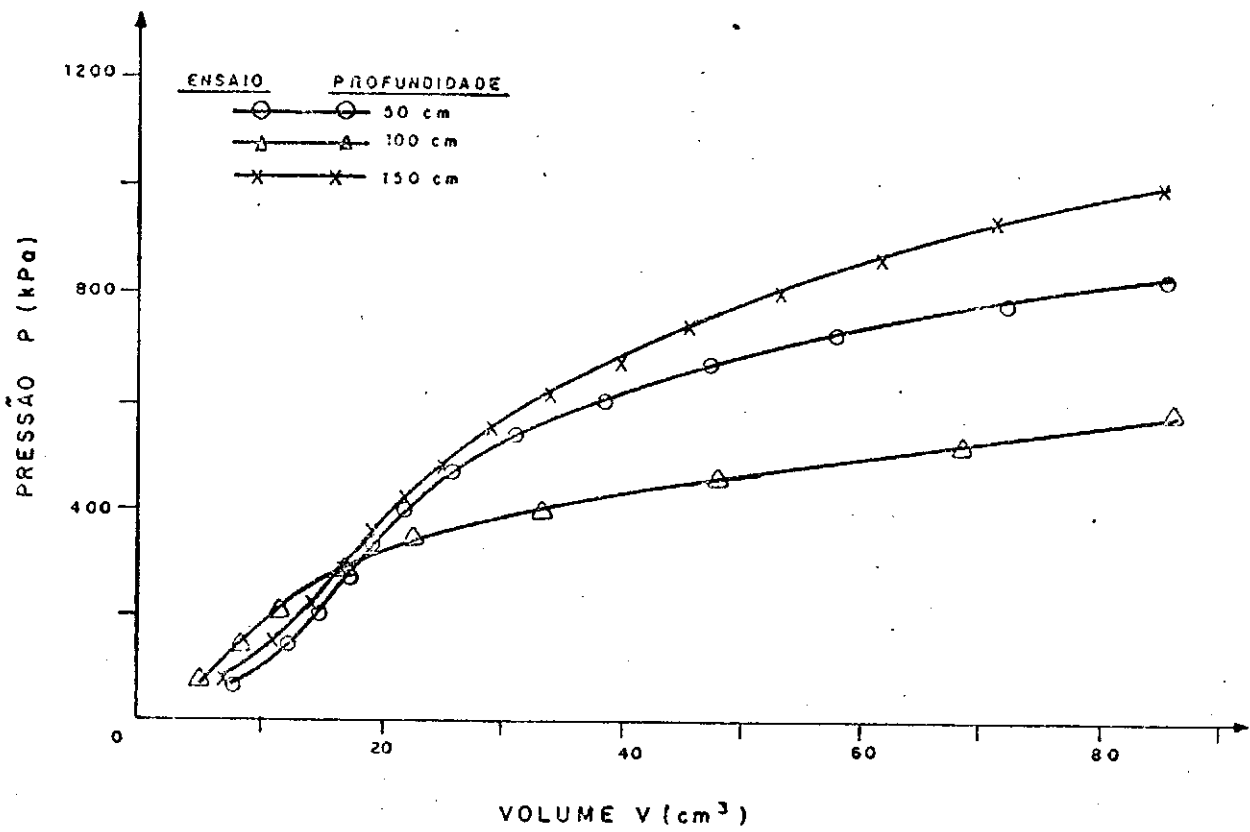


FIGURA 38 q — CURVAS PRESSÃO x VOLUME - FURO 17

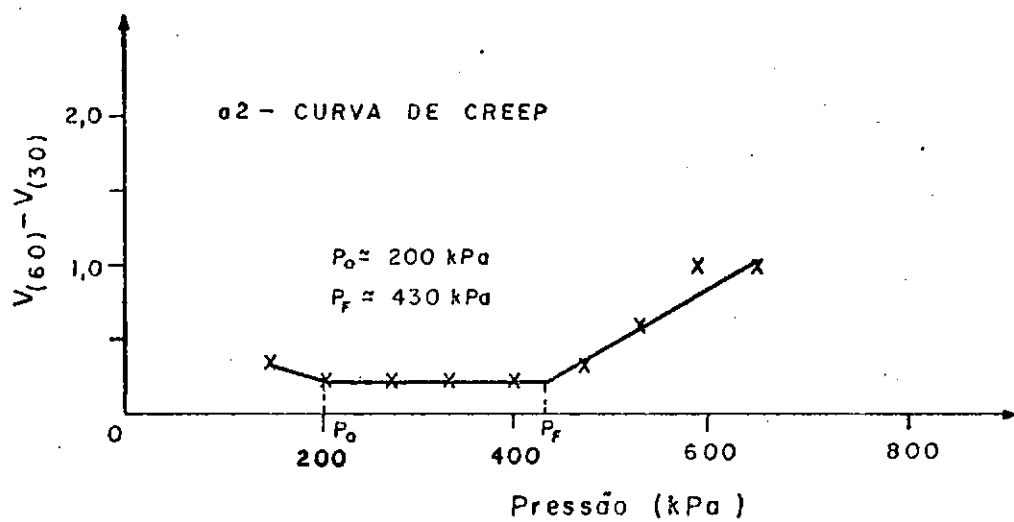
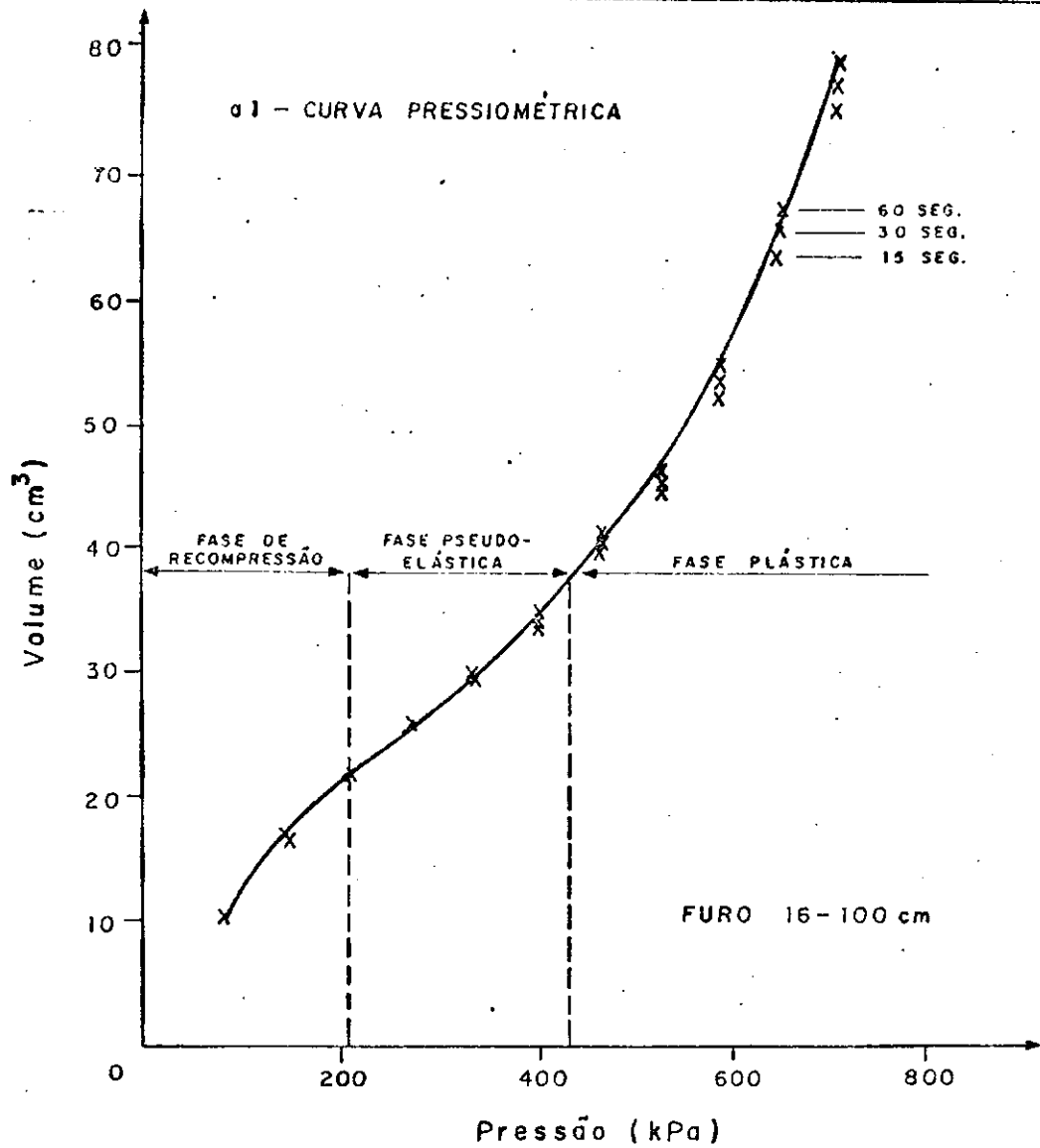


FIGURA 39a - CURVA PRESSIOMÉTRICA COM RESPECTIVA CURVA DE CREEP



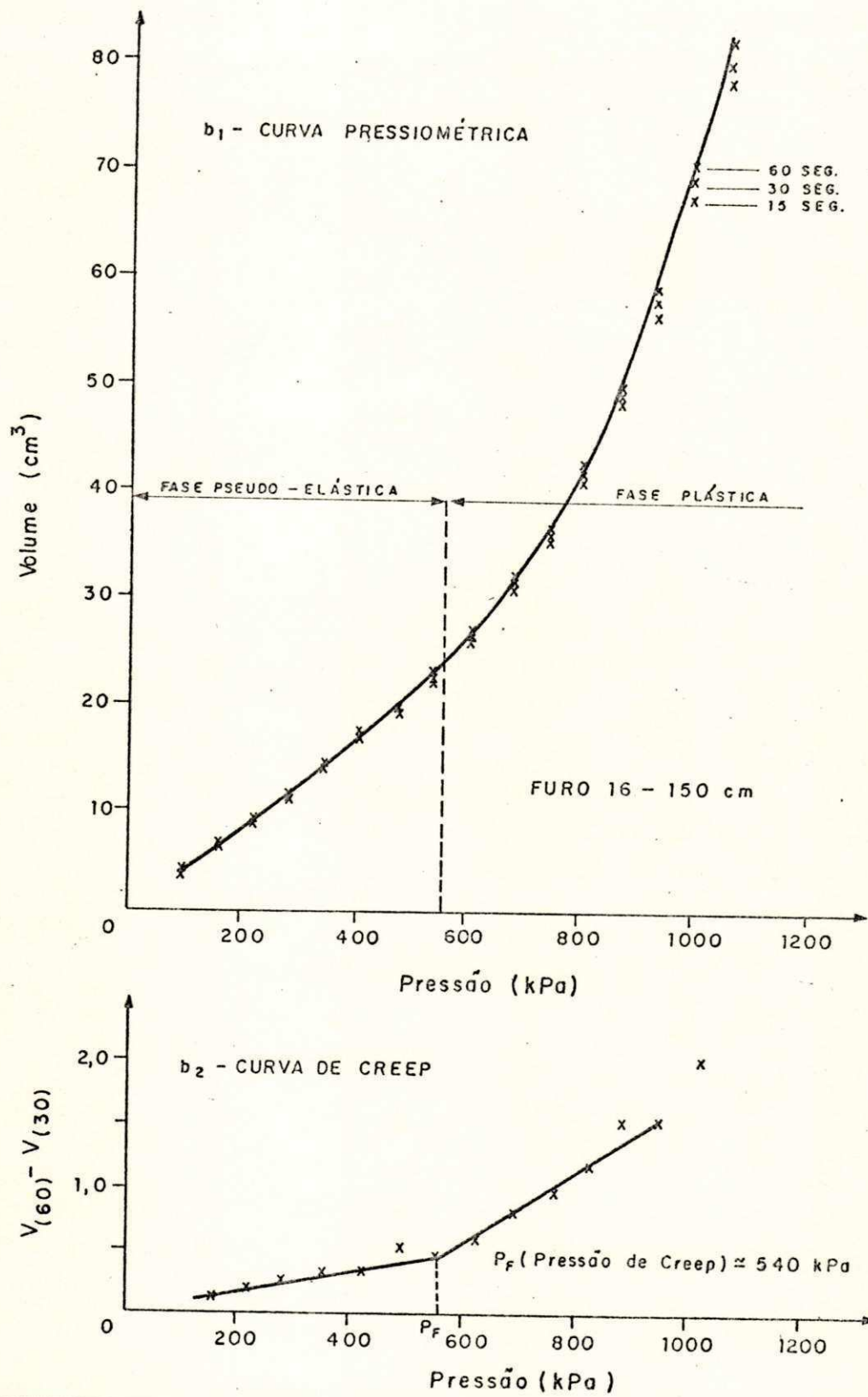


FIGURA 39 b — CURVA PRESSIOMÉTRICA COM RESPECTIVA CURVA DE CREEP.

conforme a teoria de MENARD, onde são apresentadas as leituras para 15, 30 e 60 segundos referente a cada estágio de pressão e as respectivas curvas de creep, que são traçadas a partir da diferença de volume entre as leituras a 30 e 60 segundos ( $V_{(60)} - V_{(30)}$ ) e as pressões correspondentes. Nas curvas pressiométricas citadas, nota-se que no trecho pseudo-elástico praticamente não existe diferença entre as leituras para o mesmo estágio de pressão, ou seja, as leituras para 15 e 60 segundos praticamente se sobrepõem, o que corresponderia praticamente ao valor da leitura instantânea feita nos ensaios segundo a metodologia de BRIAUD. Já na fase plástica, existe uma certa diferença entre as leituras, logo, neste trecho, os valores de volume instantâneo seriam levemente menores o que tornaria o trecho plástico mais inclinado com relação ao eixo das ordenadas e este trecho forneceria assim valores de pressão limite ( $P_L$ ) um pouco maiores.

As curvas de creep plotadas, apresentam comportamento semelhante as obtidas a partir de ensaios com pressiômetros do tipo MENARD, o que sugere ser a teoria desenvolvida para equipamentos do tipo MENARD válida também para o pressiômetro de BRIAUD.

As Tabelas 17a e 17b apresentam respectivamente o resumo dos resultados de pressão limite e módulo pressiométrico a partir das curvas apresentadas nas Figuras (38a) a (38q). Em alguns furos não foi possível a realização do ensaio em certas profundidades devido a imperfeições (principalmente falta de linearidade) na execução do furo que não permitiram a introdução da sonda de modo adequado na profundidade desejada. Por esta razão, faltam alguns valores nas tabelas citadas, principalmen-

te nas profundidades de 150 e 200cm.

Por tratar-se de um aterro "homogêneo" teoricamente era de esperar-se que as grandezas obtidas ( $E_m$  e  $P_L$ ) fossem aproximadamente iguais. Entretanto, mesmo em um aterro controlado, principalmente em um aterro jovem, onde provavelmente não deve ter ocorrido o processo de consolidação, como no caso em estudo, o estado de tensões não é o mesmo para pontos distintos em profundidades iguais e as condições de granulometria, umidade e compactação também variam de ponto a ponto; assim, nenhum solo é homogêneo, exceto dentro de limites pré-fixados.

Os valores de pressão limite e módulo pressiométrico (Tabelas 17a e 17b) apresentam uma certa dispersão com relação aos seus valores médios, que pode ser considerada pequena se levarmos em consideração que se trata de ensaio "in-situ" e, ainda, que a grande maioria dos valores se aproximam bastante do valor médio para uma mesma profundidade. Baguelin et alli (1978) e Sandroni e Brandt (1981), apresentam valores de módulos  $E_m$ , obtidos com pressiômetros do tipo MENARD que variam de 50% a 200% do valor médio.

Uma vez que o desvio padrão ( $\sigma_{n-1}$ ) dos valores medidos em cada profundidade é relativamente pequeno, como se pode observar nas Tabelas 17a e 17b, adotou-se os valores médios (média aritmética) da pressão  $P_L$  e módulo  $E_m$  como representativos da resistência do solo em cada profundidade.

A partir dos valores médios da pressão limite determinou-se as respectivas pressões limites efetivas  $P_L^*$  como é mostrado a seguir:

$$P_L^* = P_L - P_0$$

FURO	PROFUNDIDADE			
	50 cm	100 cm	150 cm	200 cm
1	820	1125	-	-
2	650	1095	1580	1550
3	875	1010	-	1375
4	-	1150	-	1100
5	1050	1085	1200	-
6	-	1175	1400	1465
7	1310	1395	1015	1540
8	-	1020	1120	-
9	1215	1190	-	-
10	1090	1045	1195	1530
11	860	1125	1350	1480
12	930	1310	1800	1365
13	1125	1350	-	-
14	850	1230	1340	1520
15	1020	1420	1750	-
16	1080	990	1370	-
17	1115	800	1380	-
VALORES MÉDIOS	1001,8	1147,9	1375,0	1436,1
DESVIO $\sigma_{n-1}$	178,7	160,3	238,1	143,2

Tabela 17a - Resumo dos resultados de pressão limite (em KPa)  
- campo experimental 01.

FURO	PROFUNDIDADE			
	50 cm	100 cm	150 cm	200 cm
1	10.636	10.892	-	-
2	9.633	14.628	21.325	17.022
3	7.450	10.559	-	17.882
4	-	15.771	-	11.220
5	16.253	10.767	19.155	-
6	-	15.979	16.996	19.311
7	17.107	16.328	13.145	20.311
8	-	16.809	17.942	-
9	15.468	12.980	-	-
10	16.066	19.279	12.153	21.270
11	12.765	12.004	18.530	20.893
12	13.974	18.947	21.035	19.620
13	17.819	17.297	-	-
14	12.409	14.491	10.738	17.088
15	10.610	16.795	26.164	-
16	8.477	12.962	13.158	-
17	15.585	12.979	15.584	-
<b>MEDIA</b>	<b>13.160,8</b>	<b>14.674,5</b>	<b>17.170,4</b>	<b>18.290,7</b>
<b>DESVIO n-1</b>	<b>3.371,1</b>	<b>2776,9</b>	<b>4.480,8</b>	<b>3077,3</b>

Tabela 17b - Resumo dos resultados de módulo pressiométrico  $E_n$   
(em KPa) - campo experimental 01.

onde:

$p_o = k_o \times q_o$ , tensão horizontal "in-situ"

$q_o = z \times \gamma$ , tensão vertical

$k_o = 0,725$ , coeficiente de empuxo no repouso (valor médio do intervalo sugerido por Caputo, 1985, para argila);

$\gamma = 1,727$ , densidade "in-situ" média obtida com os dados da Figura 37, curva a;

Z = profundidade.

Z (cm)	$q_o$ (kPa)	$p_o$ (kPa)	$P_L$ médio (kPa)	$P^*_L$ (kPa)
50	8,6	6,3	1001,8	995
100	17,3	12,5	1147,9	1135
150	25,9	18,7	1375,0	1356
200	34,5	25,0	1436,1	1411

#### Cálculo da Capacidade de Carga ( $q_r$ ) e Tensão Admissível ( $q_{ad}$ )

Como se pode observar na tabela acima, as pressões  $P_L^*$ , apresentam valores relativamente próximos, o que nos permite admitir uma pressão limite efetiva equivalente ( $P_{LE}^*$ ) para a zona de influência da fundação (considerada uma vez e meia o diâmetro da sapata acima e abaixo da cota de assentamento) de acordo com a equação 12 (ver "Caso Geral" pág. 41).

Abaixo são apresentados os cálculos da pressão  $P_{LE}^*$  e da profundidade de embutimento equivalente ( $H_{e0}$ ) considerando-se sapatas hipotéticas de vários diâmetros assentes a 50cm de

profundidade. Para tal considerou-se o esquema da Figura 40, onde dividiu-se o solo em camadas, cujas resistências estão representadas pelas pressões  $P_{L*}$  obtidas nas profundidades que coincidem com a altura média de cada camada, com exceção da primeira (0 a 75 cm) na qual adotou-se a pressão  $P_{L*} = 995$  kPa obtida a 50 cm de profundidade.

