

ESTUDO DA PRESSÃO ADMISSÍVEL DE FUNDAÇÕES DIRETAS EM SOLO
RESIDUAL DE GNATISSE ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA EM PLACA

- Walmir Fernando Duarte Jardim -

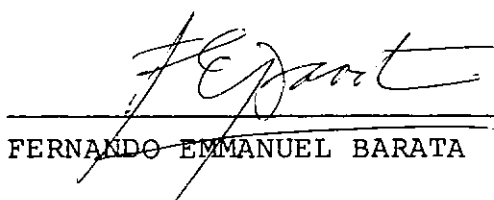
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO
DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.)

Aprovada por:



MAURO LUCIO GUEDES WERNECK

Orientador da Tese, Presidente da Banca
Examinadora



FERNANDO EMMANUEL BARATA



DIRCEU DE ALENCAR VELLOSO



PREDRICTO ROCHA FILHO



WILLY ALVARENGA LACERDA

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

1981

Ao desamparado pesquisador brasileiro

AGRADECIMENTOS

- A meus pais MOACIR JARDIM E MARIA APARECIDA D. JARDIM, pelo imenso apoio nas horas mais desanimadoras.
- Ao Prof. MAURO LUCIO GUEDES WERNECK pela orientação, estímulo e amizade.
- Ao Prof. FERNANDO EMMANUEL BARATA, que me introduziu ao assunto desta tese, pelas profícuas discussões madrugada adentro e pelo ardoroso incentivo.
- Ao técnico GILSON FERNANDES pela competência e extrema dedicação dispensadas aos trabalhos de campo.
- Ao Prof. ENZO TOTIS pelo incentivo e apoio logístico fornecidos durante o desenrolar dos trabalhos de campo.
- Aos docentes do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, permitindo-me citar os professores WILLY ALVARENGA LACERDA, MARCIO S. SOARES DE ALMEIDA E MARCIO MIRANDA SOARES.
- Aos amigos FERNANDO DANZIGER, PEDRO C. CARDOSO E SEGEN FARID ESTEFEN pelo estímulo que sempre me deram e amizade com que me brindaram.
- Ao CONSELHO NACIONAL DE DESENVOLVIMENTO CIENTÍFICO (CNPq) pelo apoio financeiro durante o curso e parte da fase de elaboração deste trabalho.
- À LIGHT-SERVIÇOS DE ELETRICIDADE S.A. (Rio de Janeiro), por haver permitido a utilização de área de sua propriedade para realização dos trabalhos de campo.
- A MARIA DE FATIMA ALMEIDA SEABRA E MARIA CELESTE COZZOLINO CAR

NEIRO pela confecção dos desenhos e tabelas do presente trabalho e a SANDRA NOGUEIRA LEÃO pelos serviços datilográficos.

- Registro ainda, com meus agradecimentos, a inestimável colaboração prestada pelas empresas GEOMECÂNICA S.A., RODIO S.A., ROMANI-GOUVÊA LTDA e SOCIDRAGA S.A.

SUMÁRIO

O objetivo da pesquisa foi verificar a adequação das provas de carga em placas-modelo para a determinação da pressão admissível de fundações diretas, isoladas, assentes em terreno de compressibilidade quase imediata. Com este fim foram realizadas provas de carga em três placas de diferentes diâmetros, em três profundidades distintas, em um solo residual de gnaiss parcialmente saturado.

Foi dada ênfase ao método que possibilita extrapolar os resultados das provas de carga para fundações maiores e reais, criado por Housel (32) e aperfeiçoado por Barata (5) (6) (7) (9).

Na impossibilidade de comparar a previsão das provas de carga com o desempenho de uma fundação real, assente no mesmo solo, confrontou-se os módulos de deformação obtidos através do método Housel-Barata com os determinados através de ensaios de laboratório.

Sugere-se, neste trabalho, um procedimento para contornar a limitação do método Housel-Barata, e de outros baseados na teoria da elasticidade, para dimensionamento de fundações cujo recalque admissível situe-se no trecho não linear da curva pressão-recalque.

ABSTRACT

The research aimed at examining the suitability of plate loading tests in the determination of the allowable pressure of individual shallow foundations resting on grounds of practically instantaneous compressibility.

Emphasis was given to the method - developed by Housel (32) and improved by Barata (5, 6, 7, 9) - that permits extrapolation of results from tests on small plates in the forecast of settlements to be expected in larger real foundations.

The author had no chance to compare predictions based on plate test data with the behaviour of a real footing, founded on the same soil, but could, at least, collate the values of deformation moduli obtained from laboratory tests with those determined by means of Housel-Barata's method.

An extension of the research led to the suggestion of a procedure to round a limitation of methods based on linear elasticity - Housel-Barata's among them -, permitting the design of foundations whose allowable settlement is beyond the linear portion of the pressure vs. settlement curve.

I N D I C E

	pág
<u>CAPÍTULO I</u>	
Introdução -----	1
<u>CAPÍTULO II</u>	
Revisão da Literatura	
II.1 - Generalidades -----	6
II.2 - Descrição do método proposto por Housel -----	6
II.3 - Demonstração da expressão de Housel segundo a teoria da elasticidade -----	10
II.3.1 Artifício de Burmister -----	12
II.4 - Efeito da Profundidade -----	17
II.4.1 Generalidades -----	17
II.4.2 Adaptação do método proposto por Housel para provas em profundidade -----	20
II.5 - Tentativa de utilização do método de Housel-Ba rata sem uso de provas de carga -----	30
II.5.1 Obtenção do coeficiente de Buisman -----	32
II.5.1.1 Valores do coeficiente de Buisman -----	36
II.5.2 Cálculo da pressão admissível sem recorrer a provas de carga -----	37
II.6 - Dimensionamento de fundações diretas -----	38
II.6.1 Emprego do Abaco de dimensionamento -----	39
<u>CAPÍTULO III</u>	
Provas de Carga -----	42
III.1 - Local das provas de carga -----	42
III.2 - Tipo de provas de carga -----	46

	pag.
III.3 - Materiais -----	47
III.3.1 Placas -----	47
III.3.2 Carregamento -----	48
III.3.3 Deslocamentos -----	54
III.4 Métodos -----	55
III.4.1 Execução das provas de carga -----	55
III.4.2 Aplicação das cargas -----	59

CAPÍTULO IV

Resultados e Observações -----	61
IV.1 - Resultados -----	61
IV.2 - Observações -----	61

CAPÍTULO V

Análise dos Resultados de campo -----	83
V.1 - Generalidades -----	83
V.2 - Emprego das formulações da teoria da elasti- cidade -----	87
V.3 - Emprego das expressões de Housel-Barata com correção dos resultados segundo Housel -----	90
V.4 - Emprego do método de ajustamento desenvolvi- do por Barata usando o ensaio de penetração do cone holandês (EPCH) -----	93
V.4.1 Ajustamento das provas realizadas à superfi- cie -----	94
V.4.1.1 Curvas da prova -----	94
V.4.1.2 Ajustamento para um recalque dentro do limi- te de linearidade -----	96
V.4.1.3 Determinação de n_0 e m_0 -----	96
V.4.1.4 Determinação do coeficiente de Buisman -----	100
V.4.1.5 Determinação do módulo de deformação na cota	

	pág
de apoio das placas -----	100
V.4.1.6 Cálculo das pressões corrigidas -----	100
V.4.1.7 Gráfico pressão vs. perímetro/área -----	101
V.4.2 Ajustamento das provas realizadas em profun- didade -----	101
V.5 - Análise dos resultados dos diversos métodos empregados na interpretação das provas de car- ga -----	106

CAPÍTULO VI

Resultados de laboratório e algumas comparações com da- dos de campo -----	112
VI.1 - Generalidades -----	112
VI.2 - Adensamento Oedométrico (unidimensional) -----	112
VI.3 - Adensamento Tridimensional -----	114
VI.4 - Compressão não-confinada -----	116
VI.5 - Compressão triaxial do tipo UU -----	117
VI.6 - Compressão triaxial do tipo CIU -----	118
VI.7 - Observações -----	119

CAPÍTULO VII

Tentativa de Dimensionamento para um Recalque Admissí- vel no Trecho não linear da Curva Pressão-Re- calque -----	124
VII.1 - Introdução -----	124
VII.2 - Determinação do ponto limite de linearidade -----	126
VII.3 - Traçado da curva pressão-recalque -----	128
VII.4 - Dimensionamento para um recalque admissível no trecho não-linear -----	130

VII.5 - Exemplo numérico -----	132
--------------------------------	-----

CAPÍTULO VIII

Comentários, conclusões e sugestões -----	139
---	-----

ANEXO A

Calibração da Célula de Carga -----	145
-------------------------------------	-----

ANEXO B

Processo de ajustamento aplicados a provas em profundidade --	148
---	-----

B.1 - Ajustamento para provas realizadas a profun- didade de 2,0 m -----	148
---	-----

B.2 - Ajustamento para provas realizadas a profun- didade de 4,0 m -----	157
---	-----

ANEXO C

Calibrações realizadas nos Equipamentos de Laboratório ----	168
---	-----

C.1 - Calibração da prensa e célula oedométrica -----	168
---	-----

C.2 - Calibração da câmara triaxial -----	170
---	-----

<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u> -----	174
---	-----

SIMBOLOGIA

A	-	área da placa
a	-	coeficiente de Buisman
a _u	-	coeficiente de Buisman para placa única
B	-	lado menor da placa
b	-	semi-lado menor da placa
C	-	variação do módulo de deformação com a profundidade
c	-	coesão
c _g	-	coeficiente adimensional função da rigidez e forma da placa
D	-	diâmetro da placa
D _c	-	diâmetro da cava
d _r	-	densidade relativa
E	-	módulo de elasticidade
E _H	-	módulo de elasticidade do solo a uma profundidade H
E _z	-	módulo de elasticidade do solo a uma profundidade qualquer (z)
E _o	-	módulo de elasticidade do solo à cota de assentamento da placa
E _{oo}	-	módulo de elasticidade do solo na superfície do terreno
E _p	-	módulo de placa
EPCH-		ensaio de penetração do cone holandês
E _T	-	módulo triaxial (módulos de elasticidade à pressões totais, determinado no ensaio triaxial)

- E_v - módulo de variação volumétrica
 H - profundidade
 h - distância vertical a partir da placa
 L - lado maior da placa
 l - semi-lado maior da placa
 m - coeficiente de dimensão de força por unidade de comprimento para placa a profundidade
 m_o - coeficiente de dimensão de força por unidade de comprimento para placa à superfície
 N - número de golpes do "standard penetration test" (SPT)
 N_c - capacidade de carga
 n - coeficiente de dimensão de força por unidade de área para placa a profundidade
 n_o - coeficiente de dimensão de força por unidade de área para placa à superfície
 P - perímetro da placa
 p - pressão atuante na placa
 p_{adm} - pressão admissível
 p_{lim} - pressão limite de linearidade
 p_r - pressão de ruptura
 p_{trab} - pressão de trabalho
 Q - carga atuante na placa
 q_{cz} - resistência de ponta do EPCH a uma profundidade qualquer
 q_{ch} - resistência de ponta do ensaio de cone holandês a uma profundidade h abaixo da placa

- q_{co} - resistência de ponta do ensaio de cone holandês na cota da placa
- R - raio da placa
- r - coeficiente da fórmula de Van der Veen modificada por Aoki
- s - coeficiente da fórmula de Van der Veen
- t - tempo
- α - relação entre o lado maior e o menor de uma placa retangular
- Δ - recalque da placa situada a uma profundidade qualquer
- Δ_o - recalque da placa assente na superfície do terreno
- ψ - ângulo de atrito interno
- λ - coeficiente de Mindlin do "efeito de profundidade"
- μ - coeficiente de Poisson

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Na prática da engenharia é comum se denominar de "taxa do terreno" ou pressão admissível a pressão média de contato do elemento de fundação com o solo que ofereça um razoável fator de segurança à ruptura do terreno e provoque recalques compatíveis com a sensibilidade da estrutura, a qual não deve sofrer danos impostos a sua estética e/ou funcionamento. Pode-se dizer, portanto, que os projetos de fundação são condicionados por critérios de ruptura e de recalques admissíveis. No estágio atual de projeto de fundação, como acentuam Barata (9A), Schmertmann (53) e Burland e outros (15), os critérios de ruptura raramente são os condicionantes para a fixação das pressões admissíveis, já que recalques admitidos por edificações são de tal ordem que os mesmos ocorrem, em geral, sob pressões consideravelmente inferiores às de ruptura.

Com o intuito de se prever recalques em fundação direta vários métodos foram desenvolvidos, com base em:

- i - correlações diretas entre recalque e resultados do ensaio de penetração estática (SPT) ou do ensaio de penetração de cone holandes (EPCH)
- ii - ensaios de amostras em laboratório
- iii- provas de carga "in situ"

Métodos e critérios para estimativa de recalques a

partir de correlações diretas com ensaios de penetração têm sido publicados por diversos autores, como, por exemplo, Bazaraa (12), D'Appolonia, D'Appolonia e Brissete (20), Louw (41), Meyerhof (44), Parry (47), Simons (57), e outros.

Contudo, tais métodos falham em não levar em conta a pressão devida ao peso de terra sobrejacente à fundação, isto é, consideram o recalque independente da profundidade em que estiver assente a fundação, além de serem bastante empíricos e apresentarem uma imprecisão maior que a aceitável.

Jorden (35) apresenta uma comparação de valores de recalques medidos em seis estruturas assentes sobre areia e as previsões de oito métodos que usam diretamente ensaios de penetração e, conclui que os mesmos não são satisfatórios. Meyerhof (44) analisando casos descritos na bibliografia internacional observa que os recalques medidos em estruturas foram de 1,5 a 3 vezes menores que os recalques calculados através de relações diretas com o número de golpes do SPT.

A previsão de recalque através de dados obtidos de ensaios de amostras em laboratório tem se mostrado bastante difícil como observam diversos autores como Burland e outros (14), Lambe (58), Peck (49) e Schmertmann (52).

Schultze (54) mostra que entre recalques previstos e observados, para edificações em Stuttgart, existe uma variação muito grande, sendo que os recalques previstos a partir de ensaios de laboratório são, em média, duas vezes maiores que os observados. A incorreção do método se deve à dificuldade de se re-

produzir em laboratório as tensões a que a amostra estava submetida no campo, além das perturbações causadas na mesma nos processos de extração e manuseio. O método tem, ainda, sua aplicação dificultada em solos sem coesão devido aos problemas práticos associados à coleta de amostras indeformadas.

As provas de carga "in situ" podem ser classificadas em provas de carga em placa-protótipo (escala 1:1) e em provas de carga em placa-modelo (escala reduzida).

As provas em placa-protótipo fornecem excelentes resultados mas, tem como inconveniente seu alto custo, pois requerem grandes cargas e tempo de execução bastante longo. Tal inconveniente não se apresenta em provas realizadas em placas-modelo, sendo o uso delas, para determinação de recalques, indicado por autores como Barata (5), De Mello (22), Housel (32), Parry (48), Soderman e outros (58), Tsytoovich & Cherkasov (64).

As provas em placa-modelo apresentam, todavia, um problema que consiste na dificuldade de se extrapolar adequadamente o resultado das provas para placas maiores e reais.

Terzaghi & Peck (61) propuseram uma fórmula empírica para se estimar recalque de fundações em areias, a partir de provas de carga em placa-modelo quadrada (área = 1ft²):

$$\Delta = \Delta_o \left(\frac{2B}{B+B_o} \right)^2$$

onde:

Δ é o recalque de uma fundação quadrada de lado B sob uma pressão p

Δ_o é o recalque de uma placa padronizada de lado igual a 1ft (≈ 30 cm) submetida a mesma pressão p.

Esta fórmula é bastante difundida e ainda utilizada apesar de Barata (10) ter demonstrado, por via teórica e numérica, que a mesma pode subestimar ou superestimar os recalques por não levar em consideração o módulo de deformação do solo e a sua variação com a profundidade. D'Appolonia, D'Appolonia e Brissette (20) também comprovaram, experimentalmente, a inacurácia de tal expressão.

Outro método para estimativa de recalque a partir de ensaio em placa-modelo, válido para solos de compressibilidade quase imediata, foi proposto por Housel (32), analisado por Burmister (16) e desenvolvido por Barata (5) (6) (7) (9).

Nesta tese, investiga-se o método de Housel-Barata, avaliando-se sua adequação e acurácia na previsão de recalques de fundações diretas isoladas em um solo residual de gnaisse do Estado do Rio de Janeiro. O desenvolvimento teórico do método e a sistemática de extrapolação de dados das provas de carga para as fundações reais são descritas no capítulo II.

Com a finalidade de se estudar o método de Housel-Barata e compará-lo com outros, foram realizadas provas de carga tripla (3 placas) à superfície do terreno e às profundidades de 2,0 e 4,0 metros. O local das provas, as características do solo envolvido e os métodos utilizados são descritos no capítulo III.

No quarto capítulo são apresentados gráficos con-

tendo os resultados das provas de carga e feitas algumas observações sobre os mesmos.

No capítulo V são analisados os resultados das provas "in situ" à luz do método de Housel-Barata (com ou sem ajuste dos resultados pelo processo preconizado por Barata), de fórmulas tradicionais da teoria da elasticidade devidas a Boussinesq, e de expressões oriundas de certos artifícios aplicados por Burmeister (16).

Algumas comparações dos resultados obtidos pelos métodos teóricos e dos obtidos através de ensaios em laboratório, são feitas no capítulo VI. Os diversos módulos de elasticidade obtidos através dos ensaios são comparados entre si e discutidos ligeiramente.

Uma pequena contribuição do autor, consistindo na tentativa de dimensionar fundação direta isolada para um recalque admissível que se situe num trecho da curva pressão-recalque onde não exista proporcionalidade (não-linear), consta do sétimo capítulo. Porém, o procedimento apresentado só é válido para fundação cuja curva pressão-recalque tenda assintoticamente para uma certa pressão de ruptura.

Não obstante o número reduzido de provas de carga e o fato de apenas um local ter sido ensaiado, crê o autor que a pesquisa descrita neste trabalho representa uma contribuição útil e válida para o projeto de fundações rasas, o melhor conhecimento do comportamento do solo residual de gnaíse e a previsão de recalques imediatos experimentados por estruturas assentes em solos parcialmente saturados.

CAPÍTULO II

REVISÃO DA LITERATURA

II.1 - Generalidades

O Prof. William S. Housel, Universidade de Michigan, apresentou em 1929 um método para a determinação de pressões admissíveis de fundações diretas isoladas assentes em terreno homogêneo, que se baseava na realização de provas de carga em placas circulares com diâmetros de 30, 60 e 80 cm. O Prof. Fernando E. Barata da Escola de Engenharia da UFRJ, (5) (6), observou que o método, como proposto por Housel, tinha sua aplicação restrita a fundações à superfície do terreno e, fazendo uso das teorias de Mindlin, possibilitou o emprego do método a fundações em profundidade. O método criado por Housel e desenvolvido por Barata, tem sua aplicabilidade maior no caso de terrenos cuja deformabilidade é praticamente imediata à ação das cargas, ou seja, para solos de alta permeabilidade em qualquer grau de saturação ou para solos de pequena permeabilidade e baixo grau de saturação.

II.2 - Descrição do Método Proposto por Housel

Baseado em resultados de elevado número de provas de carga em placas circulares, Housel constatou que a pressão que produz um determinado recalque varia linearmente com a razão entre o perímetro (P) e a área da fundação (A) segundo a seguinte expressão:

$$p = n_0 + m_0 \left(\frac{P}{A} \right) \quad (\text{II.2.1})$$

na qual:

p: pressão que corresponde a um recalque Δ na placa

n_o : coeficiente de dimensão de força por unidade de área

m_o : coeficiente de dimensão de força por unidade de comprimento

P : perímetro da placa

A : área da placa

Segundo Housel, n_o e m_o são parâmetros característicos do solo, obtidos através de prova de carga triplíce (usando três placas de diâmetros diferentes) executada na cota prevista para a fundação.

Housel sugeriu um método para a determinação de pressões admissíveis de fundações com a seguinte sequência:

- i - Após a realização das provas de carga traça-se a curva pressão-recalque para cada uma das placas:
- ii - Para um determinado recalque admissível (Δ) da fundação determina-se a pressão correspondente para cada placa (Fig. II.1)
- iii- Com os valores das pressões p_{30} , p_{60} e p_{80} e conhecendo-se o perímetro e a área de cada placa entra-se na equação (II-2.1) e obtém-se o seguinte sistema de equações:

$$p_{30} = n_o + m_o \left(\frac{P}{A} \right)_{D=30}$$

$$p_{60} = n_o + m_o \left(\frac{P}{A} \right)_{D=60} \quad (II-2.2)$$

$$p_{80} = n_o + m_o \left(\frac{P}{A} \right)_{D=80}$$

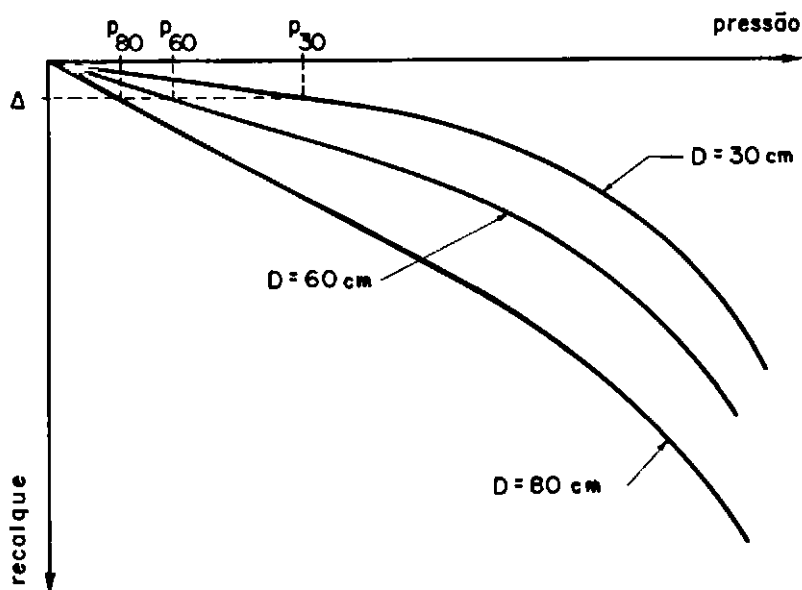


FIGURA II.1 — Determinação da pressão admissível para cada placa, para um recalque Δ

- iv - Do sistema de equações (II-2.2) que é superabundante, determina-se n_0 e m_0 a partir de duas equações quaisquer e verifica-se o resultado na terceira, o que inclusive permite uma correção algébrica.
- v - Conhecendo-se n_0 e m_0 voltando-se à equação (II-2.1) pode-se calcular a pressão em uma fundação direta, de qualquer diâmetro, que produza o recalque admissível Δ .

Housel esclarece que a pressão admissível também pode ser obtida graficamente representando-se os valores $(P/A)_{D=30}$

$(P/A)_{D=60}$ e $(P/A)_{D=80}$ em abscissas e p_{30} , p_{60} e p_{80} em ordenadas, ajustando-se estes pontos, através do método dos mínimos quadrados, a uma reta da qual o coeficiente angular será m_0 e a interseção no eixo das ordenadas n_0 (Fig. II-2). Determinada a reta, no gráfico $p \times P/A$, entra-se com a razão entre o perímetro e a área da fundação em estudo e obtém-se a pressão admissível para o recalque Δ .

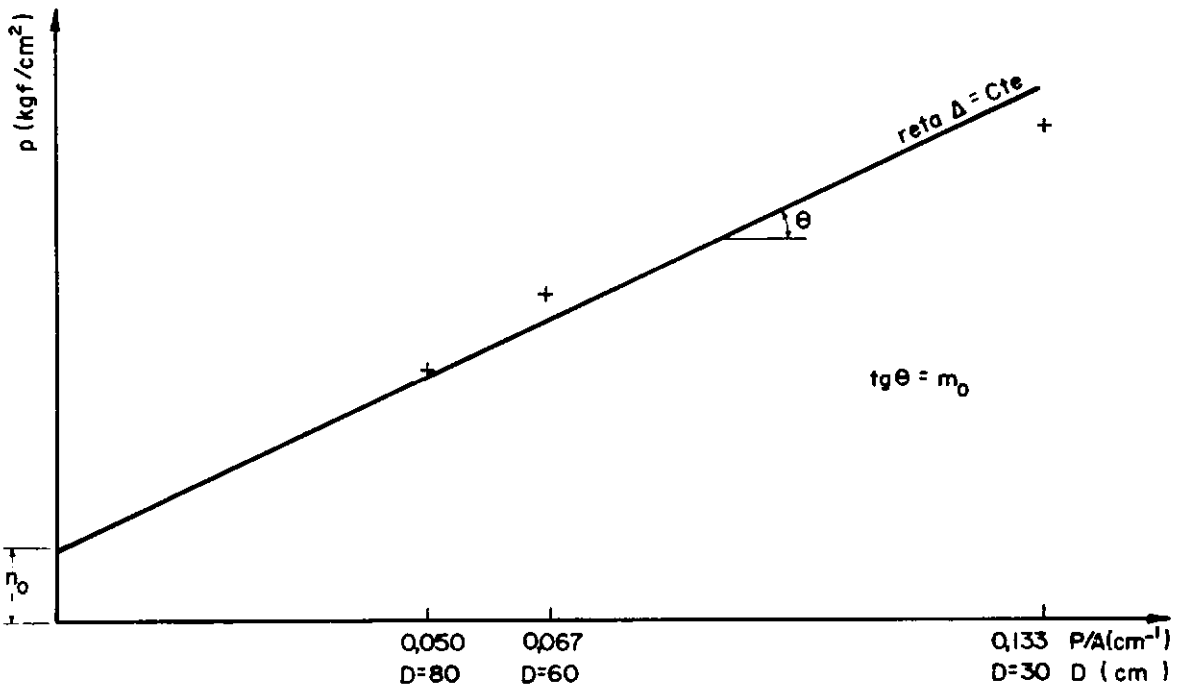


FIGURA II.2 — Determinação dos parâmetros m_0 e n_0 , segundo Housel

Embora o autor do método tenha preconizado a validade para qualquer profundidade da lei de proporcionalidade entre pressões que acarretam um certo recalque e a relação períme-

tro: área, Barata (6) provou teoricamente que tal lei só é integralmente válida para provas à superfície do terreno. Barata mostrou também que a aplicabilidade da lei de proporcionalidade para provas em profundidade se restringe a um intervalo de valores de P/A . Devido a isto, o método como descrito por Housel para determinação de pressões admissíveis só é totalmente aplicável para provas à superfície.

A partir deste ponto passa-se a denominar de n_0 e m_0 os parâmetros característicos do solo obtidos à superfície ou em provas de carga em cavas de grande diâmetro e de \underline{n} e \underline{m} os parâmetros dimensionais para provas em profundidade com cavas pouco maiores que as placas, ficando a equação de Housel, neste último caso, com a seguinte forma:

$$p = n + m \left(\frac{P}{A} \right) \quad (\text{II-2.3})$$

Outra observação que deve ser feita a respeito do método proposto por Housel é que as correções indicadas pelo mesmo, tanto a do método dos mínimos quadrados quanto a algébrica, não têm os fundamentos teóricos do método desenvolvido por Barata (8), baseado em relação entre os valores de n e m (ver CAP. V)

II-3 - Demonstração da Expressão de Housel Segundo a Teoria da Elasticidade

A equação clássica de Housel- eq. (II-2.1) - a despeito de ter sido obtida experimentalmente, pode ser deduzida através da teoria da elasticidade como demonstraram Terzaghi (61) e Burmister (16).

Burmister (16), considerando os solos como materiais de módulo de elasticidade variável com a profundidade (mas independente do nível de tensões), chegou a uma expressão do tipo da de Housel a partir da seguinte equação de Boussinesq:

$$\Delta = c_g \cdot p \cdot \frac{D}{E} (1 - \mu^2) \quad (\text{II-3.1})$$

na qual E: módulo de elasticidade do material solicitado pela placa

p: pressão na placa

D: diâmetro da placa

Δ : recalque da placa

μ : coeficiente de Poisson do material solicitado pela placa

c_g : coeficiente adimensional que depende da forma e rigidez da placa

Nos quadros a seguir são apresentados valores de

c_g .

FORMA DE PLACA	CARACTERÍSTICA DA PLACA	VALOR MEDIO DE c_g
CIRCULAR	FLEXÍVEL	0,85
	RÍGIDA	0,785
QUADRADA	FLEXÍVEL	0,95
	RÍGIDA	0,85

PLACA RETANGULAR FLEXÍVEL	
RELAÇÃO LADO MAIOR/ LADO MENOR	VALOR MÉDIO DE c_g
1,5	1,150
2,0	1,300
2,5	1,405
3,0	1,525
4,0	1,680
5,0	1,830
6,0	1,930
10,0	2,250
20,0	2,680

Barkan (11) escreve que, de acordo com Gorbunov-Posadov, a diferença entre c_g para placa retangular flexível e rígida é menor que 3%.

II-3.1 - Artifício de Burmister

O artifício de Burmister consiste numa modificação radical do conceito do módulo E da expressão (II-3.1), permitindo que a mesma possa ser aplicada a materiais com módulo de elasticidade variável linearmente com a profundidade, condição esta mais próxima da apresentada por solos reais do que a hipótese de módulo constante usada na expressão devida a Boussinesq.

Burmister utiliza a relação:

$$E_z = E_o + C.h \quad (II-2.2)$$

onde E_z : módulo de elasticidade a uma profundidade z qualquer

E_o : módulo de elasticidade à cota de assentamento da placa

c : variação do módulo de elasticidade com a profundidade

h : distância vertical contada a partir da placa (Fig-II.3)

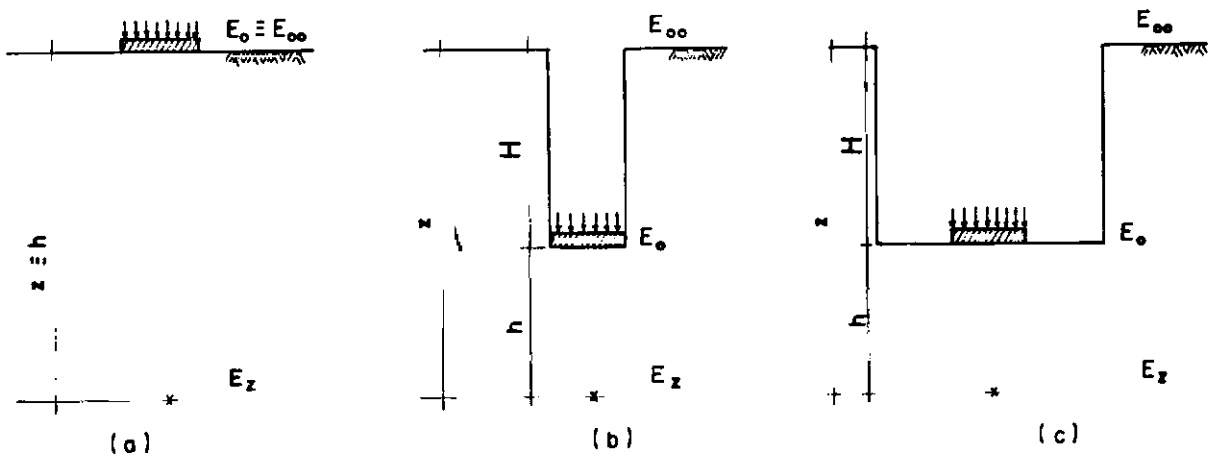


FIGURA: II-3

O autor do artifício toma para módulo controlador das deformações o correspondente à meia altura do bulbo de pressões limitado pela isóbara 0,1.p, considerando que cerca de 75% do recalque total ocorre neste bulbo. Mas como esse bulbo alcança aproximadamente uma profundidade tal que $h = 2D$, o módulo que controla as deformações, adotado por ele, é o correspondente a $h = D$ (Fig. II.4). Logo:

$$E_p = E_o + CD \quad (\text{II-3.3})$$

onde E_p : denominado por Barata de "módulo de placa", é o módulo controlador das deformações de uma placa e corresponde ao módulo de elasticidade do terreno à meia-altura do bulbo de pressões.

Substituindo-se o módulo de elasticidade da equação (II-3.1) pelo "módulo de placa" definido pela equação (II-3.3) tem-se:

$$\Delta = c_g \cdot p \cdot \frac{D}{E_o + C D} (1 - \mu^2) \quad (\text{II-3.4})$$

chamada por Barata de "expressão de Boussinesq modificada", válida somente para placas assentes na superfície de um terreno com módulo E_z constante ou variável linearmente com a profundidade.

Tirando-se o valor de p da equação (II-3.4) obtém-se:

$$p = \frac{C \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} + \frac{1}{4} \cdot \frac{E_o \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \frac{2}{R} \quad (\text{II-3.5})$$

Observando-se que o valor $2/R$ é igual à razão entre o perímetro e a área de uma placa circular e comparando-se as equações (II-3.5) e (II-2.1) conclue-se que:

$$n_o = \frac{C \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \quad (\text{II-3.6})$$

$$m_o = \frac{1}{4} \cdot \frac{E_o \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \quad (\text{II-3.7})$$

É interessante reparar que para placas à superfície de um determinado terreno, n_o e m_o , para um recalque admissível Δ , são constantes, desde que as placas tenham mesma forma e

rigidez e que o módulo E_z seja constante ou varie linearmente com a profundidade.

A variação do módulo de deformação com a profundidade (C), que é dada por

$$C = \frac{E_h - E_0}{h} \quad (\text{II-3.8})$$

onde E_h é o módulo de elasticidade do terreno a uma profundidade h abaixo da placa, pode ser nula quando o módulo de elasticidade for constante com a profundidade ($E_h = E_0$), positiva quando o módulo de elasticidade crescer com h ($E_h > E_0$) e negativa quando decrescer ($E_h < E_0$)

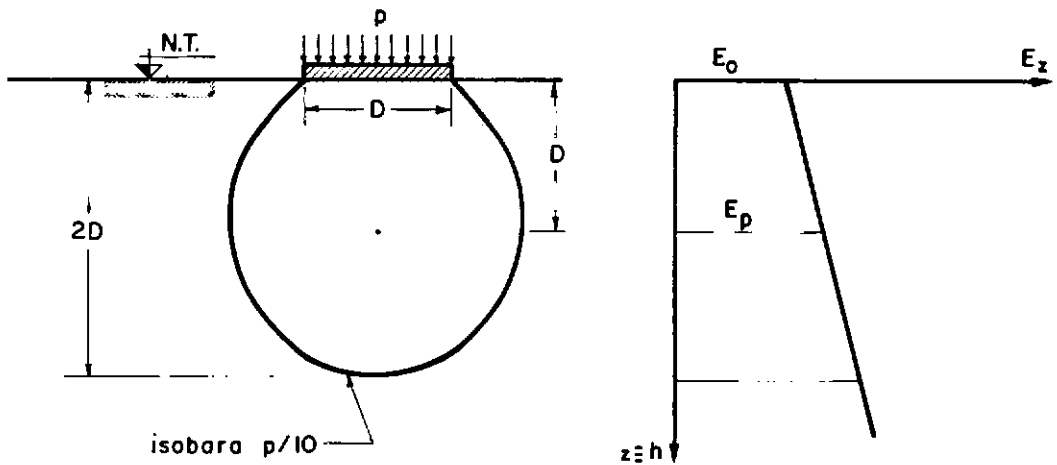


FIGURA II.4 — Bulbo de pressões de uma placa solicitada a compressão

Housel e Barata não desaconselham o uso de provas de carga triplíce em placas quadradas ou retangulares mas, alertam para o fato que essas últimas devem ter a mesma relação entre o lado menor e o lado maior (α) isto é, mesmo valor de c_g . Barata (5) deduziu a seguinte expressão para placas retangulares à superfície do terreno.

$$p = \frac{C \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} + \frac{1}{2(1 + \alpha)} \cdot \frac{E_o \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \frac{1 + \alpha}{b} \quad (\text{II-3.9})$$

também semelhante à equação (II-2.1) em que:

$$n_o = \frac{C \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \quad (\text{II-3.10})$$

$$m_o = \frac{1}{2(1 + \alpha)} \cdot \frac{E_o \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \quad (\text{II-3.11})$$

onde $\alpha = \frac{B}{L}$ e $\frac{1 + \alpha}{b} = \left(\frac{P}{A} \right)_{\text{Retangular}}$

$B = 2b$ = lado menor do retângulo

$L = 2l$ = lado maior do retângulo

Para placas quadradas na superfície tem-se $\alpha = 1$, e a expressão (II.3.9) fica idêntica a (II-3.5), com a relação perímetro: área igual a $2/b$.

É importante esclarecer que embora a expressão (II-3.5) tenha se originado da teoria da elasticidade, sua aplicação não se restringe a materiais elásticos, podendo ser usada para outros materiais, desde que haja proporcionalidade entre pressões e deformações (Fig. II-5). Sobre isto Taylor (59) escreveu: "Para a teoria (da elasticidade) ser aplicada, a verda-

deira exigência não é que o material seja necessariamente elástico, mas que haja uma razão constante entre tensões e as correspondentes deformações".

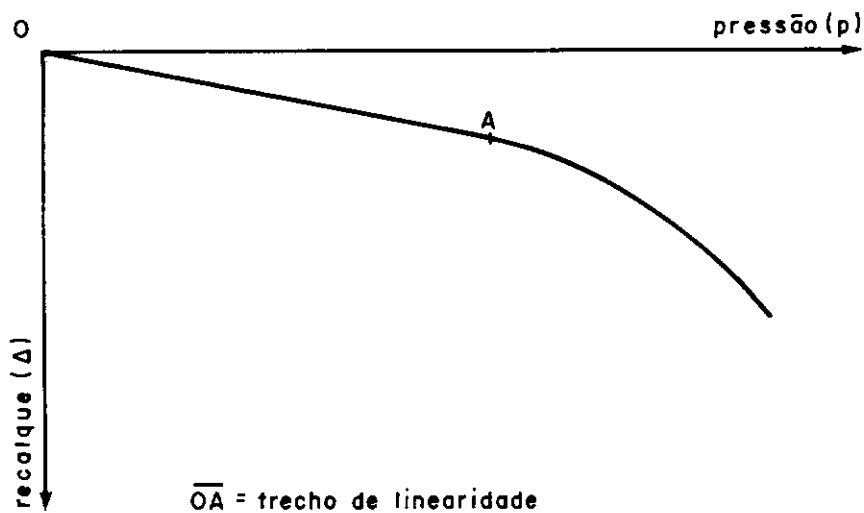


FIGURA: II-5

TRECHO DE LINEARIDADE OU TRECHO DE PROPORCIONALIDADE ENTRE p E Δ

II-4 - Efeito da Profundidade

II-4.1- Generalidades

O que foi dito nos itens II.2 e II.3, refere-se a placas-modelo ensaiadas à superfície do terreno.

Para placas assentes abaixo do nível do terreno,

mesmo que o solo tenha módulo de elasticidade constante, ocorre o que se estabeleceu chamar de "efeito de profundidade". Tal efeito se traduz no fato de que uma mesma placa, à medida que é ensaiada a profundidades maiores, num mesmo solo, apresenta recalques cada vez menores para uma mesma pressão. Isto invalida o uso direto da expressão de Boussinesq modificada por Burmister, para o caso de placas profundas.