Para diâmetros de 30 e 45 cm:

$$P_{Le*} = (P_{L1*} \times P_{L2*})^{1/2} = (995 \times 1135)^{1/2} = 1063 \text{ kPa}$$

$$H_{E0} = 50 \text{ cm} \times 995/1063 = 46,8 \text{ cm (ver equação 13)}$$

Para diâmetros de 60 e 75 cm:

$$P_{Le*} = (P_{L1*} \times P_{L2*} \times P_{L3*})^{1/3} = (995 \times 1135 \times 1356) = 1153 \text{ kPa}$$

$$H_{E0} = 50 \text{ cm} \times 995/1153 = 43,0 \text{ cm}$$

Para diâmetros de 90, 105 e 120 cm:

$$P_{Le*} = (P_{L1*} \times P_{L2*} \times P_{L3*} \times P_{L4*})^{1/4} =$$

$$(995 \times 1135 \times 1356 \times 1411)^{1/4} = 1212 \text{ kPa}$$

$$H_{E0} = 50 \text{ cm} \times 995/1212 = 41,0 \text{ cm}$$

Ainda para as sapatas hipotéticas acima, calculou-se as capacidades de carga (cujo resumo é apresentado na Tabela 18) de acordo com a equação 11, considerando os três métodos conhecidos para determinação do fator de capacidade de carga (K). Assim determinou-se os valores de K da seguinte forma:

. Método de MENARD

Tabela 06 - solo de categoria II

Figura 10 -  $H_{E0}$ /raio da sapata ( $H_E/R$ )

sapata circular - curva categoria II

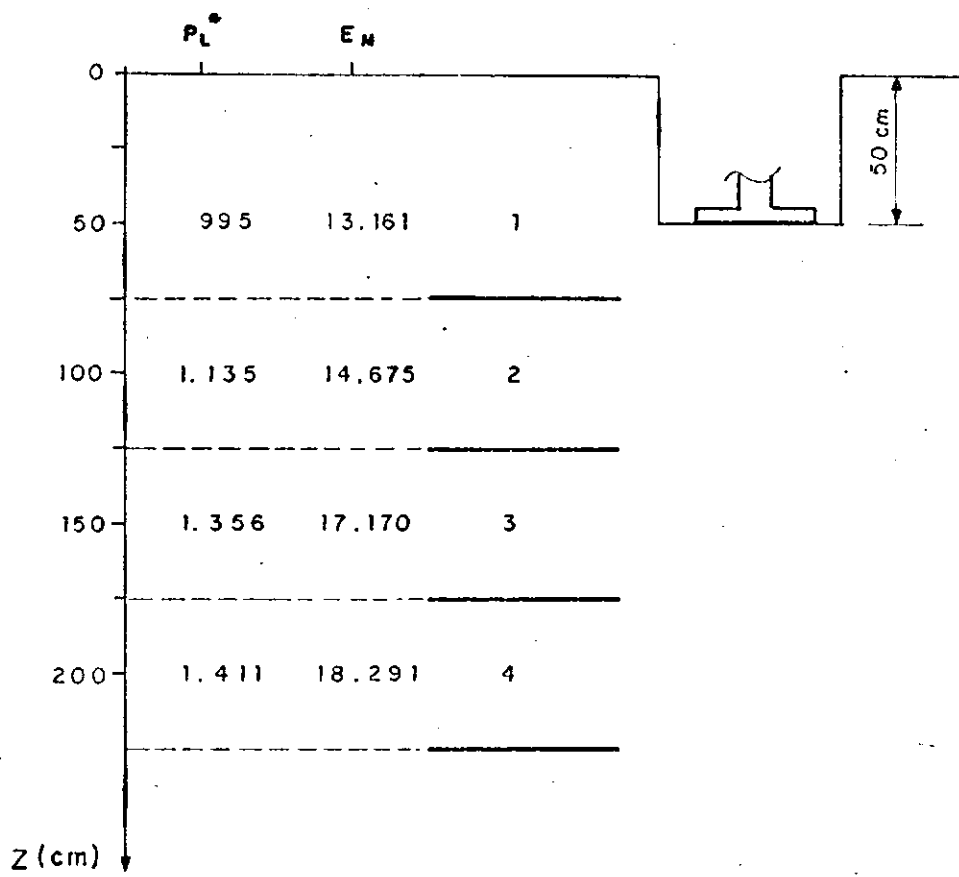


FIGURA 40 — ESQUEMA PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE SUPOSTAS SAPATAS ASSENTES A 50 cm DE PROFUNDIDADE.



DIÂMETRO DA SAPATA (cm)	$P_{Lc}^z$ (kPa)	$H_{c50}$ (cm)	K (REHARD)	K (B.J.S.)	K (B.G.)	$q_r = q_0 + K \times P_{Lc}^z$			$q_{ad} = q_0 + K \times P_{Lc}^z / 3$		
						$q_0 = 8,6$ (kPa)			(kPa)		
						(REHARD)	(B.J.S.)	(B.G.)	(REHARD)	(B.J.S.)	(B.G.)
30	1063	46,8	2,10	1,98	1,24	2241	2113	1327	753	710	448
45	1063	46,8	1,87	1,78	1,13	1996	1901	1110	671	639	409
60	1153	43,0	1,65	1,57	1,03	1911	1819	1197	643	612	405
75	1153	43,0	1,52	1,77	1,00	1761	1703	1162	593	573	393
90	1212	41,0	1,92	1,38	0,96	1730	1681	1160	582	566	392
105	1212	41,0	1,35	1,32	0,93	1645	1608	1135	554	541	384
120	1212	41,0	1,28	1,28	0,91	1560	1560	1112	525	525	376

Tabela 18 - Resumo dos cálculos de capacidade de carga ( $q_r$ ) de fundações hipotéticas assentes a 50cm de profundidade.

- . Método de Baguelin, Jézéquel e Shields (B.J.S.)

Figura 11a -  $H_{eq}/$ raio da sapata (HE/B)

sapata circular

$P_{Lc}$ \* correspondente a cada caso

- . Método de Bustamante e Gianselli (B.G.)

Tabela 07 - solo de categoria 2

Figura 12 -  $H_c/R$

sapata circular

curva categoria 2

A tensão admissível,  $q_{ad}$  (Tabela 18), foi obtida usando-se um coeficiente de segurança igual a 03, que é tradicionalmente adotado para o método pressiométrico.

Os valores  $E_m$  e  $P_L$  para uma mesma profundidade (Tab. 17a e 17b) apresentaram uma certa relação linear, cujas equações de regressão encontram-se abaixo:

$$P_L = 541,2224 + 3,499486 \times 10^{-2} E_m, \text{ para } 50\text{cm}$$

$$r = 0,6600 \quad P_L \text{ e } E_m \text{ em kPa}$$

$$P_L = 763,0223 + 2,623041 \times 10^{-2} E_m, \text{ para } 100\text{cm}$$

$$r = 0,4540 \quad P_L \text{ e } E_m \text{ em kPa}$$

$$P_L = 763,2199 + 3,565059 \times 10^{-2} E_m, \text{ para } 150\text{cm}$$

$$r = 0,6710 \quad P_L \text{ e } E_m \text{ em kPa}$$

$$P_L = 785,4365 + 3,557351 \times 10^{-2} E_m, \text{ para } 200\text{cm}$$

$$r = 0,7640 \quad P_L \text{ e } E_m \text{ em kPa}$$

onde,  $r$  é o coeficiente de correlação linear.

As equações de regressão acima foram obtidas através de um programa de computação para ajuste de equações conforme Zullo e Arruda (1986).

#### 4.3.2.2 - Ensaios no Campo Experimental 02

A Figura 41 apresenta as curvas pressiométricas dos ensaios executados no campo experimental 02 para as profundidades de 100 a 430cm. As curvas referentes aos ensaios 1, 2 e 5 apresentam-se bem definidas, enquanto as curvas dos ensaios 3 e 4 não apresentam o trecho inicial de recompressão, o que é característico de ensaio executado em furo apertado.

Os valores de pressão limite e módulo pressiométrico obtidos nas curvas da Figura 41, bem como a relação  $E_m/P_L$ , são apresentados abaixo, onde verifica-se valores ( $P_L$ ,  $E_m$ ) crescentes com a profundidade, sendo que para 430cm há um crescimento abrupto do módulo  $E_m$  e da pressão  $P_L$ , indicando a presença de uma camada de solo bem mais resistente.

Profundidade (cm)	$E_m$ (kPa)	$P_L$ (kPa)	$E_m/P_L$
50	2070	185	11,1
100	5085	430	11,8
220	7928	590	13,4
320	10.085	620	16,3
430	17.802	1350	13,1

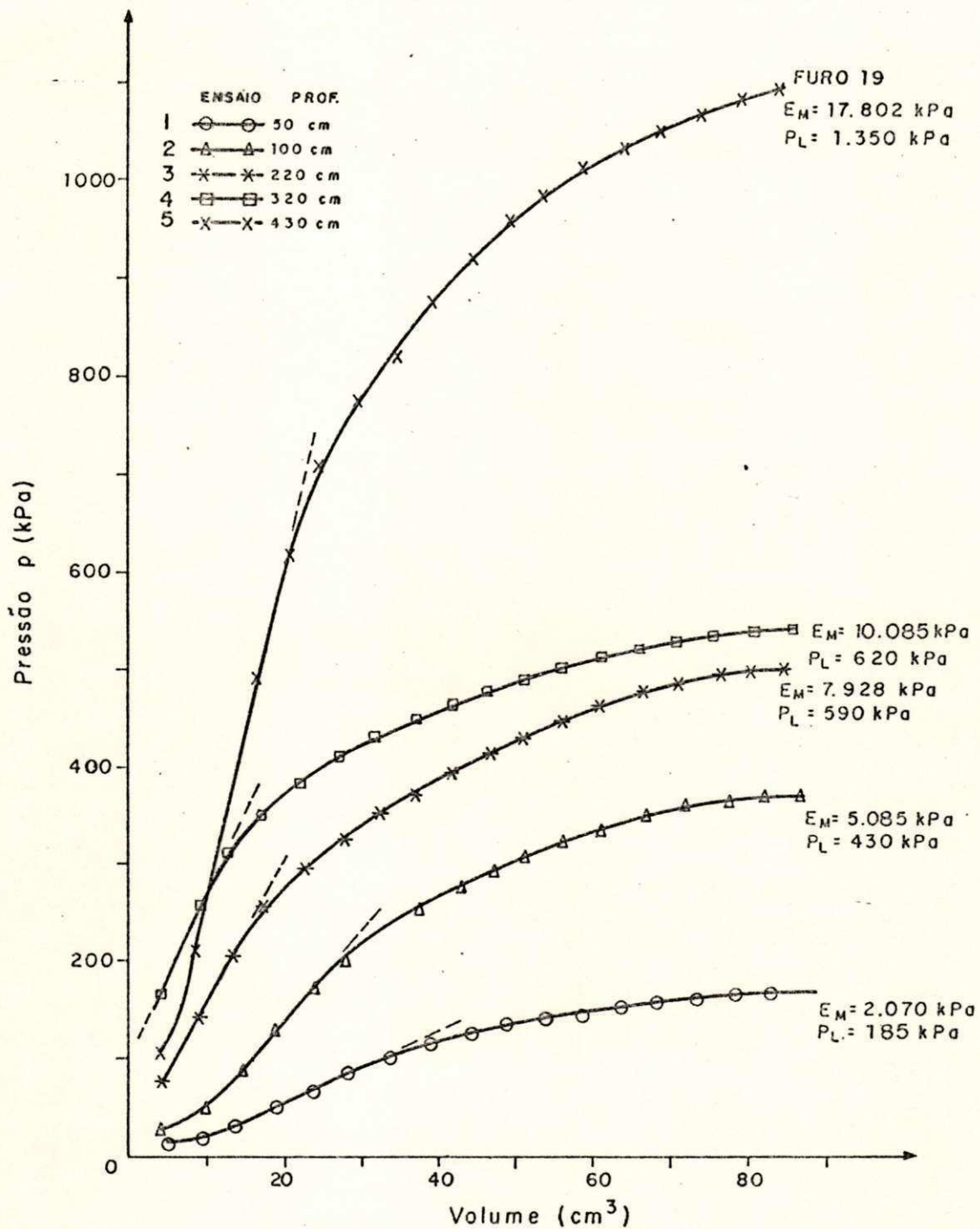


FIGURA 41 — CURVAS PRESSÃO x VOLUME REFERENTES AOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS CAMPO EXPERIMENTAL 02 — FURROS 18 E 19

Com as pressões  $P_L$  acima, determinou-se os valores correspondentes de  $P_L^*$  cujos resultados são apresentados a seguir:

Z(cm)	$q_0 = Z \times \gamma$	$p_0 = k_0 \times q_0$	$P_L^* = P_L - p_0$
50	8,0	5,8	179
100	16,0	11,6	418
220	35,2	25,5	565
320	51,2	37,1	583
430	68,8	49,8	1300

sendo:

$$k_0 = 0,725$$

$\gamma = 1,60 \text{ g/cm}^3$ , densidade "in-situ" média obtida com os dados da Figura 37 curva b.

A Tabela 19 apresenta o resumo dos cálculos da capacidade de carga,  $q_r$ , de supostas sapatas, com 60cm de diâmetro, assentes nas mesmas profundidades em que foram executadas as provas de carga sobre placas (como veremos adiante) conforme indica a Figura 42.

#### Cálculo da Capacidade de Carga ( $q_r$ ) e Carga Admissível ( $q_{ad}$ )

Na determinação de  $q_r$  admitiu-se uma zona de influência de +1,5 vezes o diâmetro da sapata, a partir da cota de assentamento, cujos cálculos são apresentados a seguir:

##### SAPATA 01:

$$q_r = K P_L^* + q_0 - \text{capacidade de carga}$$

$$q_{ad} = K \times P_L^*/3 + q_0 - \text{carga admissível}$$

Neste caso considerou-se as camadas 2 e 3 (Figura 42) como camadas de suporte então calculou-se a pressão  $P_{Lz*}$  e o embutimento equivalente  $H_{EO}$ :

$$P_{Lz*} = (P_{Lz} \times P_{L3})^{1/2} = (418 \times 565)^{1/2} = 485 \text{ kPa}$$

$$H_{EO} = H_E + Z_z \times P_{L1} / P_{Lz*} \text{ (ver pág. 41, "Fundação em Maciço com duas camadas" )}$$

$$H_{EO} = 25 \text{ cm} + 75 \text{ cm} \times 179 / 485 = 52,6 \text{ cm}$$

Fator de Capacidade de carga (K):

K(MENARD)

$$H_{EO} / R = 52,6 / 30 = 1,7$$

Tabela 06 - solo categoria I

Figura 10, com: 1,7, sapata circular e categoria I

$$K(\text{MENARD}) = 1,48$$

K(B.J.S.)

Figura 11a, com:  $H_{EO} / B$  (52,6/60) = 0,87, sapata circular e  $P_{Lz*} = 485$

$$K(\text{B.J.S.}) = 1,42$$

K(B.G.)

Tabela 07 - solo categoria I

Figura 12, com:  $H_{EO} = 1,7$ , sapata circular e categoria I

$$K(\text{B.G.}) = 0,88$$

$$q_0 = 100 \text{ cm} \times 1,6 \text{ g/cm}^3 = 160 \text{ g/cm}^2 = 16 \text{ kPa}$$

Capacidade de Carga ( $q_r$ ):

$$q_r (\text{MENARD}) = 1,48 \times 485 + 16 = 733 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 255 \text{ kPa}$$

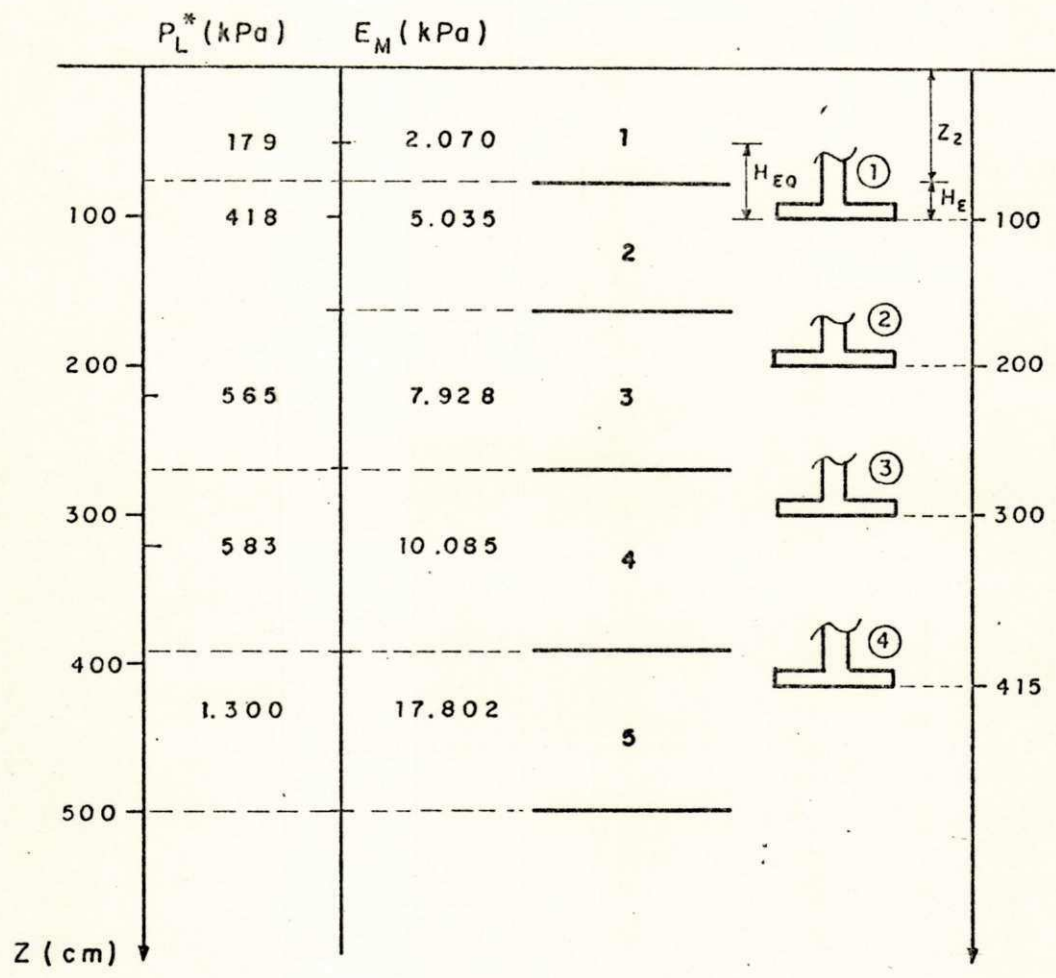


FIGURA 42 - ESQUEMA PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE SUPOSTAS SAPATAS COM 60 cm DE DIÂMETRO.

$$q_r \text{ (B.J.S.)} = 1,42 \times 485 + 16 = 705 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 245 \text{ kPa}$$

$$q_r \text{ (B.G.)} = 0,88 \times 485 + 16 = 443 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 158 \text{ kPa}$$

#### SAPATA 02:

Pressão equivalente da camada de suporte

$$P_{LE}^* = (P_{L2}^* \times P_{L3}^* \times P_{L4}^*)^{1/3} = (418 \times 565 \times 583)^{1/3} = 516 \text{ kPa}$$

Embutimento equivalente:

$$H_{E0} = \sum_{i=1}^n Z_i \times P_{Li}^* / P_{LE}^* \quad (\text{ver "caso geral" pág. 41})$$

$$H_{E0} = (40 \times 565/516) + (85 \times 418/516) = 113 \text{ cm}$$

(desprezou-se neste caso o efeito de confinamento da camada superficial em virtude da sua pequena resistência)

Fator de Capacidade de Carga (K):

K (MENARD)

$$H_{E0}/R = 113/30 = 3,7$$

Tabela 06 - solo categoria I

Figura 10, com  $H_{E0}/R = 3,7$  sapata circular e categoria I (o gráfico de MENARD não apresenta valores de K para  $H_{E0}/R > 3,2$ , então para estes casos, a semelhança dos gráficos de B.J.S. nos quais K se torna constante a partir de determinados valores da relação  $H_{E0}/B$  - profundidade crítica -, admitiu-se o valor de K constante e igual ao máximo valor



encontrado).

$$K(\text{MENARD}) = 1,82$$

$$k(\text{B.J.S.})$$

Figura 11a, com:  $H_{\text{eq}}/B$  (113/60) = 1,9, sapata circular e  
 $P_{L*} = 516 \text{ kPa}$ ;

$$K(\text{B.J.S.}) = 1,88$$

$$K(\text{B.G.})$$

Tabela 07 - solo categoria 1

Figura 12, com:  $H_{\text{eq}}/R = 3,7$ , sapata circular e categoria 1

$$K(\text{B.G.}) = 0,90$$

$$q_0 = 200 \text{ cm} \times 1,6 \text{ g/cm}^3 = 320 \text{ g/cm}^2 = 32 \text{ kPa}$$

Capacidade de Carga ( $q_r$ );

$$q_r(\text{MENARD}) = 1,82 \times 516 + 32 = 971 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 345 \text{ kPa}$$

$$q_r(\text{B.J.S.}) = 1,88 \times 516 + 32 = 1002 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 355 \text{ kPa}$$

$$q_r(\text{B.G.}) = 0,90 \times 516 + 32 = 496 \text{ kPa}$$

$$q_r = 187 \text{ kPa}$$

SAPATA 03 :

Pressão equivalente da camada de suporte

$$P_{Lc*} = (P_{L3*} \times P_{L4*})^{1/2} = (565 \times 583)^{1/2} = 574 \text{ kPa}$$

Embutimento equivalente

$$H_{\text{eq}} = \sum_{i=1}^n Z_i \times P_{Li}^* / P_{Lc}^*$$

$$H_{\text{EO}} = (30 \times 583/574) + (120 \times 565 / 574) + (85 \times 418/574)$$

$$H_{\text{EO}} = 210,5 \text{ cm}$$

Fator de Capacidade de Carga (K);

K(MENARD)

$$H_{\text{EO}}/R = 210,5 / 30 = 7,01$$

Tabela 06 - solo categoria I

Figura 10, com:  $H_{\text{EO}}/R = 7$

$$K(\text{MENARD}) = 1,82$$

K(B.J.S.)

$$H_{\text{EO}}/B = 210,5 / 60 = 3,5$$

Figura 11a, com  $H_{\text{EO}}/B = 3,5$ , sapata circular e

$$P_L^* = 574 \text{ kPa}$$

$$K(\text{B.J.S.}) = 2,2$$

K(B.G.)

Tabela 07 - solo categoria I

Figura 12, com:  $H_{\text{EO}}/R = 7,0$  sapata circular e categoria I

$$K(\text{B.G.}) = 0,92$$

$$q_0 = 300 \text{ cm} \times 1,6 \text{ g/cm}^3 = 480 \text{ g/cm}^2 = 48 \text{ kPa}$$

Capacidade de Carga;

$$q_r(\text{MENARD}) = 1,82 \times 574 + 48 = 1093 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 396 \text{ kPa}$$

$$q_r(\text{B.J.S.}) = 2,2 \times 574 + 48 = 1311 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 469 \text{ kPa}$$

$$q_r(\text{B.G.}) = 0,92 \times 574 + 48 = 576 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 224 \text{ kPa}$$

SAPATA 04:

Pressão limite da camada de suporte;

$$P_{L0}^* = 1300 \text{ kPa}$$

$$H_{z0} = 25 + (315 \times 516/1300) = 125 \text{ cm}$$

Fator de Capacidade de Carga (K);

k(MENARD)

$$H_{z0}/R = 125/30 = 4,1$$

Tabela 06 - solo categoria I

Figura 10, com:  $H_{z0}/R = 4,1$ , sapata circular, categoria II

$$K(\text{MENARD}) = 1,82$$

K(B.J.S.)

Figura 11a, com:  $H_{z0}/B (125/60) = 2,1$ , sapata circular e

$$P_{L0}^* = 1300 \text{ kPa}$$

$$k(\text{B.J.S.}) = 2,2$$

k(B.G.)

Tabela 07 - solo categoria 2

Figura 12, com:  $H_{z0}/R = 4,1$ , sapata circular e categoria 2

$$k(\text{B.G.}) = 1,33$$

$$q_0 = 415 \text{ cm} \times 1,6 \text{ g/cm}^3 = 664 \text{ g/cm}^2 = 66,4 \text{ kPa}$$

Capacidade de Carga;

$$q_r(\text{MENARD}) = 1,82 \times 1300 + 66,4 = 2432 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 855 \text{ kPa}$$

$$q_r(\text{B.J.S.}) = 2,2 \times 1300 + 66,4 = 2926 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 1019 \text{ kPa}$$

$$q_r(\text{B.G.}) = 1,33 \times 1300 + 66,4 = 1795 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 643 \text{ kPa}$$

Z (cm)	METODO					
	MENARD		B.J.S		B.G.	
	(kPa) qr	(kPa) qad	(kPa) qr	(kPa) qad	(kPa) qr	(kPa) qad
100	733	255	705	254	443	158
200	971	345	1002	355	496	187
300	1093	396	1311	469	576	224
415	2432	855	2926	1019	1795	643

Tabela 19 - Resumo dos resultados de Capacidade de Carga para supostas sapatas com 60cm de diâmetro.

#### 4.3.3 - Provas de Carga sobre Placas

##### 4.3.3.1 - Campo Experimental 01

As curvas pressão x deformação referentes as provas de cargas realizadas no campo experimental 01 são apresentadas nas Figuras (43a) a (43g), onde se observa que, com exceção das curvas referentes aos ensaios com placas de 12 polegadas (30,5cm) as demais apresentam deformações relativamente pequenas em função da pequena carga de reação que se dispunha, não sendo possível nestas se determinar a tensão de ruptura. Entretanto pode-se determinar a pressão que corresponde a um determinado recalque considerando placas de diversos diâmetros. Assim das curvas de ensaios se obteve para 1, 2, 3 e 5 mm as pressões correspondentes (considerou-se os valores médios para as placas

de 12, 24 e 30 polegadas). Por exemplo para o recalque  $S = 2\text{mm}$  obteve-se:

$\phi$ placa (pol.)	pressão (kPa)	pressão média $P_m$ (kPa)
12	270 - 260	265
18	185	185
24	160 - 120	140
30	99 - 115	107

as pressões assim obtidas foram locadas num gráfico  $P_m = f(p/A)$  onde  $p$  é o perímetro da placa e "A" a sua área, conforme mostra a Figura 44. Nesta observa-se que os pontos obtidos para cada deformação podem ser assimilados por uma reta, satisfazendo assim a lei de linearidade de Housel, ou seja:

$$P_m = n + m \times p/A$$

com as retas da Figura 44, e admitindo-se ser válida a lei de Housel para placas maiores, calculou-se as pressões correspondentes a vários recalques para placas de vários diâmetros, cujos resultados são mostrados na Tabela 20.

Correlacionando-se a carga admissível,  $q_{ad}$  (Tabela 18) obtida através do ensaio pressiométrico pelos métodos de MENARD, B.J.S. e B.G. e as pressões ( $P_m$ ) da Tabela 20 obteve-se correlações do tipo linear com coeficientes de correlação ( $r$ ) maiores que 0,98, cujos resultados são apresentados abaixo:

Diâmetro da Placa (cm)	$P_s = n + m \times p/A$			
	$P_{1mm}$	$P_{2mm}$	$P_{3mm}$	$P_{5mm}$
30	154	271	349	468
45	103	185	252	344
60	78	141	203	283
75	61	114	172	243
90	51	96	153	218
105	44	84	139	201
120	38	74	128	187

Tabela 20 - Pressões (kPa) para diversos recalques, considerando placas de vários diâmetros.

Para deformação de 1mm

$$P_1 = 245,0533 + 0,5194099 \text{ qad (MENARD)}$$

$$R = 0,9830$$

$$P_1 = 302,8341 + 0,6358228 \text{ qad (S.J.S.)}$$

$$r = 0,9900$$

$$P_1 = 610,608 + 1,71171 \text{ qad (S.S.)}$$

$$r = 0,9840$$

Para deformação de 2mm

$$P_z = 406,6668 + 0,8821248 \text{ qad (MENARD)}$$

$$r = 0,9830$$

$$P_z = - 504,8496 + 1,079919 \text{ qad (B.J.B.)}$$

$$r = 0,9900$$

$$P_z = -1027,179 + 2,905317 \text{ qad (B.B.)}$$

$$r = 0,9830$$

Para deformação de 3mm

$$P_z = 411,2883 + 0,989357 \text{ qad (MENARD)}$$

$$r = 0,9830$$

$$P_z = 521,4838 + 1,2113227 \text{ qad (B.J.B.)}$$

$$r = 0,9900$$

$$P_z = - 1107,897 + 3,26155 \text{ qad (B.B.)}$$

$$r = 0,9830$$

Para deformação de 5mm

$$P_z = - 498,9146 + 1,28134 \text{ qad (MENARD)}$$

$$R = 0,9830$$

$$P_z = - 638,9828 + 1,5403 \text{ QAD (B.J.B.)}$$

$$R = 0,9900$$

$$P_z = - 1384,974 + 4,146356 \text{ QAD (B.B.)}$$

$$R = 0,9830$$

Nas equações acima  $P_s$  e  $qad$  são expressos em kPa.