Devido ao "efeito de profundidade" proveniente da sobrecarga de terra situada acima da cota de assentamento da placa, as provas de carga "in situ" devem ser executadas em "cavas fechadas" (Fig. II-6.a). Observa-se, no entanto, que grande parte das provas de carga descritas na bibliografia internacional, referem-se a provas feitas em "cavas abertas" (Fig. II-6.b), inclusive a do difundido método de Terzaghi-Peck (62).

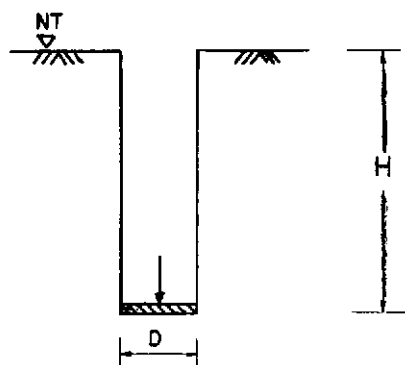


FIGURA: II- 6.a
PLACA EM PROFUNDIDADE
CAVA FECHADA

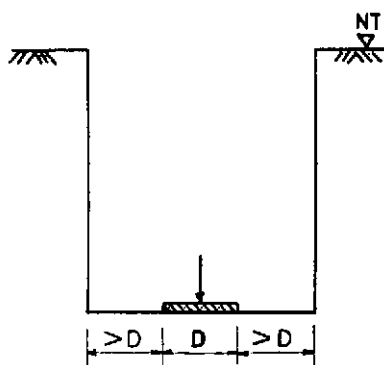


FIGURA: II- 6.b
PLACA EM PROFUNDIDADE
CAVA ABERTA

Marsland (42) pesquisando a pressão admissível da argila de Londres através de provas de carga em placas, tanto em laboratório quanto "in situ", chegou à conclusão que, para uma razão de 1,5 a 2,0 entre o diâmetro da cava e o da placa, a capacidade de carga obtida era igual à obtida na superfície e representava cerca de 70% da medida em cava fechada (Fig. II-7).

Assim, sem incorrer em graves erros, pode-se considerar como "superficiais" as provas executadas em cavas com diâmetro maior ou igual a 3,0 vezes o diâmetro da placa, (o método de Terzaghi-Peck sugere uma relação $D_c/S = 5$).

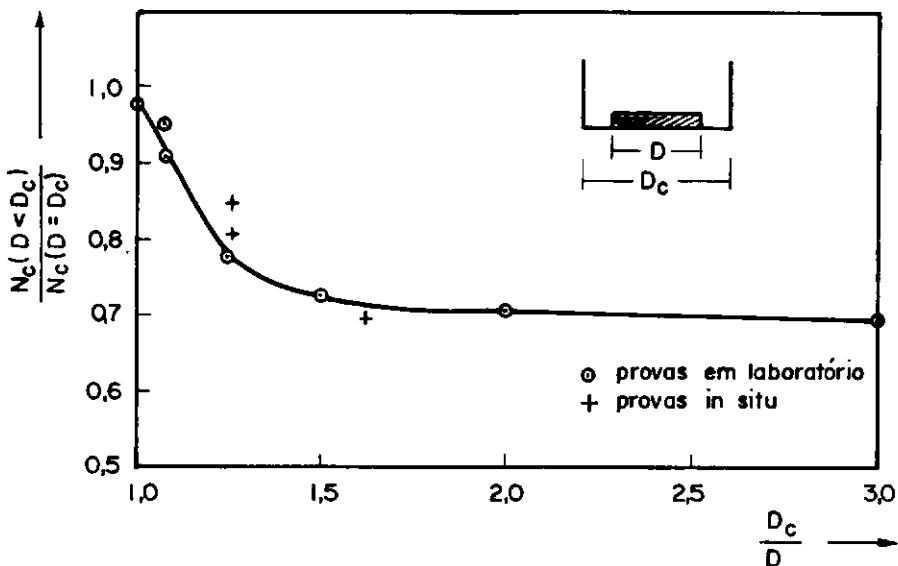


FIGURA: II-7

GRÁFICO DA RAZÃO ENTRE CAPACIDADE DE CARGA PARA $D < D_c$ E PARA $D = D_c$ POR D_c/D , OBTIDO POR MARSLAND

De acordo com Mindlin (Caquot-Kerisel, 1956) o recalque Δ apresentado por uma placa submetida a uma determinada pressão e situada a uma profundidade H , pode ser expresso em termos do recalque Δ_0 que a mesma placa sofre, quando ensaiada à superfície do terreno, sob a mesma pressão, através da seguinte relação:

$$\Delta = \lambda \cdot \Delta_0 \quad (\text{II-4.1})$$

onde λ = coeficiente de Mindlin do "efeito de profundidade" ($\lambda \leq 1$)

Para placas circulares Barata (5) apresenta um ábaco de $\lambda = f(H; R)$, mostrado na Fig. II-8, para materiais com $\mu = 0,3$, convindo ressaltar que, para um coeficiente de Poisson de 0,5, os valores de λ são apenas 10% maiores que os apresentados no ábaco.

Utilizando o resultado que Fox (26) obteve através da integração das expressões de Mindlin, construiu-se um ábaco de $\lambda = f(H/\sqrt{BL}; B/L)$ para o caso de placa retangular flexível, uniformemente carregada, assente em um terreno com $\mu = 0,3$ (Fig-II.9).

II-4.2 - Adaptação do Método Proposto por House1 para Provas a Profundidade

Para que fosse possível a utilização da "expressão de Boussinesq modificada" (eq. II-3.5) para placas ensaiadas abaixo do nível do terreno, Barata (5) (6) introduziu na expressão a relação de Mindlin (eq-II-4.1) e obteve:

$$\Delta = \lambda \cdot c_g \cdot p \cdot \frac{D}{E_0 + CD} (1 - \mu^2) \quad (\text{II-4.2})$$

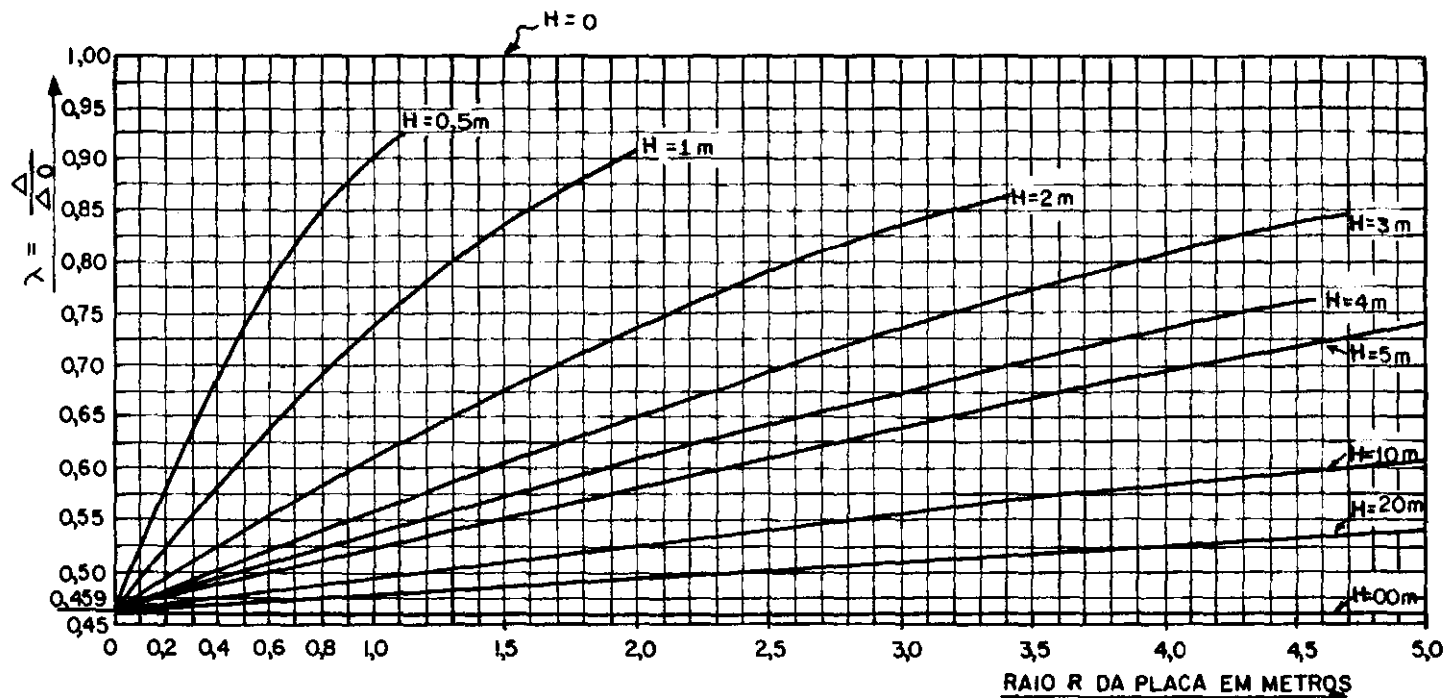
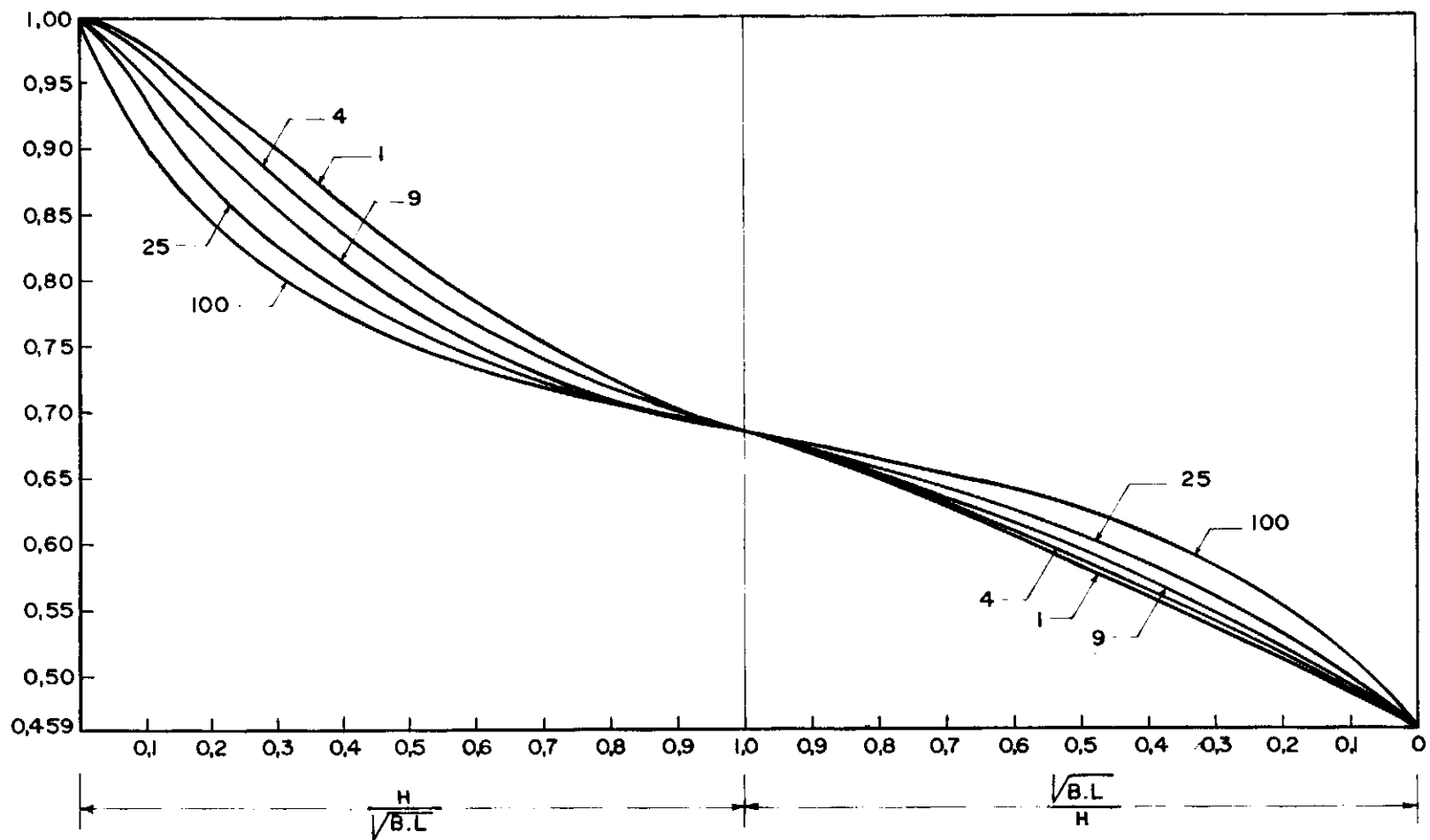


FIGURA: II-8

$\lambda = f(h, R)$ - PARA PLACAS CIRCULARES μ COEFICIENTE DE
POISSON $\mu = 0,30$ (INTEGRAÇÃO DAS EXPRESSÕES DE MINDLIN-CAQUOT-KERISEL)



OBS.: Os números das curvas representam a relação $\frac{L}{B} = \frac{1}{\alpha}$

FIGURA: II-9

ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DE λ PARA PLACAS RETANGULARES FLEXÍVEIS

que colocada em termos de pressão fica:

$$p = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{C \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} + \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{E_o \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \frac{2}{R} \quad (\text{II-4.3})$$

Comparando a equação (II-4.3) com a equação (II-2.3) pode-se observar que:

$$n = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{C \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \quad (\text{II-4.4})$$

$$m = \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{E_o \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \quad (\text{II-4.5})$$

Sendo λ função da profundidade e dimensão da placa, no caso de prova de carga tríplice a uma certa profundidade haverá um par de valores (n, m) válido para cada diâmetro de placa (para um mesmo solo).

Comparando as equações (II-4.4) e (II-4.5) com as equações (II-3.6) e (II-3.7) nota-se que:

$$n = \frac{n_o}{\lambda} \quad (\text{II-4.6})$$

$$m = \frac{m_o}{\lambda} \quad (\text{II-4.7})$$

e sendo o valor de $\lambda \leq 1$, pode-se afirmar que $n \geq n_o$ e $m \geq m_o$.

Para o caso de placas retangulares em profundidade é fácil concluir que:

$$n = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{C \cdot \Delta}{c_g \cdot (1 - \mu^2)} \quad (\text{II-4.8})$$

$$m = \frac{1}{\lambda} - \frac{1}{2(1+\alpha)} - \frac{E_0 \Delta}{c_g \cdot (1-\mu^2)} \quad (\text{II-4.9})$$

Como já dito em páginas anteriores, o método proposto por Housel só é integralmente aplicável para provas à superfície porque, nessa condição, os valores de n_0 e m_0 são constantes para placas de mesma forma e rigidez havendo uma proporcionalidade entre a pressão (p) e a relação perímetro: área (P/A). Porém, nas provas em profundidade, por serem n e m funções de λ , a lei de variação de $p = f(P/A)$ não é linear. Barata (6) verificou teoricamente esta lei de variação através da seguinte maneira:

- i - notando que, para uma determinada relação H/R , os valores de λ são constantes; • supôs provas de diferentes diâmetros e em diferentes profundidades, mas tal que a relação $H_i/R_i = C^{te}$ e consequentemente $\lambda_i = \lambda = C^{te}$, e observou que a pressão necessária para provocar um recalque Δ em quaisquer dessas placas é:

$$\text{Caso } E_z = C^{te}$$

$$p_i = \frac{m_0}{\lambda} \left(\frac{P}{A} \right)_i \quad (\text{II-4.10})$$

onde m_0 e λ são constantes

$$\text{Caso } E_z = E_0 + Ch$$

$$p_i = \frac{n_0}{\lambda} (1+k) + \frac{m_0}{\lambda} \left(\frac{P}{A} \right) \quad (\text{II-4.11})$$

$$\text{onde } k = \frac{1}{a} (H/R)$$

$$\text{sendo } m_{00} = \frac{1}{4} - \frac{E_0 \Delta}{c_g \cdot (1-\mu^2)}$$

E_{00} = módulo de deformação na superfície do terreno

sendo n_0 , m_{00} , λ , k e E_{00} constantes

- ii - Usando os resultados das equações (II-4.10) e (II-4.11) Barata traçou curvas, em gráfico pressão versus perímetro área, para diversas relações H/R e para valores fixos de m_0 e n_0 , e obteve uma família de retas para solos com $E_z = C^{te}$ (Fig-II-10) e outra para $E_z = E_0 + Ch$ (Fig- II:11)
- iii- Tendo como base os feixes de retas $H/R=C^{te}$, mostrados nas Fig- II:10 e II.11, Barata conseguiu graficamente uma família de curvas $H = C^{te}$ tanto para o caso de $E_z = C^{te}$ (Fig- II.12) como para o caso de E_z linearmente variável (Fig- II.13)

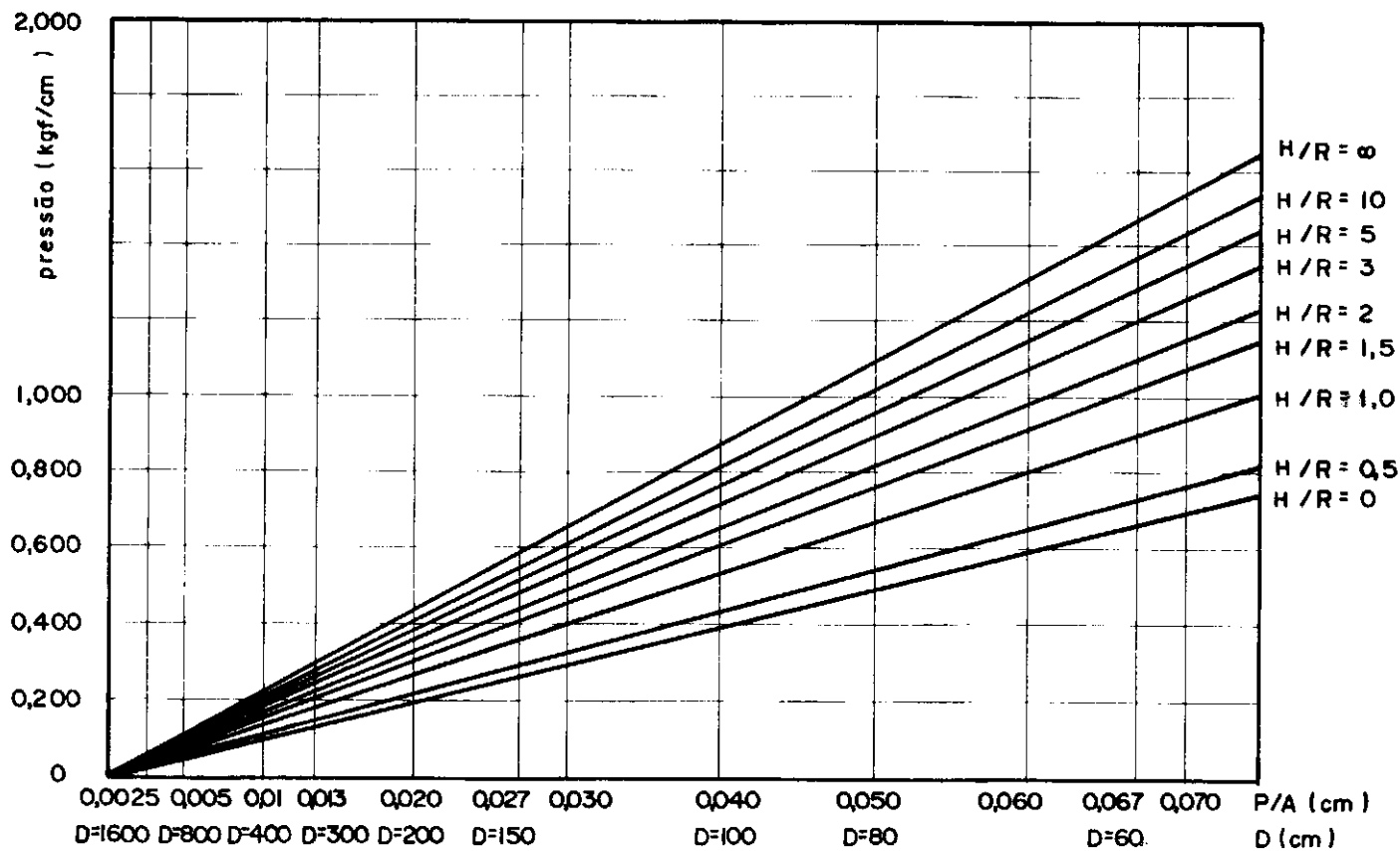


FIGURA: II - 10

FEIXE DE RETAS PARA $H/R = \text{Cte}$ e $E_z = \text{Cte}$
 ($m_0 = 10 \text{ kgf/cm}$)

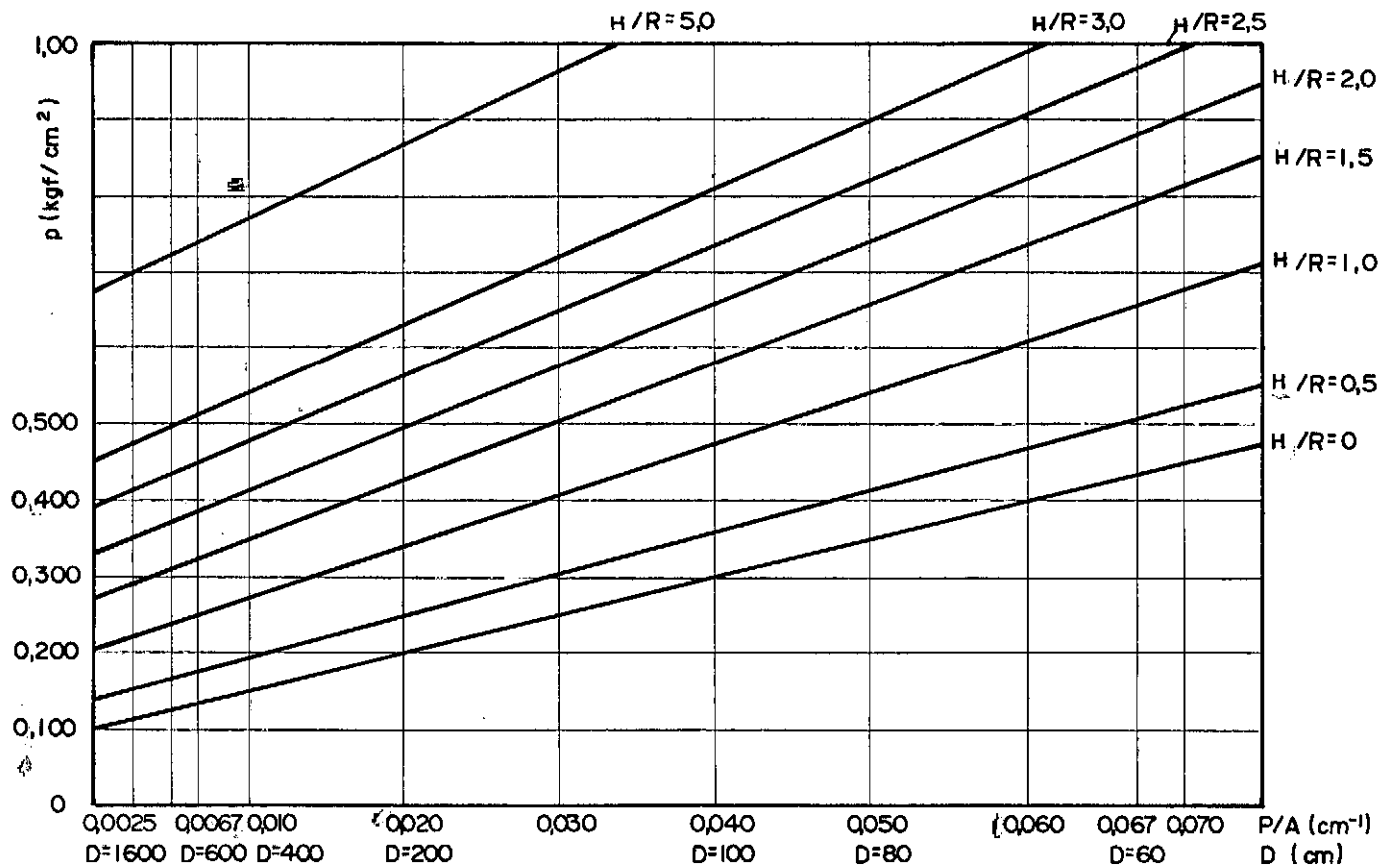


FIGURA: II - II

FEIXE DE RETAS PARA $H/R = \text{cte}$ e $E_z = E_0 + C \cdot h$

($m_0 = 0,100 \text{ kgf/cm}^2$ e $m_{00} = 5 \text{ kgf/cm}$)

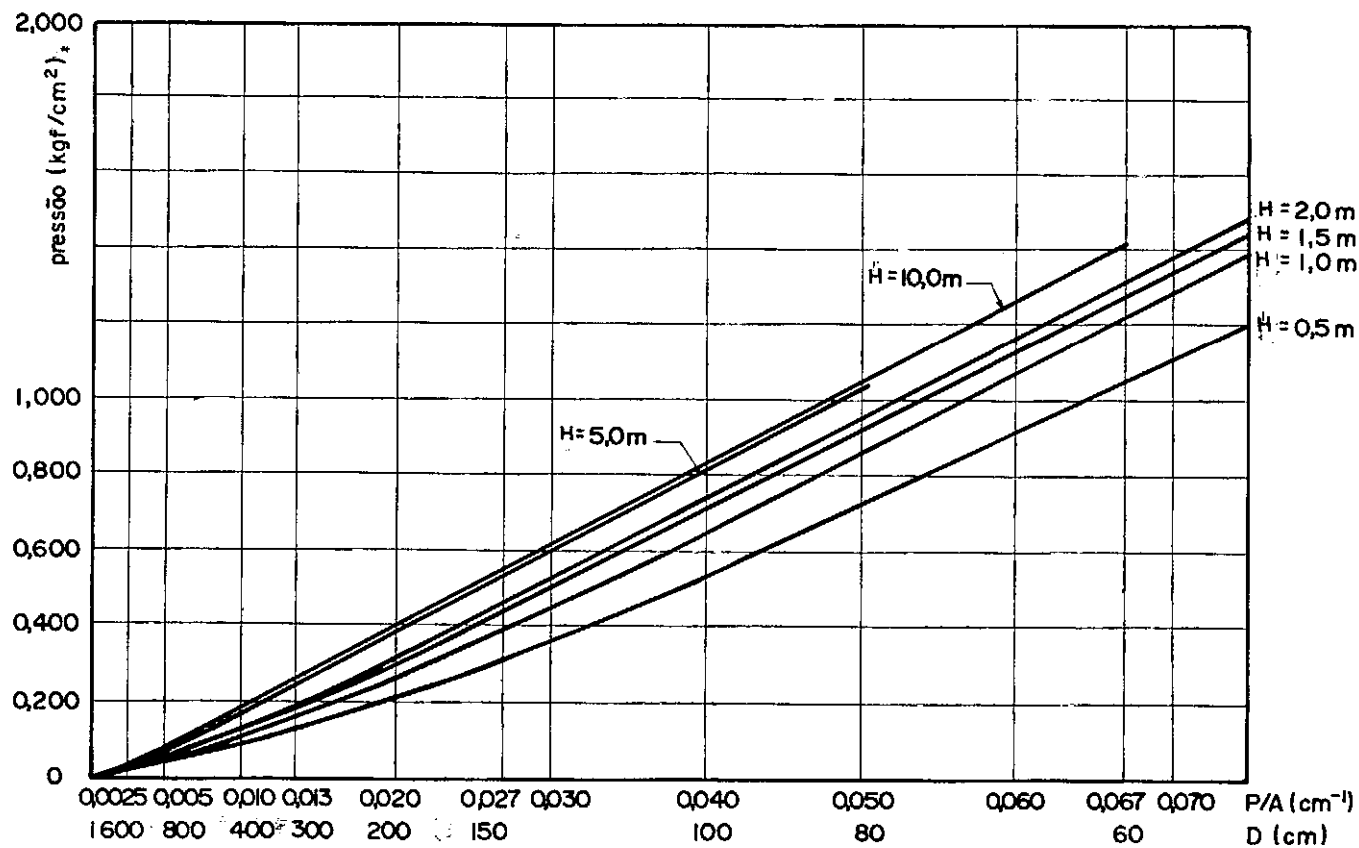


FIGURA: II - 12

FAMÍLIA DE CURVAS PARA $H = \text{Cte}$ e $E_z = \text{Cte}$

($m_0 = 10 \text{ kgf/cm}$)

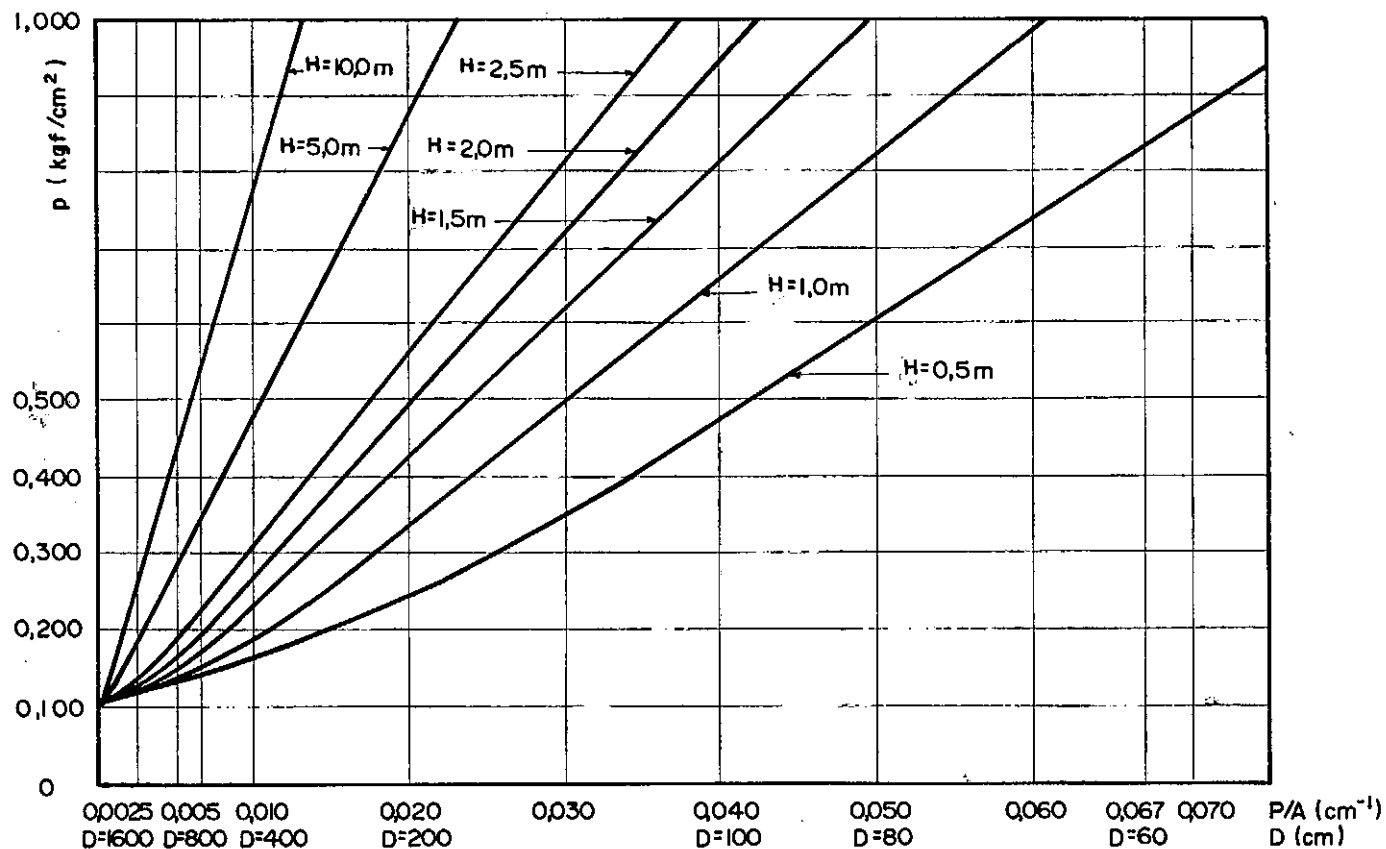


FIGURA: II-13

FAMÍLIA DE CURVAS PARA $H = \text{Cte}$ e $E_z = E_0 + C \cdot h$

($n_0 = 0,100 \text{ kgf/cm}$ e $m_{00} = 5 \text{ kgf/cm}$)

Através desse procedimento Barata concluiu que placas colocadas abaixo do nível do terreno sempre apresentam um trecho aproximadamente linear no gráfico pressão versus perímetro: área e que esse trecho cresce com a profundidade de assentamento da placa.

O método sugerido por Housel para determinação de pressões admissíveis de fundações diretas é pois, com as considerações deste item, aplicável à profundidade, desde que a fundação tenha uma dimensão que se situe no intervalo de proporcionalidade do gráfico pressão versus perímetro: área obtido para o terreno em estudo. Tal restrição pode ser bastante séria para fundações assentes até aproximadamente 1,0 m abaixo do nível do terreno pois para esta profundidade o limite de proporcionalidade corresponde a fundações com diâmetro entre 1,5 e 2,5 m. Porém, para profundidades maiores os limites de linearidade entre pressões e relações perímetro/área correspondem a dimensões maiores do que as das fundações usuais.

II-5 - Tentativa de Emprego do Método de Housel-Barata sem uso de provas de carga

Embora o método de Housel-Barata empregando provas de carga triplice forneça bons resultados para o cálculo de pressões admissíveis de fundações diretas, os próprios autores admitem que as mesmas se caracterizam por custo e tempo de execução nem sempre compatíveis com o porte da obra.

Barata (5), estudando a possibilidade do emprego das fórmulas deduzidas a partir da expressão de Housel, sem ne-

cessidade de executar provas de carga tríplice, observou que o maior obstáculo é a determinação do módulo de elasticidade do terreno.

Ensaio de laboratório, para a determinação do módulo de elasticidade sofrem restrições de diversos autores {Barata (5), De Mello (23), Lambe (38) e outros} em vista das perturbações causadas às amostras "indeformadas" pelos processos de extração e manuseio. Solos sem coesão têm sua amostragem "indeformada" praticamente impossível.

O fato de o módulo de elasticidade de um solo ser dependente do estado de tensões e de sua evolução histórica, adiciona outras dificuldades à análise: Que módulo adotar? Secante ou tangente? Correspondente a que estado de tensões?

A forma mais correta e prática de se obter módulos de elasticidade consistiria na realização de ensaios "in situ" de baixo custo, rapidez e simplicidade.

Verifica-se porém que, todos os ensaios "in situ" para a determinação do módulo de elasticidade são indiretos, necessitando de prévia correlação e experiência com cada tipo de solo. Um ensaio bastante interessante para tal objetivo é o ensaio estatístico de penetração do cone holandês (EPCH ou "deep-sounding"), para o qual se tem observado ser aceitável o uso de correlação do tipo

$$E_z = a \cdot q_{cz} \quad (II-5.1)$$

onde q_{cz} : resistência de ponta do "deep-sounding" a uma profundidade z qualquer

a: coeficiente de correlação chamado por Barata de "coeficiente de Buisman"

A correlação indicada na expressão (II-5.1) significa que, tendo-se o gráfico de resistência de ponta ao longo da profundidade e conhecendo-se o "coeficiente de Buisman" (a) do terreno, pode-se calcular E_z para qualquer cota.

O coeficiente de Buisman (a) pode ser obtido através de comparações entre o EPCH e provas de carga triplices, ou de uma maneira mais expedita, porém menos precisa, através de comparações com provas de carga em placa única. No entanto, pensa o autor que no futuro, se se dispuser de um acervo de dados razoável, será possível se estimar o seu valor, a partir do tipo de solo, com segurança suficiente para se prescindir de provas de carga.

II-5.1 - Obtenção do Coeficiente de Buisman

- i - Através de provas de carga tríplex e EPCH
Depois de realizadas as provas de carga, corrigem-se as pressões através dos métodos sugeridos por Housel ou do processo de ajustamento de Barata (apresentado no capítulo V) obtendo-se valores para os parâmetros n_o e m_o , com os quais é possível determinar o coeficiente a da seguinte forma:

Provas à superfície

Pelas equações (II-3.6) e (II-3.7) sabe-se que:

$$n_o = \frac{C \cdot \Delta}{c_g (1 - \mu^2)}$$

$$e \ m_o = \frac{1}{4} \cdot \frac{E_o \cdot \Delta}{c_g (1-\mu^2)}$$

O valor de E_o é fornecido pela equação (II-5.1) fazendo-se $z = h = 0$, assim:

$$E_o = a \cdot q_{co}$$

$$\text{logo } C = \frac{a(q_{ch} - q_{co})}{h} \quad (\text{II-5.2})$$

onde q_{ch} é a resistência de ponta do ensaio de cone holandês a uma profundidade h abaixo da cota da placa

Substituindo-se os valores de C e E_o nas equações de n_o e m_o obtem-se:

$$n_o = \frac{q_{ch} - q_{co}}{h} \cdot \frac{\Delta}{c_g} \cdot \frac{a}{(1-\mu^2)} \quad (\text{II-5.3})$$

$$m_o = \frac{1}{4} \cdot \frac{q_{co} \cdot \Delta}{c_g} \cdot \frac{a}{(1-\mu^2)} \quad (\text{II-5.4})$$

donde:

$$a = n_o \cdot \frac{1}{\frac{q_{ch} - q_{co}}{h}} \cdot \frac{c_g (1-\mu^2)}{\Delta} \quad (\text{II-5.5})$$

ou

$$a = 4 \ m_o \cdot \frac{1}{q_{co}} \cdot \frac{c_g \cdot (1-\mu^2)}{\Delta} \quad (\text{II-5.6})$$

O valor do coeficiente de Buisman a se adotar poderá ser, por exemplo, a média dos valores obtidos da equação (II-5.5) e (II-5.6)

Provas em Profundidade

Pelas equações (II-4.4) e (II-4.5) sabe-se que

$$n = \frac{n_o}{\lambda} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{q_{ch} - q_{co}}{h} \cdot \frac{\Delta}{c_g} \cdot \frac{a}{(1-\mu^2)} \quad (\text{II-5.7})$$

$$e_m = \frac{m_0}{\lambda} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{q_{co} \cdot \Delta}{c_g} \cdot \frac{a}{(1-\mu^2)} \quad (\text{II-5.8})$$

com as equações (II-5.7) e (II-5.8) chega-se às seguintes expressões para a:

$$a = \lambda \cdot n \cdot \frac{1}{\frac{q_{ch} - q_{co}}{h}} \cdot \frac{c_g \cdot (1-\mu^2)}{\Delta} \quad (\text{II-5.9})$$

$$a = 4\lambda m \frac{1}{q_{co}} \cdot \frac{c_g \cdot (1-\mu^2)}{\Delta} \quad (\text{II-5.10})$$

ou se colocadas em função de n_0 e m_0 isto é, relacionando-se com possíveis provas à mesma profundidade mas com diâmetro de cava (D_c) maior ou igual a 3,0 vezes o diâmetro da placa (D), tem-se:

$$a = n_0 \cdot \frac{1}{\frac{q_{ch} - q_{co}}{h}} \cdot \frac{c_g \cdot (1-\mu^2)}{\Delta} \quad (\text{II-5.11}) = (\text{II-5.5})$$

$$a = 4 \cdot m_0 \frac{1}{q_{co}} \cdot \frac{c_g \cdot (1-\mu^2)}{\Delta} \quad (\text{II-5.12}) = (\text{II-5.6})$$

É interessante observar que provas de carga em profundidade, tanto as executadas em cavas fechadas como nas abertas devem fornecer o mesmo resultado para o coeficiente de Buisman, desde que as últimas sejam calculadas como "superficiais".

ii - Através de provas de carga única e EPCH

O uso de provas de carga em placa única, para a obtenção do coeficiente a , é vantajoso por requerer menor tempo de execução, além da possibilidade de se empregar placas de diâmetro pequeno, como por exemplo o ensaio de placa-parafuso ("screw plate test") que

utiliza placa de D= 15 a 30 cm, representando sensível economia no sistema de reação e aplicação de cargas.