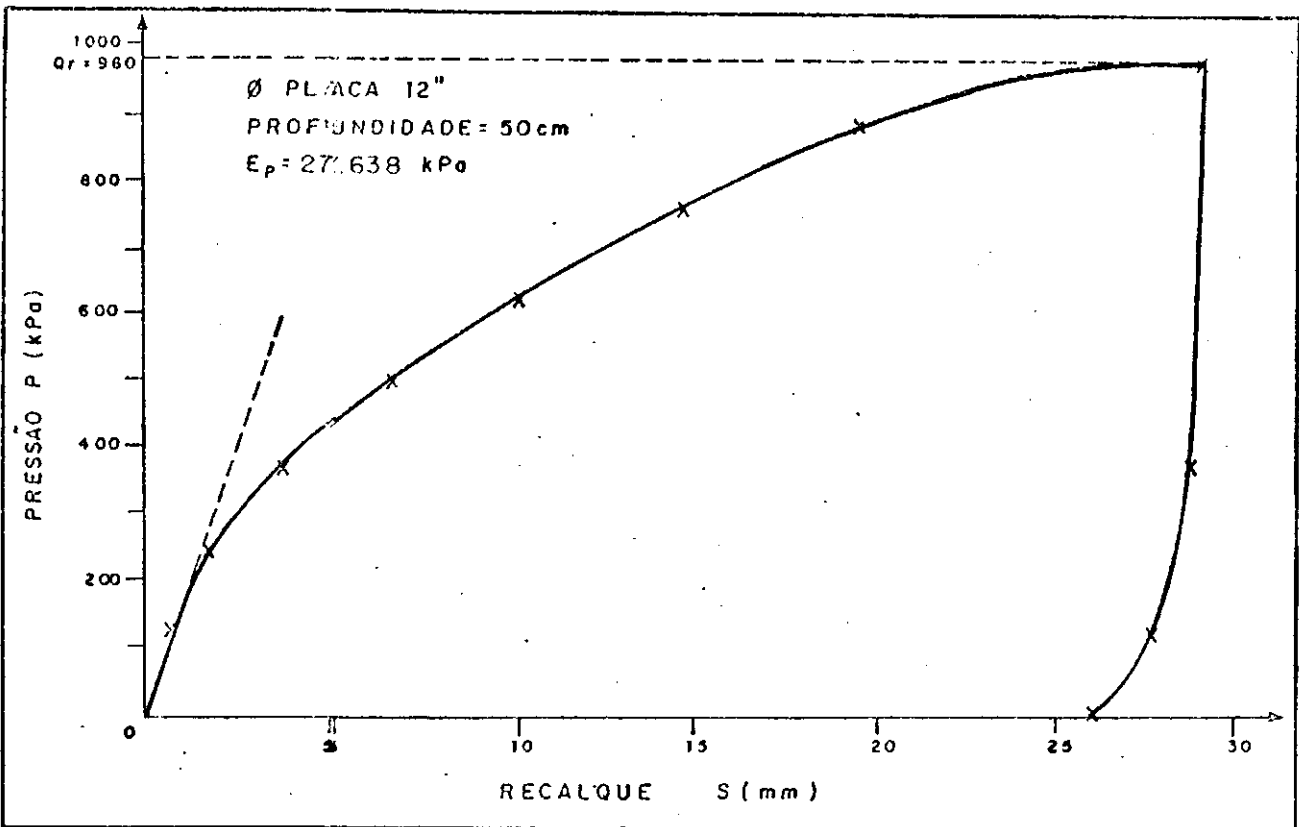


FIGURA 43 a — CURVA PRESSÃO x RECALQUE - 01

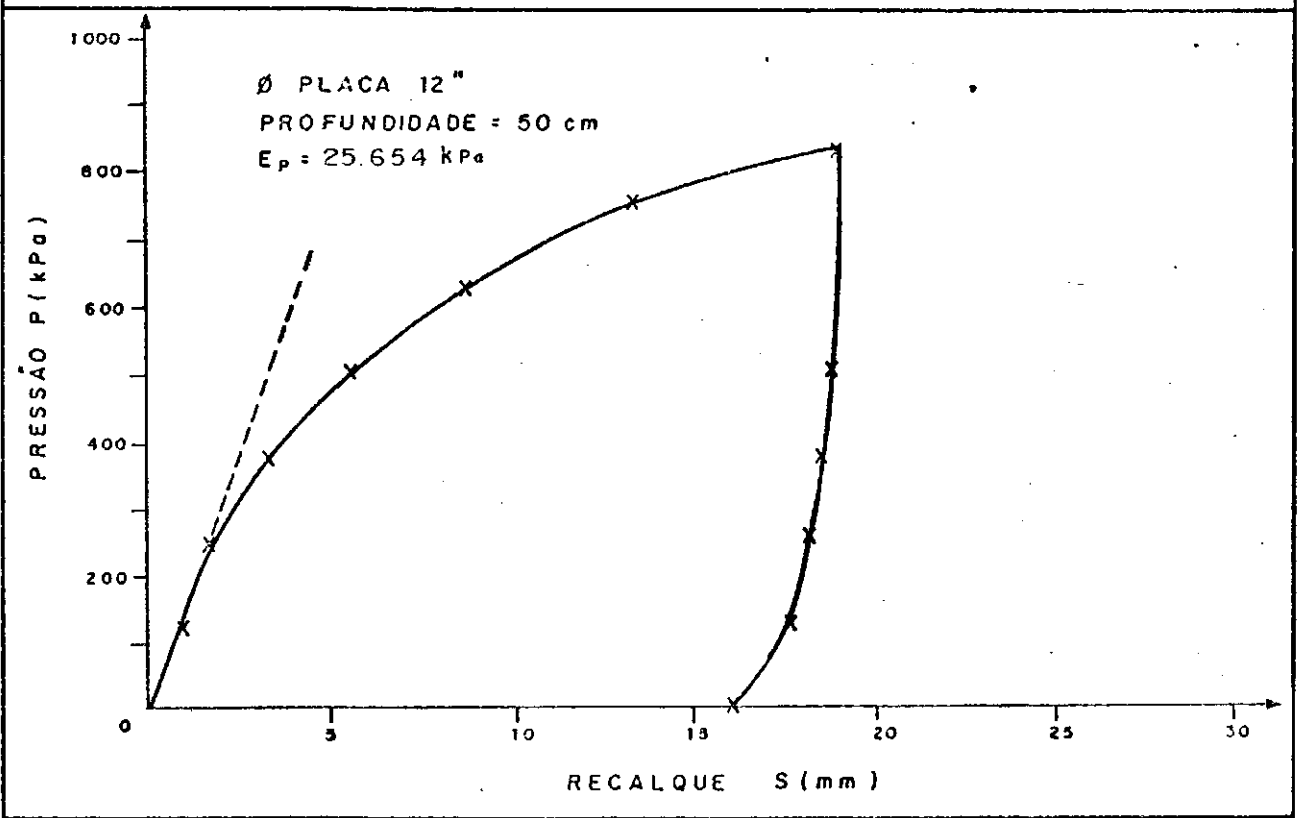


FIGURA 43 b — CURVA PRESSÃO x RECALQUE - 02



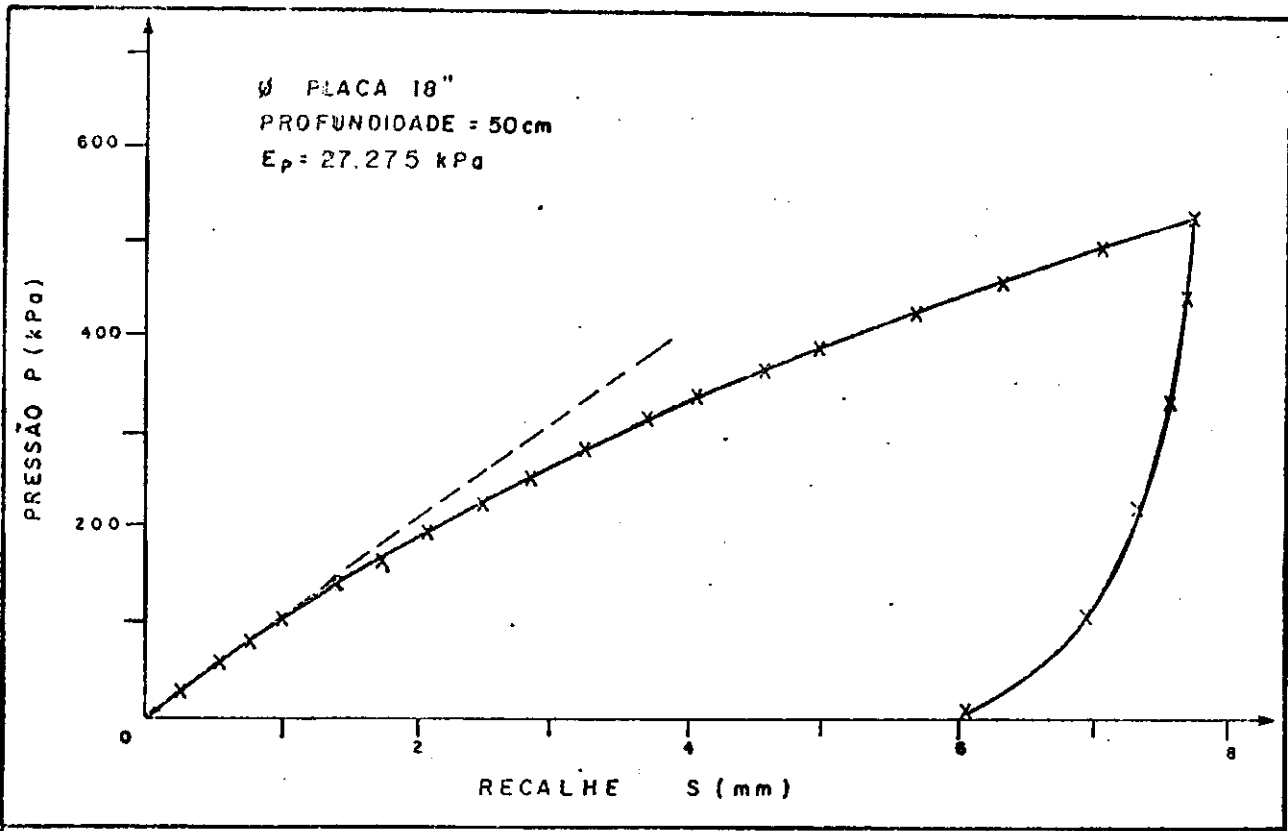


FIGURA 43 c — CURVA PRESSÃO x RECALQUE - 03

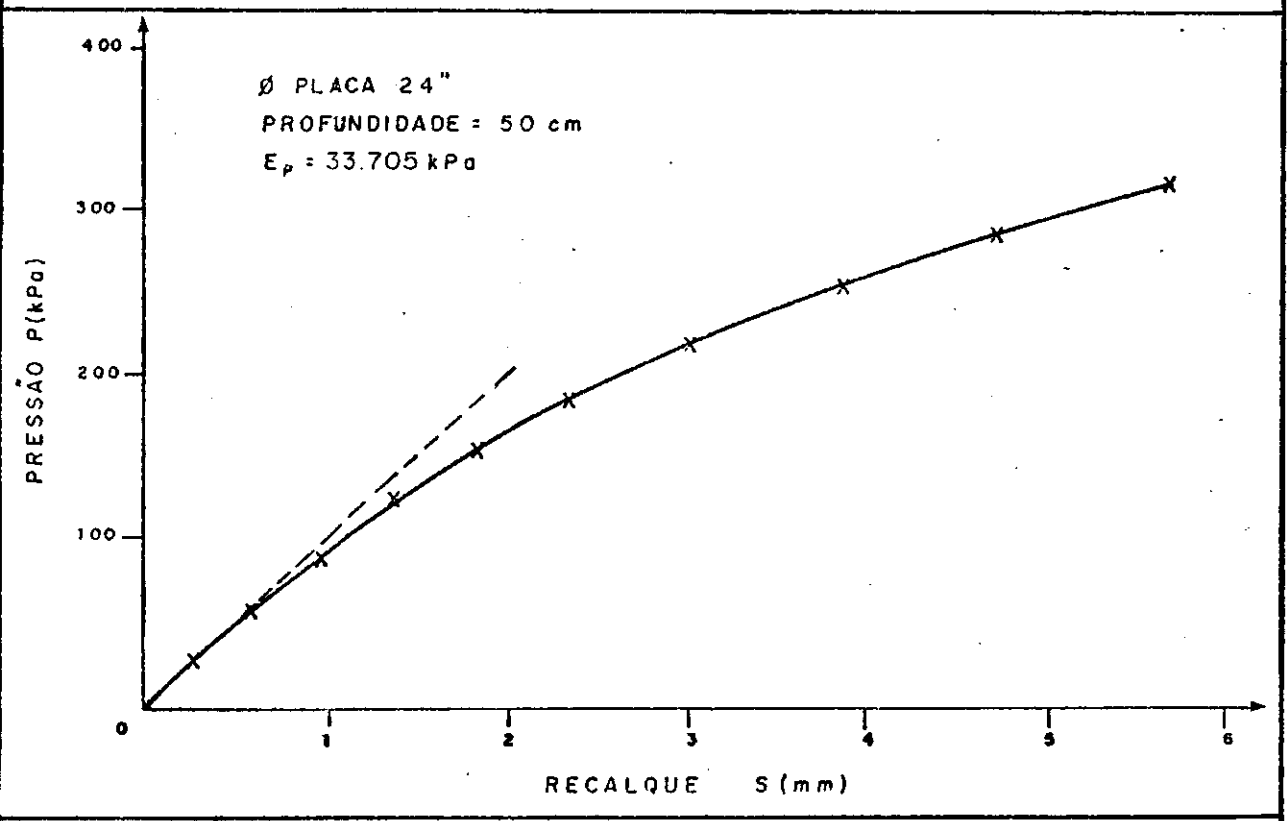


FIGURA 43 d — CURVA PRESSÃO x RECALQUE - 04

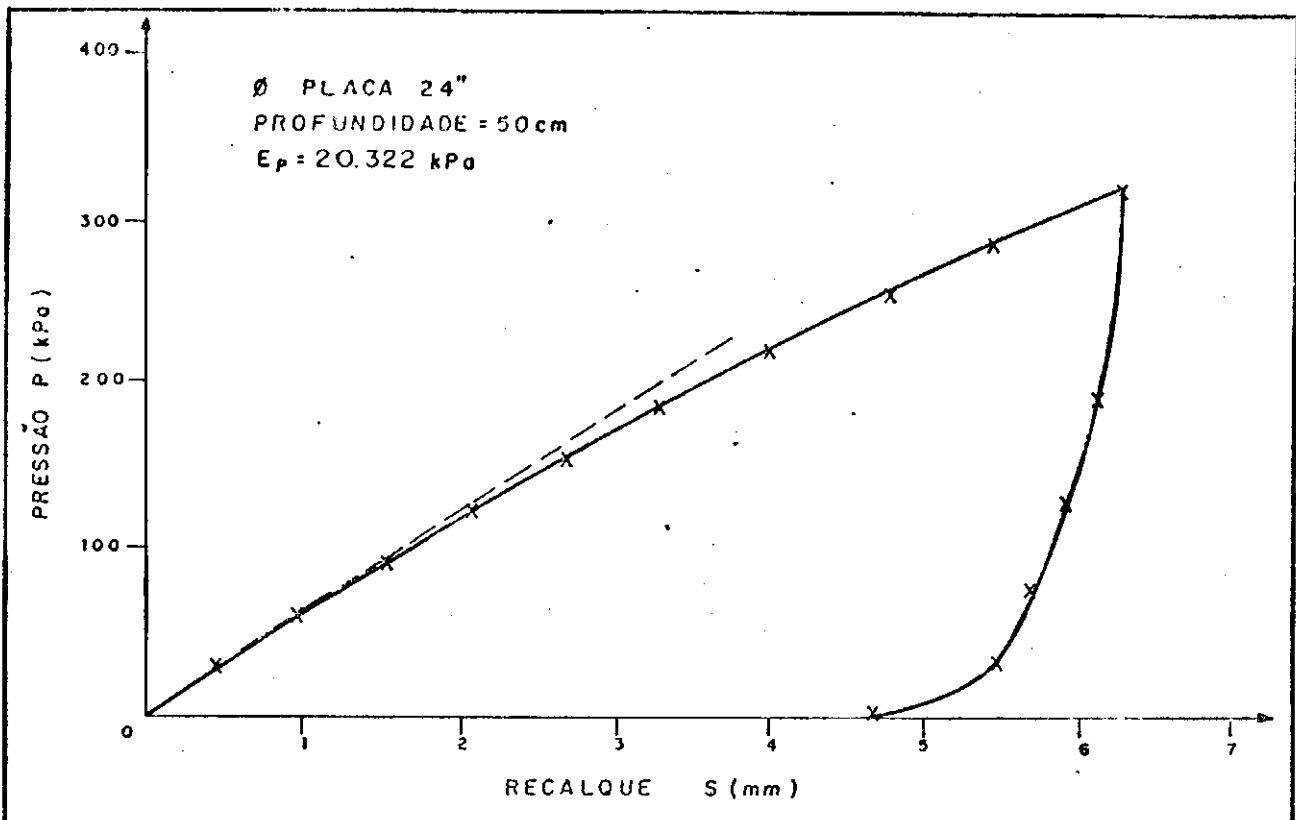


FIGURA 43 e — CURVA PRESSÃO x RECALQUE — 05

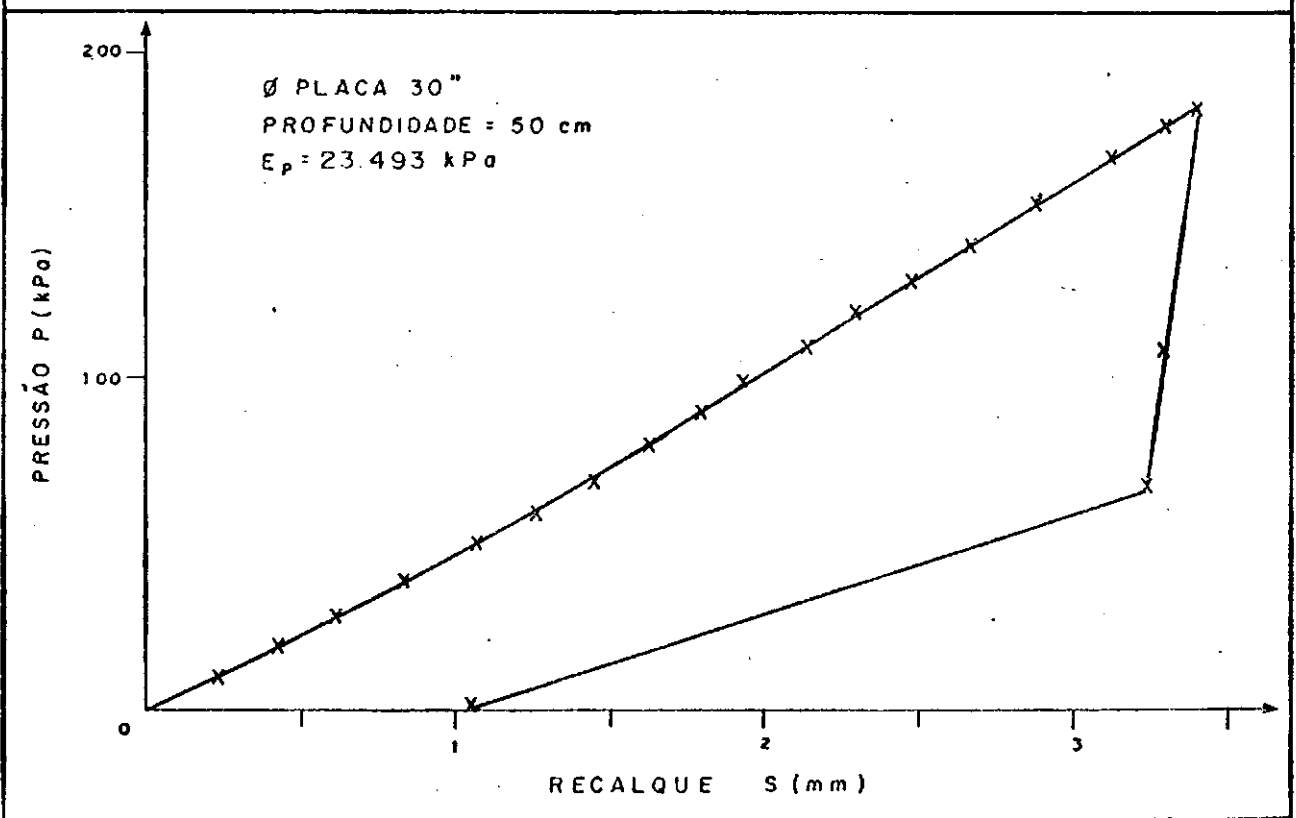


FIGURA 43 f — CURVA PRESSÃO x RECALQUE — 06

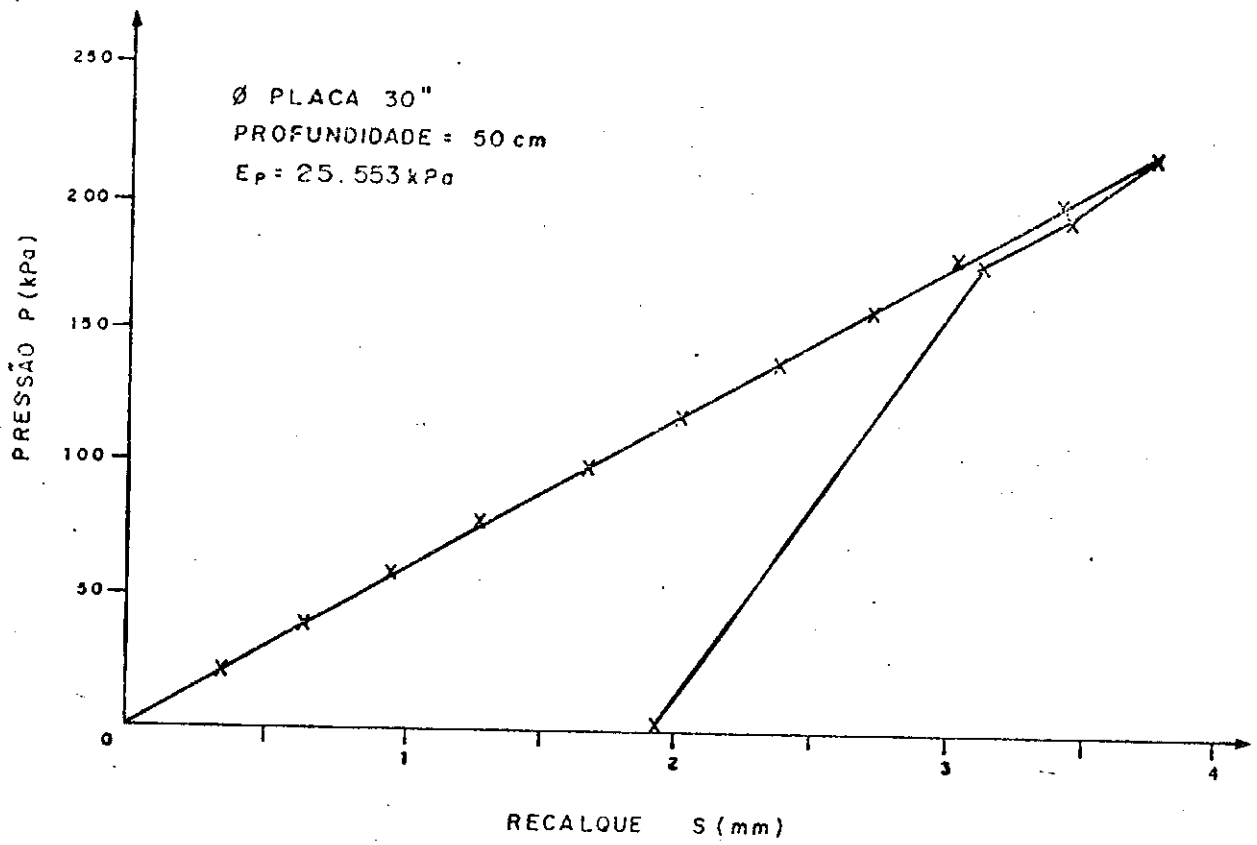


FIGURA 43 g — CURVA PRESSÃO x RECALQUE - 07

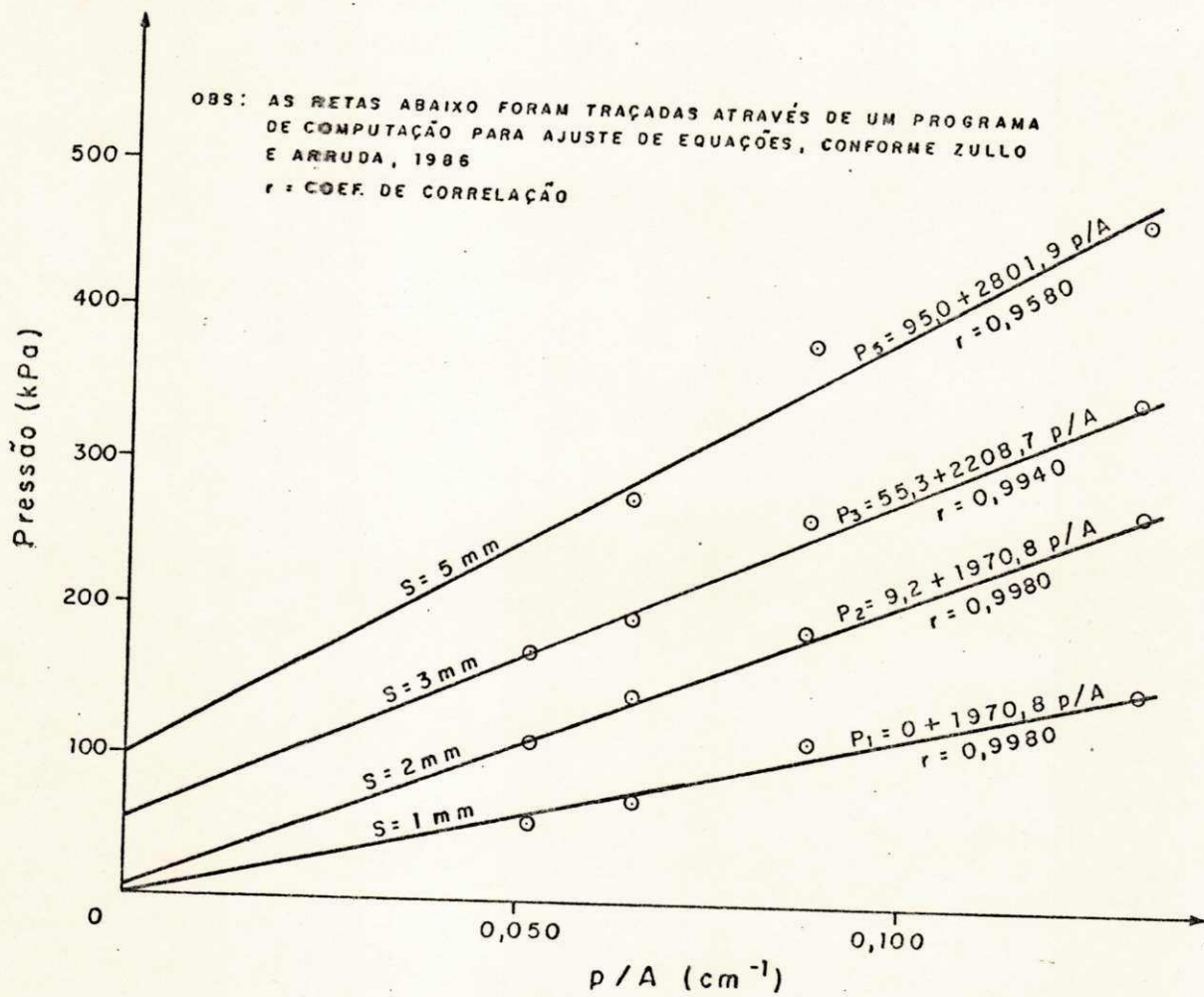


FIGURA 44 - CURVAS "PRESSÃO x PERÍMETRO / ÁREA"

Na curva da Figura 43a, referente a uma prova de carga com a placa de 12 pol. (30,5cm), observa-se que no trecho final, a deformação prossegue sem que haja aumento de pressão, o que caracteriza uma rutura geral ou generalizada do solo, definindo-se então a pressão de rutura  $Q_r = 940$  kPa. Neste caso a tensão admissível ( $Q_{ad}$ ) da fundação é normalmente obtida da seguinte forma:

$$Q_{ad} = Q_r/2 \text{ ou,}$$

$$Q_{ad} = 940/2 = 470 \text{ kPa}$$

Comparando-se este valor com a carga admissível ( $q_{ad}$ ) obtida para uma sapata hipotética com 30 cm de diâmetro (Tabela 18), encontra-se as seguintes relações:

$$q_{ad(\text{menard})} = 1,60 Q_{ad}$$

$$q_{ad(\text{B.G.})} = 1,50 Q_{ad}$$

$$q_{ad(\text{B.G.})} = 0,95 Q_{ad}$$

Nota-se que os valores da pressão ( $q_{ad}$ ) para os métodos de MENARD e Baguelin superestimam a pressão admissível do solo em valores da ordem de 60% e 51%, enquanto que o método de Bustamante e Gianselli apresenta um resultado aproximadamente igual ao obtido para a prova de carga, sendo aquele cerca de 5% menor.

#### Módulo de Deformação ( $E_p$ )

Considerando o solo como um meio semi-infinito elástico e homogêneo e usando-se a teoria da elasticidade (equação 23), calculou-se os módulos de deformação tangente a partir das curvas pressão X recalque decorrentes dos ensaios de placa (Figuras 43a

a 43g). Para tal considerou-se  $\nu = 0,33$  (o mesmo adotado para o módulo pressiométrico) e o coeficiente de forma ( $c_r = 0,636$ ) de acordo com a Tabela 12. Não se levou em consideração a profundidade do ensaio por ser esta muito pequena. Os resultados dos módulos  $E_r$  são apresentados abaixo:

Diâmetro da Placa(pol)	Módulos de Deformação Tangente (KPa)
12	27.638 - 25.654
18	27.275 -
24	33.705 - 20.322
30	23.493 - 25.553

observa-se, portanto, que os módulos  $E_r$  são bastante superiores aos módulos pressiométricos  $E_m$  obtidos para o mesmo solo e em profundidades equivalentes. Comparando-se o valor médio dos módulos  $E_r$  obtidos com placas de 30 polegadas com o módulo pressiométrico médio para uma profundidade de 100 cm (Tabela 17b), que corresponde aproximadamente a meia altura do bulbo de pressão da placa de ensaio, encontra-se a seguinte relação:

$$E_r = 1,67 E_m$$

Nas Figuras 43f e 43g observa-se uma relação tensão X deformação praticamente linear e os módulos de deformação tangentes se confundem com os módulos secantes, sendo, portanto, o módulo  $E_r$  praticamente um módulo de elasticidade.