Pôrem, a determinação do coeficiente a através de placa única é menos precisa por não haver possibilidade de aplicação do método de ajustamento de Housel ou de Barata aos resultados de campo.

O emprego da placa-parafuso ("screw-plate") parece bastante interessante para a determinação do coeficiente de Buisman. No entanto, o fato de a mesma ter, em geral, diâmetro pequeno e, conseqüentemente, seu bulbo de pressões atingir pequena profundidade é aconselhável que os ensaios com tal equipamento sejam executados também, em outras profundidades abaixo da cota de assentamento da futura fundação. O valor do coeficiente a se adotar será a média do resultado dos ensaios e determinado através das seguintes equações:

Para placa à superfície

$$a_u = p. \frac{c_g \cdot (1-\mu^2)}{\Delta} \cdot \frac{1}{\left\{ \frac{q_{ch}-q_{co}}{h} + \frac{1}{4} q_{co} \left(\frac{p}{A} \right) \right\}} \quad (II-5.13)$$

Para placa em profundidade

$$a_u = \lambda \cdot p. \frac{c_g \cdot (1-\mu^2)}{\Delta} \cdot \frac{1}{\left\{ \frac{q_{ch}-q_{co}}{h} + \frac{1}{4} q_{co} \left(\frac{p}{A} \right) \right\}} \quad (II-5.14)$$

onde a_u = coeficiente de Buisman de placa única.

Pesquisando a discrepância entre os valores do coeficiente de Buisman calculados empregando-se o processo de ajustamento de Baratta e os valores obtidos como se cada uma das provas do ensaio tríplice fosse uma prova de placa única, chegou-se à conclusão que a mesma seria reduzida e o método se revelaria, pois, plenamente aceitável. As discrepâncias médias e máximas calculadas para placas únicas de D= 30, 60 e 80 cm apresentados no quadro a seguir, foram obtidos a partir da análise dos resultados de 11 conjuntos e provas de carga.

DIÂMETRO DA PLACA ÚNICA (cm)	DISCREPÂNCIA MÉDIA EM RELAÇÃO AO COEF. AJUSTADO	DISCREPÂNCIA MÁXIMA EM RELAÇÃO AO COEF. AJUSTADO
30	17%	30%
60	13%	33%
80	14%	30%

II-5.1.1 - Valores do Coeficiente de Buisman

Baseado nos resultados até então conhecidos, pode-se dizer o seguinte a respeito do coeficiente a.

- i - o seu valor varia com o tipo de solo;
- ii - tudo leva a crer que seu valor é sempre maior que 1,0;
- iii- os maiores valores ocorrem para solos coesivos.

Para que se tenha ordem de grandeza dos valores de

a, apresenta-se abaixo um quadro contendo diversos resultados catalogados:

TIPO DE SOLO	COEFICIENTE DE BUISMAN	REFERÊNCIA
Silte arenoso pouco argiloso (solo residual natural)	1,15*	Barata (5)
Areia siltosa (solo residual natural)	1,20*	Barata (5)
Silte argiloso (solo residual natural)	2,40*	Barata (5)
Argila pouco arenosa (solo residual natural)	2,85*	Jardim
Silte pouco argiloso (aterro compactado)	3,00**	de Mello (22)
Solo residual argiloso (aterro compactado)	3,40*	Barata (5)
Argila pouco arenosa (solo residual natural)	3,60*	Jardim
Solo residual argiloso (aterro compactado)	4,40*	Barata (5)
Argila areno-siltosa (solo residual natural)	5,20*	Jardim
Argila areno-siltosa porosa (solo residual natural)	5,20*	Barata (9)
Argila areno-siltosa (solo residual natural)	9,20*	Barata (9)

* Obtidos através de prova de carga triplíce e utilizando-se o processo de ajustamento de Barata

** Obtido através de prova de carga única (D= 80 cm) *

II - 5.2 - Cálculo da pressão admissível sem recorrer a provas de carga

O cálculo da pressão admissível de uma fundação di

reta prescindindo-se de provas de carga ainda não é satisfatório devido aos poucos valores do coeficiente de Buisman disponíveis no momento. No entanto, é de se prever que no futuro será possível se estimar o seu valor, com razoável acurácia, com base no tipo de solo no qual estará assente a fundação.

Com o valor de a estimado e o resultado do EPCH pode-se calcular a pressão admissível de uma fundação na superfície, para um determinado recalque admissível, bastando empregar os valores de n_0 e m_0 , encontrados através das equações (II-5.3) e (II-5.4), na equação de Housel - eq. (II-2.1).

Para fundações em profundidade o cálculo da pressão admissível pode ser feito empregando os valores de n e m , encontrados através das equações (II-5.7) e (II-5.8), na equação (II-2.3). Todavia, esse procedimento só é válido para o trecho do gráfico $p \times p/A$ onde há linearidade. Portanto, deve-se traçar todo o gráfico e determinar o limite de linearidade além do qual o emprego das equações anteriormente citadas não é possível.

II.6 - Dimensionamento de Fundações Diretas

Escolhida a cota média de assentamento das fundações diretas, baseado nas informações das sondagens (SPT e EPCH), e executadas uma ou mais provas de carga em placa única, o primeiro passo para o dimensionamento de uma fundação, para um determinado recalque admissível, consiste no cálculo do valor do coeficiente de Buisman (a_u) do terreno, de acordo com o sub-ítem II-5.1 (ii).

Conhecido o valor do coeficiente a_u determina-se os

valores dos coeficientes \underline{n} e \underline{m} - equações (II-5.7) e (II-5.8); para melhor adoção do valor de C deve-se estimar a profundidade que atingirá o bulbo de pressões e trabalhar no intervalo que vai dessa profundidade até a cota de assentamento da fundação.

Obtidos os valores de \underline{n} e \underline{m} do terreno, pode-se dimensionar a fundação direta utilizando o âbaco, de autoria de Barata, apresentado na Figura II-14.

II-6.1 - Emprego do Âbaco de dimensionamento

i - Caso de placas quadradas

O emprego do âbaco é imediato: traça-se pelo valor de \underline{m} (eixo das ordenadas) uma reta paralela à reta \underline{n} até encontrar a curva Q (carga a atuar na fundação); daí desce-se uma paralela às ordenadas e lê-se o valor \underline{b} no eixo das abscissas.

ii - Caso de placas circulares

Para emprego do âbaco deve-se transformar a carga a atuar (Q) em $\frac{4Q}{\pi}$ e o procedimento passa a ser o mesmo descrito para placas quadradas. No eixo das abscissas lê-se o valor R.

iii- Caso de placas retangulares

Para utilização do âbaco deve-se transformar o coeficiente \underline{m} em $(\frac{1+\alpha}{2})m$, e a carga Q em αQ , sendo α a relação entre o lado menor e o lado maior (B/L).

OBSERVAÇÕES: a - O âbaco de dimensionamento permite a redução ou ampliação proporcional dos valores de \underline{n} , \underline{m} e \underline{Q} ; isto é, obtem-se o mesmo valor de \underline{R} ou \underline{b} , en-

trando-se com $(n; m; Q)$ ou $(x_n; x_m; x_Q)$, sendo x um valor qualquer.

- b - As retas para $n < 0$ são simétricas às retas para $n > 0$, em relação a uma paralela ao eixo das abs cissas.

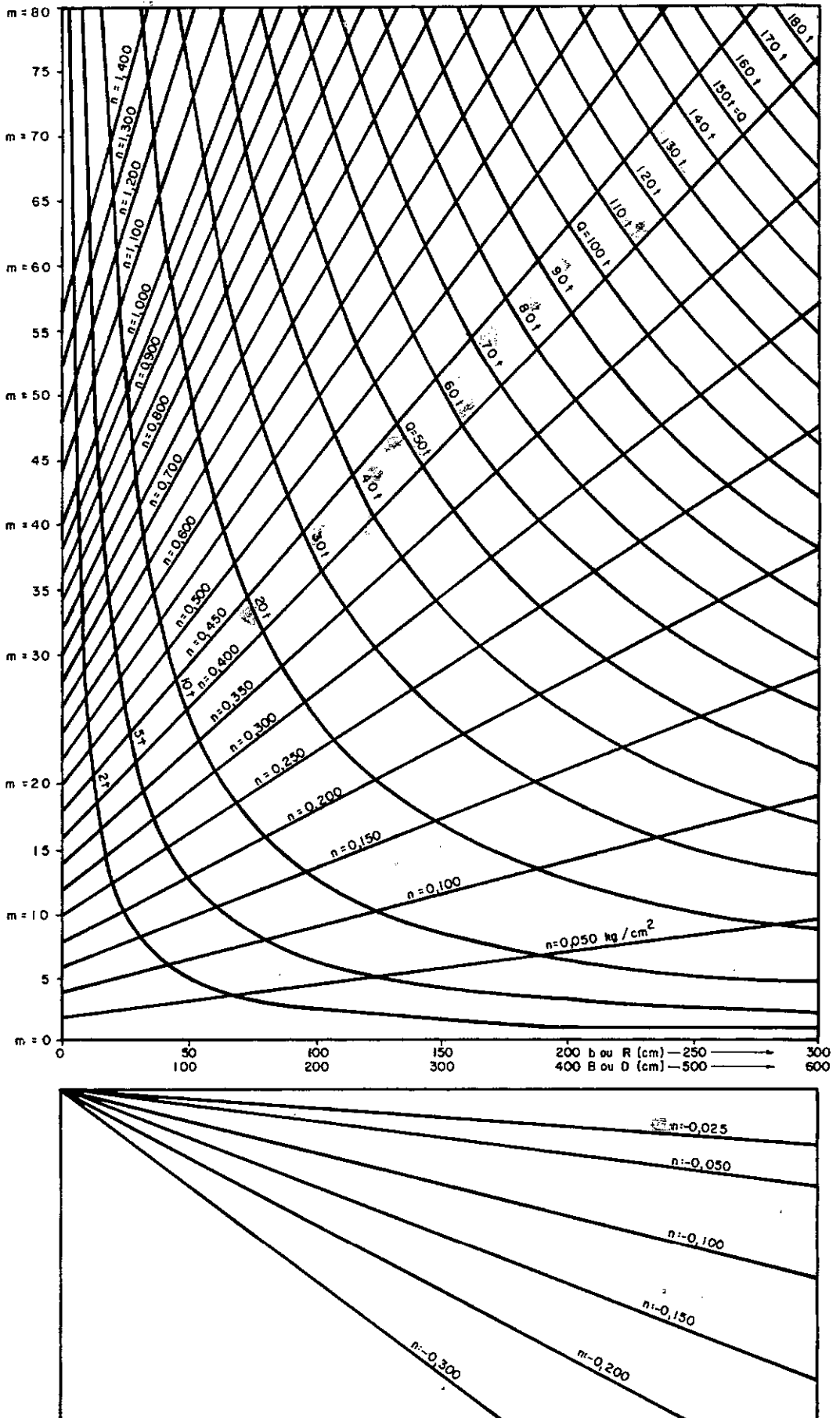


FIGURA:II-14 - DIMENSIONAMENTO - Placas quadradas, circulares e retangulares

CAPÍTULO III

PROVAS DE CARGA

III.1 - Local das Provas de Carga

O local escolhido para a realização das provas de carga situa-se numa esplanada, construída no topo de um pequeno morro e próxima à torre nº 4 da linha de transmissão ADRIANÓPOLIS-GRAJAÚ (RJ).

Os fatores que levaram à escolha desse local foram:

- i - A característica de compressibilidade do solo (deformação praticamente imediata);
- ii - os vários estudos geotécnicos que se dispunham do mesmo e,
- iii- a infra-estrutura já montada no local, visto que a LIGHT-SERVIÇOS DE ELETRICIDADE S.A., através da firma SBE-SOCIEDADE BRASILEIRA DE ELETRIFICAÇÃO S.A., executava ensaios de tração em tubulões, sapatas e tirantes nessa área.

O morro é constituído de um manto de solo residual maduro, resultante da alteração de gnaiss, de cor vermelha, com espessura média aproximada de 2,50 m, que se sobrepõe a uma camada bastante espessa de solo menos intemperizado, de cor amarela, tendo ambos baixo grau de saturação. O nível do lençol freático deve ser muito profundo, não tendo sido localizado em sondagens até 15,0 m.

Os ensaios de laboratório foram executados com amostras da superfície e das profundidades de 2,0 e 4,0 metros, apre

sentando os seguintes resultados:

i - Granulometria

DIÂMETRO MÁXIMO (mm)	% passando (em peso)		
	à superfície	profund. = 2,0 m	profund. = 4,0 m
9,5	100	100	100
4,8	99,8	99,9	100
1,8	99,1	98,8	99,4
0,42	93,1	92,7	74,3
0,149	90,7	90,9	59,6
0,074	90,2	90,6	55,6
0,002	60,4	56,5	22,0

Profundidade (m)	% Areia	% Silte	% Argila
0	22	12	66
2,0	24	12	64
4,0	48	22	30

ii - Limites de Atterberg (%)

	à superfície	Prof. de 2,0 m	Prof. = 4,0 m
LL	75	78	44
LP	50	45	29
IP	25	33	15

iii- Índice de vazios, peso específico aparente, umidade e grau de saturação

Índices físicos	à superfície	Profund. de 2,0 m	Profund. de 4,0 m
e	1,090	0,943	0,816
γ (tf/m ³)	1,63	1,77	1,80
h (%)	25,8	24,7	17,7
S (%)	66,3	82,0	60,0

iv - Classificação

- Segundo o sistema unificado

Profundidade (m)	Classificação
Zero	M H
2,0	M H
4,0	M L

- Segundo o sistema do H.R.B.

Profundidade (m)	Classificação
Zero	A 7-5
2,0	A 7-5
4,0	A 7-6

Foram executadas análises químicas do solo de 2,0 e 4,0 m de profundidade assim como ensaios de raio X (com tubo de cobre), cujos resultados são mostrados a seguir:

- Profundidade de 2,0 m

a- Composição Química

Fe_2O_3	-	6,28%
TiO_2	-	0,40%
CaO	-	0,82%
Al_2O_3	-	32,27%
SiO_2	-	27,83%

b- Minerais

Caulinita-	59,8%
Quartzo	- 20,0%
Gibbsita	- 13,2%
Goetita	- 7,0%

- Profundidade de 4,0 m

a- Composição Química

Fe_2O_3	-	6,28%
TiO_2	-	1,20%
CaO	-	0,82%
Al_2O_3	-	29,52%
SiO_2	-	37,10%

b- Minerais

Caulinita-	80,0 %
Quartzo	- 13,0 %
Geotita	- 7,0 %
Gibbsita	- nil

v - Relações moleculares

- Profundidade de 2,0m

a- relação sílica/alumina

$$K_i = \frac{\frac{\% \text{ SiO}_2}{60}}{\frac{\% \text{ Al}_2\text{O}_3}{102}} = 1,70$$

b- relação sílica/seu óxido de ferro

$$K_r = \frac{\frac{\% \text{ SiO}_2}{60}}{\frac{\% \text{ Al}_2\text{O}_3}{102} + \frac{\% \text{ Fe}_2\text{O}_3}{160}} = 1,30$$

- Profundidade de 4,0m

a- relação sílica/alumina

$$K_i = \frac{\frac{\% \text{ SiO}_2}{60}}{\frac{\% \text{ Al}_2\text{O}_3}{102}} = 2,14$$

b- relação sílica/seu óxido de ferro

$$K_r = \frac{\frac{\% \text{ SiO}_2}{60}}{\frac{\% \text{ Al}_2\text{O}_3}{102} + \frac{\% \text{ Fe}_2\text{O}_3}{160}} = 1,88$$

III.2 - Tipo de Provas de Carga

Na pesquisa foram executados provas de carga à compressão em placas circulares de aço de diâmetro de 30,60 e 80 cm, como preconizado por Housel (32). As medidas de deslocamento foram feitas diretamente sobre as placas, não sendo objeto do estudo

do a medida das deformações ao longo do bulbo de pressões.

No que diz respeito à aplicação de cargas e critério de estabilidade dos movimentos, foram usadas as recomendações da Norma Brasileira NB-27.

As provas de carga foram executadas sobre as três placas, à superfície do terreno e às profundidades de 2,0 e 4,0 m, totalizando nove ensaios de compressão.

As provas em profundidade, para melhor reprodução das condições de trabalho de uma fundação direta, foram realizadas em cavas de diâmetro tão próximo dos diâmetros das placas quanto possível.

Nestas provas não foram revestidas as cavas, como recomenda Barata (5) (7), devido às dificuldades operacionais e por se ter verificado, através do método dos elementos finitos, que a influência de um revestimento indeformável nos deslocamentos das placas é muito pequena, menor que 3%.

III.3 - Matériaais

III.3.1- Placas

As placas ensaiadas foram confeccionadas com aço 1045, nos diâmetros de 30, 60 e 80 cm.

A placa de 80 cm consiste numa chapa circular de 1" (2,54 cm) de espessura, sendo que na sua região central foi soldada uma outra chapa circular, de igual espessura e diâmetro de 50 cm, para aumentar sua rigidez. As placas de 30 e 60 cm são feitas de uma única chapa de 1" (2,54 cm) de espessura.

Com o intuito de conter o tubo de transmissão das cargas na região central das placas de 60 cm e 80 cm foram soldadas 4 "barbatanas" de tal maneira que a distância entre as bordas internas de duas "barbatanas" diametralmente opostas fosse de 17,2 cm (4 mm maior que o diâmetro do tubo). Na placa de 30 cm optou-se por um anel de aço com diâmetro interno de 17,2 cm e externo de 30 cm (Fig. III-1).

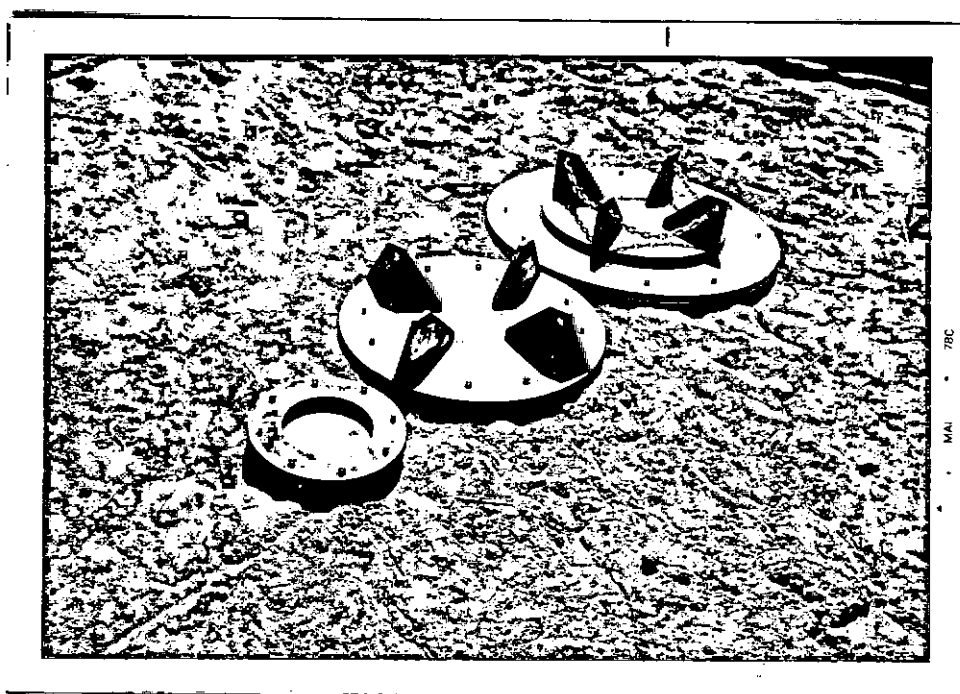


FIGURA III.1

III-3.2 - Carregamento

i - Sistema de Aplicação

O sistema de aplicação de cargas consistiu de um macaco hidráulico, com capacidade de 60 tf e curso de 16 cm, que reagiu contra um perfil metálico tipo HE-300B, com largura da mesa e

altura de 30 cm, que por sua vez foi engastado a dois tirantes de vergalhão de 1 1/4" de bitola, ancorados a 10 metros de profundidade. O peso próprio do perfil (525 kgf) foi suportado por dois blocos de concreto de secção 30x30 cm e altura 60 cm (Fig. III-3).

Os tirantes, no total de quatro, eram alinhados e espaçados entre si de 3,5 m, sendo que cada série de ensaios foi realizada no meio de cada vão entre tirantes.

O sistema de reação (perfil, tirantes e engastes perfil-tirantes) foi dimensionado para resistir, com segurança, a cargas de até 31 tf. O sistema de engaste perfil-tirante é mostrado nas Fig. III-4 e Fig. III-5.

As cargas aplicadas pelo macaco hidráulico foram controladas por uma célula de carga ("load cell"), de diâmetro igual ao do pistão do macaco e capacidade de 60 tf, colocada entre o macaco e o perfil (Fig. III-6). Tal célula de carga foi previamente calibrada em laboratório (anexo A) e sua leitura foi feita através de um "strain-meter" marca KYOWA (Fig. III-7).

O sistema de reação, no transcorrer das provas de carga, funcionou perfeitamente, porém, para cada prova, era necessária a colocação da célula de carga com seu ponto central o mais próximo possível do eixo longitudinal do perfil metálico para evitar a rotação do perfil em relação a este eixo. O sistema adotado de prender a extremidade do perfil em apenas um tirante facilitava muito a ocorrência deste movimento rotacional, que poderia implicar na redução da área de contato da célula de carga com o perfil e, conseqüentemente, em imprecisão na medição das cargas aplicadas.

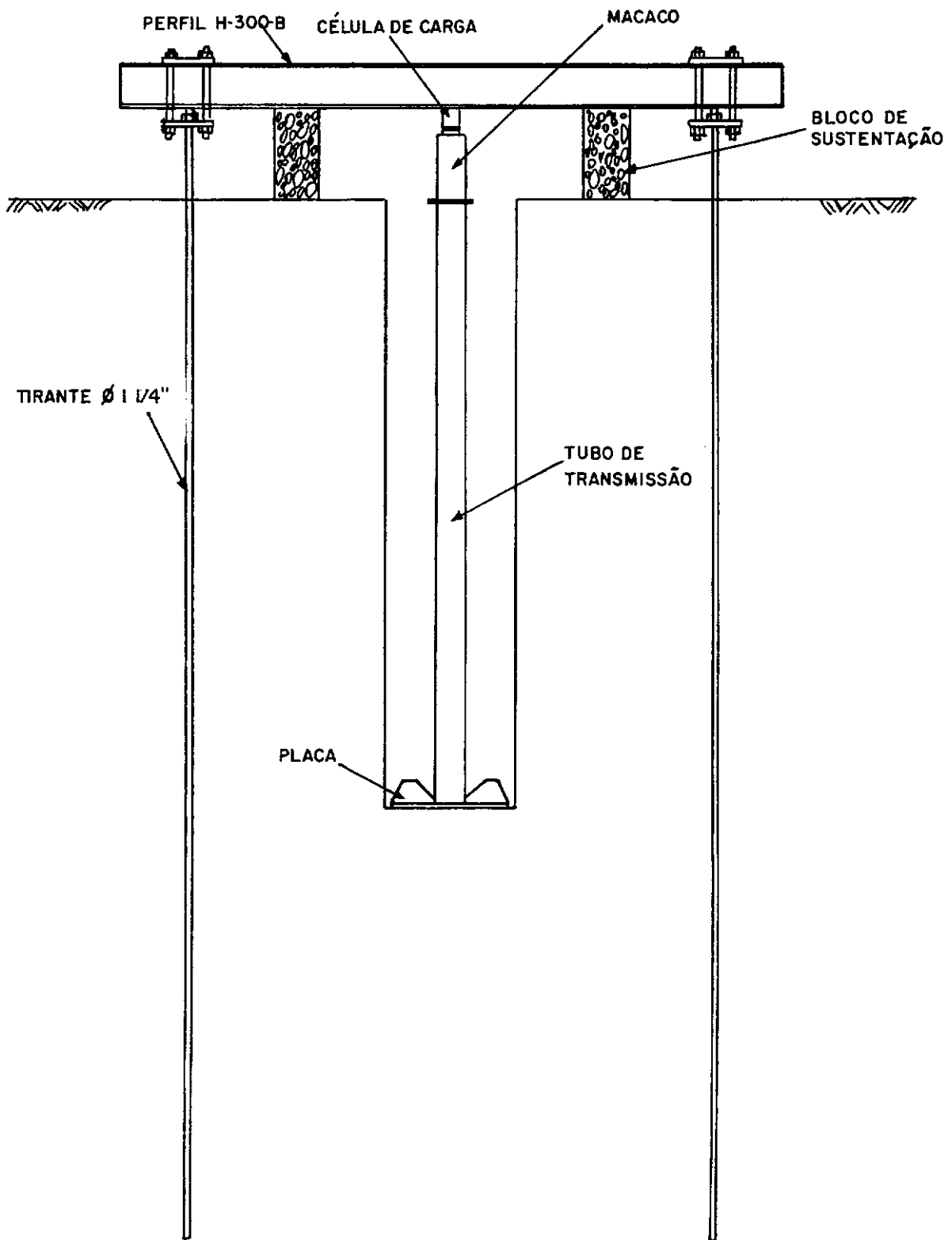


FIGURA: III-2

ESQUEMA DOS SISTEMAS DE APLICAÇÃO DE CARGAS E DE REAÇÃO

Para conseguir a centralização da célula era necessário que as cavas fossem locadas com grande precisão e que sua escavação manual sofresse um desvio da vertical menor possível, o que exigiu um trabalho de escavação muito rigoroso e conseqüentemente moroso.

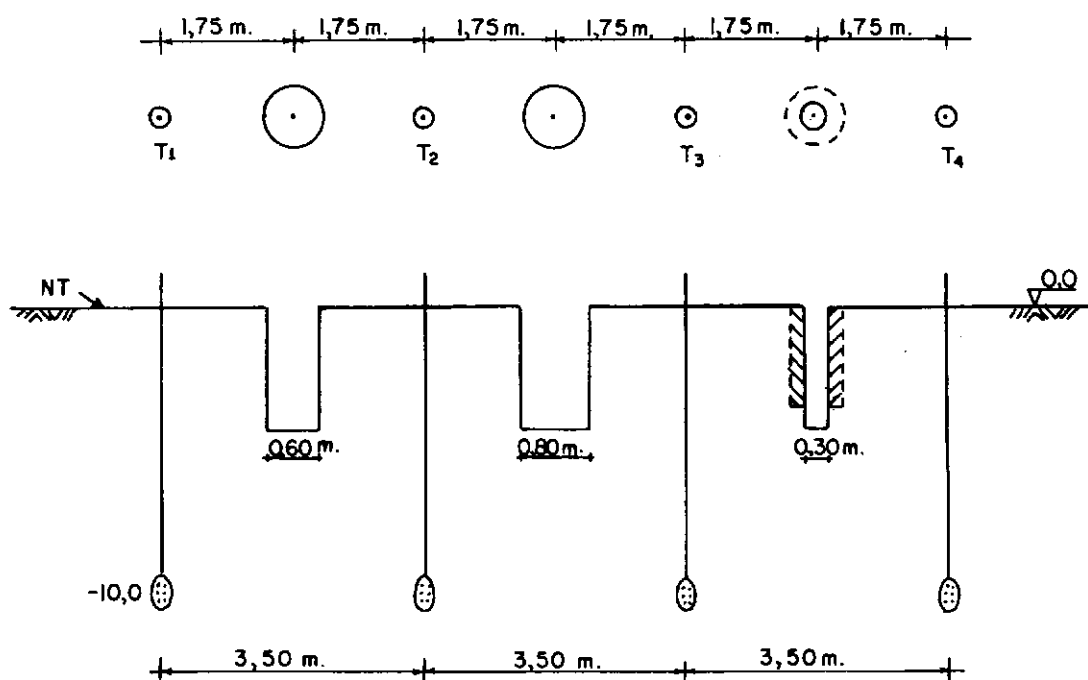


FIGURA: III-3

ESQUEMA DE LOCALIZAÇÃO DOS TIRANTES E DAS CAVAS P/PROVAS DE CARGAS

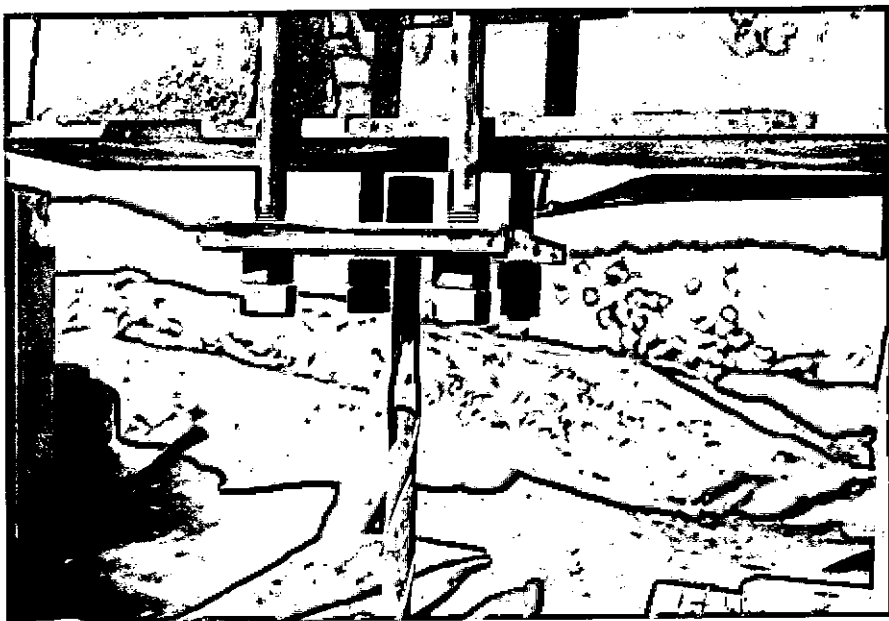


FIGURA III.4

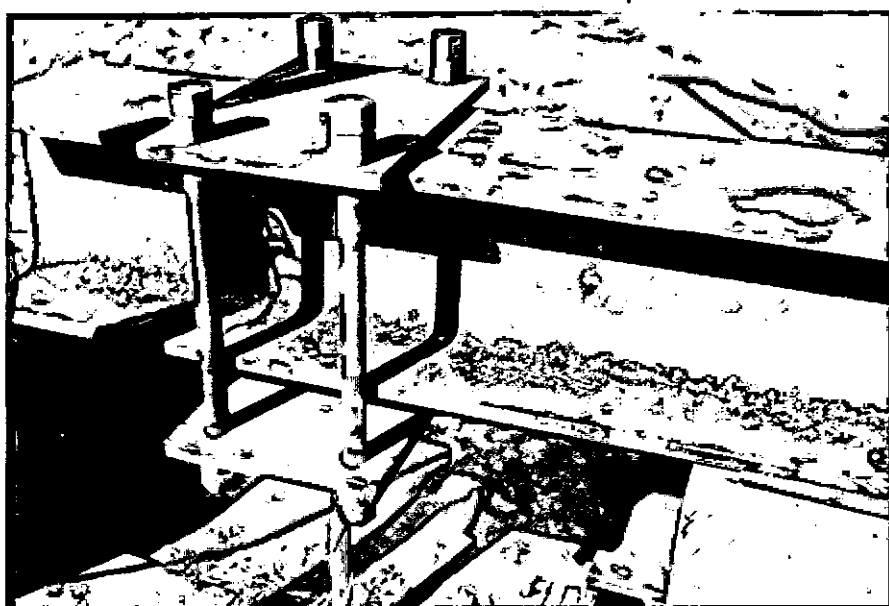


FIGURA III.5

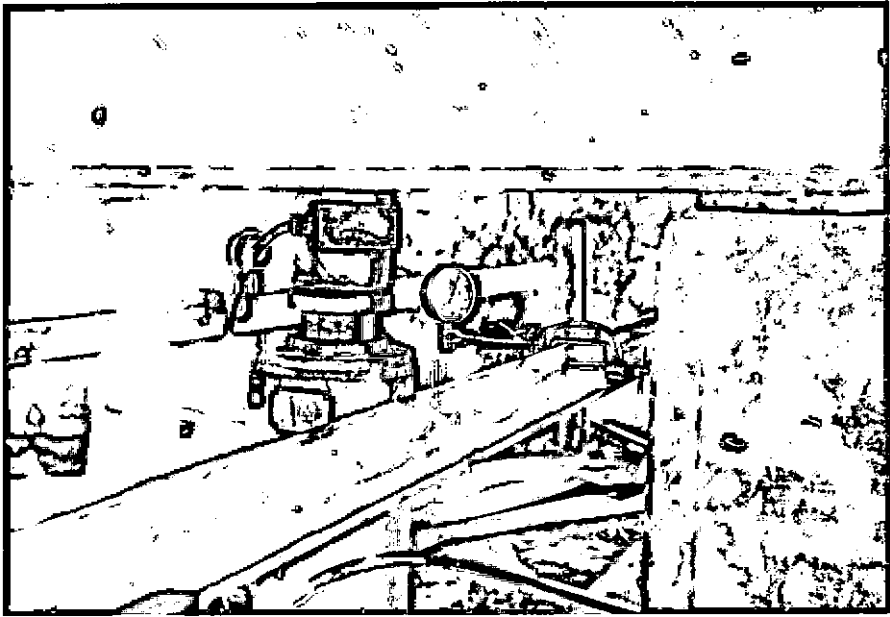


FIGURA III.6

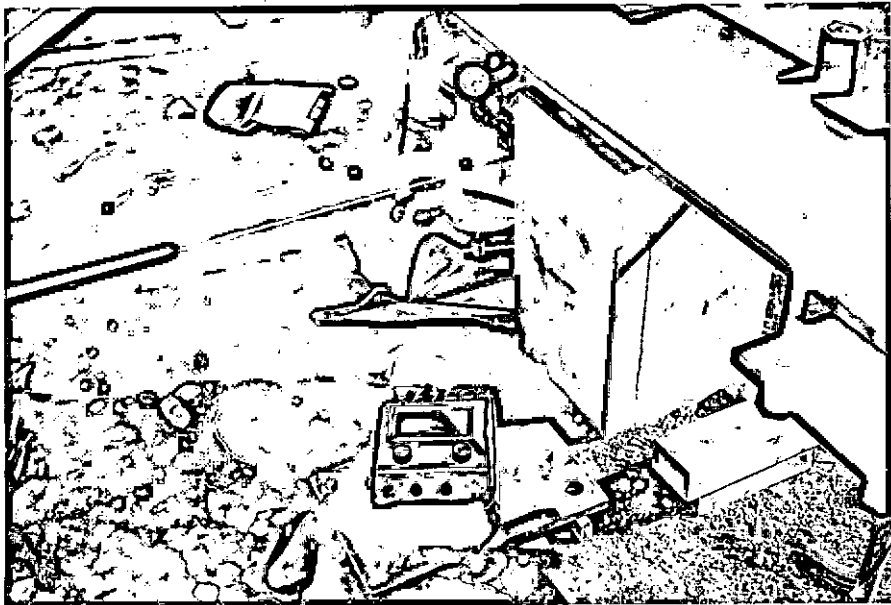


FIGURA III.7

ii - Sistema de Transmissão

O sistema de transmissão de cargas, entre o macaco hidráulico e as placas de ensaio, consistiu de um tubo de aço, sem costura, de diâmetro externo de 16,8 cm e espessura das paredes de 0,7 cm (Fig. III-8).

Nas provas de carga em profundidade foram usados tubos de 2,0 m e 4,0 m de comprimento e para ensaios à superfície um pedaço de 0,1 m do mesmo tubo

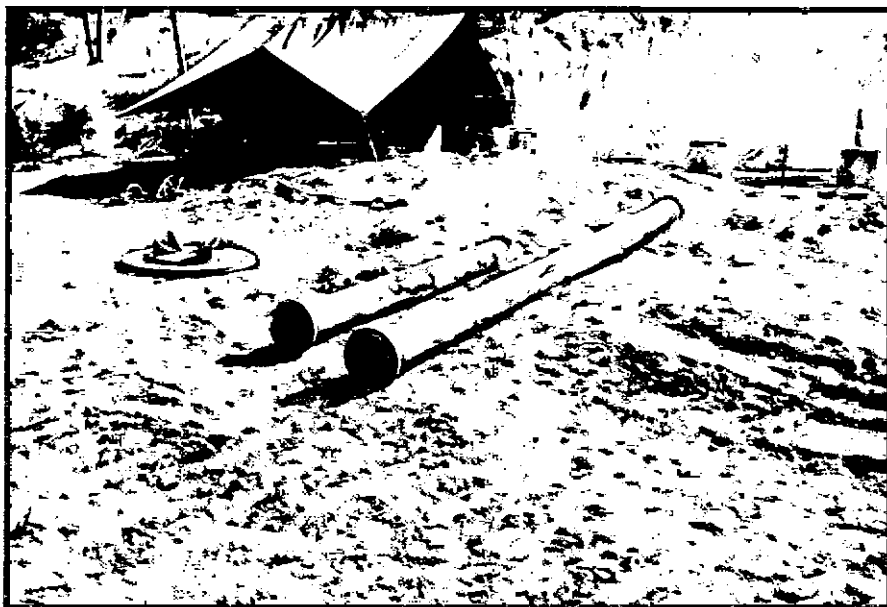


FIGURA III.8

III-3.3 - Deslocamentos

i - Sistema de medição

Os deslocamentos da placa em teste foram medi

dos, simultaneamente, por dois defletômetros, sensíveis a 0,01 mm e de curso ilimitado, colocados diametralmente opostos. Esses defletômetros foram presos a duas vigas de referência, fixadas 30 cm acima da superfície do terreno e ligados através de fios de aço às extremidades da placa ensaiada (Fig. III-9).

As vigas de referência foram colocadas de maneira a ficarem fora da zona de influência dos movimentos da placa e dos tirantes

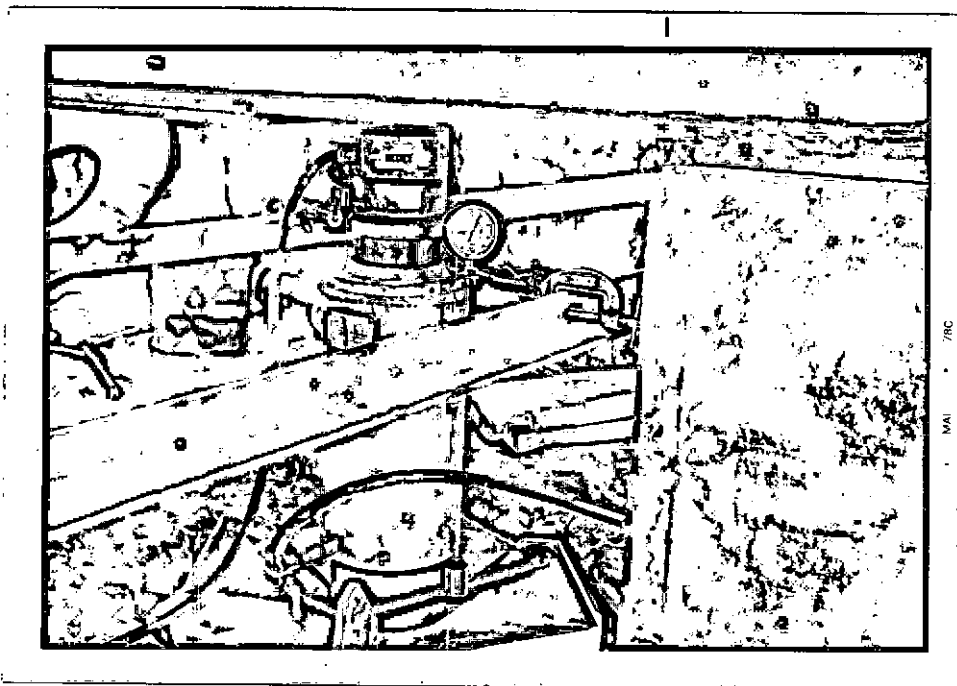


FIGURA III.9

III.4.- Métodos

III.4.1- Execução das Provas de carga

Cada placa foi ensaiada, à compressão, na superfície do terreno, a 2,0 e 4,0 m de profundidade, perfazendo um total de nove ensaios de carga.

Iniciou-se o programa de provas com a placa de $D=60\text{cm}$, cujos ensaios foram executados no meio do intervalo entre os tirantes T_1 e T_2 . A primeira prova realizada foi à superfície do terreno, necessitando apenas de uma pequena escavação para retirada do solo solto (Fig. III-10). Em seguida passava-se à regularização da superfície do local destinado a prova, com muito cuidado, a fim de evitar que a placa ficasse fora de nível ou que sua área não ficasse totalmente em contacto com o terreno. Para se atingir esses objetivos espalhava-se um pouco de areia sobre a superfície, para preencher as depressões que porventura existissem, ou em casos mais difíceis aplicava-se uma fina camada de gesso.

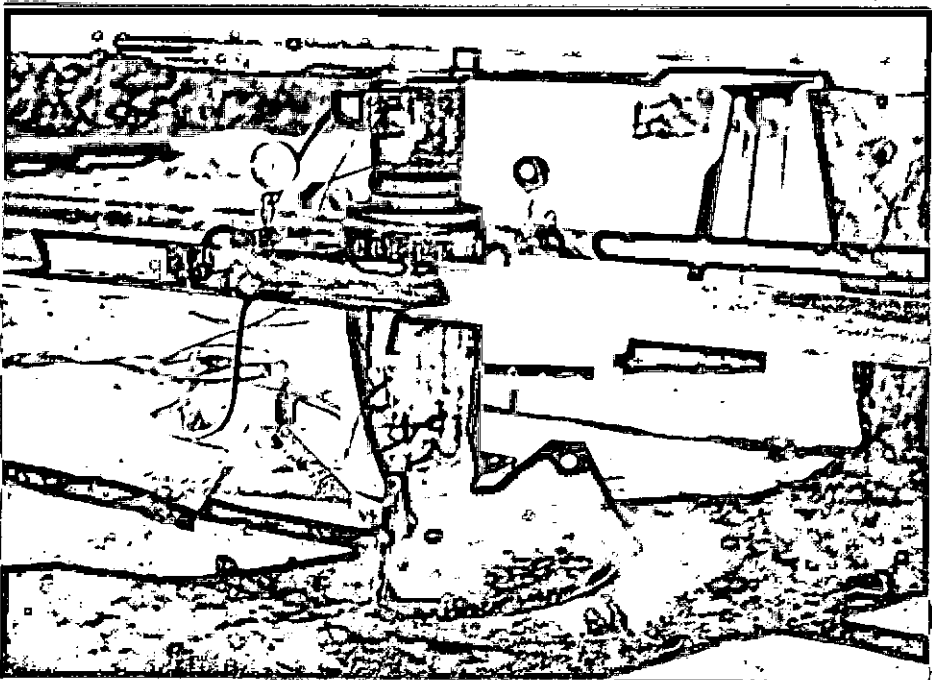


FIGURA III.10

Depois de ensaiada a placa de 60 cm na superfície es

cavou-se um poço de diâmetro aproximado de 0,70 m até a prof. de 2,0 m, regularizou-se o fundo da cava, assentou-se a placa e iniciou-se a prova de carga (Fig. III.11). Finda a prova deu-se continuidade à confecção do poço até a profundidade de 4,0 m, onde foram repetidas as mesmas etapas descritas para a profundidade de 2,0 m.

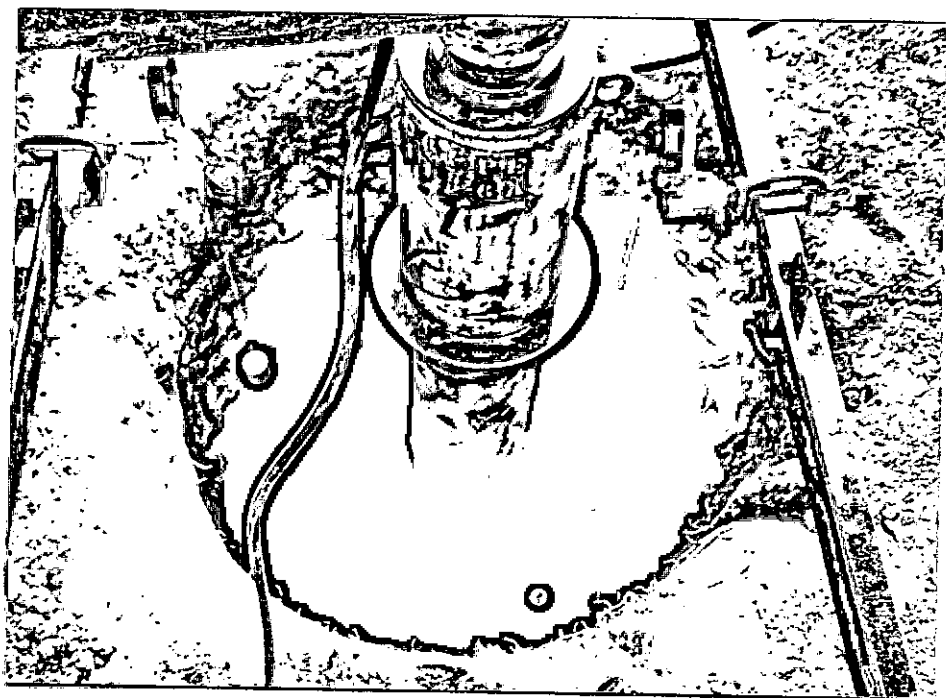


FIGURA III.11

Para a placa de $D = 80$ cm, ensaiada entre os tirantes T_2 e T_3 , o procedimento foi análogo ao da placa de $D = 60$ cm diferindo somente quanto à dimensão do poço, que foi escavado com um diâmetro de aproximadamente 0,90 m.

A escavação do poço para a realização de provas de carga em profundidade usando a placa de $D = 30$ cm, teve que ser realizada de maneira diferente, devido à dificuldade de se escavar um poço de diâmetro aproximado de 0,35 m até grande profundidade, além da impossibilidade de assentar a placa, no seu fundo, de maneira confiável. O modo encontrado para contornar tal problema consistiu na execução de um poço com diâmetro de 0,70 m até cerca de 0,60 m acima da cota de assentamento da placa, perfurando-se, a partir daí, um poço com diâmetro de 0,35 m, até a cota de ensaio onde, se regularizava a superfície do fundo e se assentava a placa. Depois disso, eram colocados tubos de concreto de diâmetro interno de 0,35 m, rigorosamente na vertical, desde a parte superior do furo de $D \approx 0,35$ m até a superfície do terreno, aterrando-se o espaço entre os tubos e a parede do poço (Fig. III-12 e Fig. III-13).

Com esse procedimento tentou-se reconstituir as pressões de terra que agiriam junto à placa, caso a mesma fosse colocada no fundo de um poço aberto no terreno natural com $D = 0,35$ m, além de conservar o solo próximo à placa (até 0,60 m acima da cota de assentamento) com suas características não muito distantes das naturais.

III.4.2 - Aplicação das Cargas

As cargas foram aplicadas em estágios que correspondem a variações de pressão de $1,0 \text{ kgf/cm}^2$, em todas os nove ensaios. Os carregamentos (passagem de um estágio para outro) foram aplicados com a maior rapidez possível ao operador (aproximadamente 15 segundos).

A primeira leitura (L_1), correspondente a cada estágio de carregamento, foi feita imediatamente após a aplicação da carga e, a partir deste momento, em intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos 1, 2, 4 horas etc...). A aplicação de um novo carregamento só foi realizada quando verificada a estabilização dos recalques, com tolerância máxima de 5% do recalque total do estágio, isto é:

$$|(L_n - L_{n-1})| \leq 5\% | (L_n - L_1) |$$

onde:

L_n = leitura no instante n qualquer

L_{n-1} = leitura imediatamente anterior a leitura L_n

L_1 = leitura logo após a aplicação do carregamento.

Os incrementos de carga foram dados até que houvesse ruptura do solo de fundação ou até o valor limite da capacidade do sistema de reação, isto é, 31 tf.

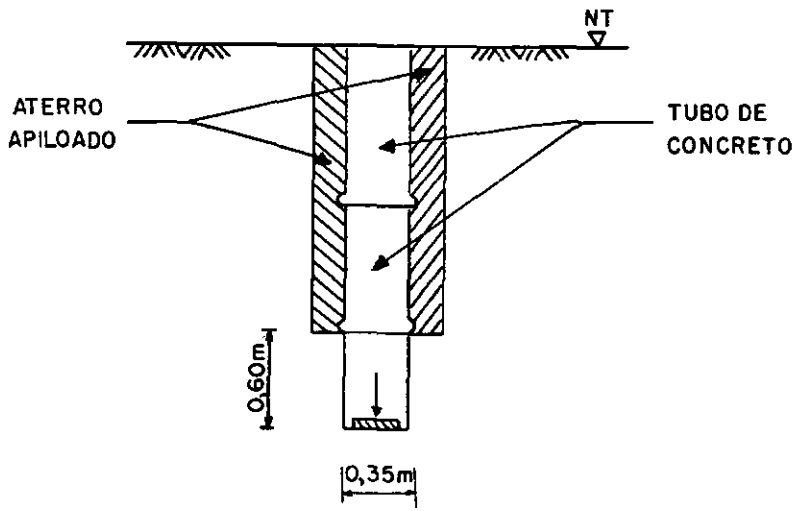


FIGURA: III - 12

DETALHE DA CAVA PARA PROVA EM PLACAS
DE D=30Cm EM PROFUNDIDADE

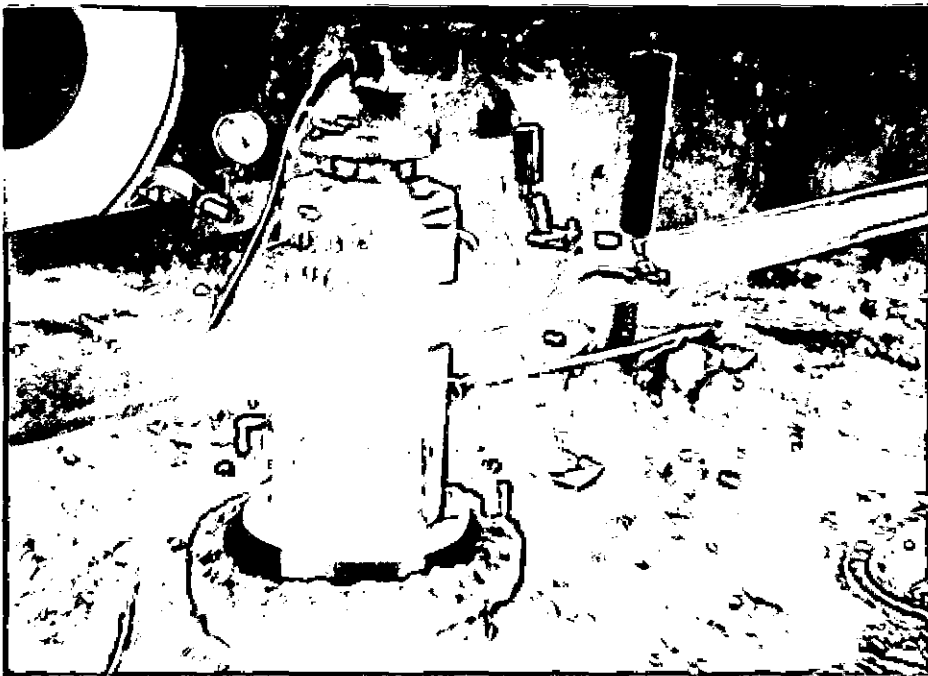


FIGURA III.13

CAPÍTULO IV

RESULTADOS E OBSERVAÇÕES

IV.1- Resultados

Os resultados das provas de carga são apresentados sob a forma de gráficos pressão (p) - recalque (Δ) e gráficos tempo (t) - recalque (Δ).

Os gráficos pressão-recalque correspondentes às provas de carga em placa de diâmetro de 30 cm são apresentados nas Fig. IV.1, Fig. IV.2, e Fig. IV.3. Os referentes à placa de diâmetro de 60 cm encontram-se nas Fig. IV.4, Fig. IV.5 e Fig. IV.6. E os gráficos obtidos utilizando-se a placa de diâmetro de 80 cm são mostrados nas Fig. IV.7, Fig. IV.8 e Fig. IV.9.

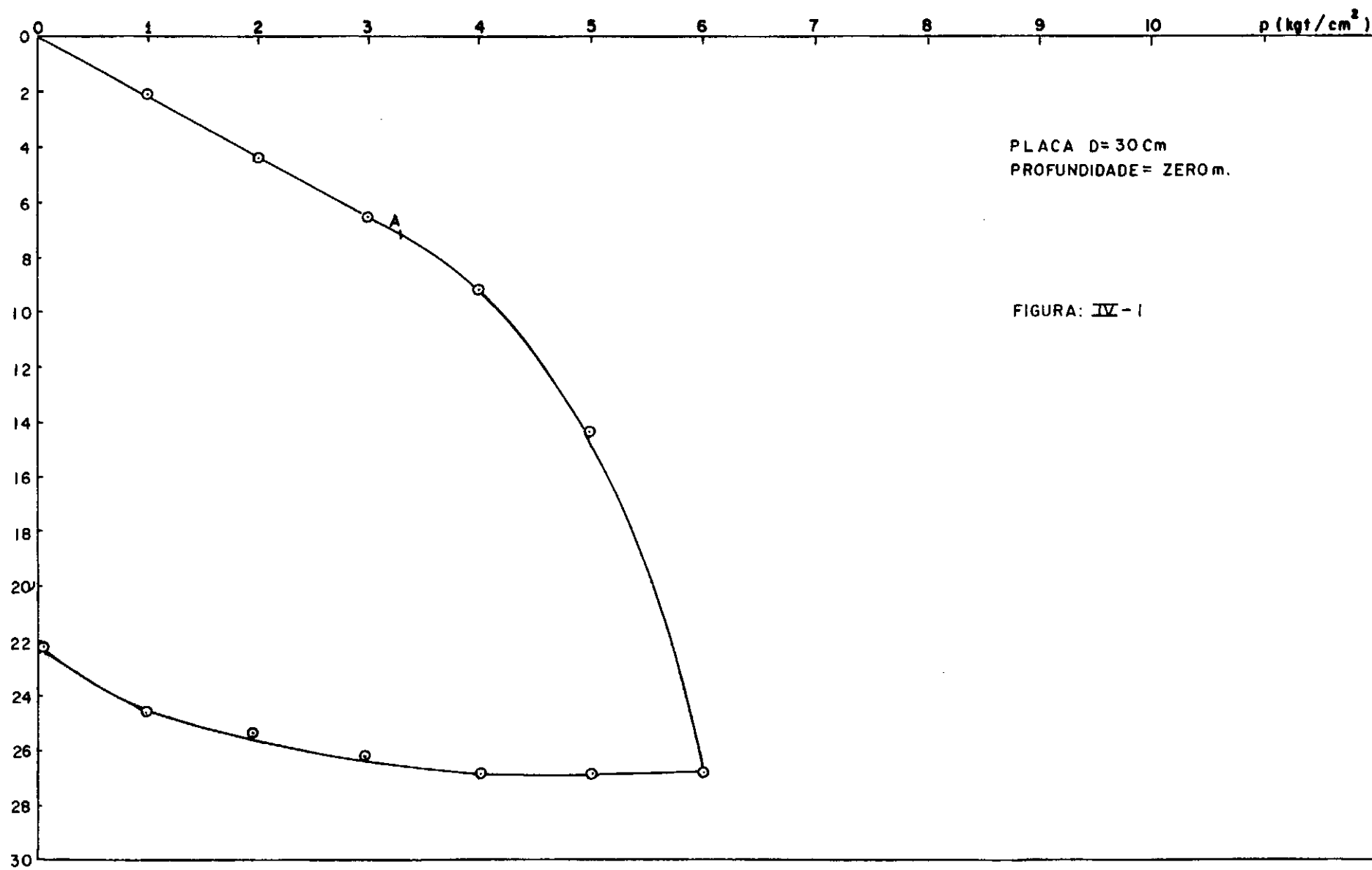
As figuras IV.10, IV.11, IV.12, IV.13, IV.14, IV.15, IV.16, IV.17 e IV.18 mostram os gráficos tempo-recalque para provas à superfície, a 2,0 metros e a 4,0 metros de profundidade utilizando-se placas de diâmetro de 30,60 e 80 cm.

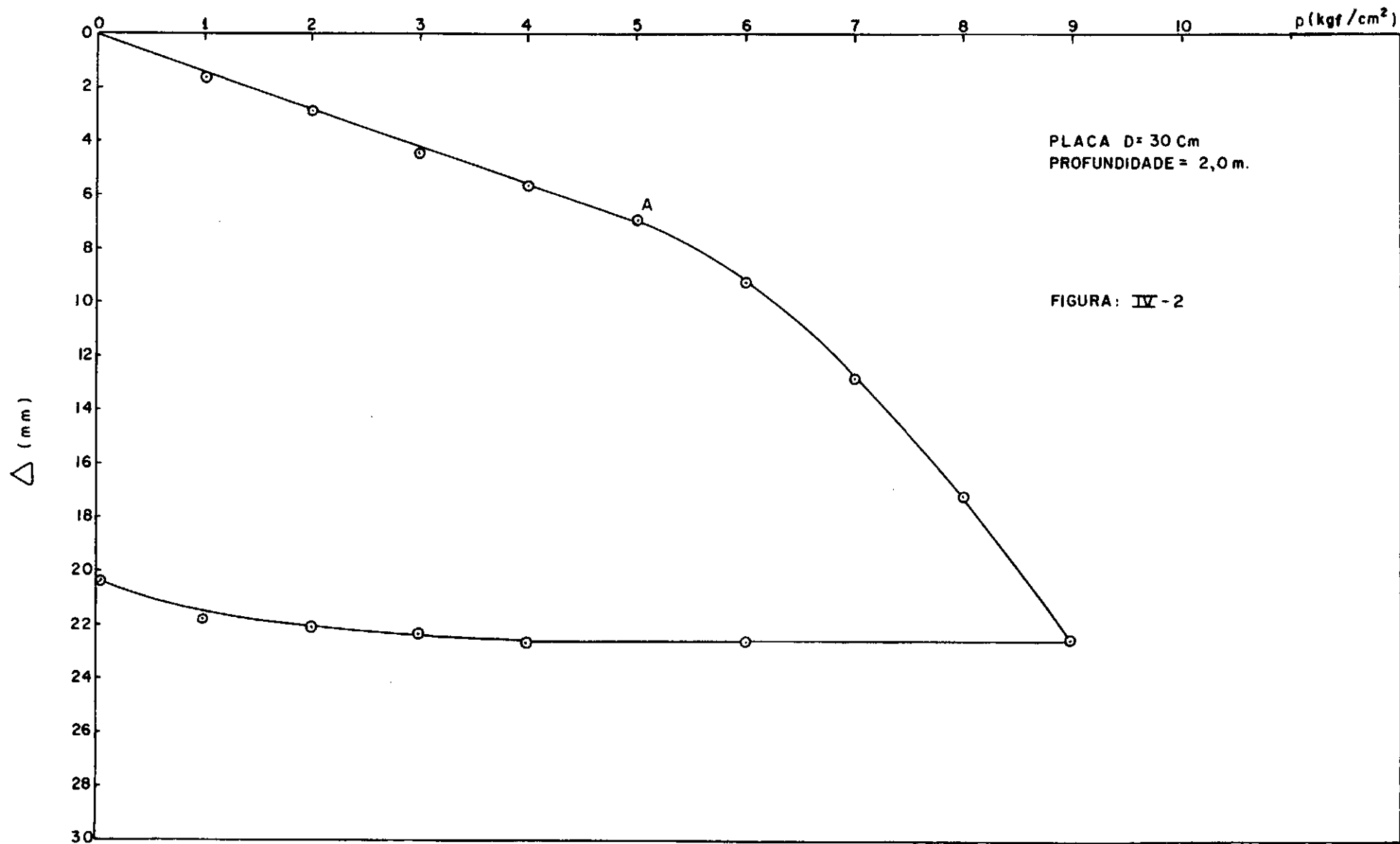
IV.2- Observações

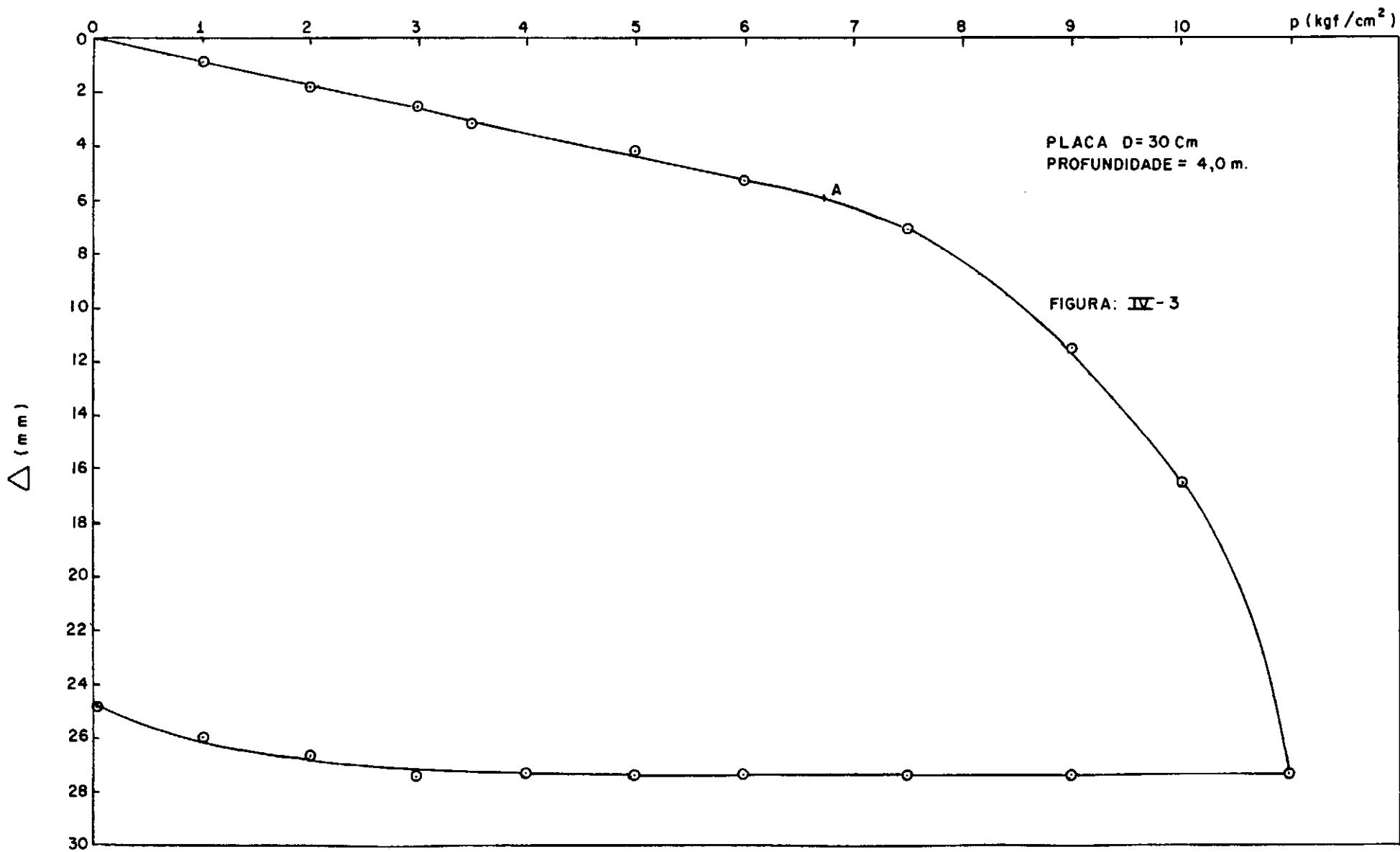
Tendo em vista os resultados das provas de carga pode-se observar que:

- i - o efeito de profundidade foi comprovado, isto é, uma mesma placa submetida a uma deter

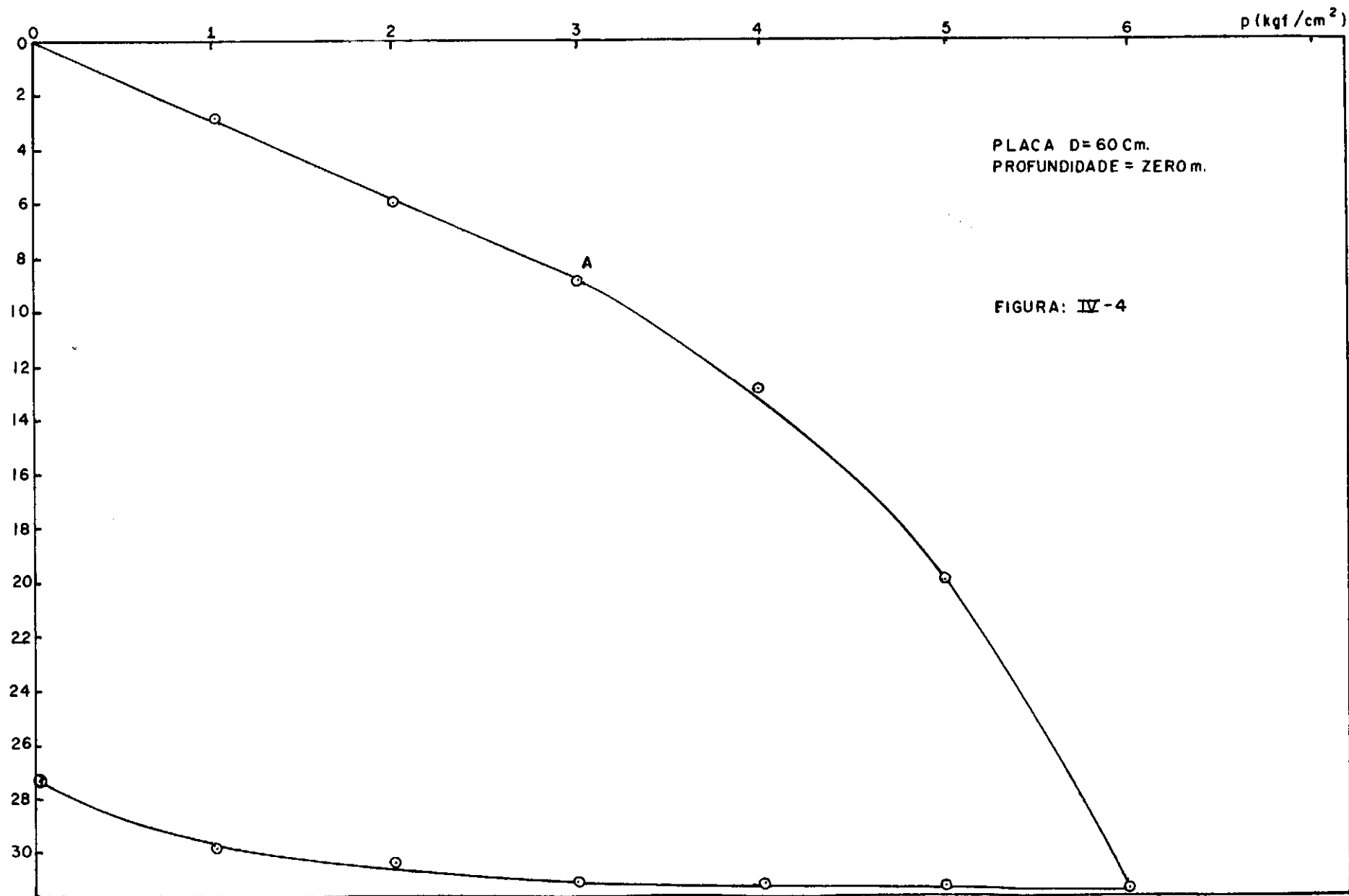
Δ (mm)

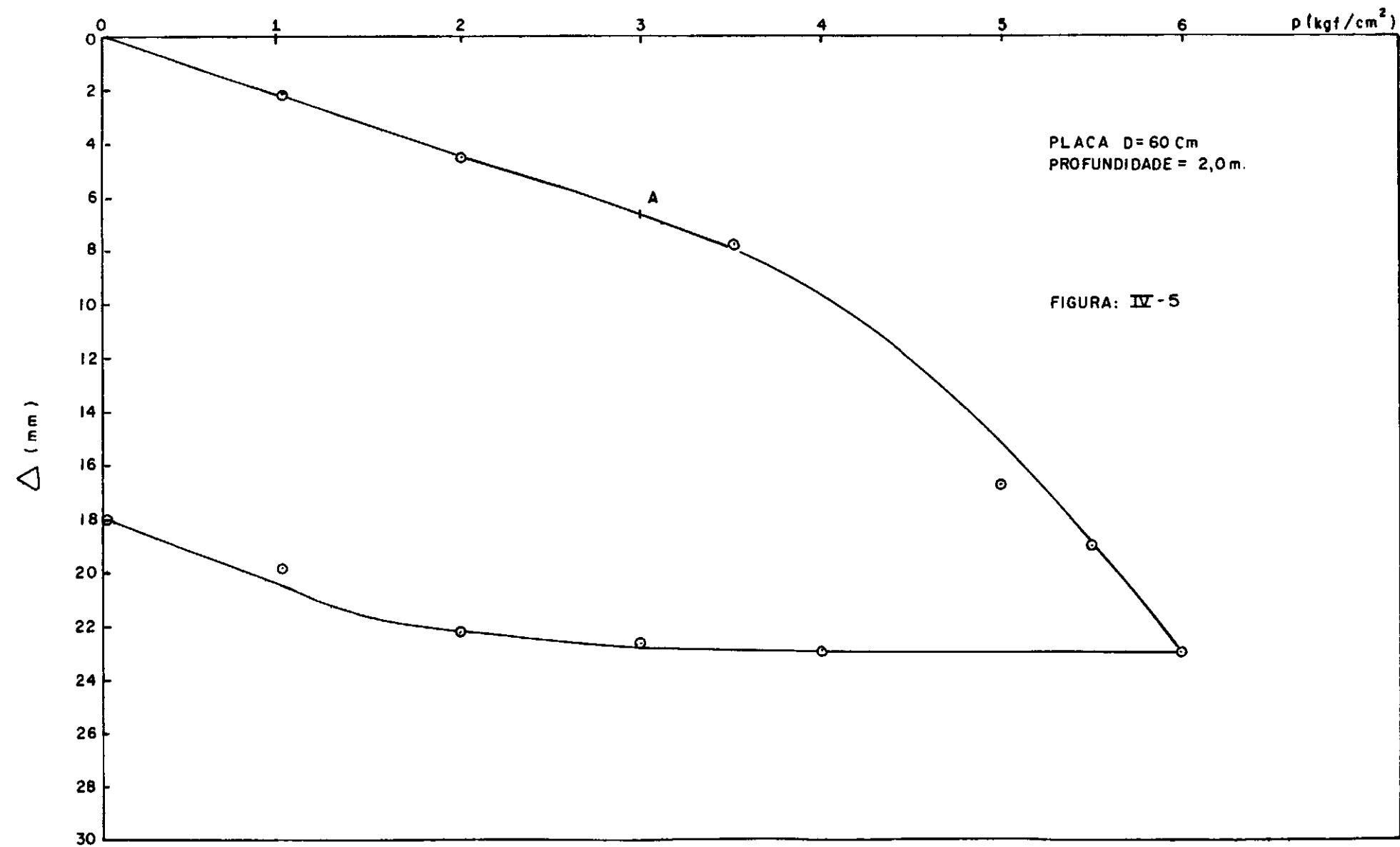


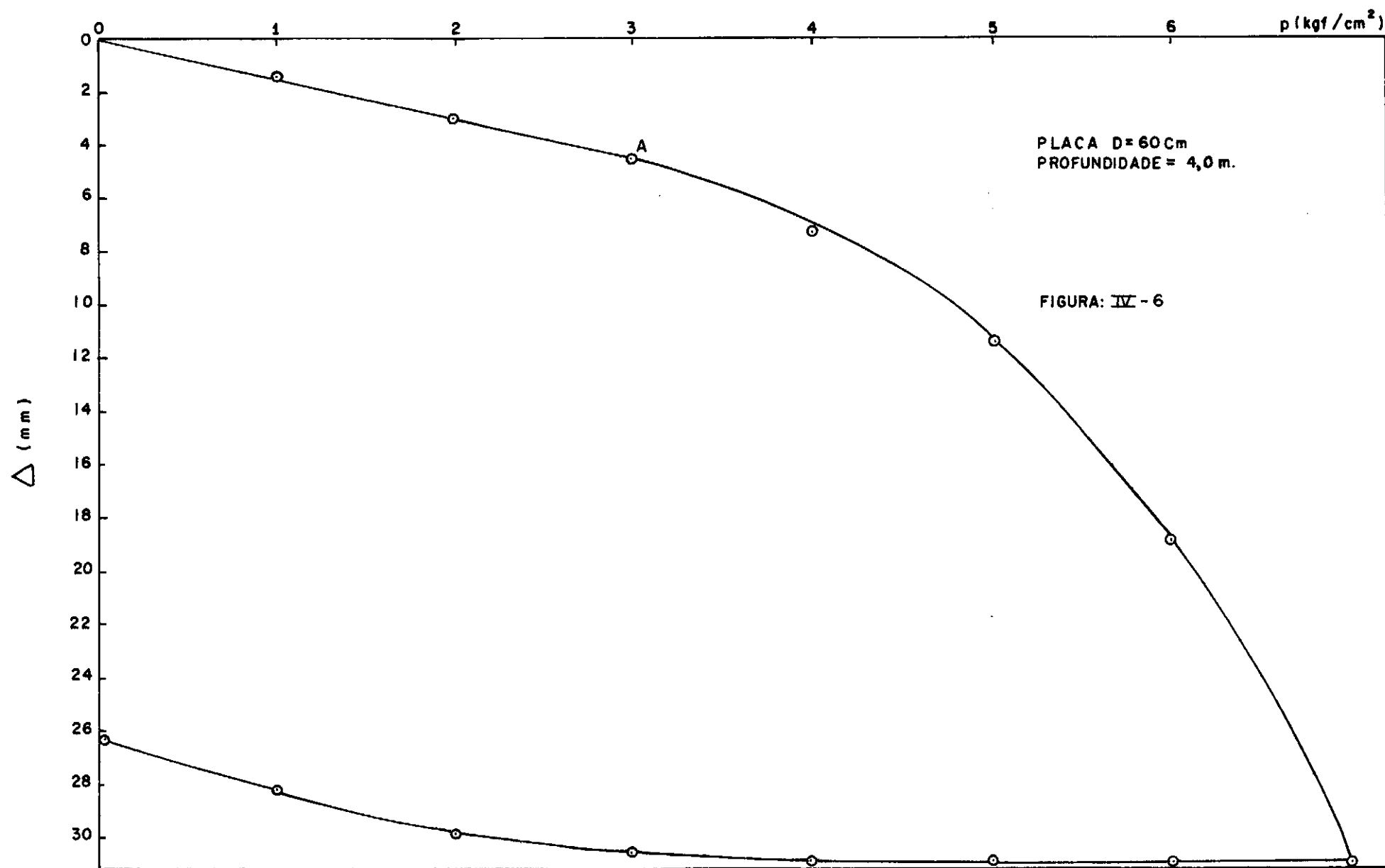


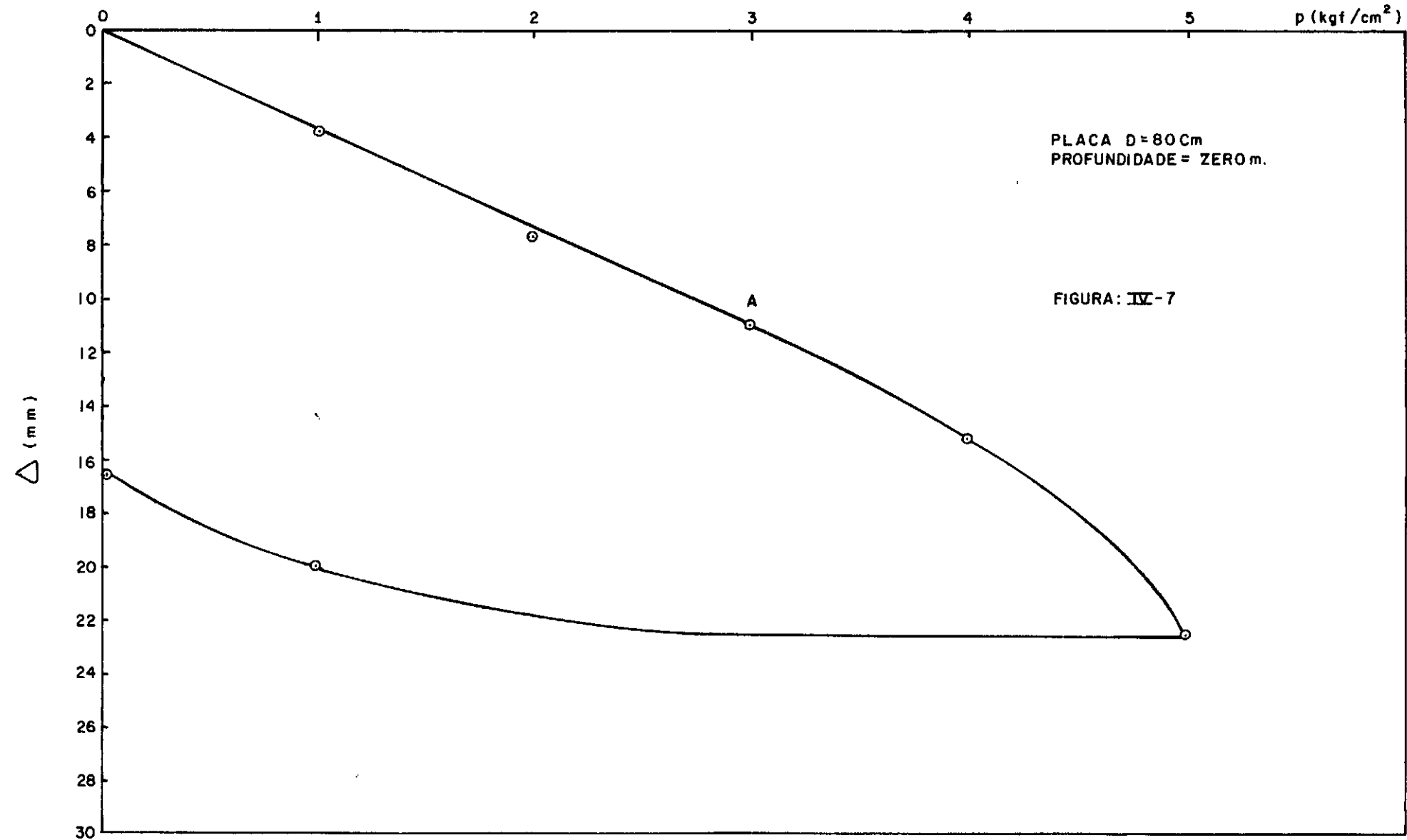


Δ (mm)