#### Recalques (s)

A partir dos módulos pressiométricos médios (Figura 40) calculou-se os recalques (via método pressiométrico), para uma sapata hipotética com 60cm de diâmetro e assente a 50cm de

profundidade, de acordo com as equações 15 e 16 onde:

$$E_0 = 13.161 \text{ kPa}$$

$$E_1 = 14.675 \text{ kPa}$$

$$3/E_{3/40} = 1/17.170 + 1/17.170 + 1/18.291 \text{ ou}$$

$$3/E_{3/40} = 17.528 \text{ kPa}$$

como, neste caso, não temos valores de módulos ( $E_n$ ) para profundidades maiores, admitiu-se:

$$E_{0,7/8} = E_{7/10} = 18.291 \text{ kPa} \text{ então,}$$

$$1/E_d = 1/4 [1/13.161 + 1/0,85 \times 14.675 + 1/17.528 + \\ 1/2,5 \times 18.291 + 1/2,5 \times 18.291] \text{ logo,}$$

$$E_d = 15.567 \text{ kPa}$$

$$= 2/3 \text{ (Tabela 7)}$$

$$\sigma = \mu = 1,1 \text{ (Figura 15)}$$

a tabela abaixo mostra os recalques calculados pelo método pressiométrico e os recalques medidos na prova de carga com placa de 24 polegadas (Figura 43d) onde se observa que, para pressões de 100kPa e 200kPa, os valores calculados se aproximam dos valores medidos.

Pressão aplicada (kPa)	Recalque calculado (mm)	Recalque medido (Fig. 43d) (mm)
100	1,28	1,15
200	2,57	2,65
300	3,86	5,10

#### 4.3.3.2 - Provas de Carga Executadas no Campo Experimental 02

As Figuras (45a) a (45d) apresentam as curvas referentes às provas de carga sobre placas de 24 pol. (60,9cm) executadas no campo experimental 02.

As curvas 08, 09 e 10, apresentam envoltórias bem definidas. Observa-se no final destas curvas deformações relativamente grandes e crescentes para cada nível de pressão e não se verifica um rutura brusca, o que caracteriza uma curva típica de solos de rutura local, não existindo portanto uma definição clara da tensão de rutura. Neste caso a tensão admissível ( $Q_{ad}$ ) é obtida normalmente considerando o menor dos valores abaixo:

$$Q_{ad} = Q_{25}/2$$

$$Q_{ad} = Q_{10}$$

sendo  $Q_{25}$  a tensão correspondente a um recalque de 25mm (considerada rutura convencional) e  $Q_{10}$  a tensão para um recalque de 10mm (limitação de recalque). Assim para as curvas referentes aos ensaios a 100cm, 200cm e 300cm de profundidade, encontrou-se as seguintes tensões admissíveis:

$$Q_{ad} (p/100cm) = 130 \text{ kPa}$$

$$Q_{ad} (p/200cm) = 192,5 \text{ kPa}$$

$$Q_{ad} (p/300cm) = 255 \text{ kPa}$$

Comparando-se os valores acima com as pressões " $q_{ad}$ ", obtidas para supostas sapatas com 60 cm de diâmetro e assentes nas mesmas profundidades (Tabela 20) encontrou-se as seguintes relações:

- para 100cm de profundidade

$$q_{ad(c.s.)} = 1,95 Q_{ad}$$

$$q_{ad(c.s.)} = 1,22 Q_{ad}$$



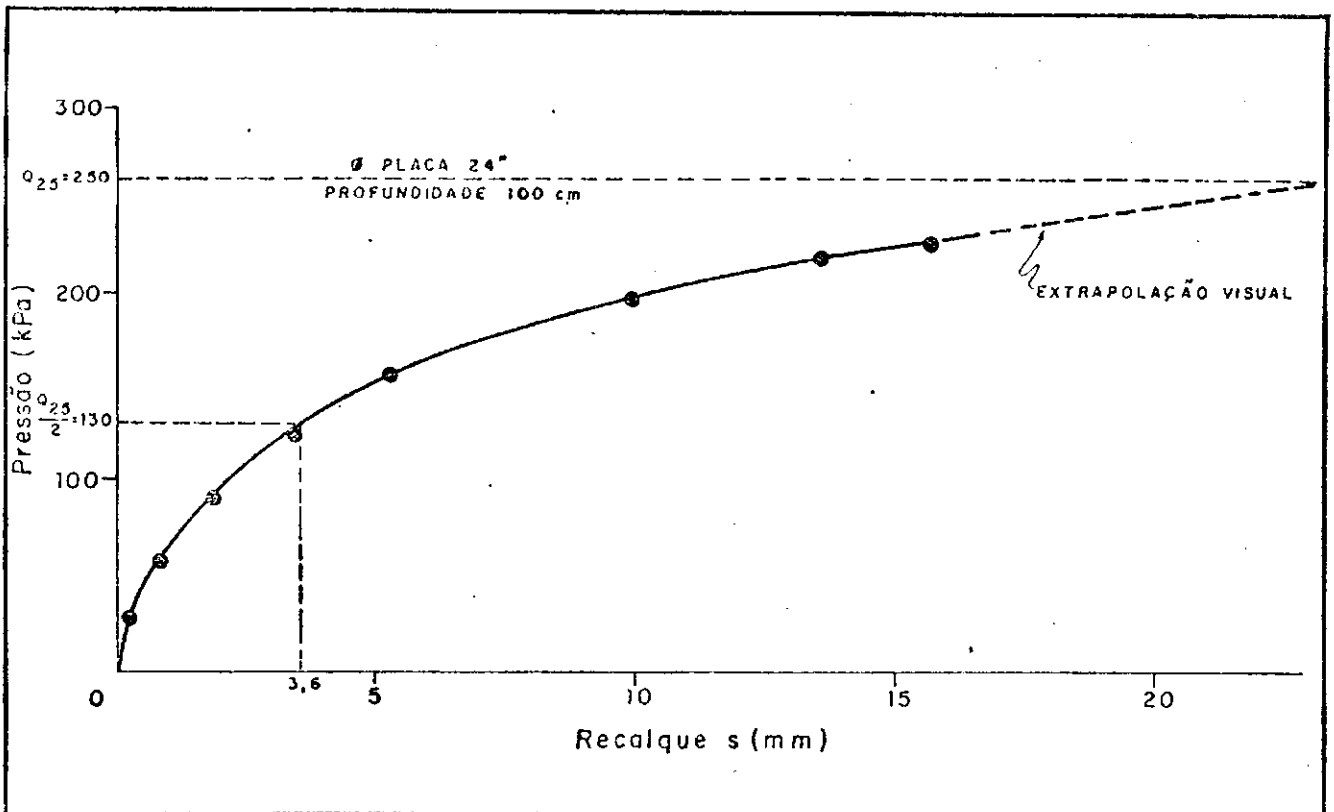


FIGURA 45 a - CURVA PRESSÃO x RECALQUE - 08

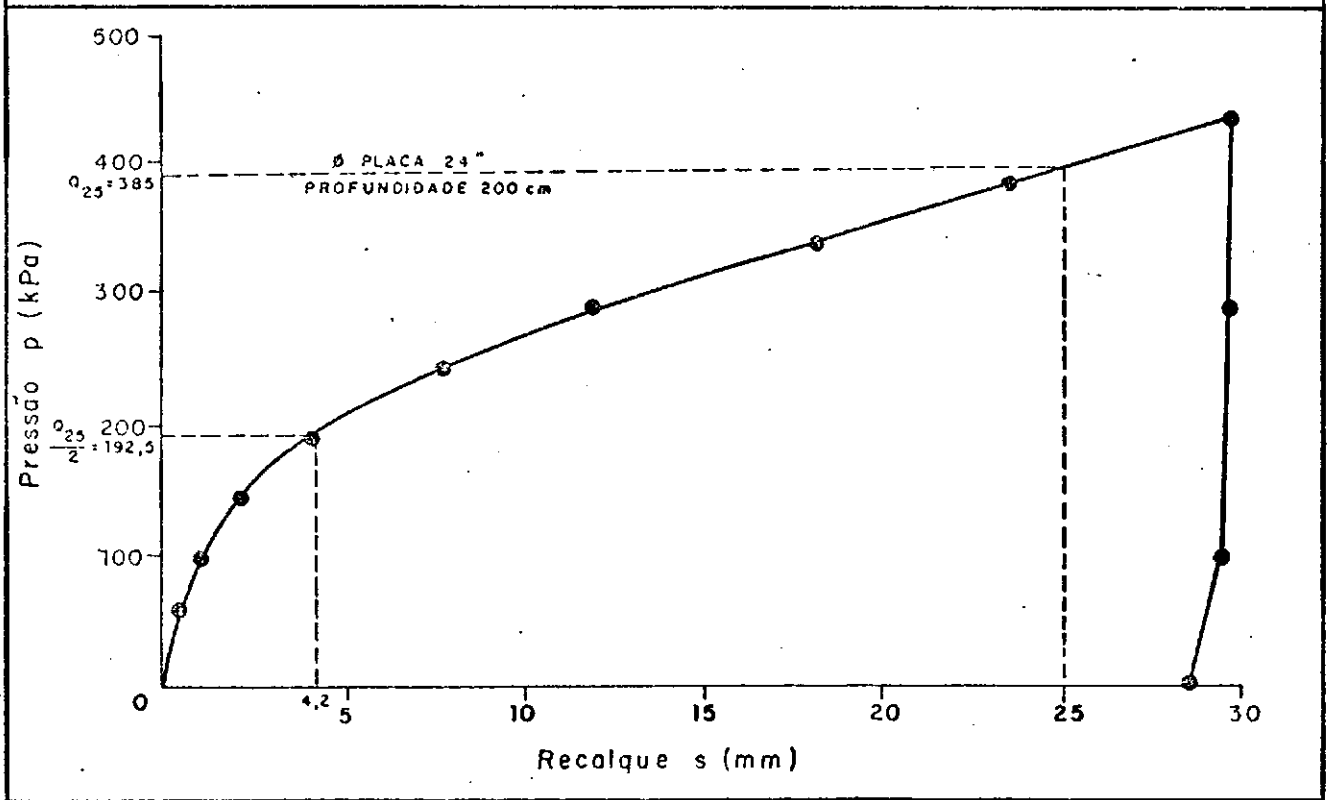


FIGURA 45 b - CURVA PRESSÃO x RECALQUE - 09

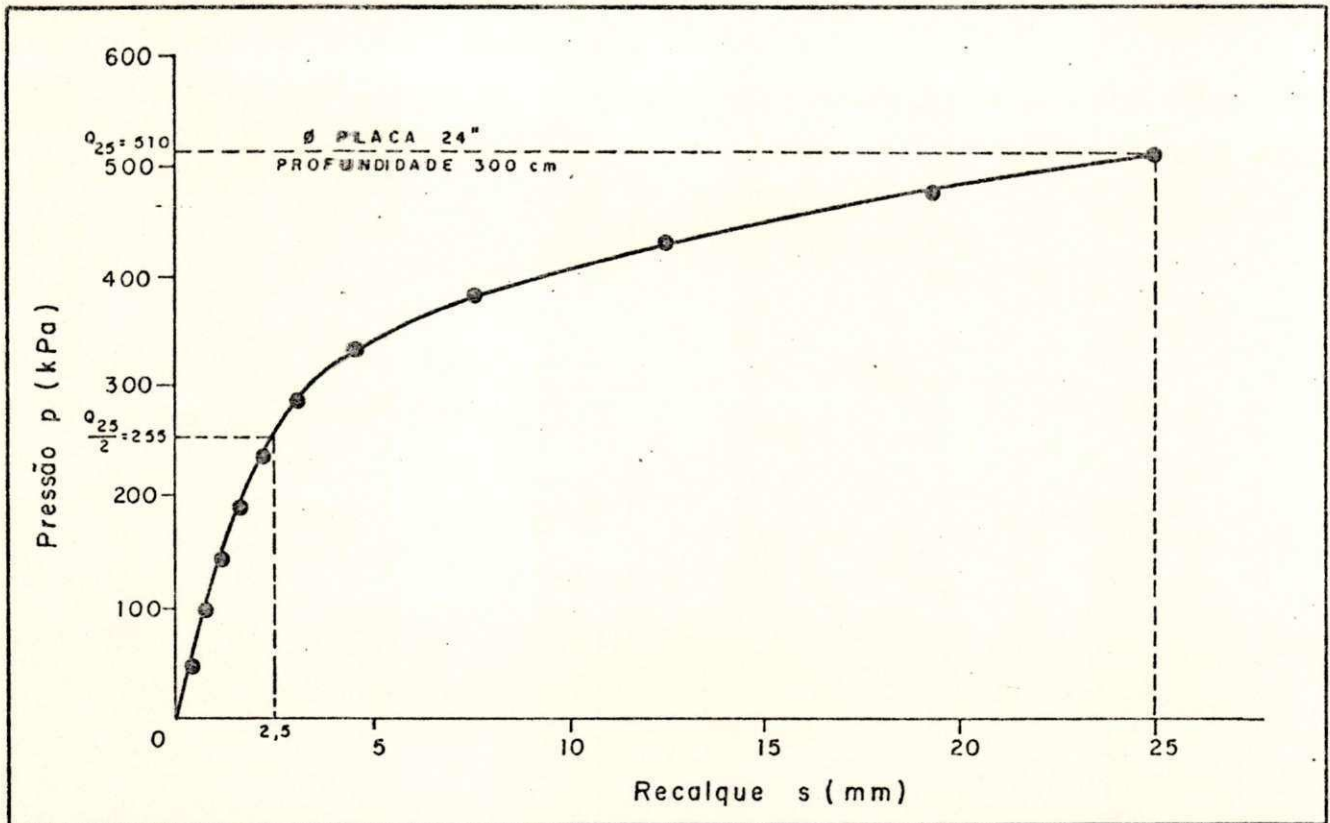


FIGURA 45c - CURVA PRESSÃO x RECALQUE - 10

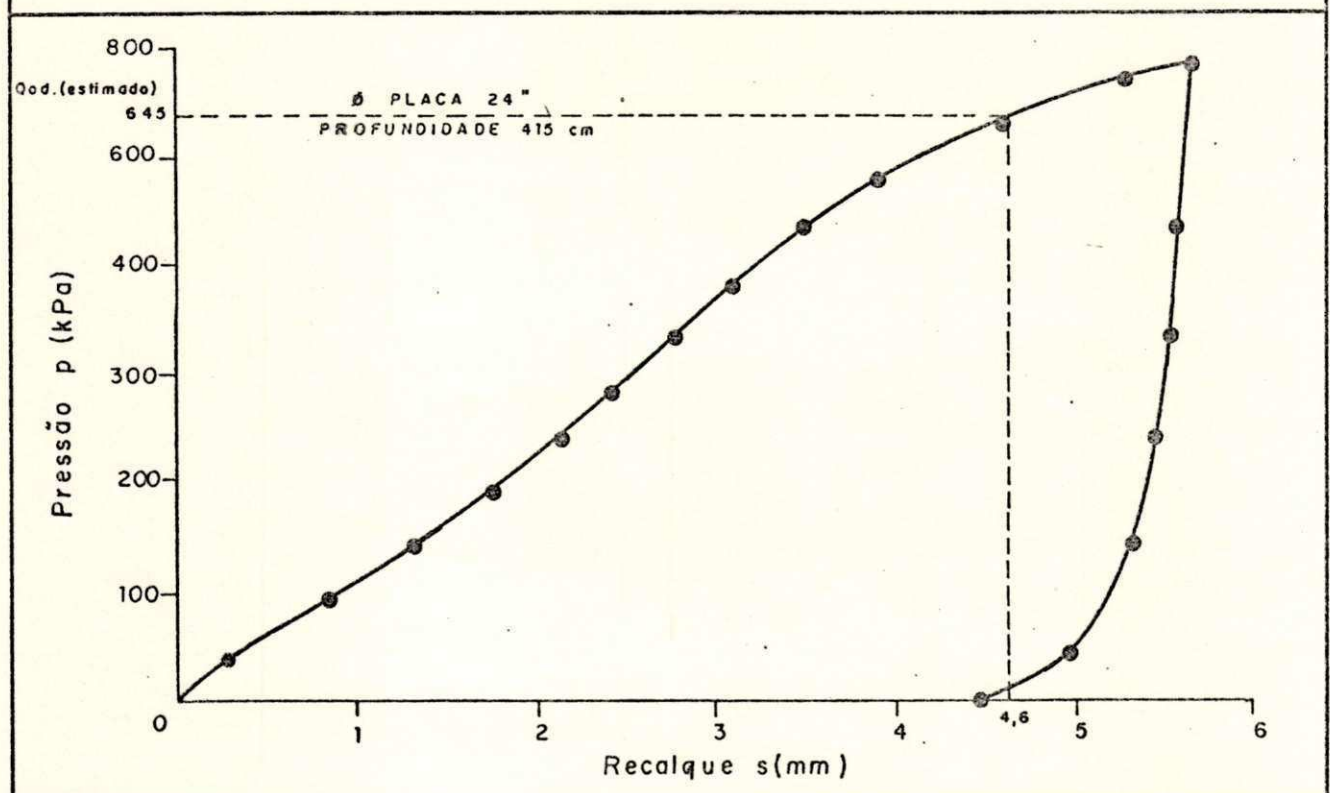


FIGURA 45d - CURVA PRESSÃO x RECALQUE - 11

- para 200cm de profundidade

$$q_{ad(B.G.)} = 1,84 Q_{ad}$$

$$q_{ad(B.G.)} = 0,97 Q_{ad}$$

- Para 300cm de profundidade

$$q_{ad(B.G.)} = 1,84 Q_{ad}$$

$$q_{ad(B.G.)} = 0,88 Q_{ad}$$

O valor da pressão "q<sub>ad</sub>" obtida pelo método de Baguelin é cerca de 95% maior do que a pressão Q<sub>ad</sub> para 100cm e 84% maior para 200cm e 300cm de profundidade. E, novamente, o método de Bustamante e Gianselli apresentou valores aproximados sendo 22% superior para 100cm, e 3% e 12% inferior para 200cm e 300cm respectivamente. Neste caso não se comparou com os valores obtidos pelo método de MENARD uma vez que estes são praticamente iguais aos de Baguelin.

Na curva 10 referente à prova de carga na profundidade de 415cm, atingiu-se deformações relativamente pequenas e se torna difícil determinar a tensão Q<sub>ad</sub>.

Considerando que os valores de carga admissível "q<sub>ad</sub>" obtidos pelo método de Bustamante e Gianselli se aproximam bastante das pressões "Q<sub>ad</sub>" obtidas nas provas de carga apresentadas, então se admitirmos ser válido para o solo na profundidade de 415cm temos: Q<sub>ad</sub> (B.G) = 643 kPA (Tabela 19) o que equivale a uma deformação da ordem de 4,6mm na curva 11.

#### 4.3.4 - Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT)

##### 4.3.4.1 - Campo Experimental 01

Os resultados das sondagens realizadas no campo experimen-

tal 01 são apresentados no apêndice 3. Onde se observa em geral um aumento da resistência do solo com a profundidade, traduzida em termos do Índice de Resistência à Penetração para os 30cm finais ( $N_{BPT}$ ).

Os valores de  $N_{BPT}$  não apresentam correlação significativa com o módulo pressiométrico ( $E_M$ ) e a pressão limite ( $P_L$ ) para as "mesmas profundidades" (por ex.:  $N_{BPT}$  de 0 a 45cm com  $E_M$  a 50 cm) uma vez que os valores se distribuíram em torno de um ponto médio, não permitindo que se estabeleça mais do que relações de intervalos como os seguintes:

$N_{BPT}$	$E_M$ (kPa)	$P_L$ (kPa)	Z (cm)
7 a 12	7.450 a 17.819	650 a 1.310	50
11 a 19	10.550 a 19.279	800 a 1.420	100
14 a 20	10.738 a 21.325	1.015 a 1.800	150
14 a 22	11.220 a 21.270	1.100 a 1.550	200

Já para profundidades diferentes e considerando os valores médios (Fig. 46), foi possível se estabelecer uma relação (Figs. 47a e 47b) entre  $N_{BPT}$  (médio) e os valores  $E_M$ (médio) e  $P_L$  (médio) cujas equações são apresentadas abaixo:

$$E_M = 7313,69 + (595,1323) \times N_{BPT}$$

$$r = 0,9040 \quad (E_M \text{ em kPa})$$

$$(p/ 9 < N_{BPT} < 16)$$

$$P_L = 486,8721 + (52,68018) \times N_{BPT}$$

$$r = 0,9250 \quad (P_L \text{ em kPa})$$

sendo  $N_{BPT}$  o número de golpes para os 30cm finais e "r" o coeficiente de correlação.

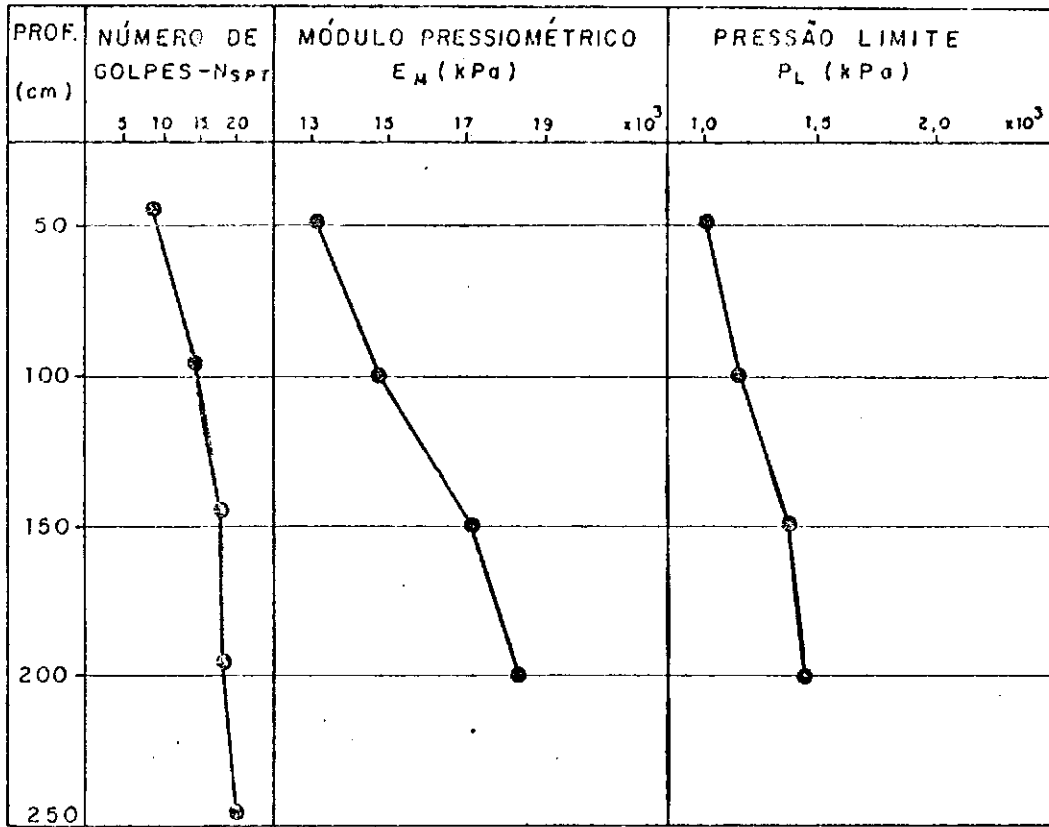


FIGURA 46 — VALORES MÉDIOS DE:  $N_{SPT}$ , MÓDULO PRESSIOMÉTRICO E PRESSÃO LIMITE x PROFUNDIDADE — CAMPO EXPERIMENTAL 01

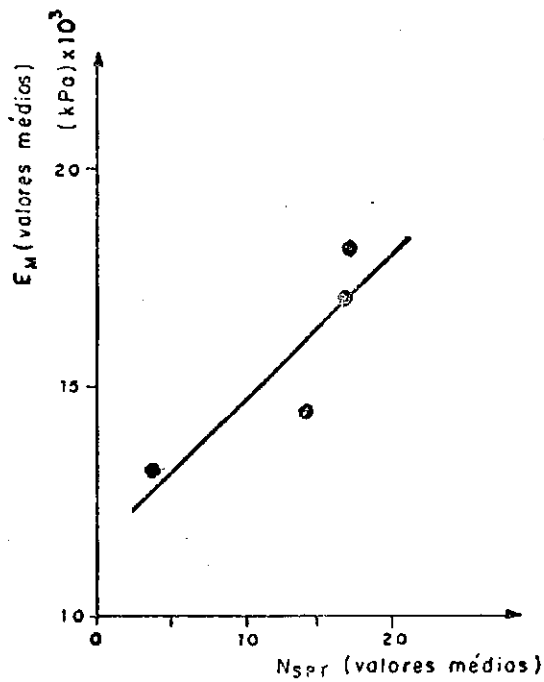


FIGURA 47a — CURVA  $N_{SPT} \times E_M$

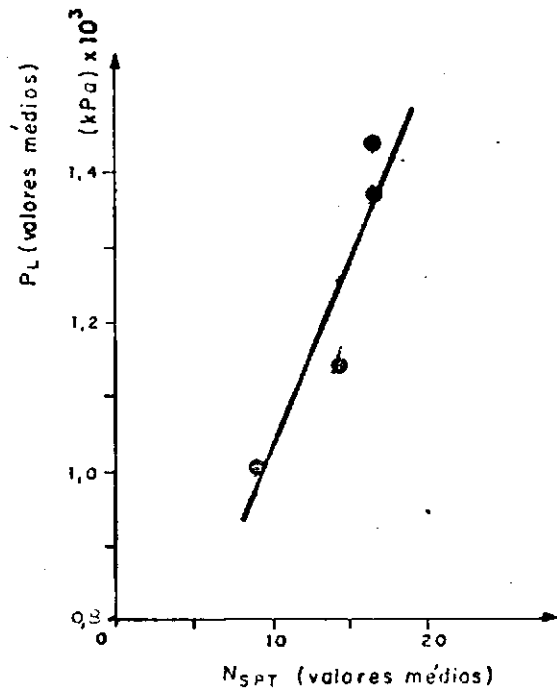


FIGURA 47b — CURVA  $N_{SPT} \times P_L$

Admitindo que os valores médios de  $N_{SPT}$  (Fig. 46) sejam representativos da resistência do maciço, então, com estes valores, podemos calcular a taxa admissível ( $q_a$ ) de uma fundação. Para tal usaremos a expressão proposta por Terzaghi para argilas:

$$q_a = 1,33 N (1 + 0,3 \times B/L) \text{ t/m}^2$$

considerando uma sapata circular hipotética, assente a uma profundidade de 50cm e admitindo-se o valor médio dos índices de penetração (a partir da Fig.46), abaixo da cota de assentamento da sapata até uma profundidade de 200cm, como representativo da camada de suporte, ou seja:

$$N(\text{médio}) = (14,6 + 16,7 + 16,7)/3$$

$$N(\text{médio}) = 16, \text{ então}$$

$$q_a = 1,33 \times 16 [1 + (0,3 \times 1)] \text{ sapata circular } B/L = 1$$

$$q_a = 27,7 \text{ t/m}^2 \text{ ou}$$

$$q_a = 277 \text{ kPa}$$

É importante observar que a pressão " $q_a$ " não leva em conta o diâmetro da sapata. Assim se comparou este valor com a carga admissível " $q_{ad}$ " (Tab. 19) obtida pelo método de Bustamante e Gianselli (uma vez que estes resultados se aproximaram dos valores  $Q_{ad}$  obtidos nas provas de carga) para sapatas de 30cm e 120cm de diâmetro cujos valores são apresentados abaixo:

$$q_{ad(B.G.)} = 1,62 q_a \text{ (para sapata com 30cm de diâmetro)}$$

$$q_{ad(B.G.)} = 1,35 q_a \text{ (para sapata com 120 cm de diâmetro)}$$

Observa-se que a pressão admissível obtida via SPT é cerca de 62% menor em relação aos valores via pressiómetro (método B.G)

e prova de carga, considerando uma sapata hipotética de 30cm de diâmetro e a prova de carga (Fig. 43a) com placa de 12 pol. (30,5cm), e 35% menor em relação ao valor  $q_{ad, B.U.}$ , para uma sapata circular hipotética com 120cm de diâmetro.

#### 4.3.4.2 - Campo Experimental 02

O resultado da sondagem executada no campo experimental 02 encontra-se no apêndice 3.

A Figura 48 apresenta os valores de  $N_{ERT}$ ,  $E_m$  e  $P_L$  onde observa-se que os valores de  $N_{ERT}$  cresceram com a profundidade apresentando comportamento semelhante ao módulo  $E_m$  e a pressão  $P_L$  obtidos no mesmo solo. As Figuras 49a e 49b mostram respectivamente as curvas de regressão, " $N_{ERT} \times E_m$ " e " $N_{ERT} \times P_L$ ", considerando os resultados obtidos para profundidades menores que 400cm, uma vez que a partir desta, tem-se uma camada de solo bem diferente da anterior. As equações de regressão são mostradas a seguir:

$$E_m = -2956,667 + (2312,167) \times N_{ERT}$$

$$r = 0,9390 \quad (E_m \text{ em kPa})$$

$$(p/2 \ll N_{ERT} \ll 5)$$

$$P_L = -103,75 + (140,00) \times N_{ERT}$$

$$r = 0,9940 \quad (P_L \text{ em kPa})$$

Determinou-se a capacidade de carga ( $q_a$ ) do solo para sapatas circulares usando novamente a equação (19). Para isso considerou-se  $N_{ERT}$  igual a 5 para profundidades de até 350cm e igual a 10 para profundidade maiores:

$$q_a = 1,33 \times 5 (1 + 0,3 \times 1) = 8,7 \text{ t/m}^2, \text{ (para } N = 5)$$

ou  $q_a = 87 \text{ kPa}$

$$q_a = 1,33 \times 10 (1 + 0,3 \times 1) = 17,3 \text{ t/m}^2, \text{ (para } N = 10)$$

ou  $q_a = 173 \text{ kPa}$

Nota-se que os valores da pressão admissível estimados a partir do índice de resistência a penetração são pequenos se comparados com os valores  $q_{ad}$  e  $Q_{ad}$  obtidas respectivamente através de ensaios pressiométricos e provas de carga.



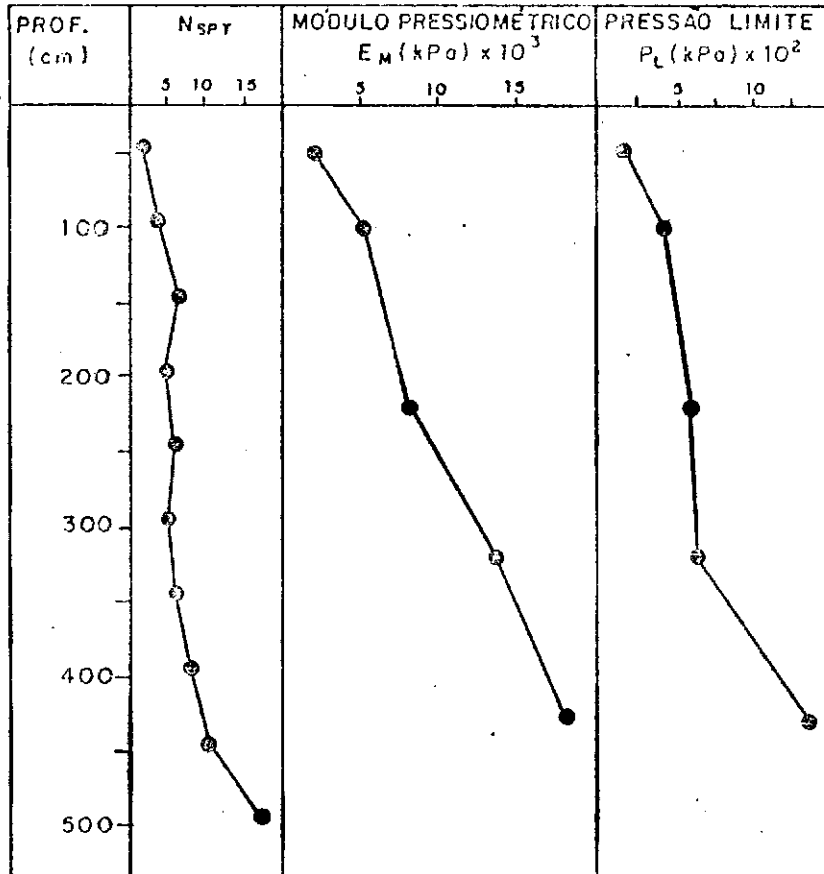


FIGURA 48 — VALORES DE N<sub>SPT</sub>, E<sub>M</sub> E P<sub>L</sub> x PROFUNDIDADE - CAMPO EXPERIMENTAL 02

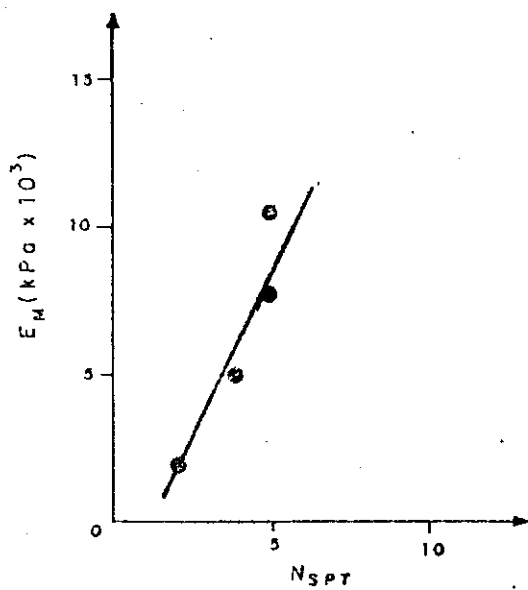


FIGURA 49a — N<sub>SPT</sub> x E<sub>M</sub>

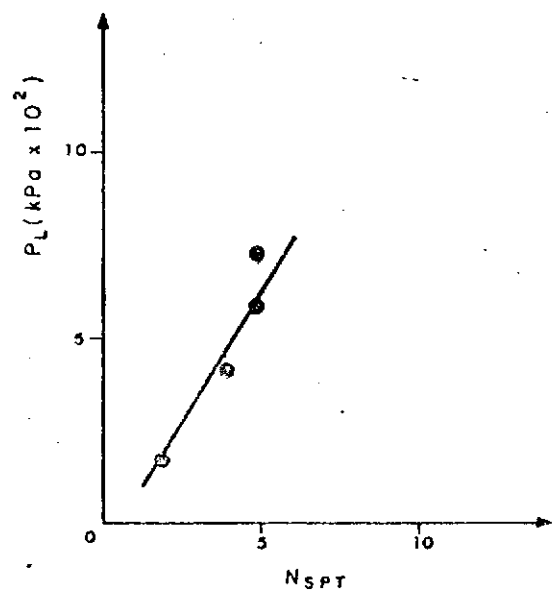


FIGURA 49b — N<sub>SPT</sub> x P<sub>L</sub>

## CAPITULO 5

### CONCLUSÕES E SUGETÕES PARA PESQUISAS POSTERIORES

#### 5.1 - Conclusões

De acordo com a revisão bibliográfica e diante dos resultados de ensaios executados para este trabalho e, ainda, restringindo-se aos solos estudados, podem-se destacar as seguintes conclusões:

- a - O pressiômetro de BRIAUD é um equipamento de manuseio relativamente simples e o ensaio pressiométrico é de fácil execução, se comparado por exemplo, com a prova de carga sobre placas, cuja execução é bastante laboriosa, e até mesmo se comparando com o SPT, no que diz respeito à mobilidade do equipamento e mobilização de mão-de-obra.
- b - Os resultados dos ensaios obtidos com o pressiômetro de BRIAUD, usando-se as metodologias de MENARD e de BRIAUD, parecem não divergir significativamente, entretanto sugere-se que para o estudo de fundações usemos a metodologia de MENARD pelos seguintes motivos:
  - maior precisão nas leituras de volume e pressão durante a execução do ensaio;
  - evitar-se-á a determinação das pressões  $P_0$  e  $P_r$  de modo subjetivo, uma vez que são determinadas a partir da curva de creep;
  - a metodologia para o cálculo da capacidade de carga de fundações, foi desenvolvida a partir de ensaios

com pressão controlada e medições dos volumes para 15, 30 e 60 segundos;

- o ensaio se aproxima mais das provas de carga sobre placas, uma vez que estas são executadas com controles de pressão e medida das deformações até a estabilização dos recalques para cada nível de pressão.
- c - Há uma influência bastante significativa da área da placa (considerando placas com diâmetro de 12 a 30 polegadas) na magnitude dos recalques, para uma mesma pressão. Sendo que, para um mesmo recalque, o valor da pressão varia de acordo com a lei de linearidade de Housel.
- d - A preparação do furo para o ensaio pressiométrico, pode ser efetuada através de trado do tipo espiral operado manualmente.
- e - As capacidades de carga ( $q_r$ ) obtidas pelos métodos de MENARD e BAGUELIN se aproximaram bastante, enquanto que o método de BUSTAMANTE apresentou valores bem mais baixos.
- f - Os valores da carga admissível ( $q_{ad}$ ), via método de BUSTAMANTE, apresentam valores bastante próximos da tensão " $Q_{ad}$ " obtida para as provas de carga sobre placas com 12 e 24 polegadas de diâmetro, admitindo-se respectivamente uma rutura geral e rutura convencional. Assim, o método de BUSTAMANTE parece ser o mais apropriado para o pressiômetro de BRIAUD. Entretanto, convém lembrar que o número de ensaios realizados é muito pequeno, o que não exclui a possibilidade de uma

simples coincidência de valores.

- g - Existe uma certa dispersão nos valores de  $E_m$  e  $P_L$  para uma mesma profundidade, provavelmente em virtude do ensaio envolver um volume de solo relativamente pequeno sendo, portanto, muito influenciado por variações locais das condições do solo, o que sugere a necessidade de se trabalhar com o valor médio de pelo menos três ensaios em cada profundidade.
- h - Existe uma relação grosseira entre o módulo pressiométrico  $E_m$  e a pressão  $P_L$  para uma mesma profundidade.
- i - Há uma relação entre os valores de  $N_{BPT}$  com o módulo  $E_m$  e a pressão  $P_L$  para profundidades diferentes.
- j - Existe uma relação entre a carga admissível (qad) obtida pelos métodos de MENARD, B.J.S. e B.G. com a pressão obtida nas provas de carga, para um determinado recalque (de acordo com a lei de linearidade de Houssel) considerando-se sapatas de diversos diâmetros.
- l - Há indicativos da possibilidade do uso do pressiômetro de BRIAUD, na determinação da capacidade de carga de fundações superficiais com viabilidade técnica e econômica, entretanto para se evitar a validação de uma técnica em função de possíveis coincidências numéricas que possam ocorrer, se faz necessário a execução de um número de ensaios suficientemente grande para um tratamento estatístico.

## 5.2 - Sugestões para pesquisas posteriores

Na execução de futuros trabalhos que visem à previsão da carga admissível de fundações, a partir de ensaios com o pressiômetro de BRIAUD sugere-se:

- a - comparar os resultados de pressão limite com a resistência de ponta do cone de penetração;
- b - comparar os resultados do pressiômetro de BRIAUD com resultados de um pressiômetro do tipo MENARD e, se necessário, adaptar um método de cálculo de fundações para o pressiômetro de BRIAUD;
- c - verificar a possibilidade de se adaptar uma sonda de volume maior;
- d - realização de provas de carga com placas de diversos diâmetros e verificar a validade da lei de Houssel para deformações maiores;
- e - verificar a influência do método de perfuração no módulo pressiométrico.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AICHORN, W. (1957). Techniques of Field Measurement and Sampling: Discussion, Apud Baguelin, F., Jezequel, J. F. & Shields, D. H.: The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: trans Tech Publications, 1978.
2. ALONSO, U. R. (1983). Exercícios de Fundações. São Paulo: Edgard Blucher.
3. AMORIM, P. C. (1986). "Determinação da Taxa de Resistência do Terreno para fins de Projeto e Execução de Fundações, em dois Solos Típicos de Manaus". VIII COBRAMSEF, Porto Alegre, Vol. VI, pp. 243-250.
4. BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F. & SHIELDS, D. H. (1978). The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: Trans Tech Publications.
5. BAGUELIN, F., BUSTAMANTE, M. & FRANK, R. A. (1986). "The Pressuremeter for Foundations: French Experience". ASCE Conf. In Situ '86, Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, blacksburg, Virginia, USA, pp. 31-46.
6. BARATA, F. E. (1966). "Ensaio de Placa para Fixação da Taxa Admissível de Fundações Diretas", III Congresso

Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol. I, Belo Horizonte, 1966.