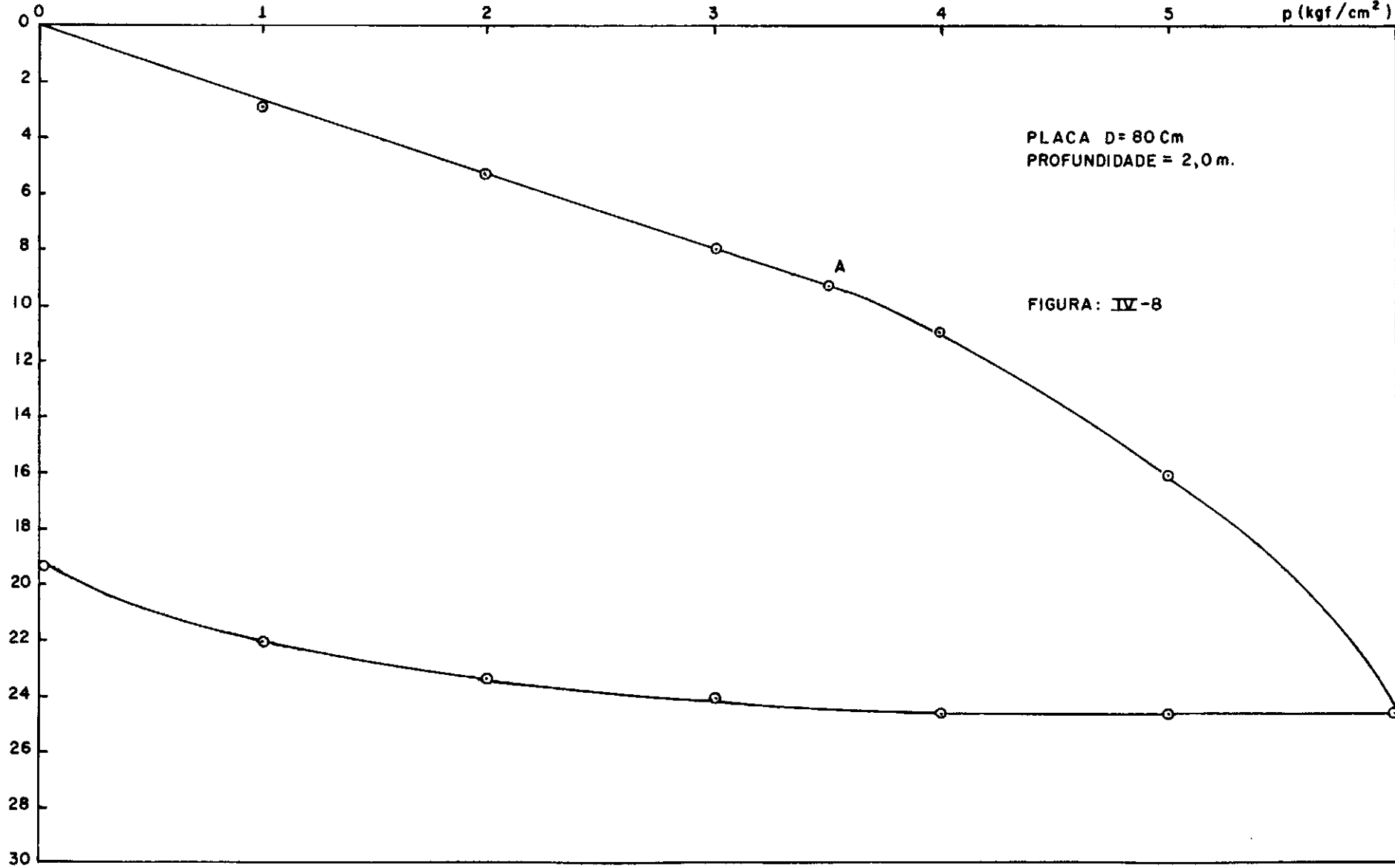


$p \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

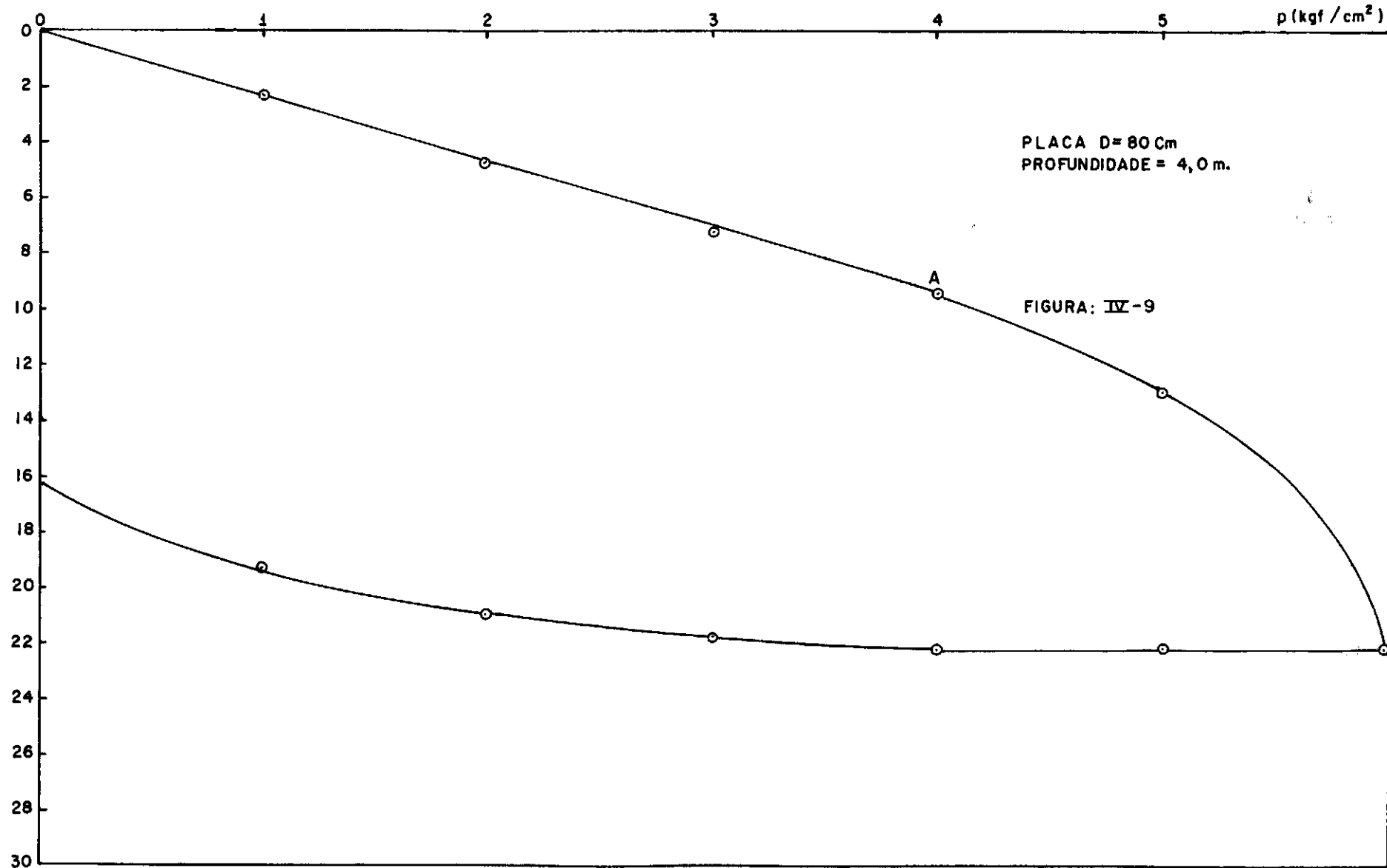
PLACA D= 80 Cm
PROFUNDIDADE = 2,0 m.

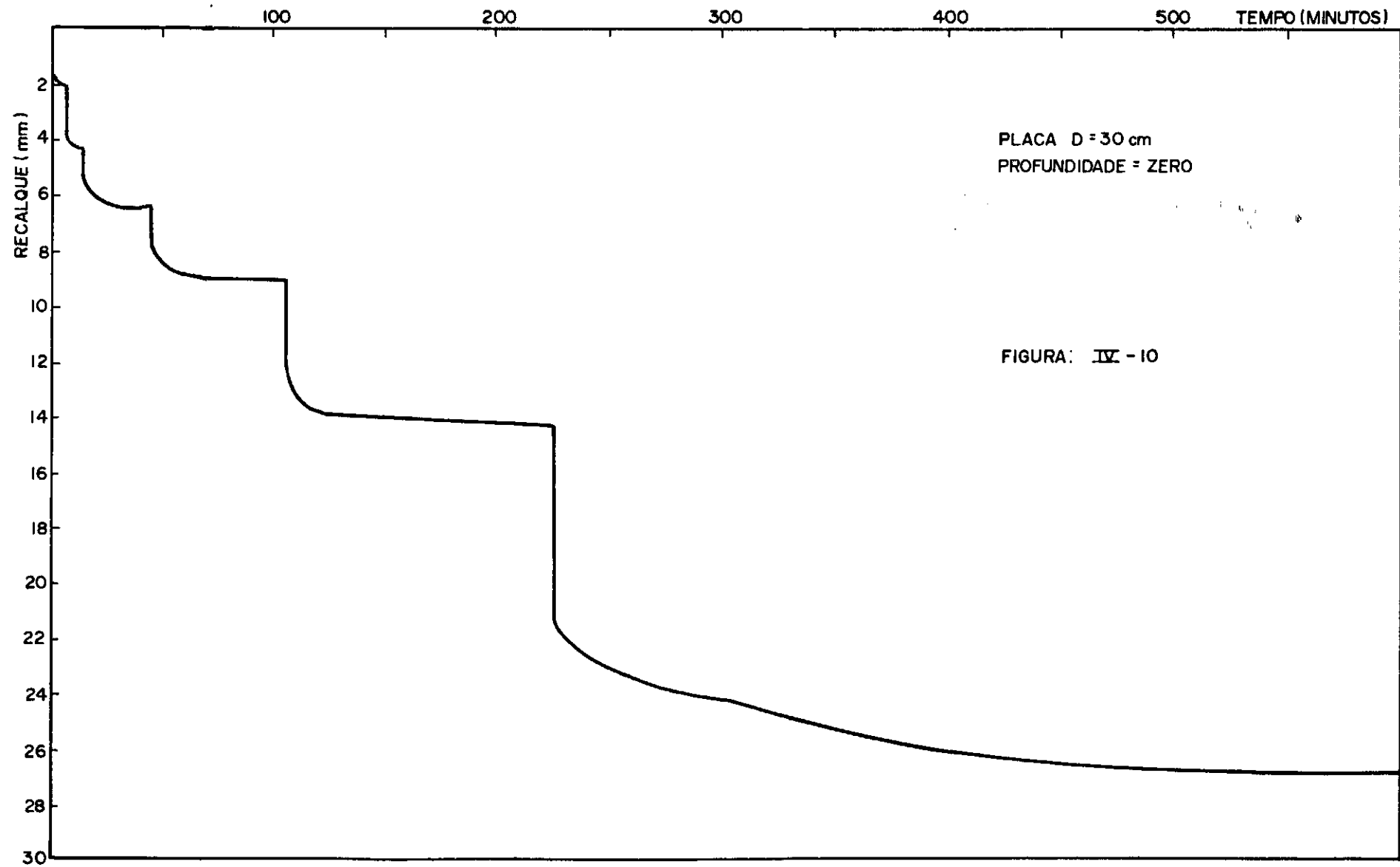
FIGURA: IV-8

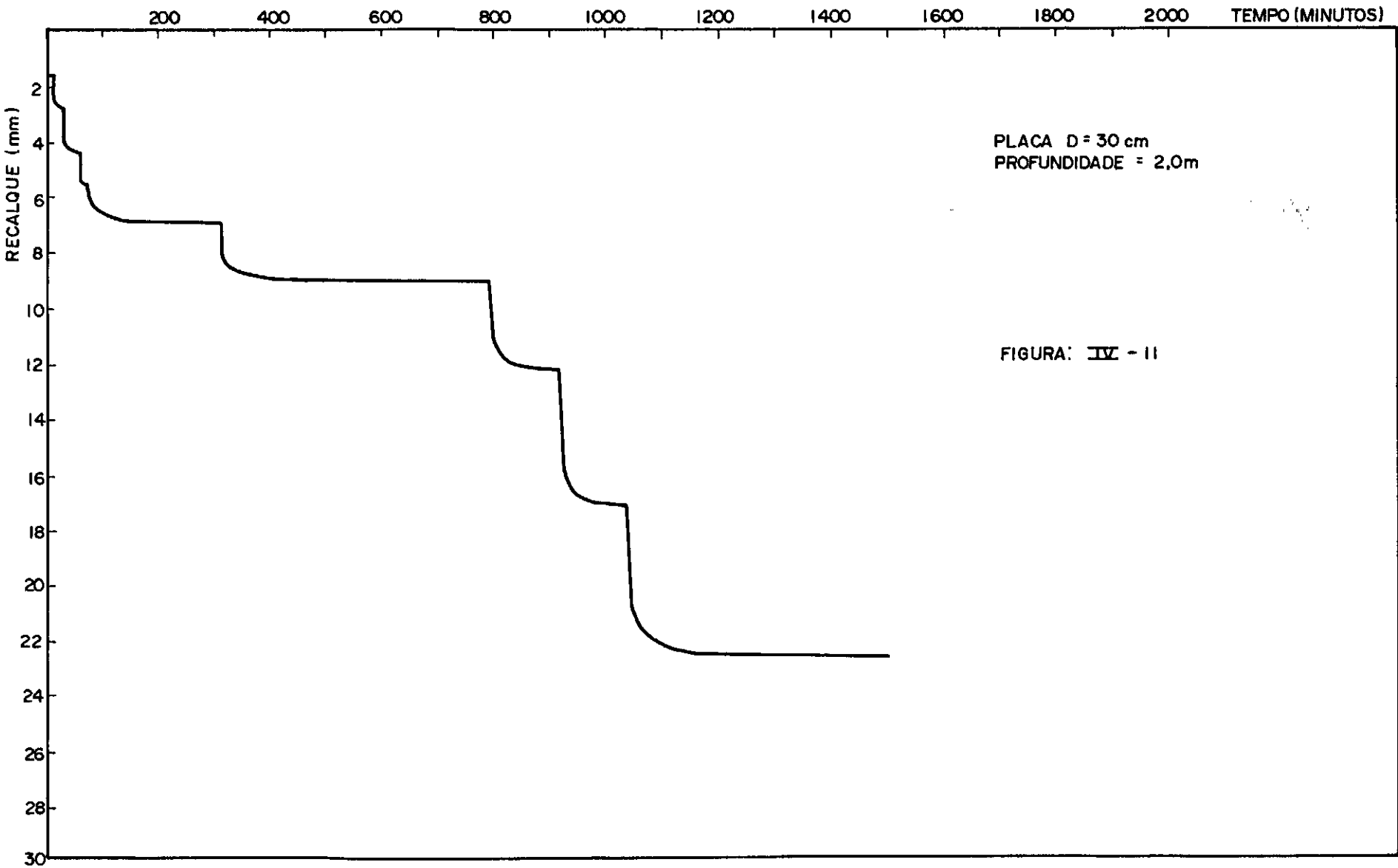
A

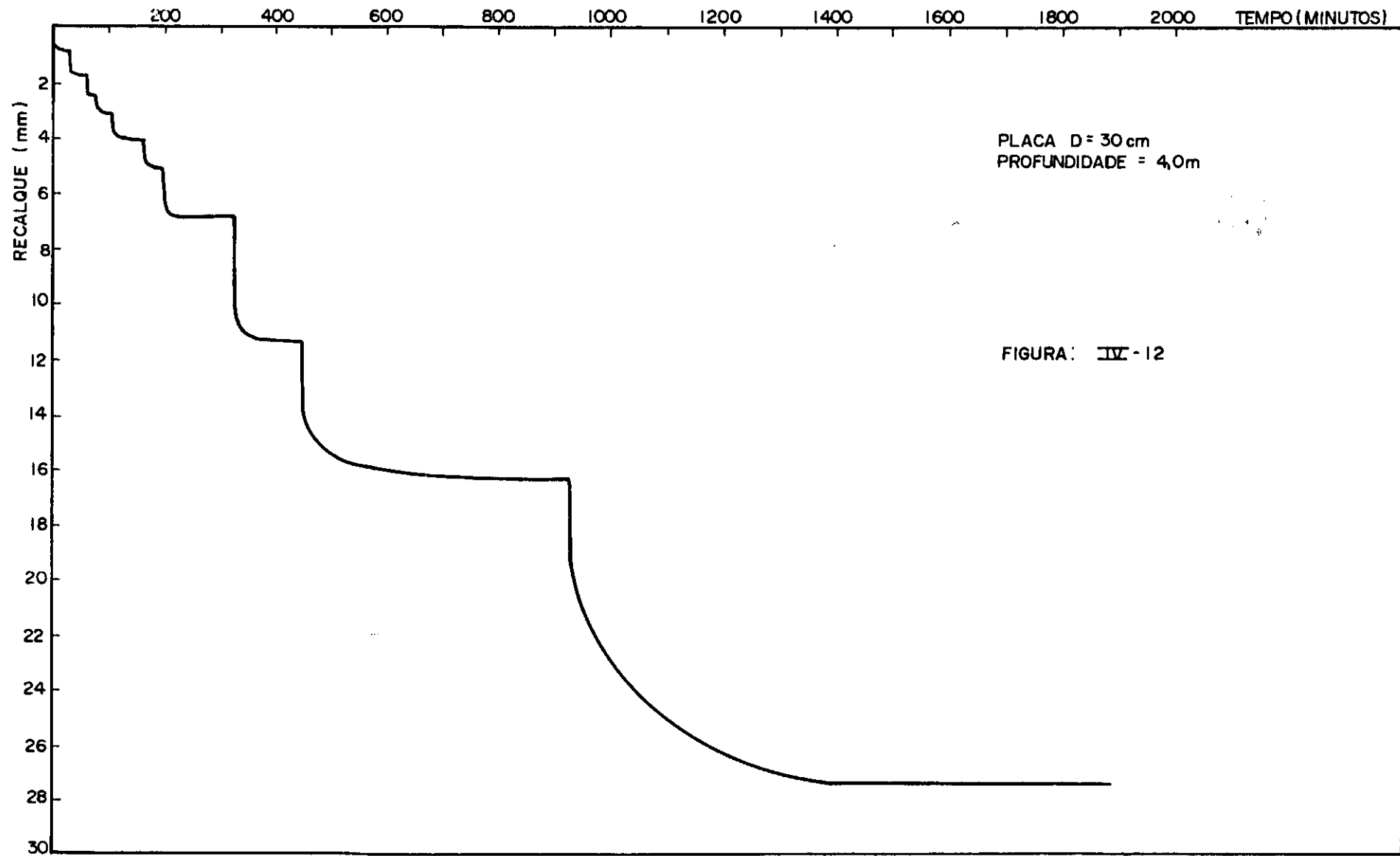
 $\Delta \text{ (mm)}$ 

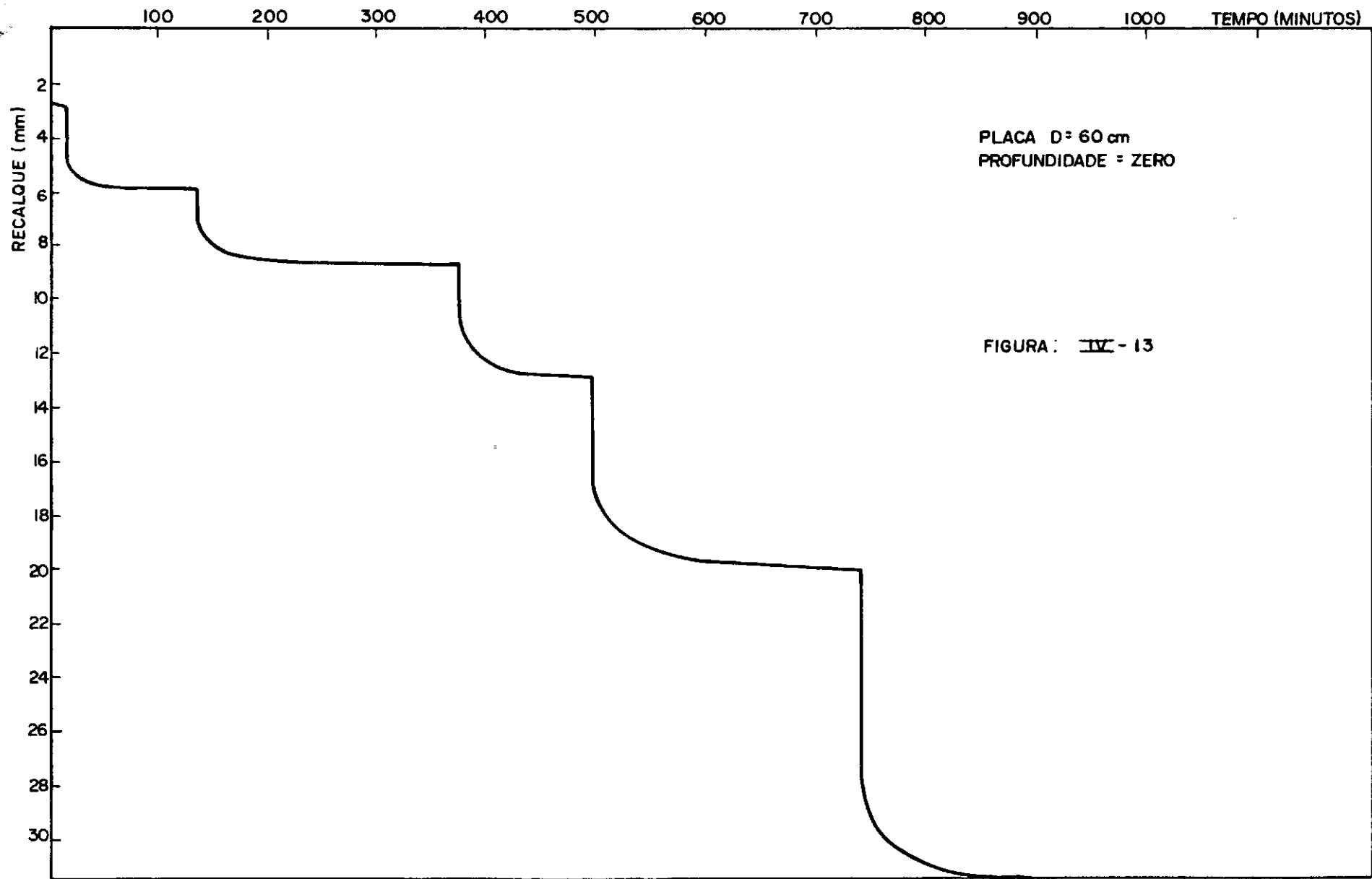
Δ (mm)

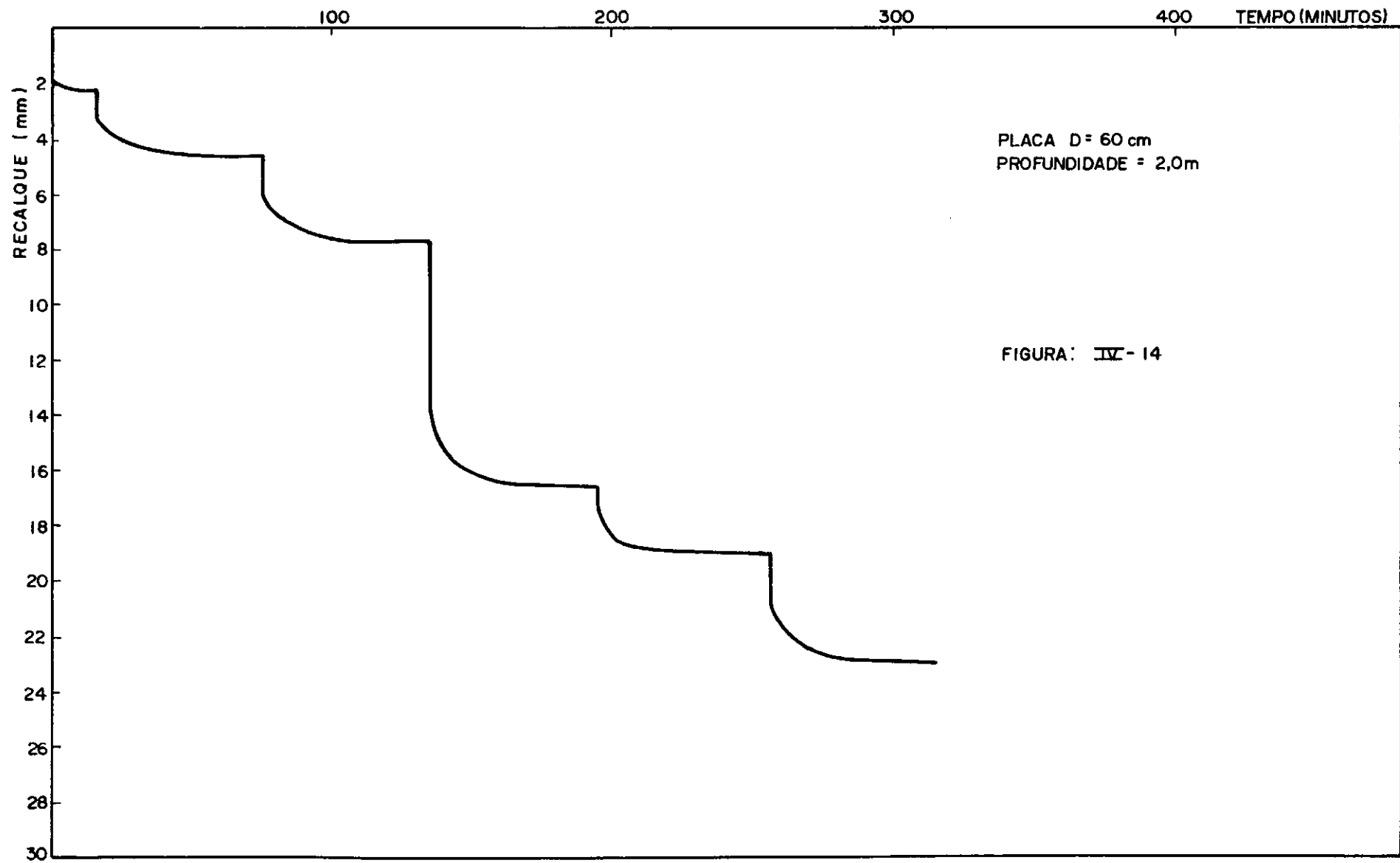


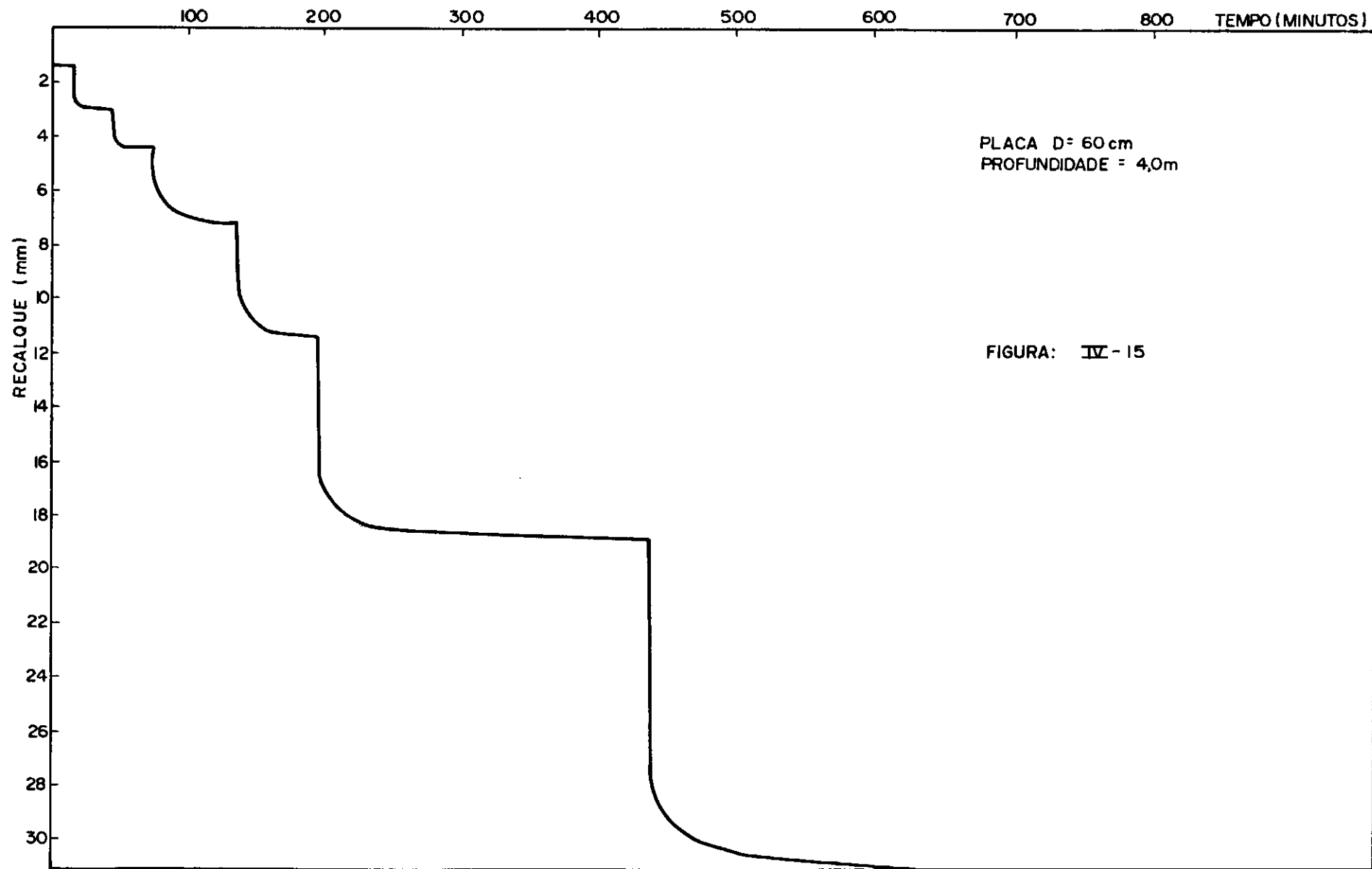


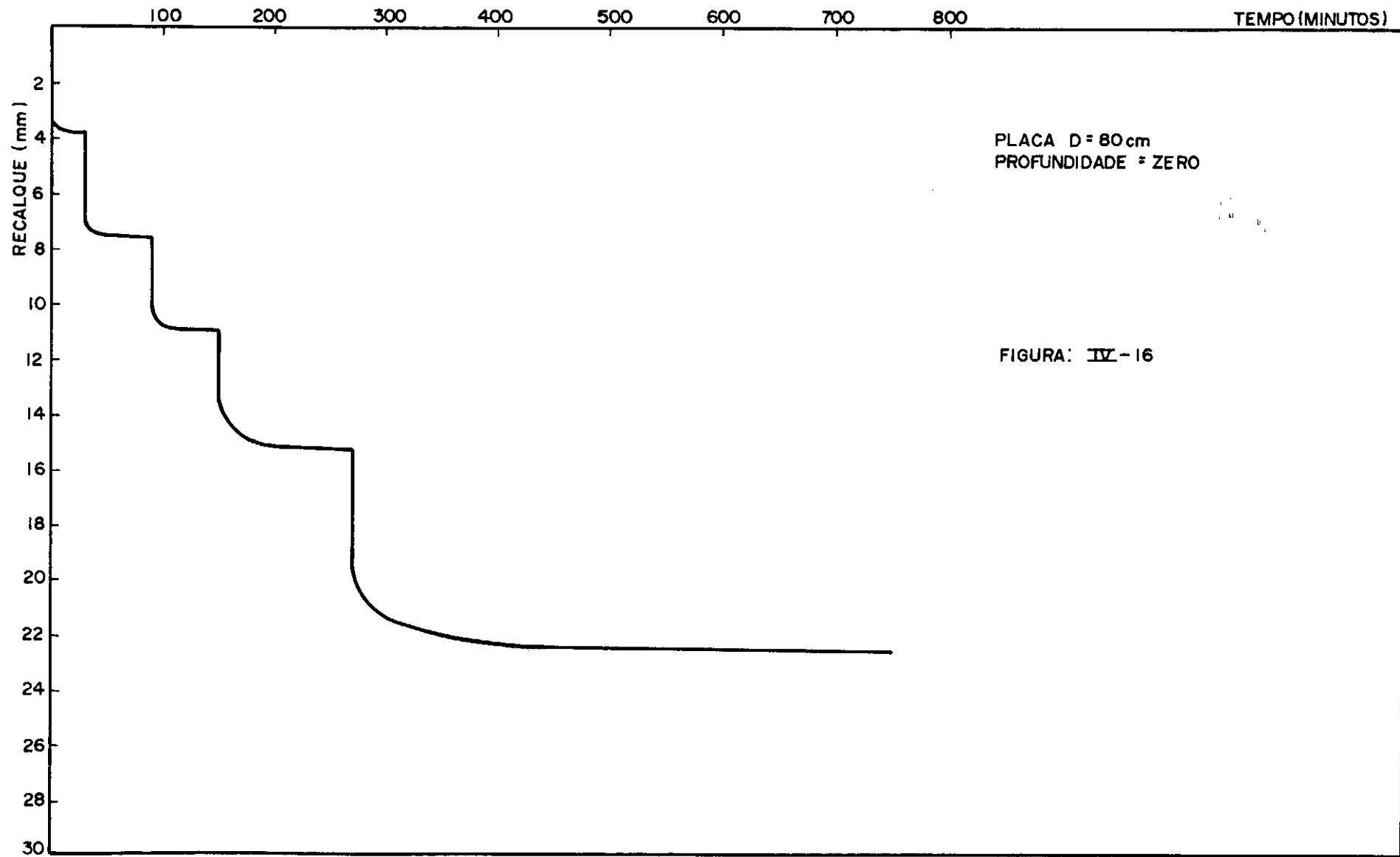


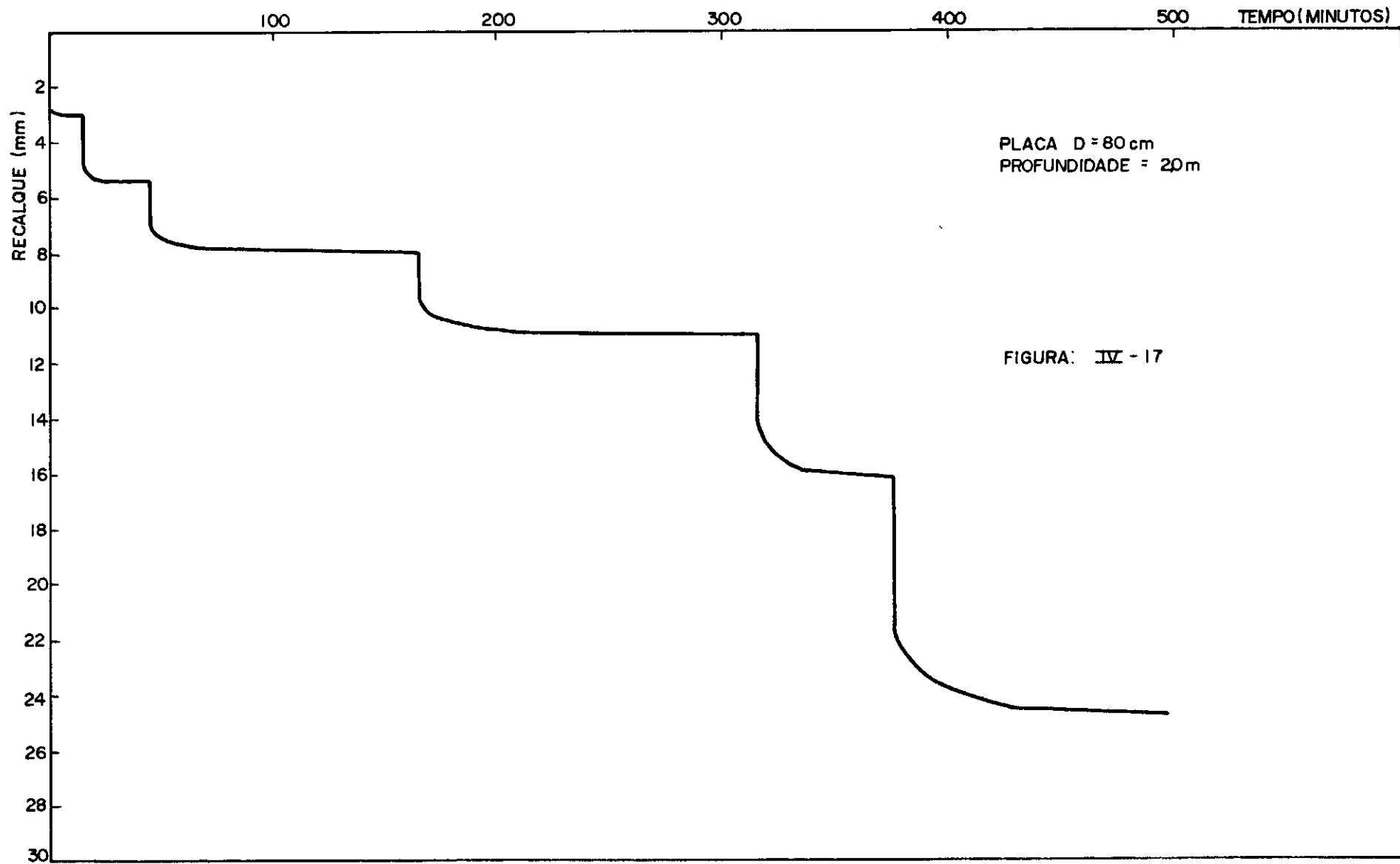


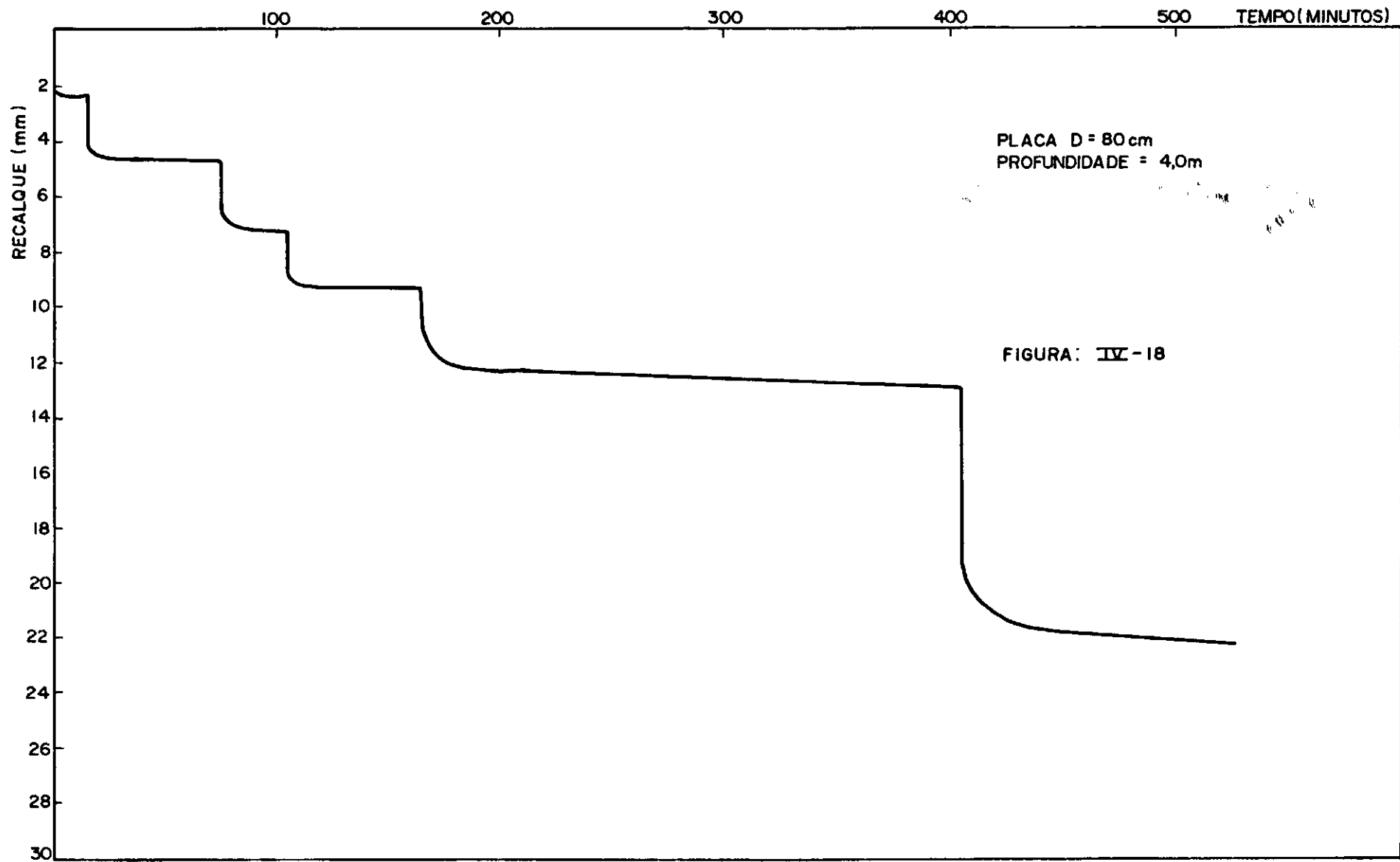












minada pressão apresentou recalques tanto me-
nores quanto maior a profundidade de assen-
tamento;

- ii - as provas de carga tenderam a resultar em gráficos pressão-recalque com trechos de linearidade crescentes com a profundidade;
- iii- no trecho onde houve proporcionalidade entre pressões e deformações, os recalques que ocorreram durante a aplicação das cargas fo-
ram, em média, maiores que os recalques ao longo do tempo, como se vê no quadro a seguir:

		% em relação Δ total	
DIAMETRO DA PLACA (cm)	PROFUNDIDADE (m)	Δ imediato (médio)	Δ com o tempo (médio)
30	0,0	77	23
	2,0	71	29
	4,0	73	27
60	0,0	72	28
	2,0	58	42
	4,0	82	18
80	0,0	86	14
	2,0	84	16
	4,0	84	16

- iv - os pontos das provas de carga no gráfico pressão-recalque se ajustaram muito bem à expressão empírica de Van der Veen modifi-

cada por Aoki (2)

$$p = p_r \{1 - e^{-(s\Delta + r)}\} \quad (\text{IV-2.1})$$

onde p = pressão correspondente ao recalque Δ

p_r = pressão de ruptura

s e r = coeficientes que dependem das características da fundação e do solo.

O processo que se utilizou para a determinação das equações das curvas p x Δ consistiu em arbitrar um valor para p_r e verificar se os pontos da curva satisfaziam ou não a equação de Van der Veen modificada. Se o valor de p_r pesquisado satisfazia a equação, os pontos da curva, plotados em gráficos $x = \Delta$ e $y = \ln(1 - p/p_r)$, ficavam alinhados segundo uma reta em que s é o coeficiente angular e r é a interseção com o eixo dos y .

A seguir, são apresentados os valores p_r , s e r obtidos para cada prova de carga, assim como o coeficiente de correlação entre os pontos da prova e a equação determinada:

DIAMETRO DA PLACA (cm)	PROFUNDIDADE (m)	p_r (kgf/cm ²)	s (mm ⁻¹)	r	COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO
30	0,0	6,4	0,112	-0,069	0,999
	2,0	10,6	0,085	-0,006	0,998
	4,0	15,0	0,056	-0,180	0,956
60	0,0	6,7	0,072	-0,052	0,999
	2,0	7,4	0,070	-0,016	0,996
	4,0	8,2	0,061	-0,159	0,992
80	0,0	6,6	0,069	-0,125	0,998
	2,0	7,4	0,071	-0,037	0,999
	4,0	7,8	0,069	-0,019	0,989

- iv.a- o valor do coeficiente angular \underline{s} , para um determinado diâmetro da placa, decresceu com o aumento da profundidade de assentamento;
- iv.b- não se obteve evidência definitiva quanto à lei de variação de \underline{r} com respeito ao diâmetro da placa, porém, nota-se uma tendência de o mesmo crescer com a profundidade;
- v - a pressão que corresponde ao ponto limite de linearidade da curva pressão-recalque (ponto A) em todas as provas de carga, variou de 35 a 51% da pressão de ruptura, determinada pela equação (IV.2.1) para o terreno com resistência de ponta q_c entre 25 e 36 kgf/cm².

CAPÍTULO V

ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO

V.1 - Generalidades

Neste capítulo foram aplicados aos resultados das provas de carga "in situ", descritas no capítulo III, alguns métodos existentes para cálculo de deslocamento de placas repousadas sobre terrenos e sob ação de cargas de compressão.

Lançou-se mão basicamente das equações da teoria da elasticidade devidas a Boussinesq, o artifício de Burmister (16) a respeito da variação do módulo de elasticidade com a profundidade (juntamente com o conceito de "módulo de placa"), o procedimento empírico sugerido por Housel (32) e as modificações introduzidas por Barata (5) (6) (9).

Admitiu-se um recalque admissível de $\Delta = 0,5$ cm pois observou-se que para todas as provas de carga este valor se situa na região de proporcionalidade da curva pressão-deslocamento.

Foram analisados os resultados fornecidos pelos diversos métodos para o módulo de elasticidade do terreno (E_z) e feitas algumas observações sobre considerações admitidas nos meses.

Usou-se, neste confronto, os resultados de um ensaio de penetração estática de cone holandês (EPCH) realizado junto ao local das provas de $D = 80$ cm e com velocidade de penetra-

ção média de 2 cm/s. Os valores da resistência de ponta (q_{cz}) de terminados a cada 0,25 m de profundidade são apresentados na figura V-1. Para efeito de simplificação admitiu-se a variação de q_{cz} com a profundidade como linear, em trechos cuja aproximação nos pareceu razoável, como é mostrado na figura V-2.

É mostrado, em forma aplicada aos resultados das provas de carga, o processo de ajustamento proposto por Barata para determinação dos parâmetros da expressão de Housel. Adotou-se o valor de 0,3 para o coeficiente de Poisson (μ) do solo por ser este o mais frequentemente utilizado por autores que trabalharam com solos residuais.

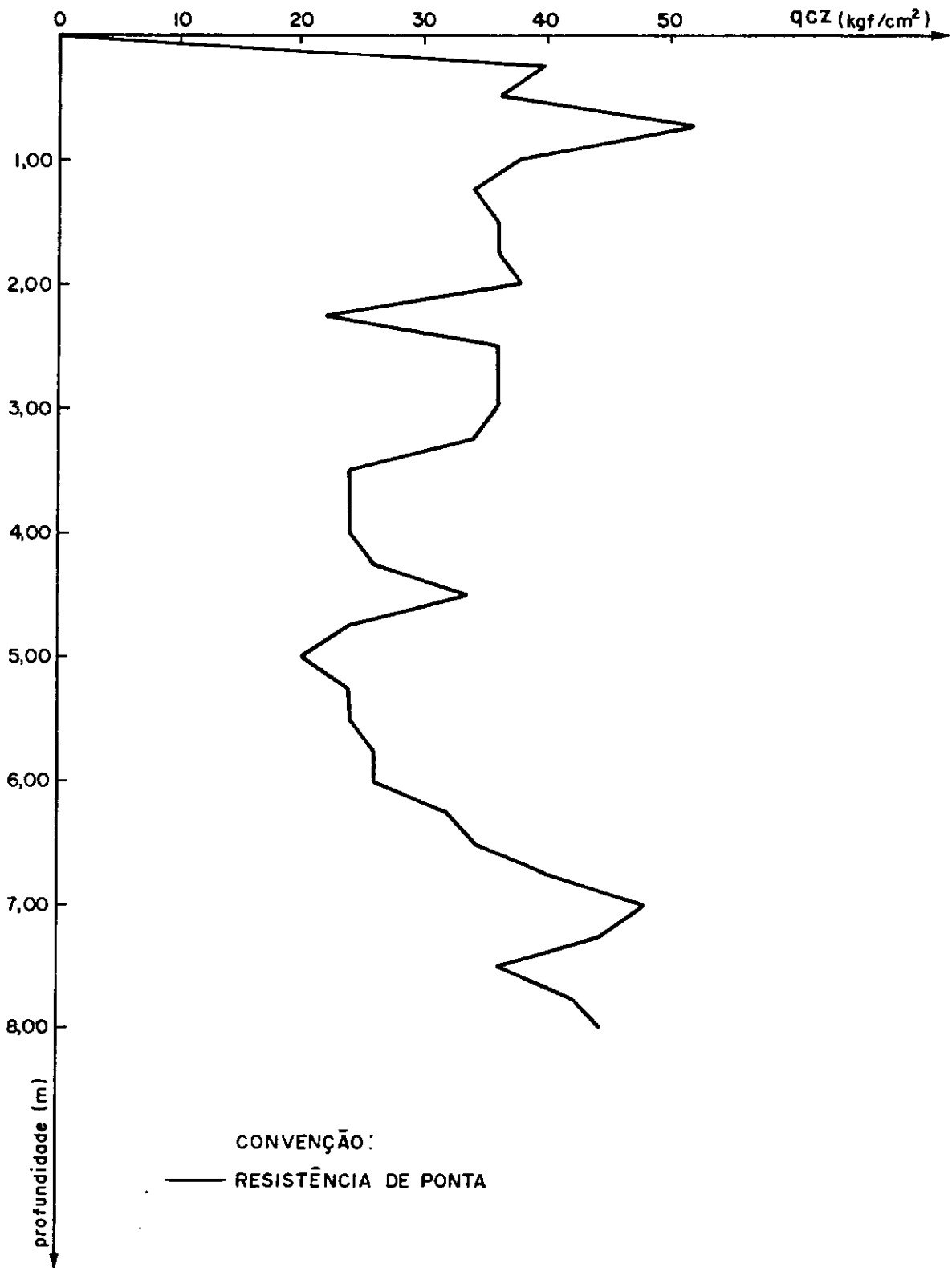


FIGURA: V - I

ENSAIO DEEP-SOUNDING

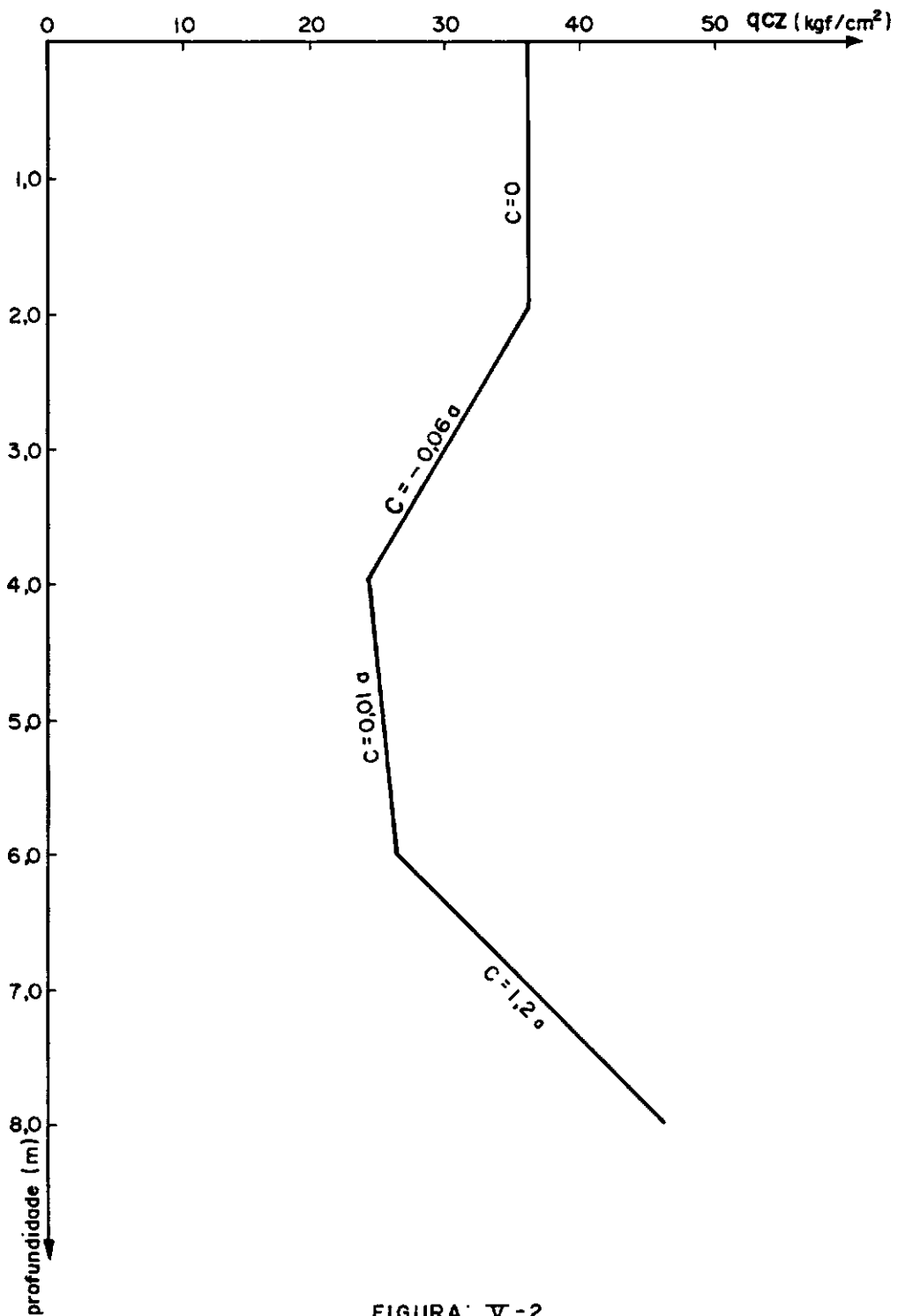


FIGURA: V-2

SIMPLIFICAÇÃO DO GRÁFICO DE RESISTÊNCIA DE PONTA DO CONE HOLANDÊS

V.2 - Emprego das formulações da Teoria da Elasticidade

Através de expressões correntes da teoria de elasticidade e dos resultados das provas de carga procurou-se determinar o módulo de elasticidade do solo considerando-o elástico, homogêneo e isotrópico no intervalo compreendido entre duas profundidades de execução de provas.

Utilizou-se apenas o trecho aproximadamente linear das curvas pressão-recalque.

Para as provas à superfície empregou-se a tradicional expressão elástica de determinação de deslocamentos verticais em placas circulares rígidas, que é:

$$E = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{p \cdot D \cdot (1 - \mu^2)}{\Delta}$$

Para provas em profundidade a solução adotada foi a de Butterfield e Banerjee apresentada por Poulos e Davis (50).

Os valores de E obtidos como descrito nesse item são apresentados no quadro a seguir e na figura V.3 através de linhas cheias.

PROFUNDIDADE (m)	DIÂMETRO DA PLACA (cm)	E (kgf/cm ²)	E _{médio} (kgf/cm ²)
0,0	30	100	135
	60	150	
	80	157	
2,0	30	77	100
	60	105	
	80	118	
4,0	30	120	130
	60	141	
	80	130	

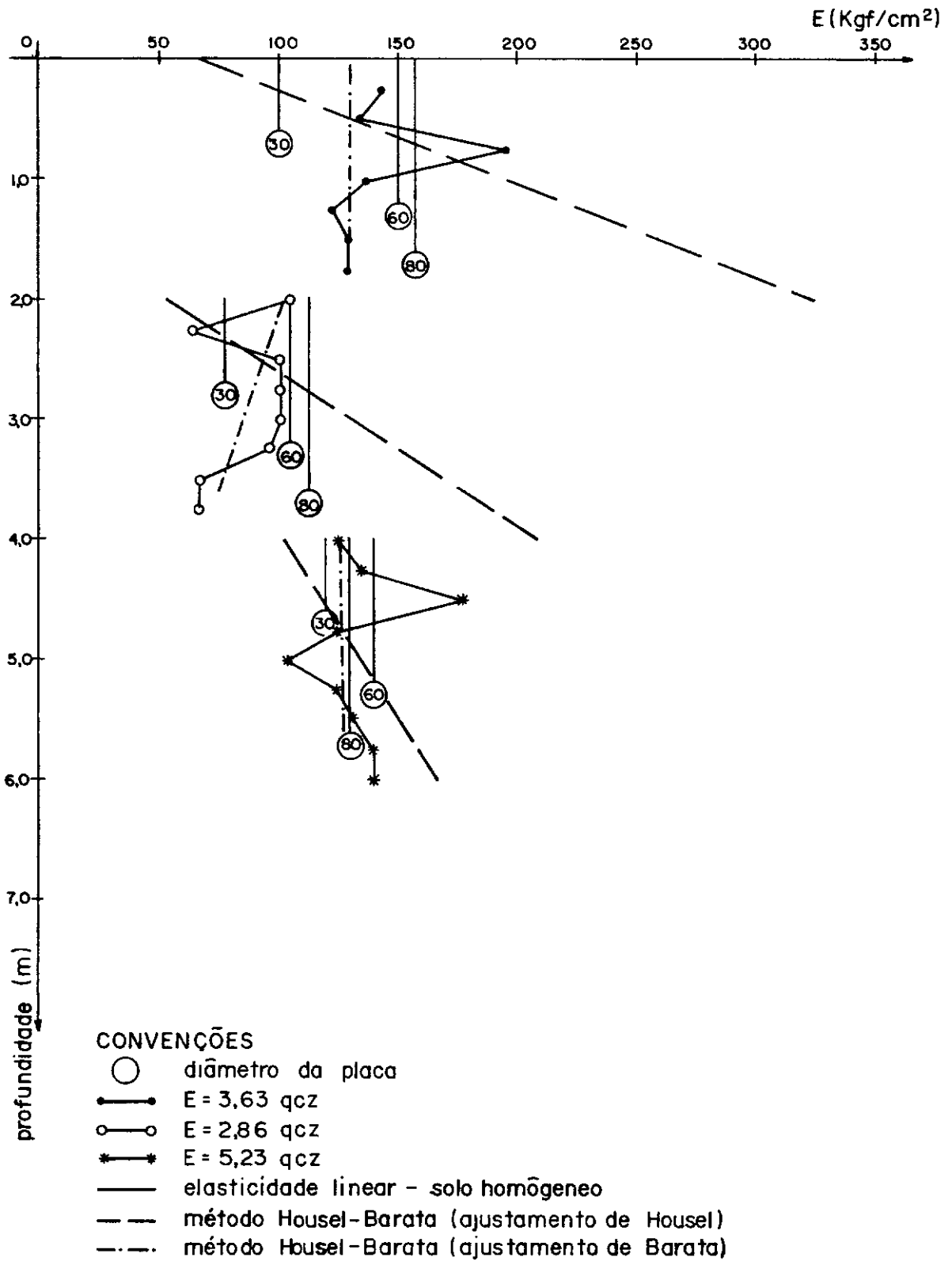


FIGURA V-3

variação do módulo de deformação com a profundidade segundo os diversos métodos de análise empregados

V.3 - Emprego das expressões de Housel-Barata com correção dos resultados segundo Housel

Conforme apresentado no capítulo II o valor do módulo de elasticidade do terreno no nível de assentamento das placas (E_o) pode ser correlacionado ao parâmetro m_o de Housel, como mostrou Burmister (16), através da seguinte expressão:

$$E_o = m_o \cdot \frac{4 \cdot c_g \cdot (1-\mu^2)}{\Delta} \quad (V.3.1)$$

como para placa circular rígida $c_g = \pi/4$ tem-se:

$$E_o = \frac{m_o \pi (1-\mu^2)}{\Delta} \quad (V.3.2)$$

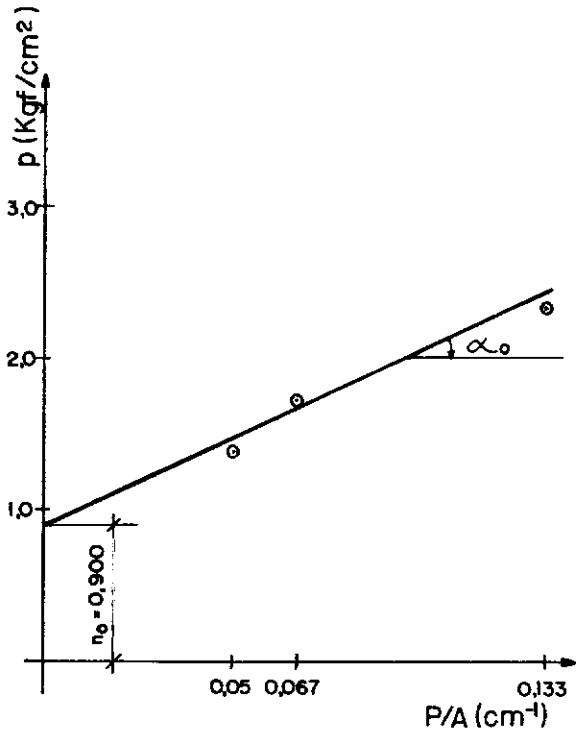
Com as provas de carga realizadas à superfície do terreno determinou-se o valor de m_o como sugeriu Housel em seu trabalho pioneiro. Tal sugestão consiste em se ajustar, por intermédio do método dos mínimos quadrados, os pontos obtidos em um gráfico p versus P/A a uma reta e, adotar para o parâmetro m_o o valor do coeficiente angular dessa reta (ver figura V.4).

Para as provas em profundidade aplica-se também a expressão (V.3.2), só que, neste caso, m_o é obtido no gráfico $p\lambda$ vs. P/A (ver figuras V.5 e V.6) e não no gráfico p vs. P/A como no caso das provas superficiais (λ é o coeficiente de Mindlin).

Pelas equações (II.3.6) e (II.4.4) observa-se ser possível correlacionar o valor de C com n_o ou n , através da expressão:

$$C = c_g \cdot \frac{n_o (1-\mu^2)}{\Delta} = c_g \cdot \frac{\lambda \cdot n (1-\mu^2)}{\Delta} \quad (V.3.3)$$

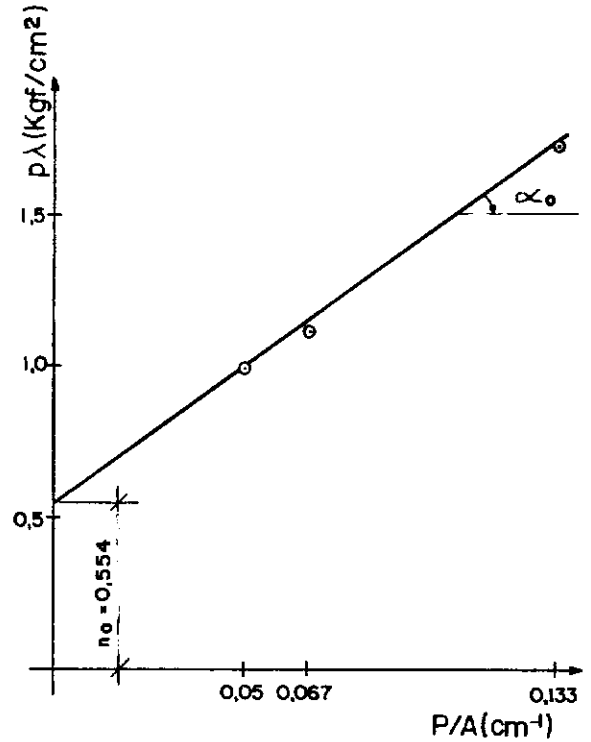
Para as provas superficiais, n_0 é a ordenada na qual a reta ajustada aos pontos do gráfico pressão versus relação P/A encontra o eixo das pressões, enquanto que, para as provas em profundidade a única diferença na obtenção da n_0 consiste no uso do gráfico λp vs. P/A e não p vs. P/A .



$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha_0 = 11,7$$

FIGURA V-4

determinação dos parâmetros n_0 e m_0 segundo Housel para $H=0,0\text{m}$



$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha_0 = 8,902$$

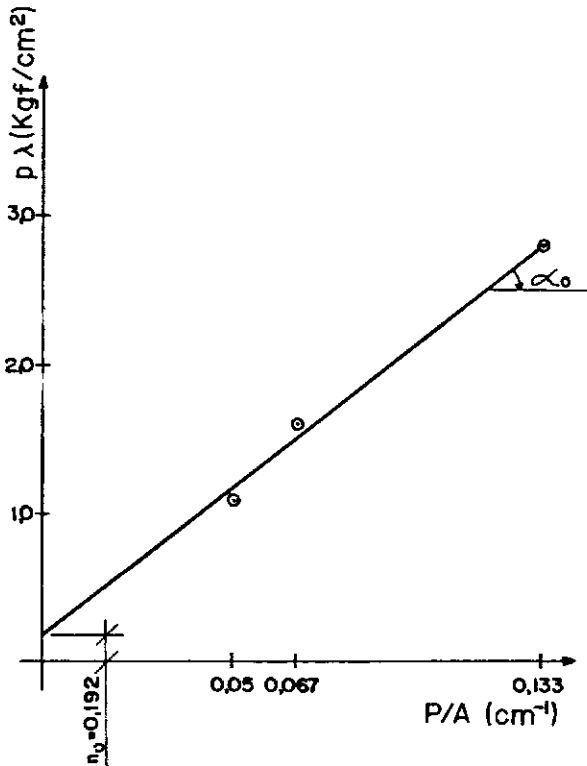
$$n_0 = 0,554 : D = 30 \text{ cm} - n = 1,143$$

$$D = 60 \text{ cm} - n = 1,087$$

$$D = 80 \text{ cm} - n = 1,056$$

FIGURA V-5

determinação dos parâmetros n_0 e m_0 segundo Housel para $H=2,0\text{m}$



$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha_0 = 19,662$$

$$n_0 = 0,192 : D = 30 \text{ cm} - n = 0,405$$

$$D = 60 \text{ cm} - n = 0,395$$

$$D = 80 \text{ cm} - n = 0,388$$

FIGURA V-6

determinação dos parâmetros n_0 e m_0 segundo Housel para $H=4,0\text{m}$

Com os valores de E_0 e C , calculados como acima descrito e apresentados na Tabela V.1, pode-se calcular o valor do módulo de elasticidade do terreno, a qualquer cota abaixo da profundidade em que se realizaram os ensaios, como se representa graficamente na figura V.3.

TABELA V.1

PROFUNDIDADE (m)	E_0 (kgf/cm ²)	C (Kg f/cm ² /cm)
0,0	67	1,286
2,0	51	0,792
4,0	112	0,274

V.4 - Emprego do Método de Ajustamento Desenvolvido por Barata usando o ensaio de penetração do cone holandês (EPCH)

Para a obtenção do módulo de elasticidade do terreno imediatamente abaixo das placas e a sua variação com a profundidade usou-se as equações (V.3.1) ou (V.3.2) e (V.3.3) porém com os parâmetros m_0 ou \underline{m} e n_0 ou \underline{n} determinados pelo processo de ajustamento de Barata.

Empregando relações teóricas que Burmister introduziu no método de Housel, Barata (9) desenvolveu uma sistemática de ajustamento dos resultados das provas de carga em placas, corrigindo, segundo ele, os efeitos de imperfeições provenientes de circunstâncias diversas (heterogeneidades fortuitas, deficiências no ensaio, etc...). O método permite ainda determinar coeficientes de Buismann (a), isto é, coeficientes que correlacionam os resultados ajustados com a resistência de ponta do ensaio de

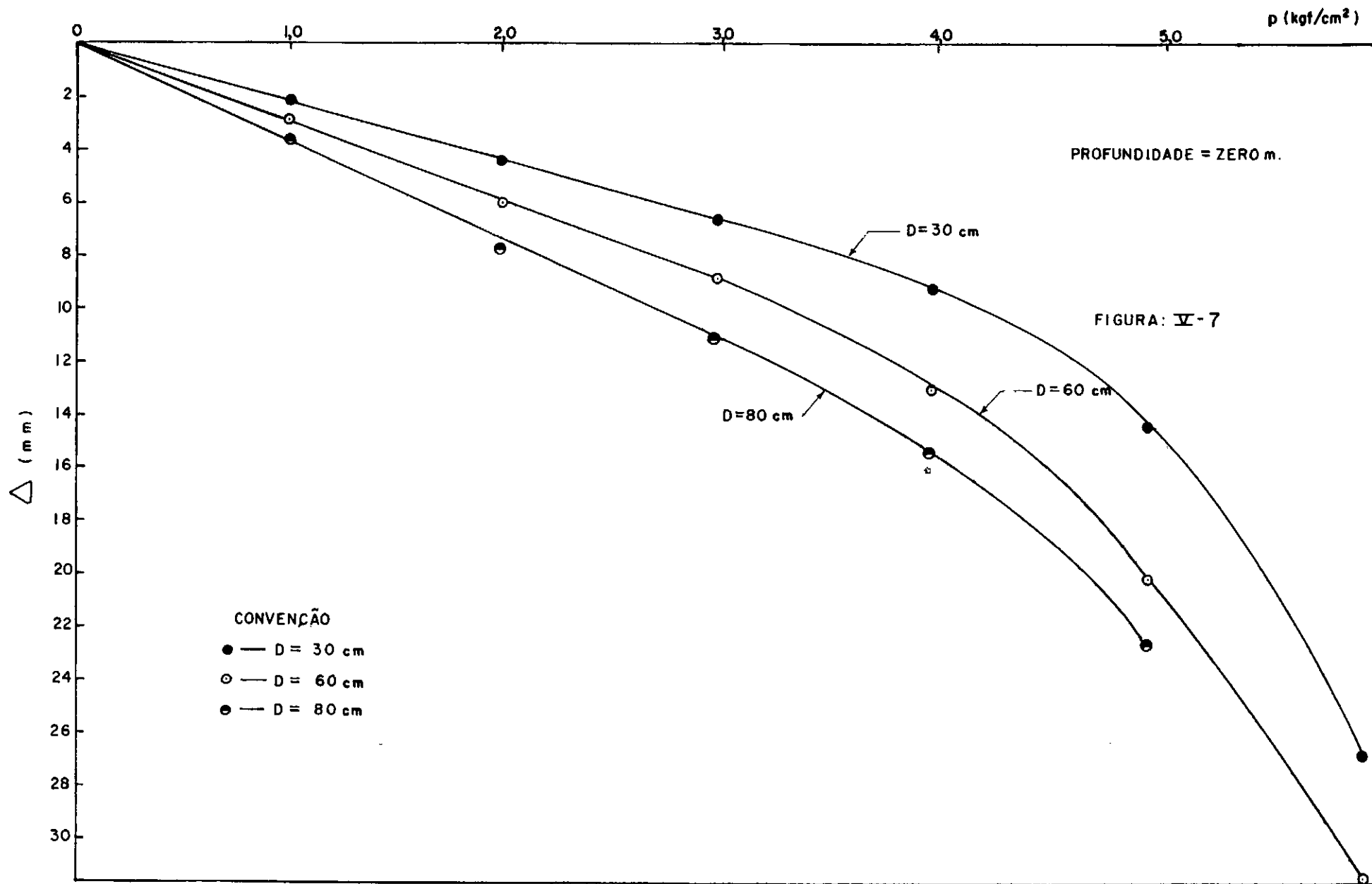
cone holandês.

A seguir é apresentado o processo de ajustamento aplicado aos resultados das provas de carga realizadas no âmbito desta pesquisa.

V.4.1 - Ajustamento das Provas Realizadas à Superfície

V.4.1.1- Curvas da Prova

As curvas pressão-recalque para as três placas ensaçadas na superfície do terreno encontram-se na figura V.7.



V.4.1.2- Ajustamento para um Recalque dentro do Limite de Linearidade

Como há proporcionalidade entre as pressões e os recalques até $\Delta = 0,7$ cm escolheu-se para a aplicação do processo $\Delta = 0,5$ cm.

DIMENSÃO DA PLACA (cm)	PRESSÃO (kgf/cm ²) para $\Delta = 0,5$ cm
30	2,325
60	1,714
80	1,370

V.4.1.3- Determinação de n_o e m_o

V.4.1.3.1- Combinando placas de $D = 30$ cm e $D = 60$ cm

a. Cálculo de n_o e m_o em 1ª aproximação

$$p_o = n_o + m_o \frac{P}{A}$$

$$n_o = \frac{\Delta C}{c_g \cdot (1 - \mu^2)}$$

$$C = \frac{E_h - E_o}{h} = \frac{a(qch - qco)}{h}$$

$$C = \frac{a(36 - 36)}{h} = 0$$

$$\therefore n_o = 0$$

$$p_o = m_o \cdot \frac{P}{A}$$

$$(Placa D=30 \text{ cm}) \quad 2,325 = m_o \times 0,133 \quad \therefore m_o = 17,481$$

$$(Placa D=60 \text{ cm}) \quad 1,714 = m_o \times 0,067 \quad \therefore m_o = 25,582$$

tomando a média $m_o = 21,521 \text{ kgf/cm}$

b. Determinação das pressões corrigidas

$$p_{30} = 21,521 \times 0,133 = 2,862 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{60} = 21,521 \times 0,067 = 1,442 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{30} = 2,862 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{em 1ª aproximação}$$

$$p_{60} = 1,442 \text{ kgf/cm}^2$$

c. Determinação do fator de correção

$$FC_{30} = \frac{2,862}{2,325} = 1,231$$

$$FC_{60} = \frac{1,442}{1,714} = 0,841$$

$$FC_{\text{médio}} = 1,036$$

d. Cálculo definitivo de m_o e n_o

$$n_o = 0$$

$$m_o = \frac{21,521}{1,036} \therefore m_o = 20,773 \text{ kgf/cm}$$

V.4.1.3.2 - Combinando placas de $D=30\text{cm}$ e $D=80\text{ cm}$

a. Cálculo de n_o e m_o em 1ª aproximação

$$n_o = 0 \quad (q_{cz} = c^{te})$$

$$(Placa D=30 \text{ cm}) \quad 2,325 = m_o \times 0,133 \quad \therefore m_o = 17,481$$

$$(Placa D=80\text{cm}) \quad 1,370 = m_o \times 0,050 \quad \therefore m_o = 27,400$$

tomando a média $m_o = 22,44 \text{ kgf/cm}$

B. Determinação das pressões corrigidas

$$p_{30} = 22,440 \times 0,133 = 2,983 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{80} = 22,440 \times 0,050 = 1,122 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{30} = 2,984 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{em 1ª aproximação}$$

$$p_{80} = 1,122 \text{ kgf/cm}^2$$

c. Determinação do fator de correção

$$FC_{30} = \frac{2,984}{2,325} = 1,284$$

$$FC_{80} = \frac{1,122}{1,370} = 0,819$$

$$FC_{\text{médio}} = 1,051$$

d. Cálculo definitivo de n_o e m_o

$$n_o = 0$$

$$m_o = \frac{22,44}{1,051} \therefore m_o = 21,351 \text{ kgf/cm}$$

V.4.1.3.3 - Combinando placas de $D = 60 \text{ cm}$ e $D = 80 \text{ cm}$

a. Cálculo de n_o e m_o em 1ª aproximação

$$n_o = 0 \quad (q_{cz} = c^{te})$$

$$(\text{Placa } D = 60 \text{ cm}) \quad 1,714 = m_o \times 0,067 \therefore m_o = 25,582$$

$$(\text{Placa } D = 80 \text{ cm}) \quad 1,370 = m_o \times 0,050 \therefore m_o = 27,400$$

tomando a média $m_o = 26,491 \text{ kgf/cm}$

b. Determinação das pressões corrigidas

$$p_{60} = 26,491 \times 0,067 = 1,775 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{80} = 26,491 \times 0,050 = 1,325 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{60} = 1,775 \text{ kgf/cm}^2$$

em 1ª aproximação

$$p_{80} = 1,325 \text{ kgf/cm}^2$$

c. Determinação do fator de correção

$$FC_{60} = \frac{1,775}{1,714} = 1,035$$

$$FC_{80} = \frac{1,325}{1,370} = 0,967$$

$$FC_{\text{médio}} = 1,001$$

d. Cálculo definitivo de n_o e m_o

$$n_o = 0$$

$$m_o = \frac{26,491}{1,001} \therefore m_o = 26,464 \text{ kgf/cm}$$

V.4.1.3.4- Resumo dos Resultados

$$\begin{array}{ll} D= 30 \text{ cm e } D= 60 \text{ cm} & n_o = 0 \\ & m_o = 20,773 \text{ kgf/cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} D= 30 \text{ cm e } D= 80 \text{ cm} & n_o = 0 \\ & m_o = 21,351 \text{ kgf/cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} D= 60 \text{ cm e } D= 80 \text{ cm} & n_o = 0 \\ & m_o = 26,464 \text{ kgf/cm} \end{array}$$

Valores médios

$$n_o = 0$$

$$m_o = 22,863 \text{ kgf/cm}$$

V.4.1.4 - Determinação do coeficiente de Buisman

Sabe-se que:

$$a = 4 \cdot m_o \cdot \frac{1}{q_{co}} \cdot \frac{c_g \cdot (1 - \mu^2)}{\Delta}$$

$$a = 4 \times 22,863 \cdot \frac{1}{36} \times \frac{0,785 \times 0,91}{0,5}$$

$$a = 3,63$$

V.4.1.5 - Determinação do módulo de elasticidade na cota de apoio das placas

$$E_o = a \cdot q_{co} \quad (q_{co} = q_c = 36 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$E_o = 3,63 \times 36$$

$$E_o = 131 \text{ kgf/cm}^2$$

V.4.1.6 - Cálculo das pressões corrigidas

$$p_{30} = n_o + m_o \cdot \left(\frac{P}{A}\right)_{D=30}$$

$$p_{60} = n_o + m_o \cdot \left(\frac{P}{A}\right)_{D=60}$$

$$p_{80} = n_o + m_o \cdot \left(\frac{P}{A}\right)_{D=80}$$

$$p_{30} = 22,863 \times 0,133$$

$$p_{60} = 22,863 \times 0,067$$

$$p_{80} = 22,863 \times 0,050$$

$$p_{30} = 3,041 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{60} = 1,532 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{80} = 1,143 \text{ kgf/cm}^2$$

V.4.1.7 - Gráfico Pressão (p) por Perímetro/Área (P/A)

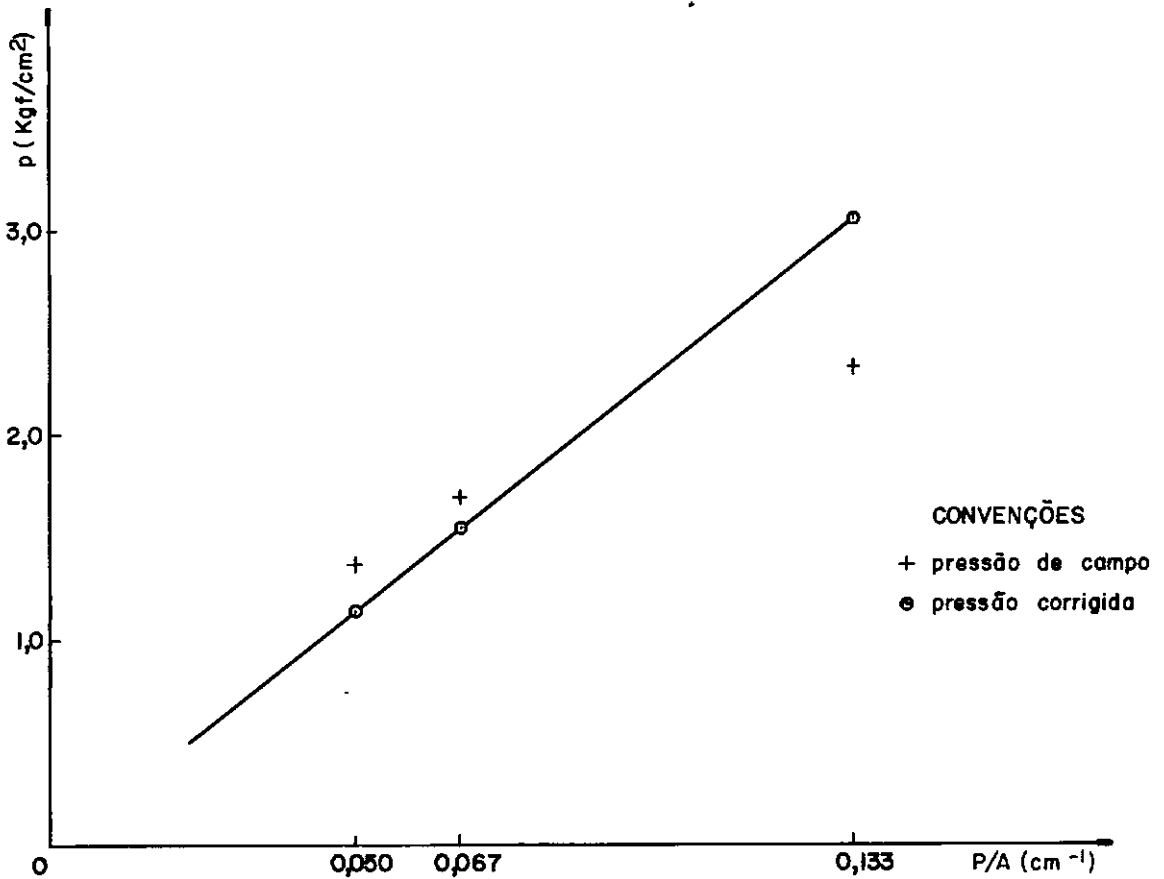


FIGURA: X - 8

GRÁFICO DE PRESSÃO POR PERÍMETRO/ÁREA
 PARA PROVAS REALIZADAS À SUPERFÍCIE

V.4.2 - Ajustamento das Provas Realizadas em Profundidade

a. Profundidade de 2,0 metros

O ajustamento encontra-se detalhado no anexo B-

Ítem B.1 porém, seus resultados são mostrados na tabela V.2.