7. BARATA, F. E. (1970). "Correlações Importantes entre alguns Módulos de Deformações do Terreno", IV COBRAMSEF, Rio de Janeiro, Vol. I, pp. 101-116.
8. BARATA, F. E. (1984). Propriedades Mecânicas dos Solos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
9. BARATA, F. E., CÔRTEZ, H. M. & SANTOS, L. B. (1970). "Aplicações do cone Holandês ao Projeto de Fundações Diretas", IV COBRAMSEF, Rio de Janeiro, Vol. I.
10. BERBERIAN, D. (1986). Sondagens do subsolo para fins de engenharia. Brasília: Infrasolo Ltda.
11. BOWLES, J. L. (1968). Foundation analysis and design. New York: McGrawHill Book Co.
12. BRIAUD, J. L. (1979). The Pressuremeter: Application to Pavement Design, Ph. D. Dissertation, University of Ottawa, Civil Engineering Department, Canadá.
13. BRIAUD, J. L. & SHIELDS, D. H. (1979). "A Special Pressure Meter and Pressure Meter Test for Pavement Evaluation and Design". Geotechnical Testing Journal.

14. BRIAUD, J. L., TUCKER, L. & FELIO, G. (1983). Pressuremeter, Cone Penetrometer and Foundation Design, Vol. 1, Engineering Department, Texas A & M University.
15. BURGESS, W. & EISENSTEIN, Z. (1977). "The Application of Pressuremeter Test Results in Deformation Analyses". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, pp 64-75.
16. CASSAN, M. (1974). "L'essai Pressiometrique et ses Applications". Mecanique des Sols les Essais in Situ, Centre D'Actualisation Scientifique et Technique, Lyon, pp. 379-446.
17. CASSAN, M. (1978). Les essais in Situ en Mécanique des Sols, tomo I, Réalisation et Interprétation, Paris: Éditions Eyrolles.
18. CAPUTO, H. C. (1985). Mecânica dos Solos e suas Aplicações Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, Vol. 2.
19. CLARK, B. G. (1989). "The Analysis and Interpretation of Pressuremeter Tests". International Seminar on Recent Advances on Foundation Analysis and Design. Rio de Janeiro.



20. COSTET, J. & SANGLERAT, G. (1975). Curso Practico de Mecanica de Suelos. Ediciones Omega S. A., Barcelona.
21. DECOURT, L. (1978). "Resistência e Compressibilidade de uma Argila de São Paulo a Partir de Ensaio de Campo e de Laboratório". Anais do 6<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Vol. 1, pp. 37-43.
22. FOX, E. W. (1948). The Mean Elastic Settlements on Distribution of Vertical Loading Through Sand. Apud, BARATA, F. E. (1984), Propriedades Mecânicas dos Solos, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
23. HARTMAN, J. P. (1974). Finite Element Parametric Study of Vertical Strain Influence Factors and the Pressuremeter Test. Apud, BRIAUD, J. L. (1979), The Pressuremeter: Applications to Pavement Design, Ph. D. Dissertation, University of Ottawa, Civil Engineering Department, Canadá.
24. HOUSEL, W. S. (1929). A Practical Method for the Selection of Foundation Based on Fundamental Research in Soil Mechanics. Apud, BARATA, F. E. (1984). Propriedades Mecânicas dos Solos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
25. JEZEQUEL, J., LEMASSON, H. & TOUZÉ, J. (1968). Le

Pressiomètre Ménard. Apud CASSAN, M. (1978): Les Essais in Situ en Mécanique de Sols, tomo I, Réalisation et Interprétation, Paris: Éditions Eyrolles.

26. JEZEQUEL, J. F. (1968). "Essais in Situ et Foundations sur Pieux". Apud BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F. & SHIELDS, D. H. (1978). The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: Trans Tech Publications.
27. LAREAL, P. (1974). "La Reconnaissance Geotechnique". Mecanique des Sols les Essais in Situ, Centre D'Actualisation Scientifique et Technique, Lyon, pp.15-88
28. LEISCHNER, W. (1966). Die Bautechnische Baugrundbeurteilung Mittels Horizontaler Belastungsversuche im Bohrloch Nach dem Kogler - Verfahren. Apud BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F. & SHIELDS, D. H. (1978): The Pressuremeter and Foundation Engineering Mass.: Trans Tech Publications.
29. MARCHAL, J. (1972). Influence de la Mise en Place de la Sonde Pressiometrique. Apud BAGUELIN, F. JEZEQUEL, J. F. & SHIELDS, D. H. (1978). The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mas.: Trans Tech Publications.
30. MEHTA, S. V. R. (1989). "Evaluation Subsoil Properties by Pressuremeter Test". Proceedings of the International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro.

31. de MELLO, W. F. B. (1967). Considerações sobre os Ensaios de Penetração e sua Aplicação a Problemas de Fundações Rasas. Tese de Livre Docência, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo.
32. de MELLO, W. F. B. (1971). "The Standard Penetration Test State of the Art". Proc. 4th PACSMFE, Puerto Rico.
33. MENARD, L. (1957). Mesure in situ des Propriétés Physiques des Sols. Apud CASSAN, M. (1978). Les essais in situ en Mécanica des Sols, tomo I, Réalisation et Interprétation, Paris: Editions Eyrolles.
34. MENARD, L. (1962). Comportamento d'une Fondation Profonde Soumise à des Efforts de Renversement. Apud BAGUELIN, F., BUSTAMANTE, M. & FRANK, R. A. (1986). The Pressuremeter for Foundations: French Experience. ASCE Conf. In Situ '86, Use of In Situ Tests in geotechnical Engineering, Blacksburg, Virginia, USA, pp. 31-46.
35. MENARD, L. (1963). "Calcul de la Force Portante des Fondations sur la base des Essais Pressiométriques". Sols - Soils, Paris France, N<sup>o</sup> 5, pp. 9-32.
36. MENARD, L. (1975). The Interpretation of Pressuremeter Test Results. Sols Soils N<sup>o</sup> 26.
37. MENARD, L. & ROUSSEAU, J. (1962). L'évaluation des

- Tassements. Tendances Nouvelles. Apud, BAGUELIN, F. BUSTAMANTE, M. & FRANK, R. A. (1986). The Pressuremeter for Foundations: French Experience. ASCE Conf. In Situ '86, Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, Virginia, USA, pp. 31-46.
38. MINDLIN, R. D. (1936). Forces at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid. Apud, BARATA, F. E. (1984), Propriedades Mecânicas dos Solos, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
39. MORI, H. A. (1970). Review of Japanese Sub-Surface Investigation Techniques, J. S. E. Asian Society Geotechnical Engineering. Apud SOARES, M. M. (1987). "Uso de ensaios de Campo para Obtenção de Parâmetros Geotécnicos". Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, Brasília - DF: Universidade de Brasília, pp. 229-269.
40. NBR - 7118 - Método para Análise Granulométrica por Peneiramento e Sedimentação. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
41. NBR - 6459. (1984). Método para Determinação do Limite de Liquidez dos Solos. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas .
42. NBR - 7180. (1984). Método para Determinação do Limite de Plasticidade. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

43. NBR - 6508. (1984). Método de Ensaio para Determinação da Massa específica dos Grãos de Solos que passam na Peneira 4,8mm. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
44. OLIVEIRA FILHO, U. M. (1988). Fundações Profundas, D. C. Luzzatto Ed.
45. ROCHA FILHO, P. et al. (1983). "Interpretação dos ensaios SPT, CPT, PALHETA e PRESSIOMÉTRICOS para Projetos Geotécnicos". Relatório Interno do DEC-PUC-RJ.
46. SALENÇON (1966). Apud, CASSAN, M. (1974). L'essai Pressiometrique et ses Applications. Mecanique des Sols les Essais in Situ, Centre D'actualisation Scientifique et Technique, Lyon, pp. 379-446.
47. SANDRONI, S. S. & BRANDT, J. R. T. (1981). "Ensaio Pressiométricos em Solos Residuais Gnáissicos Jovens", Publicação AT 23/81, PUC - RJ.
48. SEROTA, S., & LOWTHER, G. (1976). A New and Simple Penetration Pressuremeter. Apud, BRIAUD, J. L. (1979). The Pressuremeter: applications to Pavement Design, Ph. D. Dissertation, University of Ottawa, Civil Engineering Department, Canadá.
49. SCHMERTMANN, J. H. (1978). "Use of the SPT to Measure

Dynamic Soil Properties? - Yes, but...!", Dynamic Geotechnical Testing, Denver, ASTM STP, pp. 341-355.

50. SHAMES, I. H. (1983). Introdução a Mecânica dos Sólidos, Rio de Janeiro: Editora Prentice-Hall do Brasil.
51. SIMONS, N. E. & MENZIES, B. K. (1981). Introdução a Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro: Ed. Interciência.
52. SOARES, M. N. (1987). "Uso de Ensaios de Campo para Obtenção de Parâmetros Geotécnicos". Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, Brasília - DF: Universidade de Brasília, pp. 229-269.
53. TEIXEIRA, A. H. (1966). "Correlações entre a Capacidade de Carga das Argilas e a Resistência à Penetração, III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Belo Horizonte, Vol. I.
54. TERZAGHY, K. & PECK, R. B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. New York: John Wiley & Sons.
55. TOLEDO FILHO, R. D. (1991). "Utilização de Ensaios Pressiométricos para Determinação das Propriedades dos Solos e sua Aplicação em Projetos de Fundações de Obras Rurais". XIX CONBEA, Piracicaba, São Paulo, 16-20 de Julho, pp.107-119.

56. TSCHEBOTARIOFF, GREGORY PORPHYRIEWITCH (1978). Fundações Estruturas de Arrimo e Obras de Terra. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil.
57. TSUCHYA, H. & TOYOOKA, Y. (1982). "Comparison between N-Value and Pressuremeter Parameters". Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. I, pp. 169-174.
58. UTO, K. & FUYUKI, M. (1981). Present State and Future Trend of Penetration Testing in Japan. Apud SOARES, M. M. (1987). "Uso de Ensaios de Campo para Obtenção de Parâmetros Geotécnicos". Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, Brasília - DF: Universidade de Brasília, pp. 229-269.
59. VARGAS, M. (1979). Fundações de Edifícios, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
60. VESIC, A. S. (1975). Bearing Capacity of Shallow Foundations. Apud, BARATA, F. E. (1984). Propriedades Mecânicas dos Solos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
61. ZULLO, J. R. & ARRUDA, F. B. (1986). Programa Computacional para Ajuste de Equações em Dados Experimentais, Campinas - SP, Instituto Agronômico, 23p., Boletim Técnico N<sup>o</sup> 113.

**APÊNDICE 1**

**O PRESSIOMETRO DE BRIAUD E PROCEDIMENTOS PARA ENSAIOS**



## APÊNDICE 1

### O PRESSIÔMETRO DE BRIAUD E PROCEDIMENTOS PARA O ENSAIO

#### 1.1 - O Pressiômetro de Briaud - modelo 32-35

O pressiômetro de pavimentação ou de Briaud é constituído por uma sonda cilíndrica monocelular, uma unidade de controle e um único tubo ligando a sonda à unidade de controle.

O pressiômetro é transportado em uma caixa de madeira de dimensões 120cm X 60cm X 30cm e pesa em torno de 50 Kg.

A sonda é constituída por três partes: o corpo, a membrana e as camisas (Figura 28). O corpo é um tubo de metal com 500mm de comprimento e 25mm de diâmetro. A membrana é um tubo de borracha, com 430mm de comprimento e 31mm de diâmetro externo, ao qual se sobrepõe lâminas de metal. As camisas de borracha e as camisas cônicas de metal são forçadas sobre as extremidades do revestimento. São parafusados dois anéis metálicos sobre as extremidades do corpo para forçar as camisas metálicas a se aproximarem limitando, assim, o comprimento inflável da sonda em 230mm.

O volume da sonda é de aproximadamente 190cm<sup>3</sup> quando deflatada e 280cm<sup>3</sup> quando totalmente inflada.

O tubo que liga a sonda à unidade de controle é de nylon com 5m de comprimento e diâmetro interno e externo de 2mm e 6mm. Durante um ensaio há uma perda de volume de aproximadamente  $3 \times 10^{-1} \text{ mm}^3 / \text{mkPa}^{-1}$  devido a expansão do tubo.

A unidade de controle (Figura 29) consiste de uma bomba

manual, um manômetro, dois tubos acrílicos (volumímetros), três recipientes acrílicos (para água e querosene), tubos de cobre, acessórios de latão e válvulas de alta pressão. A bomba manual é uma bomba padrão usada no ensaio triaxial e tem uma capacidade de  $100\text{cm}^3$ ; o manômetro tem uma variação de 0 a 2000 KPa. Os dois tubos acrílicos, que compõem o medidor de volume, têm diâmetros internos e externos de 16mm e 38mm e comprimento de 55cm.

## 1.2 - Carregando o Pressiômetro

Considerando que o pressiômetro esteja vazio, ou seja, sem água nos sistemas, o passo inicial para o seu uso, consiste em "carregá-lo" usando água d'aerada e querosene colorido (usado para medição do volume de água injetada na sonda durante o ensaio).

O método para o carregamento inicial do equipamento é descrito abaixo em ordem sequencial de operação.

- Arrume as hastes e a sonda horizontalmente no nível do terreno;
- Aparafuse completamente o pistão da bomba manual (sentido horário);
- Feche todas as válvulas;
- Complete os reservatórios 01 e 02 com água limpa (de preferência d'aerada);
- Abra a válvula D;
- Abra as válvulas A e C até que a água no tubo visor 02 (lado esquerdo) atinja  $-20\text{cm}^3$ ;
- Feche a válvula A;

- Feche a válvula C;
- Abra a válvula E até que o nível da água no tubo de leitura 01 (lado direito) atinja  $-20\text{cm}^3$ ;
- Feche a válvula E;
- Deixe a válvula D aberta;
- Complete o reservatório 03 com querosene colorido;
- Abra a válvula G até que o nível da água no tubo visor 02 atinja  $+30\text{cm}^3$ ;
- Feche a válvula G;
- Recomplete os reservatórios 01 e 02 com água;
- Abra a válvula A;
- Complete a bomba com água, girando a manivela no sentido anti-horário até retrair completamente o pistão. Durante as operações de enchimento, adicione água ao reservatório 01, para prevenir a introdução de ar no cilindro;
- Feche a válvula A;
- Abra a válvula C;
- Gire a manivela da bomba no sentido horário para expulsar o ar dos tubos 01 e 02. O ar é liberado através do reservatório 03;
- Depois desta operação o nível do querosene terá subido ligeiramente no reservatório 03;
- Feche a válvula C;
- Abra a válvula G para permitir que o nível do querosene desça para  $100\text{cm}^3$  no tubo visor 02. Esta operação deve ser feita em estágios fechando a válvula G e re-

- completando o reservatório 03 para evitar a entrada de ar no sistema;
- Conecte a válvula de sangria na extremidade inferior da sonda;
  - Coloque a sonda na posição vertical com a unidade de sangria apontada para cima;
  - Feche a válvula D;
  - Abra a válvula E;
  - Abra a válvula F. A água flui do reservatório 02 para a sonda enchendo a tubulação e a sonda. Verificar a expulsão do ar da sonda mantendo-a na posição vertical invertida e apertando a bainha metálica. Quando todo o ar tiver sido expulso desligue a válvula de sangria;
  - Feche a válvula F;
  - Abra a válvula C;
  - Gire a manivela da bomba no sentido horário até que o nível do querosene tenha atingido a graduação  $0\text{cm}^3$  no tubo de leitura 01;
  - Feche a válvula E;
  - Feche a válvula C;
  - Abra a válvula E e G e permita que o querosene desça para a graduação  $100\text{cm}^3$  no tubo VISOR 02;
  - Feche a válvula G;
  - Feche a válvula D;
  - O ajuste do nível do querosene nos tubos de leitura é feito, abrindo as válvulas C e E e girando a manivela da bomba num sentido ou no outro, para subir ou descer o nível de querosene;

- Para adicionar água à bomba, complete o reservatório 01, feche todas as válvulas, abra a válvula A e gire a manivela da bomba no sentido anti-horário.

### 1.3 - Procedimentos para Preparação do Pressiômetro

Antes da execução de um ensaio pressiométrico, já com o equipamento saturado, deve-se verificar a integridade do pressiômetro e fazer suas calibrações.

Inicialmente deve-se investigar a existência de vazamentos e a saturação dos circuitos e da sonda. Para saturar o sistema, a sonda é inserida em um tubo de aço com um diâmetro interno de 34mm. Para facilitar esta operação a sonda e a área interna do tubo devem ser limpos e envolvidos com uma fina camada de vasilina. Então o sistema é pressurizado sob 1000kPa. Abrindo rapidamente as válvulas A, E ou D, força-se a saída do ar eventualmente aprisionado nos circuitos. Para saturar a sonda, mantém-se esta na posição vertical é invertida e em vez de abrir as válvulas citadas, comprime-se a válvula de alívio rápido localizada na extremidade inferior da sonda, fazendo a água jorrar juntamente com o ar possivelmente aprisionado. Para verificar a estanqueidade e a saturação, o sistema, com a sonda ainda no tubo de aço, é pressurizado sob 500kPa e são lidos os volumes após 1 e 3 minutos. O mesmo procedimento é repetido com 2000KPa. A saturação e estanqueidade satisfatória é atingida, quando a mudança de volume lida entre as pressões de 500kPa e 2000kPa é menor do que  $800\text{mm}^3/\text{m}$  de tubo.

Em segundo lugar, deve-se calibrar a perda de volume.

Existe uma pequena diferença entre o volume de água injetado ( $V_M$ ) lido no volumímetro (tubo de leitura 02) e o incremento real no tamanho da cavidade do solo. A diferença é devido a expansão do tubo, compressão do revestimento da membrana de borracha e a compressão da água. Para iniciar a calibração da perda de volume, a sonda é inserida em um tubo de aço e, a seguir, é inflada sob uma velocidade de  $330\text{mm}^3/\text{s}$ , fazendo-se as leituras de pressão,  $P_M$ , e de volume  $V_M$ , plotando-se a curva A. Em seguida a sonda é desconectada e a calibração é repetida plotando-se a curva B. A curva de perda de volume é obtida a partir das curvas A e B como mostra a Figura 30. A curva para correção da perda de volume foi obtida de uma média de três calibrações feitas durante a execução dos ensaios pressiométricos apresentados neste trabalho. Sendo, portanto, todos os ensaios corrigidos por esta curva.

Em terceiro lugar, deve-se fixar a leitura zero. Todos os ensaios devem começar com o mesmo volume inicial ( $V_A$ ) da parte inflável da sonda que é igual a  $190\text{cm}^3$ . Para garantir que os ensaios serão realizados com o volume  $V_A$  deve-se proceder da seguinte forma: a sonda é inserida no tubo de aço, verifica-se a leitura no volumímetro e no manômetro, o sistema é pressurizado a  $500\text{kPa}$  e lê-se o volume  $V_V$  após 01 minuto. Considera-se que para  $500\text{kPa}$  de pressão, é estabelecido um perfeito contato entre a sonda e as paredes do tubo. Assim pode-se determinar o volume ( $V$ ) da sonda para aquela pressão uma vez que são conhecidos o diâmetro interno do tubo ( $34\text{mm}$ ) e o comprimento da parte ativa da sonda ( $230\text{mm}$ ). A diferença  $V - V_A$  aumentada pela correção do volume a  $500\text{kPa}$  é igual a  $V_M$ , então se  $V_V = V_M$ , o zero fixado no medidor de volume é correto.

Geralmente se tem  $V_v \neq V_m$  sendo necessário adicionar ou drenar a diferença  $V_m - V_v$  para garantir que  $V_A = 190\text{cm}^3$ .

Por último deve-se calibrar a resistência da membrana, uma vez que a pressão contra as paredes do furo é menor do que a pressão no interior da sonda. A diferença deve-se à resistência à expansão da membrana. Para calibrar, a sonda é colocada perpendicular ao terreno na posição normal de ensaio e é inflada e deflatada pelo menos cinco vezes. Em seguida a sonda é inflada a uma velocidade de  $330\text{mm}^3/\text{s}$  e são feitas leituras de volume e pressão a cada  $500\text{mm}^3$ . A pressão lida no manômetro deve ser acrescida da pressão hidrostática resultante da diferença de elevação entre o manômetro e o centro da sonda. Para evitar essa correção pode-se colocar a sonda a uma altura tal que o seu centro coincida com o manômetro. O gráfico pressão X volume é a curva de resistência da membrana.

A Figura 31 mostra a curva de resistência da membrana usada para correção de pressão das curvas pressionométricas apresentadas neste trabalho. A curva foi obtida pela média de três curvas de calibração.

Ao final dos ensaios, caso se queira remover a água e o querosene do equipamento para limpeza e/ou manutenção, deve-se proceder como se segue:

- Feche todas as válvulas;
- Abra a válvula D;
- Abra a válvula G para esvaziar o reservatório 3 (querosene);
- Feche a válvula D;
- Abra a válvula E completamente e a válvula G parcial-

- mente para transferir o querosene do tubo 01 para o tubo 02. Ao final da operação feche a válvula E;
- Abra a válvula D, o querosene do tubo graduado 02 fluirá pelo tubo de sangria conectado na válvula G;
  - Desligue a sonda da tubulação e ligue o tubo de sangria no lugar da sonda;
  - Coloque o tubo de sangria no nível do solo;
  - Abra todas as válvulas exceto a D;
  - Gire a manivela da bomba completamente até que toda a água escoe dos circuitos e da tubulação;
  - Feche todas as válvulas;
  - Recoloque os parafusos nas partes de enchimento dos 3 reservatórios;
  - Para esvaziar a sonda instale o tubo de sangria na parte de baixo e na posição vertical aperte a bainha da sonda de cima para baixo;
  - Recoloque a sonda e as hastes nos seus suportes dentro da caixa.
  - O instrumento agora está vazio.

Não é necessário esvaziar o sistema para o transporte, exceto em lugares frios onde houver risco de congelamento.



**APÊNDICE 2**

**PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA CORREÇÃO DA CURVA PRESSIOMETRICA**

program pressometro;

uses crt, printer;

{declaracao das variaveis}

```
var PA,    { pressao lida }  
    VA,    { volume lido }  
    VI,    { correcao de volume }  
    V,     { volume corrigido }  
    PI,    { correcao da pressao }  
    P,     { pressao corrigida }  
    PNP:   { pressao em PSI }  
  
    ARRAY (1..30) OF REAL;  
  
    W,     { densidade da agua }  
    PH,    { correcao da pressao devido a pressao da coluna d'agua }  
    COTA,  { distancia da superficie ao centro da sonda na prof. do ensaio }  
    Z:     { diferenca de nivel entre o manometro e a sonda na prof. do ens. }
```

REAL;

```
C,     { numeros de pontos obtidos no ensaio (pressao x deformacao) }  
A,     { variavel de controle p/ o comando de repeticao }  
FURO:  { numero do furo de ensaio }
```

INTEGER;

Resp

:CHAR;

PROCEDURE LINHA;

Var X: INTEGER;

BEGIN

```
    write (1st,'|');  
    For X := 1 To 9 Do  
        write (1st,'-');  
        write (1st,'|');  
    For X := 1 To 11 Do  
        write (1st,'-');  
        write (1st,'|');  
    For X := 1 To 23 Do  
        write (1st,'-');  
        write (1st,'|');  
    For X := 1 To 24 Do  
        write (1st,'-');  
        writeln (1st,'|');
```

END;

PROCEDURE LINHA\_TELA;

Var X: INTEGER;

BEGIN

```
    write ('|');  
    For X := 1 To 9 Do  
        write ('-');  
        write ('|');  
    For X := 1 To 11 Do  
        write ('-');  
        write ('|');  
    For X := 1 To 23 Do  
        write ('-');  
        write ('|');
```

```
for X := 1 to 24 do
  write ('-');
  writeln ('|');
```

END;

PROCEDURE LINHA2;

Var Y: INTEGER;

BEGIN

write (1st, '|');

For Y := 1 To 7 Do

write (1st, '=');

writeln (1st, '|');

END;

PROCEDURE LINHA2\_TELA;

Var Y: INTEGER;

BEGIN

write ('|');

For Y := 1 To 7 Do

write ('=');

writeln ('|');

END;

procedure mostra\_na\_tela;

Begin

writeln ('-----|');

writeln ('| FURO N: ', FURO, ' |' PROFUNDIDADE DO ENSAIO - ', COTA:5:1, 'cm |');

LINHA2\_TELA;

writeln ('|VOL.(cm3)| PRES.(Psi)| VOL. CORRIGIDO-(cm3) | PRESS. CORRIGIDA-(KPa) |');

LINHA\_TELA;

For A:= 1 to C do

Begin

write ('| ', VA [A]:6:1, ' | ', PAP [A]:8:1, ' |');

writeln (V [A]:6:1, ' | ', P [A]:8:1, ' |');

LINHA\_TELA;

End;

writeln;writeln;

End;

procedure imprima\_resultados;

Begin

writeln (1st, '-----|');

writeln (1st, '| FURO N: ', FURO, ' |' PROFUNDIDADE DO ENSAIO - ', COTA:5:1, 'cm |');

LINHA2;

writeln (1st, '|VOL.(cm3)| PRES.(Psi)| VOL. CORRIGIDO-(cm3) | PRESS. CORRIGIDA-(KPa) |');

LINHA;

For A:= 1 to C do

Begin

write (1st, '| ', VA [A]:6:1, ' | ', PAP [A]:8:1, ' |');

writeln (1st, V [A]:6:1, ' | ', P [A]:8:1, ' |');

LINHA;

End;

End;

Begin

clrscr;

```
writeln ('PROGRAMA P/ CORRECAO DE LEITURAS PRESSIOETRICAS. ');
writeln ('-----');
write ('NUMERO DO FURO ?:');
```

```
      { leitura do numero do furo }
readln (FURD);
write ('COTA DO ENSAIO-(cm) ?:');
```

```
      { leitura da cota do ensaio }
readln (COTA);
write ('DESNIVEL ENTRE CENTRO DA SONDA E MANOMETRO-(cm) ?:');
```

```
      { leitura da altura de coluna d'agua }
readln (Z);
write ('DENSIDADE DA AGUA-(g/cm3)?:');
```

```
      { leitura da densidade da agua }
readln (W);
write ('NUMERO DE COORDENADAS A SER CORRIGIDA ?:');
      { leitura do numero de coordenadas }
readln (C);
```

for A := 1 to C do

Begin

```
writeln ('LEITURA DAS COORDENADAS- VOL.x PRESSAO:');
write ('VOLUME ', A, ' ?:');
readln (VA [A]);
write ('PRESSAO ', A, ' ?:');
readln (PAP [A]);
```

{ conversao de PSI p/ KPa }

PA [A] := PAP [A]/0.145;

```
VI [A] := -0.01163+ 7.639477964E-03 * PA [A]
          -2.8100795619E-07 * PA [A]*PA [A]*PA [A]
          -4.7427644091E-08 * PA [A]*PA [A]
          +1.03136893706E-12 *PA [A]*PA [A]*PA [A]*PA [A];
```

V [A] := VA [A] - VI [A];

```
PI [A] := -0.48135317+ 0.99164345* V [A]
          -4.62984132E-03 * V [A]*V [A]
          +1.78923959791E-05 * V [A]*V [A]*V [A];
```

PH := Z \* W/10;

P [A] := PA [A] + PH - PI [A];

End;

Clrscr;

mostra\_na\_tela;

writeln('Deseja imprimir resultados (S/N) ? ');

```
Repeat  
  readln(Resp);  
Until (Resp='s') or (Resp='S') or (Resp='n') or (Resp='N');  
  
If (Resp = 's') or (Resp='S') then  
  imprimir_resultados;
```

End

**APÊNDICE 3**

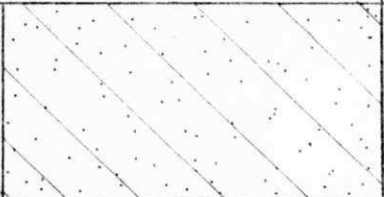
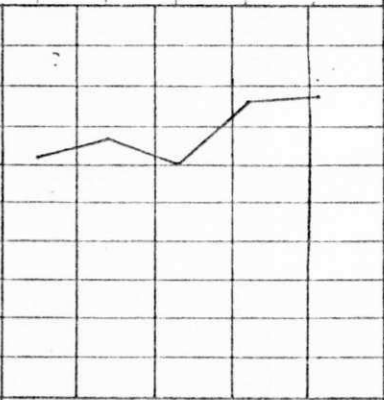
**RESULTADOS DAS SONDAGENS (SPT)**

CAMPO EXPERIMENTAL 1

FURO DE SONDAGEM Nº 01

LOCAL : CAMPO EXPERIMENTAL 1

AMOSTRADOR: Diâmetro Externo 2"  
 Diâmetro Interno 1 3/8"  
 REVESTIMENTO: Diâmetro Interno 2 1/2"  
 Peso do Martelo: 65 kg  
 Altura do Quedo: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO MATERIAL
	-2,5m		11/30 12/30 20/30 17/30 19/30		Argila arenosa de cor amarela e vermelho claro, de média plasticidade, rija a muito rija.



FURO DE SONDAGEM Nº 02

LOCAL : CAMPO EXPERIMENTAL 1

AMOSTRADOR : Diâmetro Externo 2"  
 Diâmetro Interno 1 3/8"  
 REVESTIMENTO: Diâmetro Interno 2 1/2"  
 Peso do Martelo: 65 kg  
 Altura do Queda: 75 cm

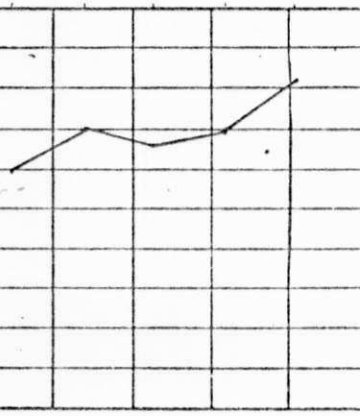
COTA EM RELAÇÃO AO R.N.  
 COTA EM RELAÇÃO AO N.T.  
 CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA  
 RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30cm FINAIS

-2,5m

09/30  
 15/30  
 17/30  
 15/30

GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100  
 0 10 20 30 40 50



CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

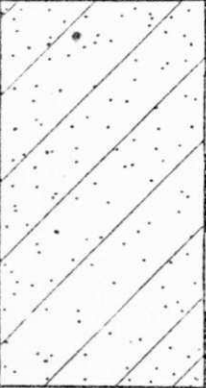
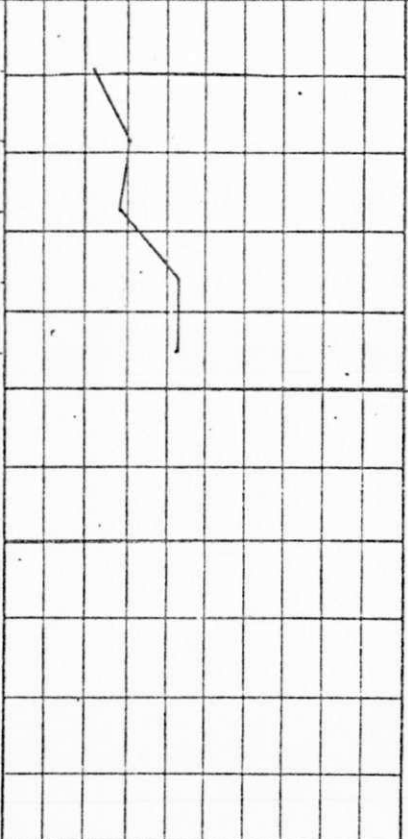
Argila arenosa de cor amarela a vermelho claro, de média plasticidade, rija a muito rija.

FURO DE SONDAGEM Nº03

AMOSTRADOR: Diâmetro Externo 2"  
Diâmetro Interno 1 3/8"  
REVESTIMENTO: Diâmetro Interno 2 1/2"

LOCAL : CAMPO EXPERIMENTAL 1

Peso do Martelo: 65 kg  
Altura da Queda: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
				0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 0 10 20 30 40 50	
			11/30		Argila arenosa de cor amarela a vermelho claro, de média plasticidade, rija a muito rija.
			15/30		
			14/30		
			21/30		
			21/30		
	-2,5m				



FURO DE SONDAGEM Nº 05

AMOSTRADOR: Diâmetro Externo 2"  
 Diâmetro Interno 1 3/8"  
 REVESTIMENTO: Diâmetro Interno 2 1/2"

LOCAL : CAMPO EXPERIMENTAL 1

Peso do Martelo: 65 kg  
 Altura da Queda: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
				0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 0 10 20 30 40 50	
	-2,50m		07/30 12/30 17/30 16/30 20/30		Argila arenosa de cor amarela a vermelho claro, de média plas- ticidade, rija a muito rija.

FURO DE SONDAGEM Nº 06

AMOSTRADOR: Diâmetro Externo 2"  
Diâmetro Interno 1 3/8"  
REVESTIMENTO: Diâmetro Interno 2 1/2"

LOCAL : CAMPO EXPERIMENTAL 1

Peso do Martelo: 65 kg  
Altura da Queda: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
				0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 0 10 20 30 40 50	
-2,50m			10/30		Argila arenosa de cor amarela a vermelho claro, de média plas- ticidade, rija a muito rija.
			11/30		
			15/30		
			14/30		
			19/30		

FURO DE SONDAGEM Nº 07

LOCAL : CAMPO EXPERIMENTAL I

AMOSTRADOR: Diâmetro Externo 2"   
 Diâmetro Interno 1 3/8"   
 REVESTIMENTO: Diâmetro Interno 2 1/2"

Peso do Mortelo: 65 kg   
 Altura do Quedo: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.

COTA EM RELAÇÃO AO N.T.

CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA

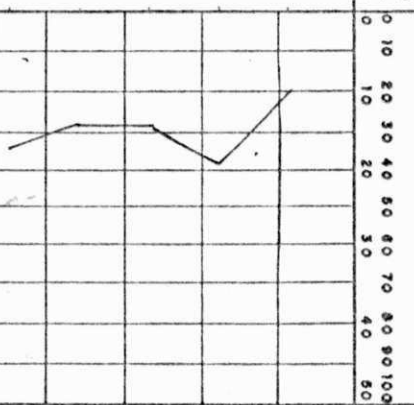
RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30cm FINAIS

GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100

-2,50m

10/30   
 19/30   
 14/30   
 14/30   
 17/30



CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

Argila arenosa de cor amarela a vermelho claro, de média plasticidade; rija a muito rija.

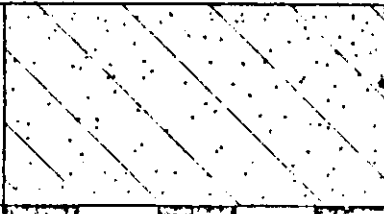
FURO DE SONDA GEM Nº 08

LOCAL : CAMPO EXPERIMENTAL 1

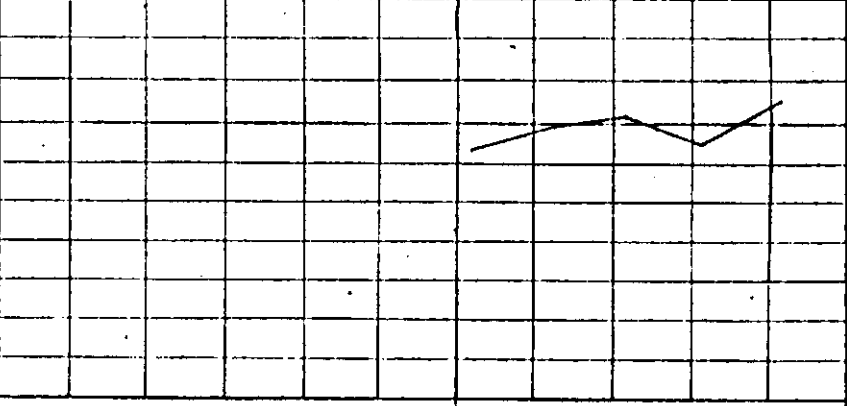
AMOSTRADOR : Diâmetro Externo 2"  
 Diâmetro Interno 1 3/8"  
 REVESTIMENTO : Diâmetro Interno 2 1/2"  
 Peso do Martelo : 65 Kg  
 Altura do Quedo : 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO NT.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
-------------------------	------------------------	--------------------------------	--	-------------------------------------	---------------------------

-2,5m



12/30  
 17/30  
 14/30  
 15/30  
 18/30



Argila arenosa de cor amarela a vermelho claro, de média plasticidade, rija a muito rija.




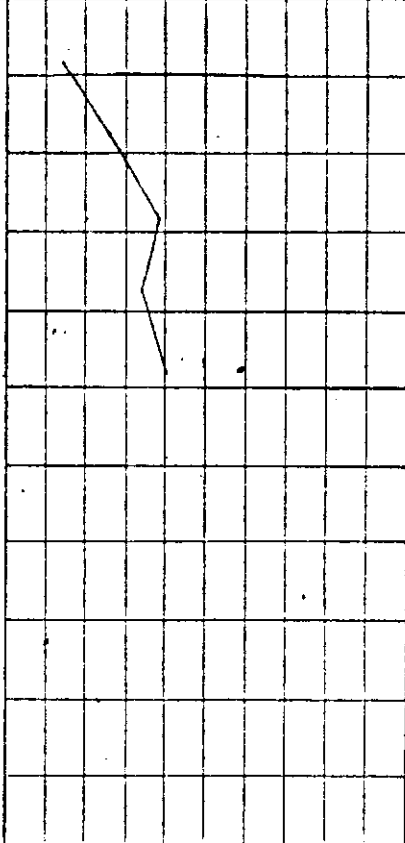


FURO DE SONDAGEM Nº 10

AMOSTRADOR: Diâmetro Externo 2"  
Diâmetro Interno 1 3/8"  
REVESTIMENTO: Diâmetro Interno 2 1/2"

LOCAL: CAMPO EXPERIMENTAL 1

Peso do Martelo: 65 kg  
Altura da Queda: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.I.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL																	
				<table border="1"> <tr> <td>0</td><td>10</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td><td>90</td><td>100</td> </tr> <tr> <td>0</td><td>10</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> </table>		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	0	10	20	30	40	50
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100												
0	10	20	30	40	50																	
			07/30 13/30 19/30 17/30 20/30		Argila arenosa de cor amarela a vermelho claro, de média plasticidade, rija a muito rija.																	










CAMPO EXPERIMENTAL 2

FURO DE SONDAGEM Nº 01

AMOSTRADOR: Diâmetro Externo 2"  
Diâmetro Interno 1 3/8"

LOCAL: CAMPO EXPERIMENTAL 02

REVESTIMENTO: Diâmetro Interno 2 1/2"  
Peso do Martelo: 65 kg  
Altura do Queda: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
				0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100		
-0,5m			02/30			silte argiloso cinza claro de baixa resistência
			04/30			Areia argilosa de cor amarela com cerca de 41% de finos plásticos, fofa a pouco compacta.
			06/30			
			05/30			
			06/30			
			05/30			
	-3,8m		08/30			Areia argilosa de cor vermelha com concreções lateríticas de tamanhos diversos com cerca de 20% de finos plásticos.
			08/30			
	-5,0m		17/30			