A figura V.9 apresenta o gráfico pressão versus perímetro/área, obtido variando a relação $(P/A)_i = 2/R_i$, tirando do âbaco da figura II.8 os valores de $\lambda_i = f(H, R_i)$ e calculando p_i pela expressão:

$$p_i = \frac{1}{\lambda_i} \{ n_o + m_o \left(\frac{P}{A} \right)_i \}$$

sendo n_o e m_o provenientes do ajustamento de Barata.

Observa-se na figura V.9 que o limite de proporcionalidade entre pressão e as relações pe rímetro/área, isto é, o limite de validade do método de Housel-Barata, corresponde a uma pla ca com diâmetro aproximado de 2,0 metros

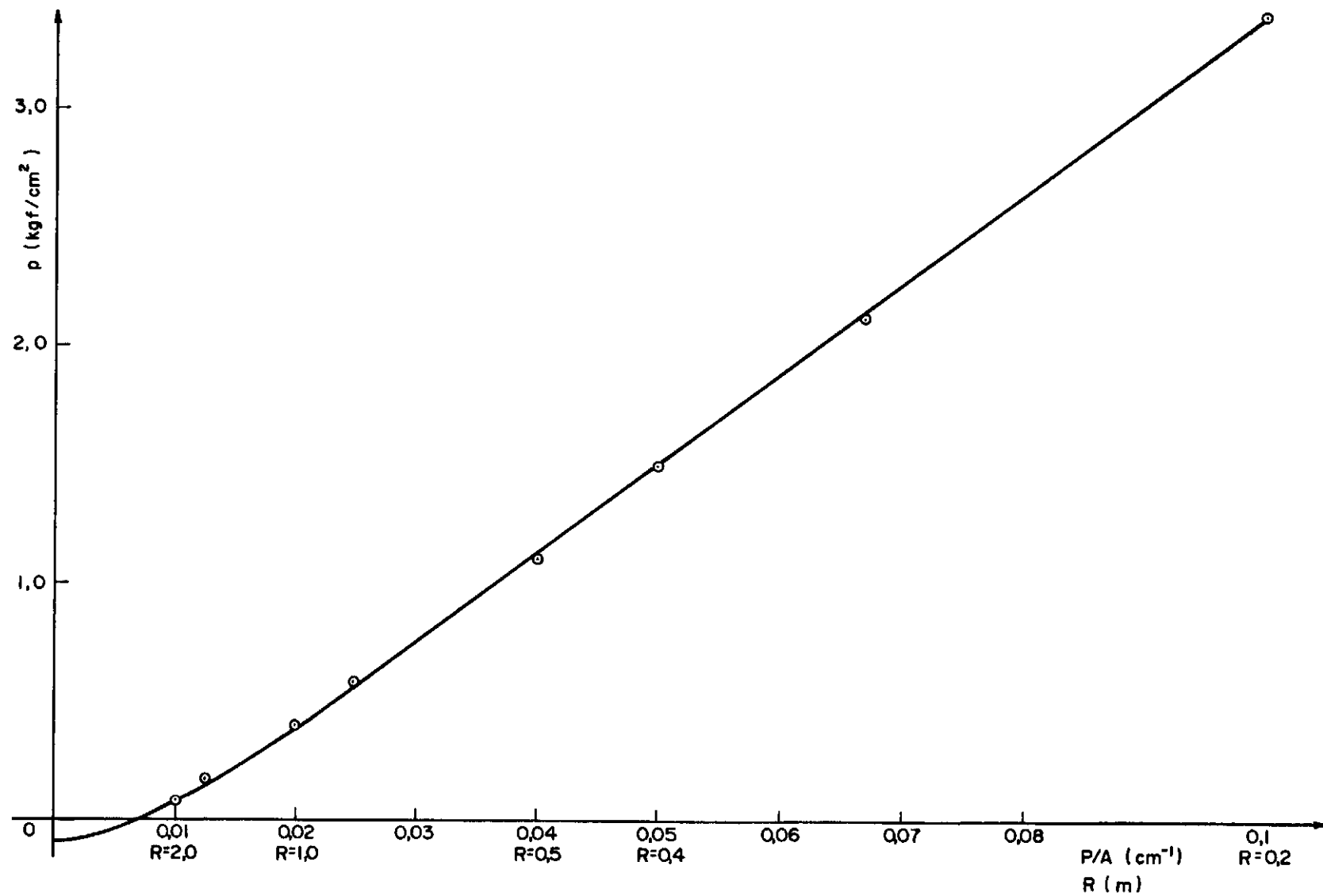


FIGURA: V-9

GRÁFICO $p \times P/A$ PARA PROFUNDIDADE DE 2,0 m

b. Profundidade de 4,0 metros

Estã colocado no anexo B ítem B.2 o processo de ajuste aplicado a prova tríplice realiza a 4,0 metros de profundidade. Os resultados encontram-se resumidos na tabela V.2.

No gráfico da figura V.10 nota-se que o diâmetro de 5,30 metros corresponde ao limite de proporcionalidade entre p e P/A .

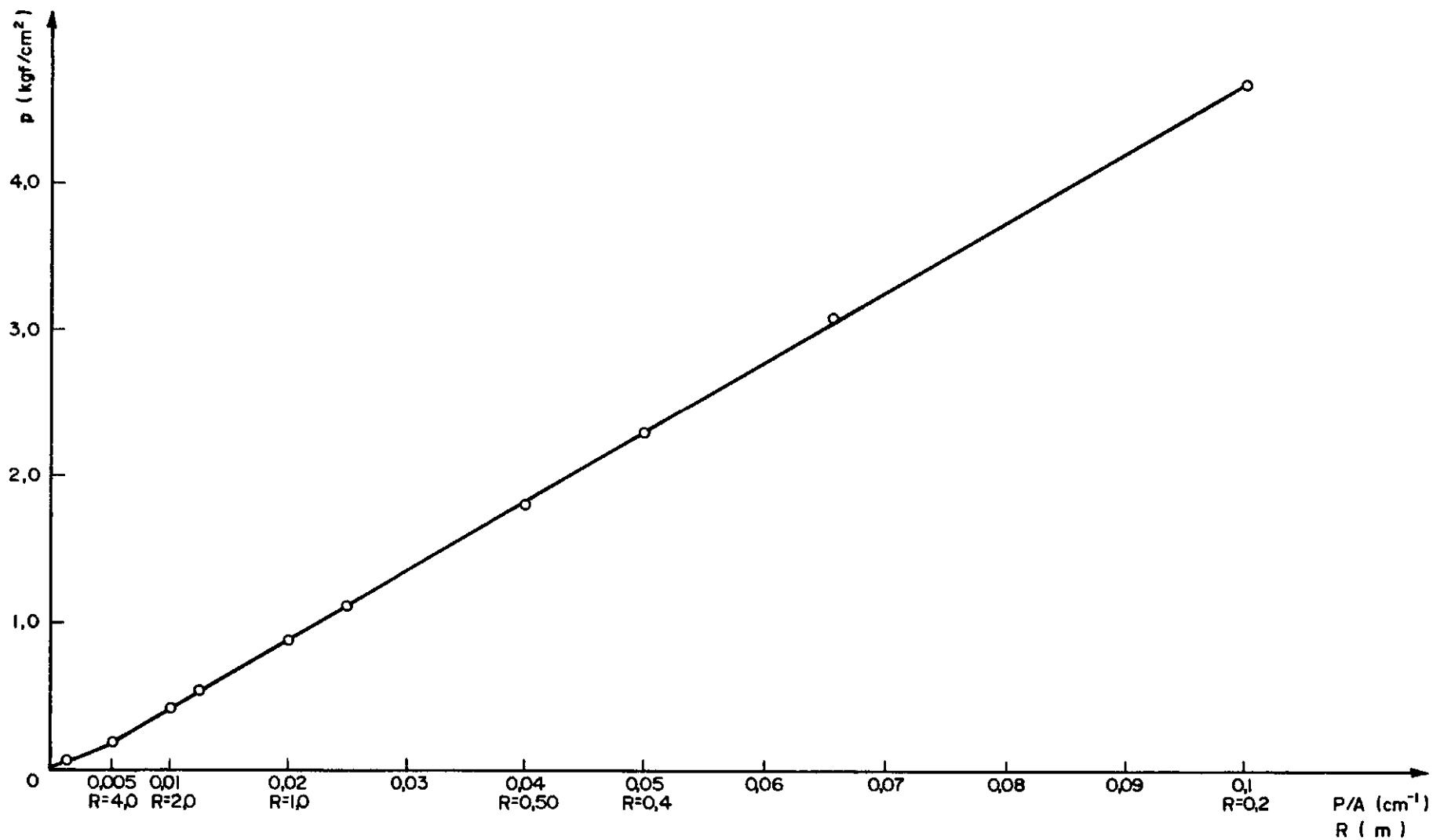


FIGURA: V - 10

GRÁFICO $p \times P/A$ PARA PROFUNDIDADE DE 4,0m

TABELA V-2

PROFUNDIDADE (m)	PARÂMETROS DE HOUSEL m_o n_o		COEFICIENTE DE BUISMAN (a)	E_o kgf/cm ²	C kgf/cm ² /cm
2,0	17,991	-0,120	2,86	103	-0,086
4,0	21,719	0,037	5,23	124	+0,026

Com os valores do coeficiente de Buisman e com os resultados da resistência de ponta do EPCH calculamos os módulos de elasticidade ao longo da profundidade do terreno, os quais se encontram representados na figura V.3.

V.5 - Análise dos Resultados dos Diversos Métodos Empregados na Interpretação das Provas de Carga

Os resultados apresentados no presente capítulo já foram publicados e comentados, em parte, em artigo devido a Werneck, Jardim e Almeida (69). Aqui, os comentários são aprofundados e estendidos, não apenas neste capítulo, mas também no de número VIII, que trata das conclusões da pesquisa e sugere estudos futuros.

V.5.1 - Há uma apreciável dispersão nos valores dos módulos de elasticidade calculados, para cada placa, através das expressões tradicionais da teoria da elasticidade. Observa-se a tendência dessas expressões fornecerem valores maiores para a medida que aumenta o diâmetro da placa empregada (aparentemente em desacordo com a variação com a profundidade da resistência de ponta medida no ensaio de cone holandês).

V.5.2 - O processo de determinação do módulo de elasticidade ao nível da prova de carga (E_0) e da taxa de crescimento do módulo com a profundidade (C), baseado no sistema de ajustamento devido a Barata, conduziu a valores de E_0 e C bastante diferentes dos obtidos através da interpolação linear pelo método dos mínimos quadrados sugerida por Housel. O método proposto por Housel em 1929 resultou em valores de E_0 baixos à superfície do terreno e à profundidade de 2,0 m e crescimentos aparentemente exagerados de E logo abaixo de tais cotas.

V.5.3 - Olhando as figuras V.11, V.12, e V.13 nota-se que os pontos obtidos através das provas de carga, estão muito mais concordantes com as retas interpoladas como sugere Housel do que com as retas oriundas do processo de ajustamento recomendado por Barata. Contudo, para as provas trípticas realizadas e apresentadas por Barata (5) (9) verifica-se que os pontos no gráfico $p\lambda$ vs. P/A não estão em boa concordância com a reta interpolada segundo Housel.

Observa-se nas provas trípticas que a placa de $D=30$ cm é a maior responsável pela imprecisão dos ajustamentos de Barata, talvez por ser o valor de $(P/A)_{60}$ muito mais próximo do valor de $(P/A)_{80}$ do que de $(P/A)_{30}$ e em consequência tornar o ajustamento mais preciso nessa região em detrimento da outra.

Baseado nesta idéia sugere o autor que as três placas usadas devem fornecer valores de (P/A) bem distribuídos no gráfico, usando-se por exemplo, placa de $D=45$ cm ao in-

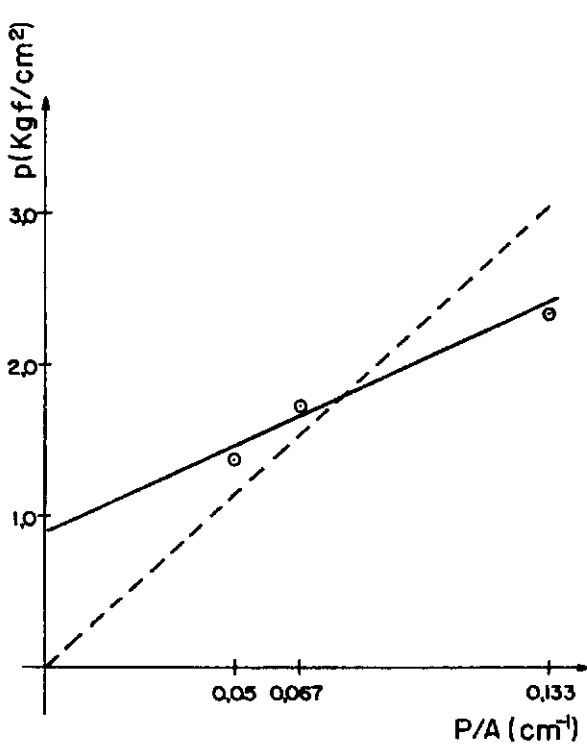


FIGURA V-11

determinação dos parâmetros n_0 e m_0 para $H=0,0m$ através dos processos de ajuste de Housel e de Barata

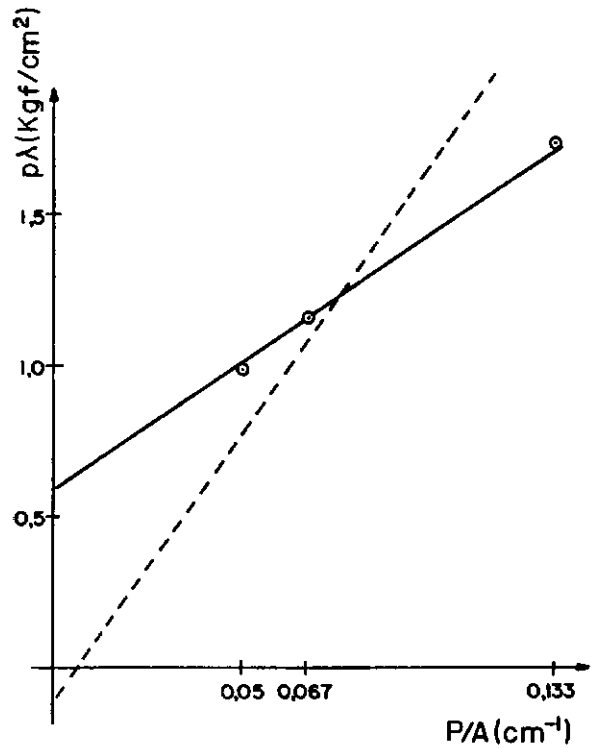


FIGURA V-12

determinação dos parâmetros n_0 e m_0 para $H=2,0m$ através dos processos de ajuste de Housel e de Barata

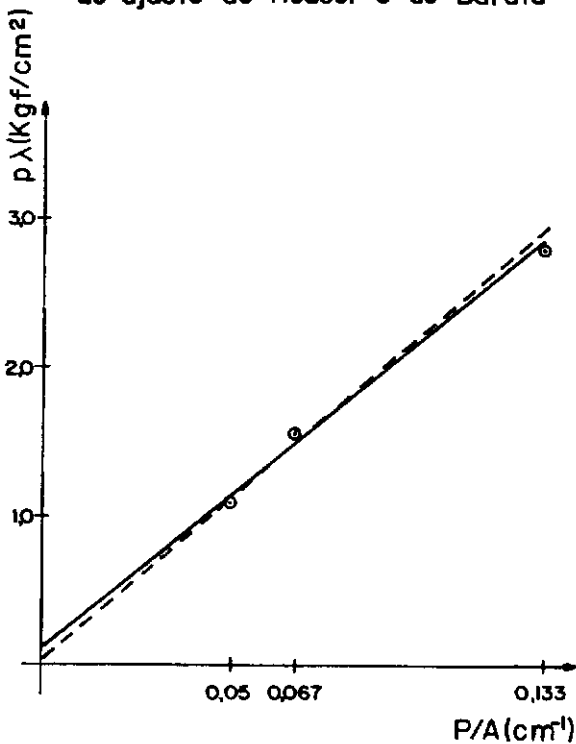


FIGURA V-13

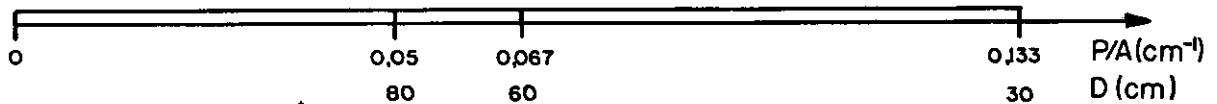
determinação dos parâmetros n_0 e m_0 para $H=4,0m$ através dos processos de ajuste de Housel e de Barata

CONVENÇÕES

- prova "in situ"
- ajustamento segundo Housel
- ajustamento proposto por Barata

vês de $D = 60$ cm (ver figura V.14).

distribuição das placas indicadas por Housel



distribuição das placas propostas

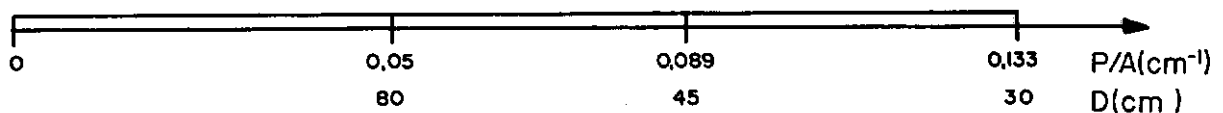


FIGURA V-14

distribuição das relações P/A das placas usadas e das propostas

V.5.4 - Os valores do coeficiente de Buisman de 3,63 e 2,86, para o solo mais argiloso ($H = 0$ e 2,0 m), obtidos através do método de ajuste de Barata, parecem em boa concordância com os apresentados por Barata para solos do mesmo tipo. Porém, o valor de $a = 5,23$ para a camada de solo residual mais jovem, isto é, menos argiloso ($H = 4,0$ m), parece elevado, tendo em vista que autores como Bachelier & Perez (3), Barata (5), Trofimenkov (63) e Webb (68) fazem crer que o valor de a cresce com a coesão do solo.

V.5.5 - Os resultados dos limites de proporcionalidade entre pressões e relações perímetro/área nos permitem dizer que, para o terreno no qual foram realizadas as provas de carga, o método de Housel-Barata pode ser aplicado para fundações com diâmetro de até 2,0 m se assentes a profundidade de 2,0 m e para fundações com $D \leq 5,30$ m se colocadas a 4,0m abaixo da superfície.

Tais resultados estão de acordo com a observação de Barata (6) de que quanto maior a profundidade mais amplo é o trecho onde é válida a lei de linearidade entre p e P/A .

V.5.6 - O uso do método original de Housel levou a resultados de C (variação de E_z com a profundidade) que parecem muito elevados, isto é, crescimentos de 129 e 79 kgf/cm², por cada metro de profundidade, para solos com módulos de elasticidade E_0 calculados, pelo próprio método, em 67 e 51 kgf/cm².

Além disto não há correspondência alguma entre o crescimento da resistência de ponta (q_{cz}) com a profundidade e os valores de C . Isto é, não se verifica a correlação, aceita por diversos autores, entre o módulo de elasticidade do terreno e a resistência à penetração do cone holandês.

V.5.7 - Observando a expressão da pressão admissível para placas em profundidade

$$p = \frac{1}{\lambda} \left(n_0 + m_0 \frac{P}{A} \right)$$

nota-se que quando o diâmetro da fundação é muito grande, isto é, tende para o infinito, o valor P/A tende para ze-

ro e λ tende para 1 {ver figura (II.8)} , ficando

$$p_{D \infty} = n_0$$

Isto significa que a interseção da curva $p \times P/A$ com o eixo das pressões (ordenadas) se dá em um valor igual a n_0 , o que se pode notar nas figuras V.9 e V.10.

CAPÍTULO VI

RESULTADOS DE LABORATÓRIO E ALGUMAS COMPARAÇÕES COM OS DADOS DE CAMPO

VI.1 - Generalidades

Para a determinação de vários módulos de deformação em laboratório foram executados diversos ensaios em corpos de provas talhados de amostras "indeformadas", tipo bloco, de forma cúbica com 30 cm de lado, retiradas das profundidades de zero, 2,0 e 4,0 metros.

Realizaram-se os seguintes tipos de ensaios:

- adensamento oedométrico (unidimensional)
- adensamento tridimensional
- compressão não confinada
- triaxial tipo UU (não-adensado, não drenado)
- triaxial tipo CIU (adensado; cisalhado sem drenagem)

Os detalhes executivos, resultados de cada ensaio, observações sobre os mesmos e alguns confrontos entre os resultados obtidos em laboratório e os resultantes do emprego dos métodos descritos no capítulo V às provas de campo, são mostrados neste capítulo.

VI.2 - Adensamento Oedométrico (Unidimensional)

Foram realizados ensaios de adensamento unidimensional em corpos de prova com 7 cm de diâmetro e 2 cm de altura

utilizando-se uma prensa oedométrica convencional, tipo Bishop, similar ao modelo WF 2400 produzido pela Wykehan-Farrance porém, fabricada no Brasil pela Ronald Top Ltda, Rio de Janeiro.

Trabalhou-se com incrementos de carga $\Delta p/p = 1$ e cada estágio de carga teve a duração de 24 horas.

Com a finalidade de se determinar a deformação que sofrem os diversos componentes do equipamento, tais como pedras porosas, célula, cabeçote e partes da prensa, realizou-se uma calibração em laboratório para cada célula empregada nos ensaios executados. Usou-se para isto um disco de aço, que substituiu o corpo de prova e possuía dimensões aproximadamente iguais à dele, utilizando-se os mesmos estágios de carga dos ensaios e aguardando-se tempo necessário para a estabilização das deformações (cerca de 10 min).

As deformações assim determinadas eram subtraídas dos valores encontrados nos ensaios antes de serem calculados os módulos.

A média das deformações do conjunto prensa-célula oedométrica para incrementos de pressão de 1 para 2 kgf/cm² e de 2 para 4 kgf/cm² representou cerca de 20% das deformações totais medidas durante os ensaios, chegando a valores máximos de 40% e 35%, respectivamente.

As calibrações são apresentadas no anexo C, porém, é importante resaltar que cada curva só é válida para a célula e prensa especificada, não sendo aplicável para a mesma célula em

preensas diferentes.

Os valores do módulo oedométrico (E_{oed}), para os incrementos de pressão de 1 para 2 kgf/cm² e de 2 para 4 kgf/cm², obtidos para cada profundidade, são mostrados no quadro a seguir:

PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL DE TENSÕES (kgf/cm ²)	NÚMERO DE ENSAIOS	MÓDULO OEDOMÉTRICO (kgf/cm ²)
0	1 a 2	2	43 (40*-46**)
	2 a 4	2	46 (45*-46**)
2	1 a 2	5	82 (53*-116**)
	2 a 4	5	109 (59*-172**)
4	1 a 2	4	47 (37*-59**)
	2 a 4	5	50 (46*-55**)

* valor mínimo

** valor máximo

VI.3 - Adensamento Tridimensional

Foram colocados em uma câmara triaxial convencional corpos de prova cilíndricos de diâmetro igual a 5,1 cm e altura aproximadamente 2 vezes o diâmetro. Optou-se por este diâmetro ao invés do correspondente a 3,56 cm pela maior exatidão que o mesmo permite na medida da variação de volume, como constatou Guimarães (28) depois de cuidadosas aferições.

Os corpos de prova foram submetidos a uma pressão hidrostática em toda a sua superfície e verificada a sua varia-

ção de volume pela quantidade de água que entrava na câmara. A quantidade de fluido foi determinada por meio de uma bureta composta de um tubo rijo, de área interna de $0,167 \text{ cm}^2$, dotada de um sistema de inversão de fluxo na qual se usavam líquidos de duas cores distintas em contacto.

Para a determinação da variação volumétrica foram aplicadas correções referentes à expansão da câmara e dos componentes da bureta, sob a pressão aplicada.

Para reduzir o volume de ar aprisionado na câmara adotou-se o procedimento de se fazer o enchimento da câmara lentamente (cerca de 30 min) com os orifícios de saída de ar e entrada de óleo abertos. Usou-se também a aplicação de silicone em aerosol sobre os elásticos de fixação das membranas de borracha, o que reduziu grandemente a quantidade de bolhas de ar aprisionadas neles.

Após a estabilização da variação volumétrica (cerca de 12 horas) media-se a deformação axial dos corpos de prova.

O módulo de variação volumétrica, definido como a relação entre o triplo da pressão confinante ($3\sigma_3$) e a deformação específica volumétrica (ϵ_v) ou entre a pressão confinante (σ_3) e a deformação específica vertical (ϵ_z), foi determinado para incremento de pressão de 0 a $1,4 \text{ kgf/cm}^2$ para amostras extraídas à profundidade de 2,0 m e de 0 a $2,0 \text{ kgf/cm}^2$ para amostras da profundidade de 4,0 m, admitindo-se as seguintes hipóteses.

- i - solo isotrópico e homogêneo.

ii - válida a lei de Hooke

iii- homogeneidade de tensões e de deformações.

Observando os resultados, mostrados no quadro a seguir, pode-se verificar ter havido uma surpreendente tendência de os mesmos serem consideravelmente maiores que os obtidos em ensaios oedométricos.

PROF. (m)	PRESSÃO CONFINANTE (kgf/cm ²)	DIMENSÕES DO C.P.		DEFORMAÇÕES DO C.P.		MÓDULOS (kgf/cm ²)	
		V (cm ³)	H (cm)	ΔV (cm ³)	ΔH (cm)	$3\sigma_3/\epsilon_{vol}$	σ_3/ϵ_z
2,0	1,4	208,93	10,03	2,99	0,046	293,5	305,3
4,0	2,0	216,83	10,47	4,57	0,065	284,7	322,2

VI.4 - Compressão Não-Confinada

Os ensaios foram executados utilizando-se corpos de prova com as mesmas dimensões dos empregados nos ensaios de adensamento tridimensional e medindo-se as tensões verticais desenvolvidas nos corpos de prova quando se lhes impunha uma deformação controlada de 1% por minuto.

Para a determinação do módulo de elasticidade em termos de pressão total, trabalhou-se com a tensão-desvio correspondente a 50% da tensão máxima alcançada no ensaio.

Os resultados, apresentados no quadro seguinte, foram superiores aos encontrados no adensamento oedométrico.

PROFUNDIDADE (m)	NÚMERO DE ENSAIOS	MÓDULO DE YOUNG (kgf/cm ²)
0	-	*
2	1	82
4	1	161

*devido a grande perda de umidade sofrida pela amostra não se realizou o ensaio

VI.5 - Compressão Triaxial do Tipo UU

Os ensaios triaxiais não-adensados e não-drenados foram executados com a amostra com o mesmo grau de saturação de campo.

Os ensaios foram executados, sem lubrificação do topo e base dos corpos de prova, num equipamento triaxial convencional fabricado pela Wykehan-Farrance, a uma velocidade de deformação de 0,3% por minuto.

Para a determinação em termos de pressão total do módulo E_T , chamado de módulo triaxial, e definido como

$$E_T = \frac{\sigma_1}{\epsilon_z} \quad (VI.1)$$

foram usadas as deformações axiais medidas a 50% da tensão-desvio máxima.

Como pode ser visto no quadro seguinte, os valo-

res dos módulos para pressões na câmara de 1,4 ou 2,0 kgf/cm² foram surpreendentemente mais baixos que os obtidos para pressões de 0,8 ou 1,0 kgf/cm².

PROFUNDIDADE (m)	TENSÃO CONFINANTE (kgf/cm ²)	NÚMERO DE ENSAIOS	MÓDULO TRIAXIAL (kgf/cm ²)
2,0	0,8	1	250
	1,4	1	189
4,0	1,0	1	320
	2,0	1	185

VI.6 - Compressão Triaxial do Tipo CIU

O equipamento, o tamanho dos corpos de prova e os procedimentos no ensaio triaxial CIU foram os mesmos dos utilizados no ensaio UU porém, com a velocidade de deformação controlada em 0,1% por minuto.

Os módulos triaxiais também foram calculados pela equação (VI.1) para a tensão correspondente a 50% da tensão máxima. Os valores dos módulos para pressão na câmara de 0,8 e 1,4 kgf/cm² para a profundidade de 2,0 m e para pressão de 1,0 e 2,0 kgf/cm² em amostras da profundidade de 4,0 m são mostrados no quadro a seguir.

Como no caso dos ensaios do tipo UU, os módulos com altas tensões confinantes foram surpreendentemente menores que os obtidos com tensões mais baixas.

PROFUNDIDADE (m)	TENSÃO CONFINANTE (kgf/cm ²)	NÚMERO DE ENSAIOS	MÓDULO TRIAXIAL (kgf/cm ²)
2,0	0,8	1	427
	1,4	1	341
4,0	1,0	1	294
	2,0	1	201

VI.7 - Observações

- i - O módulo oedométrico, medido no ensaio uni-dimensional, para um coeficiente de Poisson de 0,30, é cerca de 35% maior que o módulo de elasticidade segundo a seguinte relação abaixo, válida para materiais isotrópicos que obedecem à Teoria da Elasticidade:

$$E_{\text{oed}} = E \frac{(1-\mu)}{(1-2\mu)(1+\mu)}$$

No entanto, como se pode verificar no quadro a seguir, os valores do módulo oedométrico obtidos para as profundidades de 0 e 4 m foram sensivelmente menores que as calculadas pelas equações da teoria da elasticidade aplicadas às provas de carga "in situ". Isto é atribuído, provavelmente, ao alívio de tensões e às perturbações mecânicas causadas nas amostras durante as várias operações, da escavação à moldagem. Observe-se porém que, para a profundidade de 2,0 m, o módulo oedométrico, é aproximadamente igual aos valores mais elevados do módulo de elasticidade obtidos nas provas de campo.

PROF. (m)	MÓDULO OEDOMÉTRICO (kgf/cm ²)	MÓDULOS DE ELAST.NO NÍVEL DAS PROVAS DE CAMPO (kgf/cm ²)		
		CONSTANTE COM PROFUNDIDADE	CRESCENTE COM PROFUNDIDADE	
			HOUSEL	BARATA
0	43	135	67	131
2	109	100	51	103
4	50	130	112	124

ii - Barata (8) baseado em algumas hipóteses simplificadoras chegou à seguinte relação para provas a superfície de solos com $\mu = 0,3$

$$E_p \approx \frac{j(o)}{0,84} E_{oed},$$

e para provas executadas no mesmo solo mas em profundidade

$$E_p \approx \frac{j \cdot \lambda}{0,84} E_{oed}$$

Porém, devido as prováveis causas citadas no item anterior, os resultados dos módulos oedométricos obtidos nos ensaios levaram a valores de $j(o)$ e j bastante discrepantes dos constatados por Barata em algumas experiências. Isto impossibilitou a discussão dos resultados e de algumas observações constantes no trabalho do citado autor.

A discrepância pode ser notada no quadro a seguir.

COEFICIENTE DE MINDLIN $-\lambda$	VALOR DE $j(o)$ e j (adimensional)	
	OBTIDO POR BARATA (8)	OBTIDO COM OS ENSAIOS DESTE CAPÍTULO
0,485	-	4,33
0,51	-	1,56
0,57	0,92	-
0,73	0,85	-
1,00	0,65	2,56

- iii- O módulo de variação volumétrica (E_v) definido como a relação entre $3\sigma_3$ e ϵ_v e computado do ensaio tri-dimensional, está relacionado ao módulo de elasticidade pela seguinte expressão da Teoria da Elasticidade:

$$E_v = \frac{E}{(1-2\mu)}$$

Para $\mu = 0,3$, o módulo de variação volumétrica é igual a 2,5 vezes o módulo de Young.

De fato, o módulo de variação volumétrica medido no ensaio de adensamento triaxial, em torno de 300 kgf/cm^2 , é cerca de 2,5 vezes superior aos valores de E calculados a partir das provas de campo pela Teoria da Elasticidade para módulos constantes com a profundidade ($E = 100$ a 135 kgf/cm^2).

- iv - Os resultados dos módulos de elasticidade obtidos dos ensaios de compressão não confinada, que em geral sofrem mais severamente os efeitos das perturbações causadas nas amostras, foram da mesma ordem de grandeza que os módulos calculados pelas expressões da Teoria da

Elasticidade.

- v - As condições em que foram executados os ensaios triaxiais UU e CIU foram bastante semelhantes devido ao baixo grau de saturação das amostras ensaiadas. Tal fato permite que sejam analisados conjuntamente os resultados de ambos os ensaios.

Para a profundidade de 4,0 m ocorreu uma boa concordância entre os módulos triaxiais, porém, para a profundidade de 2,0 m, os resultados obtidos nos ensaios triaxiais CIU foram cerca de 1,8 vezes maiores que os determinados nos ensaios não-adensados.

- vi - Na Tabela abaixo são comparados os módulos de elasticidade calculados a partir dos diversos ensaios de laboratório. Para a conversão dos módulos oedométrico e volumétrico em módulo de elasticidade, foram utilizadas as expressões mencionadas nos itens (i) e (iii), retro, adotando-se o valor de 0,3 para o coeficiente de Poisson. Os módulos determinados nos ensaios de compressão simples e triaxial referem-se a um nível de tensões equivalentes à metade da tensão-desvio máxima.

PROF. (m)	VALORES MÉDIOS DO MÓDULO DE ELASTICIDADE (kgf/cm ²)				
	ADENS. VERTICAL	ADENS. TRI-DIMENS	COMPRESSÃO SIMPLES	TRIAXIAL UU	TRIAXIAL CIU
0	33	-	-	-	-
2	71	120	82	219	384
4	36	121	161	252	247

Obs.: Os módulos referentes aos ensaios de adensamento correspondem à condição de drenagem plena, enquanto os relativos aos ensaios triaxiais foram determinados sob a condição de drenagem impedida, ocorrendo a variação de volume pela compressão do ar dos vazios do solo e sua eventual dissolução na água intersticial.

Vii - Os módulos de elasticidades acima citados devem ser interpretados como meras indicações das propriedades dos solos estudados em vista de:

- pequeno número de amostras e ensaios
- alívio de tensões e amolgamento parcial das amostras
- ausência de estudo mais aprofundado sobre a eficácia e precisão das medições efetuadas em laboratório e dos fatores que as podem ter influenciado.

CAPÍTULO VII

TENTATIVA DE DIMENSIONAMENTO PARA UM RECALQUE ADMISSÍVEL NO TRECHO NÃO LINEAR DA CURVA PRESSÃO-RECALQUE

VII.1 - Introdução

Como se viu no capítulo II, o método de Housel-Barrata para a determinação da pressão admissível de uma fundação, é válido apenas para o trecho linear da curva pressão-recalque, isto é, onde há proporcionalidade entre pressões e deslocamentos.

Se uma determinada fundação direta tem para recalque admissível um recalque no trecho onde não é aplicável a teoria da elasticidade, sugerimos que se trace todo o trecho não linear da curva pressão-recalque, e assim se estime a pressão admissível para esse recalque.

Porém, a curva pressão-recalque de uma fundação não apresenta o mesmo formato para todos os solos, dependendo inclusive do modo de ruptura da fundação. Devido a isto, torna-se muito difícil o estabelecimento de uma função que descreva corretamente o comportamento pressão-recalque para os diversos tipos de solos.

Observa-se, contudo, que para solos compactos, ou consistentes, a curva $p \times \Delta$ de uma fundação sujeita a um carregamento estático apresenta o aspecto assinalado na figura VII.1. Para esse caso, denominado por Terzaghi, em 1943, de "ruptura generalizada", a equação de Van de Veen modificada por Aoki (2) representa com boa precisão a curva pressão-recalque.

Uma dificuldade que ocorre nesse caso é a determinação do ponto limite de linearidade, ponto A na fig. VII.1, isto é onde se estende o trecho linear da curva. A determinação desse ponto é um problema que ainda não foi resolvido satisfatoriamente e, sobre o qual fazemos, no ítem VII.2, algumas observações resultantes de análise de dados apresentados por diversos autores.

No final do capítulo, sugerimos uma sequência para o dimensionamento de fundações diretas, isoladas, assentes em terrenos compactos, ou consistentes, cujos recalques admissíveis se encontram no trecho não linear da curva pressão deformação.

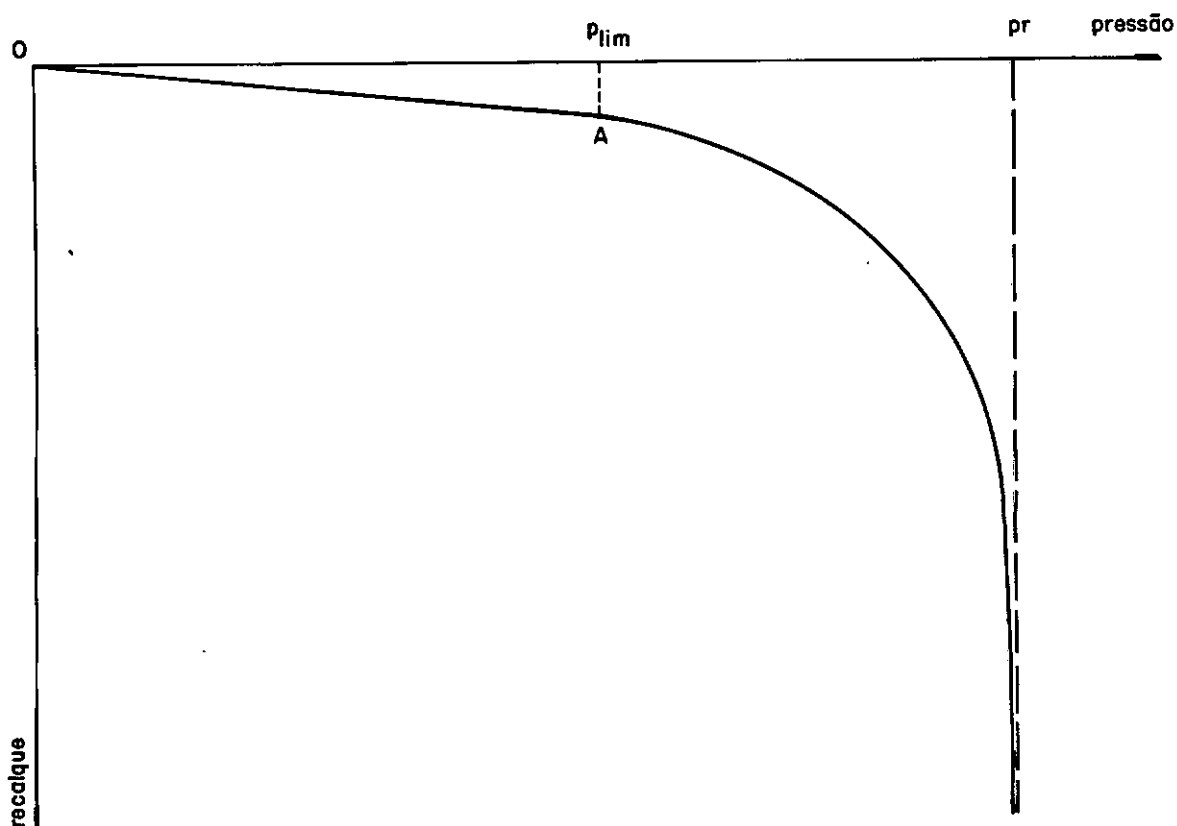


FIGURA: VII - I

CURVA PRESSÃO-RECALQUE PARA SOLOS
COMPACTOS, OU CONSISTENTES

VII.2 - Determinação do Ponto Limite de Linearidade

A determinação do ponto limite de linearidade na curva pressão-recalque é um problema de difícil solução e que ainda se encontra em estudos.

Acreditamos, contudo, que no futuro se possa relacionar, com boa precisão, a razão entre a pressão limite de linearidade (p_{lim}) e a pressão de ruptura (p_r) com a resistência de ponta (q_c) ou com o número de golpes do SPT (N).

Baseado nos trabalhos publicados por vários autores, que utilizaram em suas pesquisas provas de carga em placas, pudemos observar alguns valores para a relação p_{lim}/p_r .

Alpan (1) apresentou diversas curvas pressão-recalque obtidas para várias areias, que nos possibilitaram chegar aos resultados mostrados no quadro a seguir:

N (nº de golpes do SPT)	p_{lim}/p_r
5	0,25
10	0,35
30	0,50

Teixeira (60) ensaiando placas assentes em argila rijas, isto é, I.R.P. entre 7 e 11 ou S.P.T. entre 11 e 19, nos possibilitou achar valores para a relação p_{lim}/p_r entre 0,27 e 0,31.

Calcados nos trabalhos de Eggestad (25) para areia densa ($dr = 85\%$, $n = 37,5\%$) obtivemos para p_{lim}/p_r valores entre 0,30 e 0,40 e para areia fofa ($dr = 85\%$, $n = 42,1\%$) valores próximos a 0,20. Os experimentos de Selig e McKee (55) para areias densas nos permitiram confirmar os valores obtidos por Eggestad; porém, os dados obtidos por Chaplin (17), para o mesmo material, fizeram chegar a um valor mais baixo, cerca de 0,20.

Analizando provas de carga, executadas por Barata, em solos com resistência à penetração de ponta (q_c) entre 25 e 28 kgf/cm² notamos que a relação p_{lim}/p_r girou em torno de 0,33.

Como observamos no capítulo IV, item IV.2, a relação p_{lim}/p_r , para as provas executadas em solo residual de gnaiss, da região de Adrianópolis, com resistência de ponta (q_c) entre 25 e 36 kgf/cm², variou de 0,35 a 0,51.

Notamos que existe uma forte tendência para que os maiores valores de p_{lim}/p_r correspondam aos solos de maiores resistências à penetração (q_c ou N).

No quadro a seguir resumimos as observações constantes desse item.

MATERIAL	q_c (kgf/cm ²)	N	DENSIDADE RELATIVA (%)	POROSIDADE	\hat{p}_{lim}/p_r
areia pouco compacta		5			0,25
areia medianamente compacta		10			0,35
areia compacta		30			0,50
areia densa			85	37,5	0,30-0,40
areia fofa			85	42,1	0,20
areia rija		11-19			0,27-0,31
Solo Residual argiloso	25-28				0,33
Solo Residual argiloso	25-36				0,35-0,51

VII.3 - Traçado da Curva Pressão-Recalque

Para se traçar a curva pressão-recalque de uma determinada fundação direta assente em um solo homogêneo compacto, ou consistente, deve-se, primeiramente, conhecer a resistência à penetração de ponta (q_c) ao longo do terreno, além de ser necessária a determinação do seu coeficiente de Buisman (a ou a_u).

De posse desses dois parâmetros fundamentais sugerimos a seguinte sequência para a determinação da curva pressão-recalque:

- i - Através dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos por meio de ensaios de laboratório em amostras indeformadas, calcula-se a pressão de ruptura através do méto-

de Terzaghi ou de B. Hansen para solos coesivos e através de Balla para solos sem coesão, como sugere Bowles (13) ou do método de Vesic com coeficientes de capacidade de carga de Cacquot-Kerizel. Quando a relação H/R é maior que dois aconselha-se usar métodos para cálculo da pressão de ruptura como o de Meyerhoff ou o de Vesic.

- ii - Com o valor da resistência de ponta ou do número de golpes de SPT à meia altura do bulbo de pressões da fundação, pode-se estimar a relação p_{lim}/p_r . No momento só dispomos das observações do ítem VII.2 para estimativa da relação p_{lim}/p_r porém, esperamos que contribuições futuras possam nos fornecer maiores subsídios.

Obtido o valor da relação, pode-se determinar o ponto limite de linearidade da curva.

- iii- No trecho linear da curva, onde as pressões são proporcionais aos recalques, escolhe-se duas pressões quaisquer (p_1 e p_2) e através da equação II.3.4, calcula-se os recalques (Δ_1 e Δ_2) correspondentes.
- iv - De posse dos pares de valores (p_1, Δ_1) e (p_2, Δ_2) e da pressão de ruptura, calculada para a fundação em estudo, pode-se determinar os parâmetros \underline{r} e \underline{s} da equação de Van der Veen modificada (eq. IV.1) que, como vimos no capítulo IV, descreve bem a curva pressão-recalque.

Obtidos os parâmetros \underline{r} e \underline{s} da equação de Van der Veen e com a pressão de ruptura pode-se traçar toda a curva desejada.

VII.4 - Dimensionamento para um Recalque Admissível no Trecho Não- LINEAR

Quando se deseja dimensionar uma fundação direta, assente sobre um terreno homogêneo compacto ou consistente e de compressibilidade quase imediata à aplicação da carga, não se tem condições de se estabelecer "a priori" se o recalque admissível corresponderá a uma pressão dentro do trecho linear da curva ou não. Isto equivale a dizer que não se sabe de antemão se o uso de expressões baseadas na teoria da elasticidade, como as de Housel-Barata, são válidas para as condições do problema de dimensionamento proposto.

Para se verificar tal fato sugerimos que se empregue o ábaco de Barata (Fig. II.14), fundamentado em conceitos elásticos, obtendo-se assim dimensões para a fundação em cálculo. Em seguida, baseando-se na resistência à penetração (q_c ou N) à profundidade de B ou D abaixo da fundação, pode-se estimar a relação p_{lim}/p_r . Com o valor dessa relação e calculando a pressão de ruptura da fundação, através de fórmulas de capacidade de carga, tem-se o valor aproximado de p_{lim} .

Por meio da equação II.3.5 calcula-se a pressão admissível (p_{adm}) da fundação e compara-se à pressão limite de linearidade (p_{lim}). Se $p_{lim} > p_{adm}$ a teoria da elasticidade será aplicável e logo, as dimensões fornecidas pelo ábaco de Barata solucionarão o problema de dimensionamento.

Se, porém, $p_{lim} < p_{adm}$ o recalque admissível corresponderá a uma região não-linear da curva pressão-deslocamento e

o dimensionamento deverá ter a seguinte sequência:

- i - Tomando-se as dimensões encontradas no ábaco de Barata, como uma primeira aproximação, traça-se a curva pressão-recalque;
- ii - Na curva obtida entra-se com o recalque admissível e obtém-se uma nova pressão admissível p'_{adm} .
- iii - Compara-se p'_{adm} com a pressão de trabalho $p_{trab} = Q/A$.

A condição de compatibilidade para o dimensionamento impõe que a pressão admissível seja igual a pressão de trabalho então, se ocorrer $p'_{adm} < p_{trab}$, significa que a área da fundação é insuficiente devendo-se, portanto, aumentar suas dimensões. O caso de $p'_{adm} > p_{trab}$ não ocorrerá pois o gráfico de Barata foi construído para $p_{adm} = p_{trab}$ e como se pode notar sempre $p'_{adm} \leq p_{adm}$;

- iv - Depois de alteradas as dimensões da fundação, calcula-se a nova pressão de ruptura (p'_r);
- v - Traça-se a nova curva pressão-recalque e obtém-se para o recalque admissível uma nova pressão admissível p''_{adm} ;
- vi - Compara-se p''_{adm} com $p'_{trab} = Q/A'$ e se forem iguais ou bastante próximas, significa que as dimensões adotadas são satisfatórias e o dimensionamento está concluído.

Caso $p''_{adm} < p'_{trab}$ a área da fundação continua insuficiente e, por isso, deve-se aumentar as dimensões da fundação e voltar para o item (iv).

Observação:

Em um terreno, com resistência de ponta variável ou constante com a profundidade, toda vez que se aumenta a dimensão da fundação haverá um aumento na pressão de ruptura, sendo que, no caso de resistência de ponta variável, o aumento da dimensão conduz à obtenção de um valor de q_{ch} diferente. Em consequência ter-se-á uma variação do valor de p_{lim} .

Por tal razão é conveniente observar que as curvas pressão-recalque para diferentes dimensões de fundação terão diferentes pressões limites de linearidade.

VII-5 - Exemplo Numérico

Determinar as dimensões de uma fundação quadrada que, sob o efeito de uma carga $Q = 60tf$, apresente um recalque admissível de 4,5 cm.

A fundação será executada sobre a superfície de um terreno com as seguintes características:

$$q_{co} = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$a_u = 4,0$$

$$C = 0,289 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$$

$$c = 0,38 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\psi = 25^\circ$$

- Cálculo de E_o , m_o e n_o

$$E_o = q_{co} \times a_u = 25 \times 4 = 100 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m_o = \frac{1}{4} \frac{E_o \Delta}{c_g (1-\mu^2)} = \frac{1}{4} \frac{100 \times 4,5}{0,85 (1-0,3^2)} = 145,44 \text{ kgf/cm}$$

$$n_o = \frac{C \cdot \Delta}{c_g \cdot (1-\mu^2)} = \frac{0,289 \times 4,5}{0,85 (1-0,3^2)} = 1,681 \text{ kgf/cm}^2$$

- Dimensionamento através do âbaco de Barata

com $m_o = 145,44 \text{ kgf/cm}$

$n_o = 1,681 \text{ kgf/cm}^2$

e $Q = 60 \text{ tf}$ obtém-se através do âbaco da Fig.II.14,

$B = 75 \text{ cm}$. (observação: entrou-se no gráfico com $0,1 m_o$,

$0,1 n_o$ e $0,1 Q$)

- Cálculo da pressão admissível

$$p_{adm} = n_o + m_o \frac{P}{A}$$

$$p_{adm} = 1,681 + 145,44 \times \frac{2}{37,5} = 9,44 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{adm} = 9,44 \text{ kgf/cm}^2$$

- Cálculo da pressão de ruptura

Usando a equação de capacidade de carga de Terzaghi para fundações diretas

$$p_r = C N_c + q N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma,$$

para um terreno de $c = 0,38 \text{ kgf/cm}^2$ e $\psi = 25^\circ$ tem-se

$$p_r = 9,91 \text{ kgf/cm}^2$$

- Estimativa da pressão limite de linearidade

$$q_{ch} = E_z / a_u$$

$$E_z = E_o + CB = 100 + 0,289 \times 75$$

$$E_z = 121 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q_z = 121/4 \approx 30 \text{ kgf/cm}^2$$

Para $q_{cz} = 30 \text{ kgf/cm}^2$ estimamos a relação p_{lim}/p_r
 $\approx 0,35$ e sabendo-se que $p_r = 9,91 \text{ kgf/cm}^2$ tem-se
 $p_{lim} \approx 3,5 \text{ kgf/cm}^2$

- Verificação da aplicabilidade da teoria elástica

$$p_{adm} = 9,44 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{lim} \approx 3,5 \text{ kgf/cm}^2$$

como $p_{adm} > p_{lim}$ o emprego do ábaco de Barata, cons
truído a partir da teoria da elasticidade, não é
 válido para o dimensionamento.

- construção da curva pressão-recalque para $B = 75\text{cm}$

Para duas pressões quaisquer, escolhidas no tre-
 cho linear, por exemplo $p_1 = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$ e $p_2 = 2,5$
 kgf/cm^2 , e usando-se a expressão II-3.4 obtem-se
 $\Delta_1 = 0,477\text{cm}$ e $\Delta_2 = 1,192\text{cm}$

Com os pares de valores (p_1, Δ_1) e (p_2, Δ_2) e com
 a pressão de ruptura, entra-se na equação de Van
 der Veen modificada (eq. IV-2.1) e determina-se
 os parâmetros \underline{s} e \underline{r}

$$1,0 = 9,91 \left\{ 1 - \frac{1}{e^{(s \cdot 0,477 + r)}} \right\}$$

$$2,5 = 9,91 \left\{ 1 - \frac{1}{e^{(s \cdot 1,192 + r)}} \right\}$$

$$\text{donde } s = 0,0258$$

$$r = -0,0168$$

Com os valores dos parâmetros \underline{s} e \underline{r} e a pressão
 de ruptura, traça-se a curva pressão-recalque, que
 se encontra na Fig. VII.2.

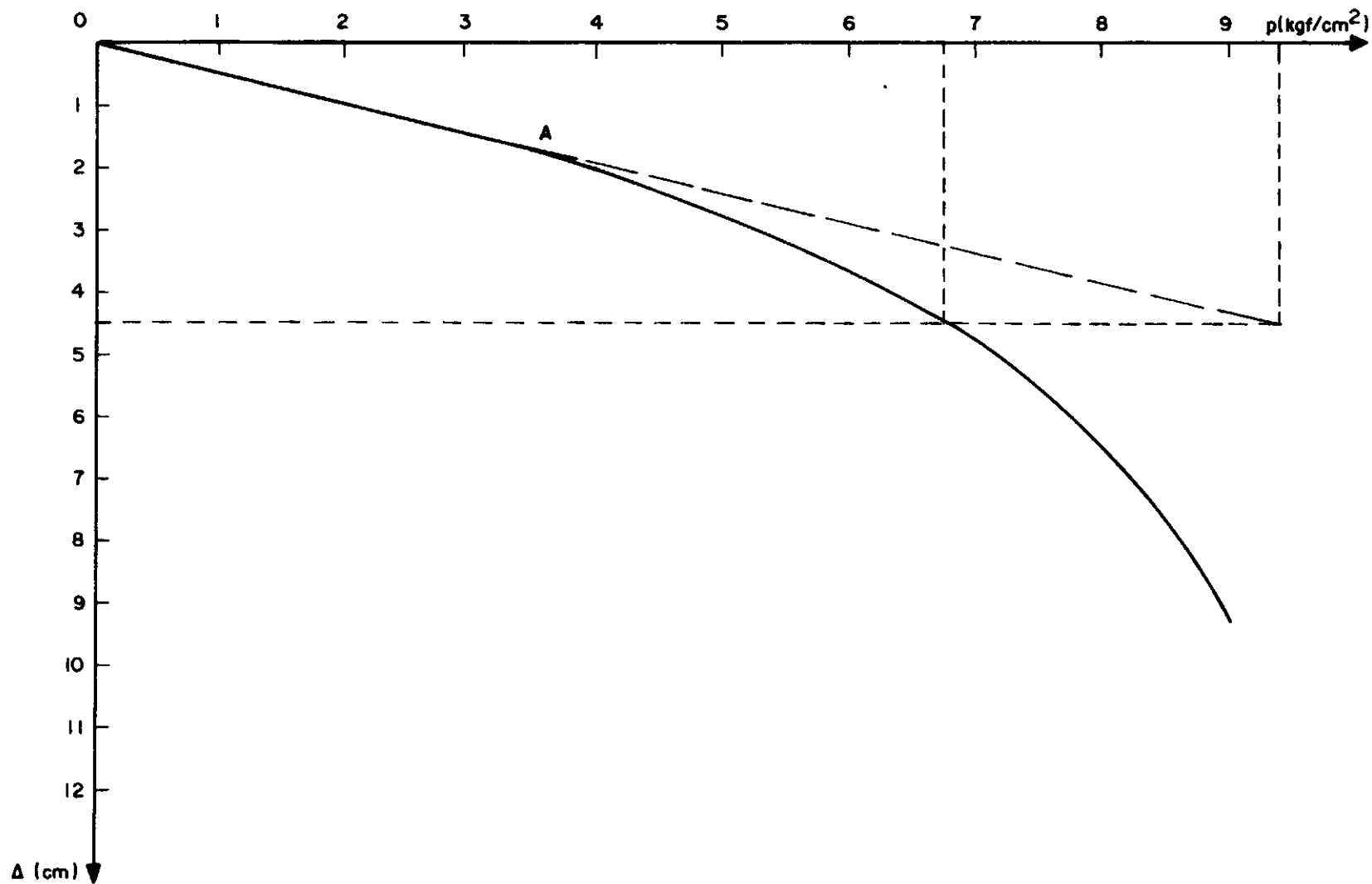


FIG. VII-2 — Curva pressão — Recalque para $B = 75$ cm

- Verificação da condição de compatibilidade para o dimensionamento.

Para $\Delta = 4,5\text{cm}$ entra-se na curva pressão-recalque (fig. VII.2) e tem-se $p'_{adm} = 6,75 \text{ kgf/cm}^2$

A pressão de trabalho (p_{trab}) será:

$$p_{trab} = Q/A = 60.000/(75)^2$$

$$p_{trab} = 10,67 \text{ kgf/cm}^2$$

Por ser $p_{trab} > p'_{adm}$, deve-se, por tentativas aumentar o valor de B até atingir uma condição de compatibilidade, seja por exemplo o caso de aumentar a dimensão da fundação para $B = 100\text{cm}$

- Cálculo da pressão de ruptura para $B = 100\text{cm}$

$$p'_r = cNc + qNq + 0,5 \gamma B\gamma N$$

$$p'_r = 0,38 \times 25 + 0 + 0,5 \times \frac{1,6}{1000} \times 100 \times 7$$

$$p'_r \approx 10,06 \text{ kgf/cm}^2$$

- Construção da curva Pressão-Recalque para $B=100\text{cm}$

Para as pressões $p_1 = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$ e $p_2 = 2,5 \text{ kgf/cm}^2$, que se encontram no trecho linear, obtém-se através da eq. II-3.4 os valores para os recalques

$$\Delta_1 = 0,600 \text{ cm e } \Delta_2 = 1,500\text{cm}$$

Entrando-se com os valores (p_1, Δ_1) e (p_2, Δ_2) na equação de Van der Veen modificada encontra-se

$$s = 0,0201$$

$$r = -0,0158$$

Para $B = 100\text{cm}$ calcula-se a resistência de ponta à meia altura do bulbo de pressões

$$q_{ch} = \frac{Ez}{au} = \frac{100 + 0,289 \times 100}{4}$$

$$q_{ch} \approx 32 \text{ kgf/cm}^2$$

o que corresponde aproximadamente à mesma relação

$$p_{lim}/p_r \approx 0,35$$

logo:

$$p_{lim}/10,06 = 0,35$$

$$\therefore p_{lim} \approx 3,52 \text{ kgf/cm}^2$$

A curva pressão-recalque para $B = 100\text{cm}$ está apresentada na Fig. VII-3.

- Verificação da condição de compatibilidade para o dimensionamento

Para $\Delta = 4,5\text{cm}$ entra-se na curva e determina-se

$$p''_{adm} \approx 6,0 \text{ kgf/cm}^2$$

A pressão de trabalho será:

$$p'_{trab} = Q/A' = 60.000/(100)^2$$

$$p'_{trab} = 6,0 \text{ kgf/cm}^2$$

Por ser p''_{adm} igual a p'_{trab} adota-se, como definitiva, a largura $B = 100\text{cm}$.

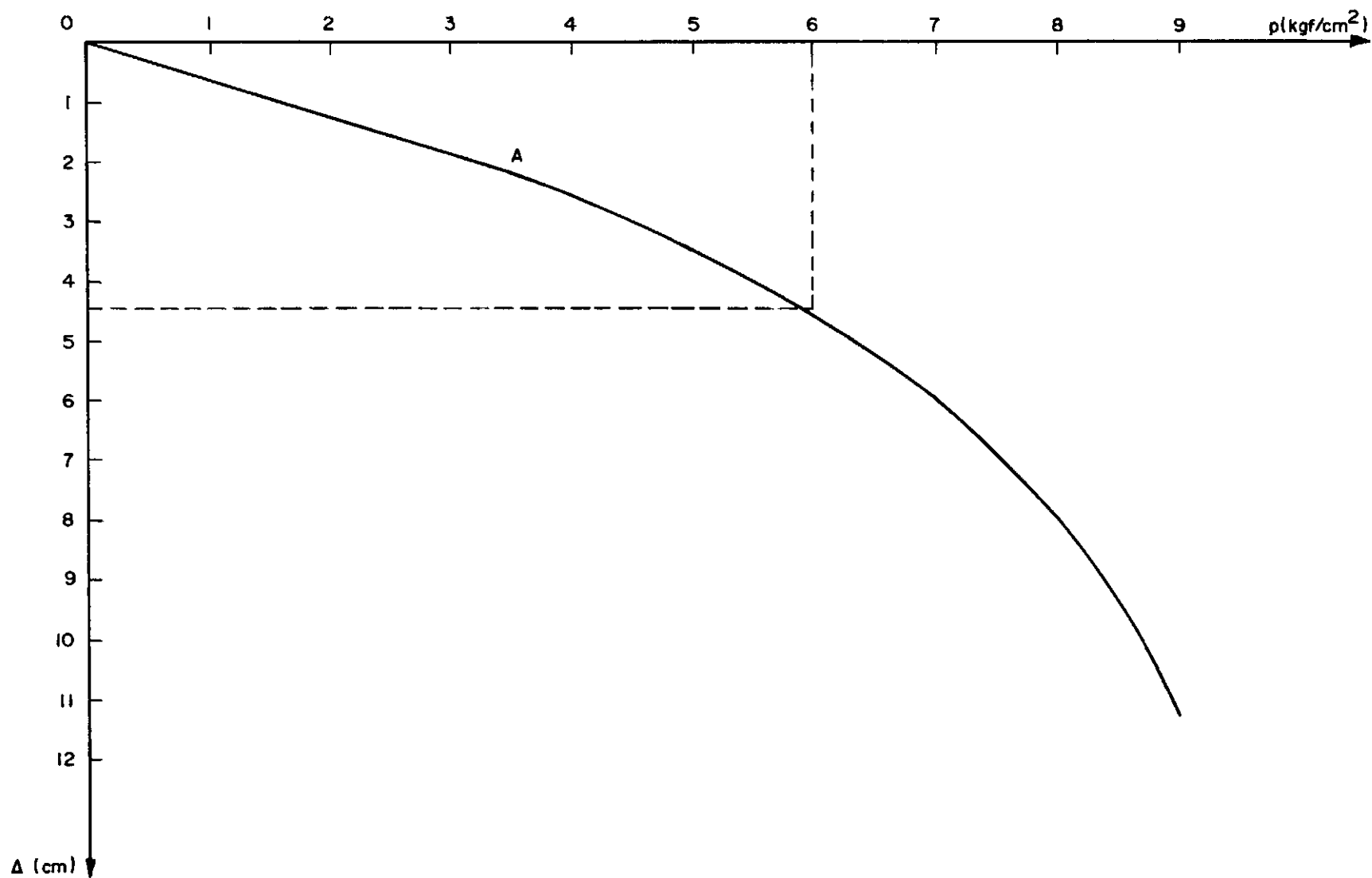


FIG. VII-3 — Curva pressão — Recalque para $B = 100\text{cm}$

CAPÍTULO VIII

COMENTÁRIOS, CONCLUSÕES E SUGESTÕES

VIII.1 - Comentários

- i - Observou-se através das provas de carga a validade do efeito de profundidade enunciado por Mindlin e introduzido no método original de Housel por Barata, isto é, uma mesma placa submetida a uma determinada pressão apresentou recalques tanto menores quanto maior a profundidade a que estava assente.
- ii - A análise de 11 (onze provas de carga tríplice revelou discrepâncias médias entre os coeficientes de Buisman obtidos através de placa única e os determinados por meio de provas tríplexes inferiores a 20%, indicando que o uso de uma única placa para a determinação da pressão admissível é preciso tecnicamente além de ser vantajoso economicamente. Melhor proveito pode ser tirado de tal técnica se forem utilizados ensaios à cota de assentamento das fundações e também em níveis abaixo dela.
- iii- Foi verificada a observação de Barata (6) sobre a tendência das provas de carga fornecerem gráficos pressão-recalque com trechos de linearidade crescentes com a profundidade.
- iv - O processo de cálculo sugerido por Barata, ao invés de se basear exclusivamente no resultado da prova de carga tríplice, como faz o método que emprega o ajustamento proposto por Housel, aceita que a resistência de ponta do EPCH e sua variação vertical são proporcionais ao valor de E_z e a

sua variação com a profundidade (C).

No caso das provas de carga à profundidade de 4.0 m, os dois procesos revelam-se bastante coincidentes e, assim, os valores de C, calculados por eles, foram praticamente iguais.

Nas profundidades de 0 e 2.0 m, porém os métodos divergiram consideravelmente. Entre 0 e 2,0 m de profundidade, em que q_c foi praticamente constante, o critério de ajuste dos dados de campo indicado por Housel levou ao cálculo de C muito elevado ($C = 128,6 \text{ kgf/cm}^2/\text{m}$) ao invés de $C = 0$ de acordo com o processo de Barata.

Entre 2,0 e 4,0 m o EPCH exibiu q_c decrescente com a profundidade (o que corresponde por Barata a $C < 0$) enquanto que o critério de Housel resultou em C positivo ($C = 79,2 \text{ kgf/cm}^2/\text{m}$).

- v - Os módulos de elasticidade (E) calculados a partir dos módulos oedométricos foram de aproximadamente de 35 kgf/cm^2 às profundidades de 0 e 4,0m, correspondendo a cerca da quarta parte dos módulos obtidos nos ensaios de placa. À profundidade de 2,0 m o módulo de elasticidade obtido partindo dos resultados dos ensaios oedométricos variou de 60 a 80 kgf/cm^2 , cerca de três-quartos dos módulos determinados nos ensaios de campo.

Tais discrepâncias são da mesma ordem de grandeza das usualmente relatadas na literatura técnica (entre $1/2$ e $1/4$).

É de se resaltar, porém, que os ensaios de adensamento tridimensional conduziram a módulos muito mais próximos dos obtidos nos ensaios de placa (cerca de 120 kgf/cm^2).

- vi - Os módulos secantes correspondentes ao nível de

tensões de 50%, determinados nos ensaios de compressão simples, triaxial do tipo UU e triaxial do tipo CIU, situaram-se entre 80 e 420 kgf/cm². Os determinados por meio de compressão simples foram, em média, de 120 kgf/cm², enquanto que os obtidos nos ensaios triaxiais atingiram, em média, 275 kgf/cm².

O valor de 120 kgf/cm² se aproximou bastante do calculado a partir dos resultados das provas de carga; já os módulos medidos em compressão triaxial foram cerca de duas vezes superior aos de campo.

- vii - Análise por elementos finitos, não incluída no texto da presente tese mas desenvolvida paralelamente à pesquisa aqui descrita, revelou ser mínima a diferença entre as deformações esperadas em placas ensaiadas em cava fechada revestida e as previstas para cava sem revestimento.

VIII.2 - CONCLUSÕES

- i - As provas de carga forneceram, para o solo residual ensaiado, o módulo de deformação no meio do bulbo médio de 120 kgf/cm² (para $\mu = 0,3$) valor esse que associado às medições da resistência de ponta (q_c) determinadas no ensaio de cone holandês, resultou em valores do coeficiente de Buisman entre 2,9 e 5,2, números próximos aos encontrados na literatura técnica, o que contribui para a confiabilidade do módulo obtido através de provas de carga.
- ii - Com a ressalva de que foi reduzido o número de ensaios de laboratório, seus resultados parecem indicar que o melhor ensaio para a determinação do módulo de elasticidade do solo é o adensamento tridimensional.

iii - Os ensaios realizados em laboratório para determinar as características de deformação, o ensaio de cone holandês e as provas de carga em placa, indicaram uma razoável homogeneidade do solo ao longo dos 6,0 m analisados. No entanto, a variação do módulo de elasticidade E_z com a profundidade (C) determinado com auxílio do processo de ajustamento de Housel, reflete uma heterogeneidade de não confirmada pelos ensaios mencionados, o que parece comprometer a confiabilidade deste processo para o cálculo de C. Por outro lado, o processo de ajustamento de Barata, baseado no resultado do ensaio de cone holandês, que fornecem variações de E com a profundidade bem mais moderadas, é criticável por pretender corrigir resultados de um ensaio mais exato para a determinação de módulos (provas de carga em placas) por meio de outro ensaio menos exato (cone holandês) no qual os módulos são obtidos indiretamente a partir de um parâmetro (resistência de ponta) cuja correlação com módulos de deformação é empírica.

VIII.3 - SUGESTÕES

- i - Seria vantajosa a execução de provas de carga, em fundação real, com dimensões maiores, no mesmo local das provas de carga em placa, para confirmação da magnitude da pressão admissível, para um determinado recalque, prevista a partir das provas de placa pelos métodos abordados nessa tese além, da verificação da validade da reta no gráfico $\lambda_p \times P/A$ (inclusive para cotejo do critério de ajuste de Housel com o de Barata).
- ii - Quando se usar provas de carga triplíce (em princípio só justificáveis em pesquisa ou obras de grande vulto) sugere-se a utilização dos diâmetros de 30, 45 e 80 cm ao invés de 30, 60 e 80 cm, por resultar em melhor distribuição de pontos no gráfico $\lambda_p \times P/A$.

- iii- Uma grande contribuição para o assunto seria a execução de provas de carga em placa e ensaios de cone holandês em diversos tipos de solos de compressibilidade quase imediata, com a finalidade de se catalogar valores do coeficiente de Buisman e se estudar a sua variação com as características do solo.
- iv - Recomenda-se a pesquisa da relação entre a pressão limite de linearidade e a pressão de ruptura, aproveitando-se de provas de carga em diversos solos correlacionando-se essa razão com a resistência à penetração do solo.

CALIBRAÇÃO DA CÉLULA DE CARGA

Capacidade: 60 tf

nº 60-3

dispositivo de carga: Prensa universal Instron

Q= carga indicada pelo dispositivo de carga

L= leitura dos extensômetros elétricos de resistência da célula de carga em calibração, ligados em ponte completa, com a estação de medida

INDICADOR DE DEFORMAÇÃO DE MARCA KYOWA

LOCAL: COPPE-UFRJ

DATA: 26/05/77

	CARREGAMENTO	DESCARREGAMENTO	CARREGAMENTO	DESCARREGAMENTO
Q(t)	L	L	L	L
0	780	775	775	775
1	760	760	750	750
2	745	745	730	730
3	725	725	705	715
5	675	680	670	670
8	615	620	605	615
10	520	525	515	520
12	480	480	475	470
15	435	440	425	430
18	365	365	355	365
20	310	315	315	315
25	205	205	200	205
30	85	90	85	90
35	-25	-20	-25	-20
40	-130	-130	-130	-130

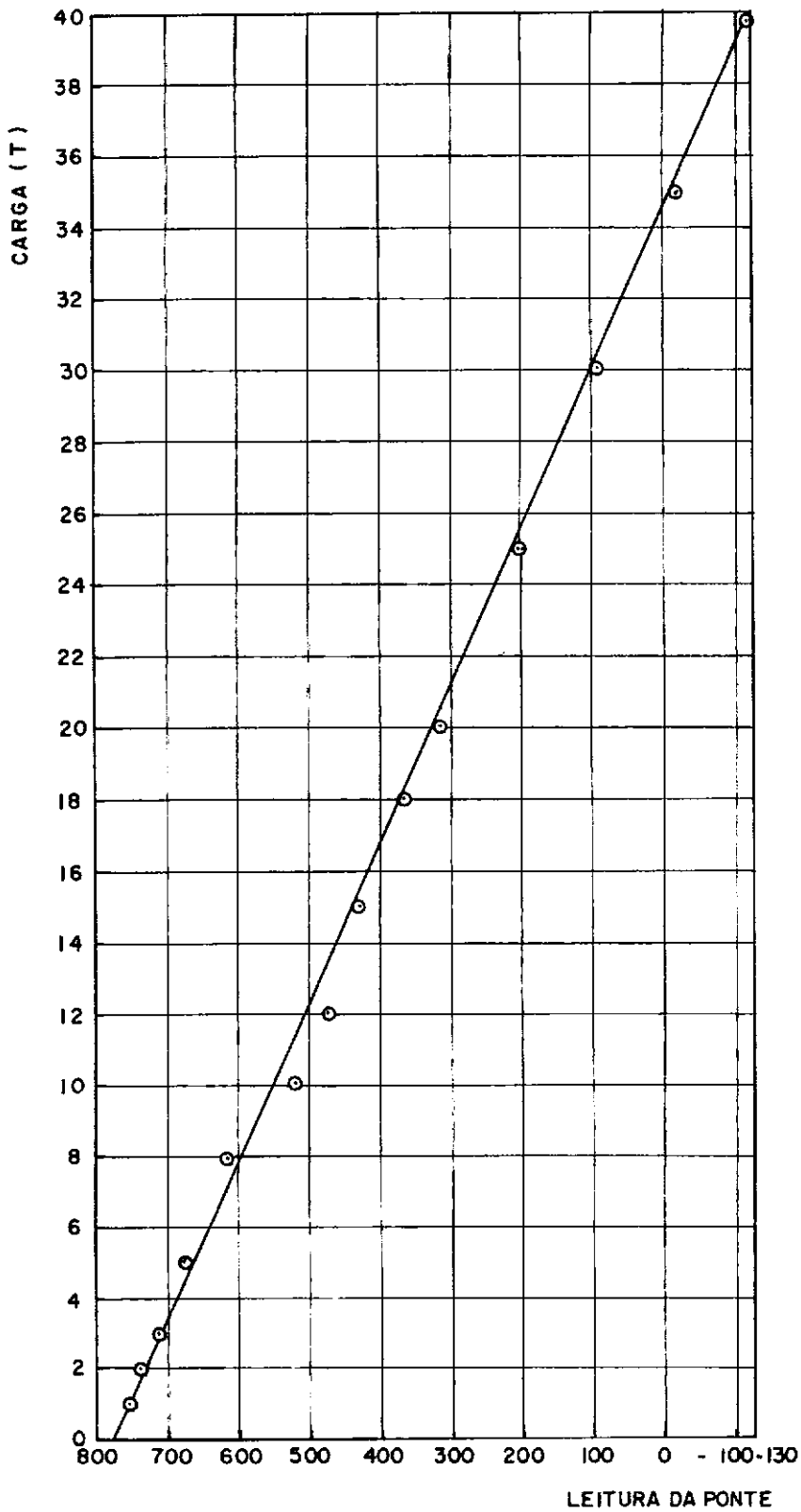


FIGURA: A - I

CURVA DE CALIBRAÇÃO DA CELULA DE
CARGA Nº 60-3 CAPACIDADE 60 T.

PROCESSO DE AJUSTAMENTO APLICADO A PROVAS EM PROFUNDIDADE

Introdução:

Nesse anexo apresenta-se o processo de ajustamento, desenvolvido por Barata, aplicado às provas de carga realizadas em profundidade.

Para utilização do processo de ajustamento foram calculadas as pressões que seriam obtidas se a cava fosse do tipo aberta (situação idêntica à de prova em superfície), $D_c/D > 3$, a partir das pressões encontradas nas provas em cavas fechadas. Para isto, trabalhou-se com gráfico $p \lambda \times P/A$, ao invés de $p \times P/A$, obtendo-se coeficientes n_o e m_o ajustados e com eles se calculou o coeficiente de Buisman.

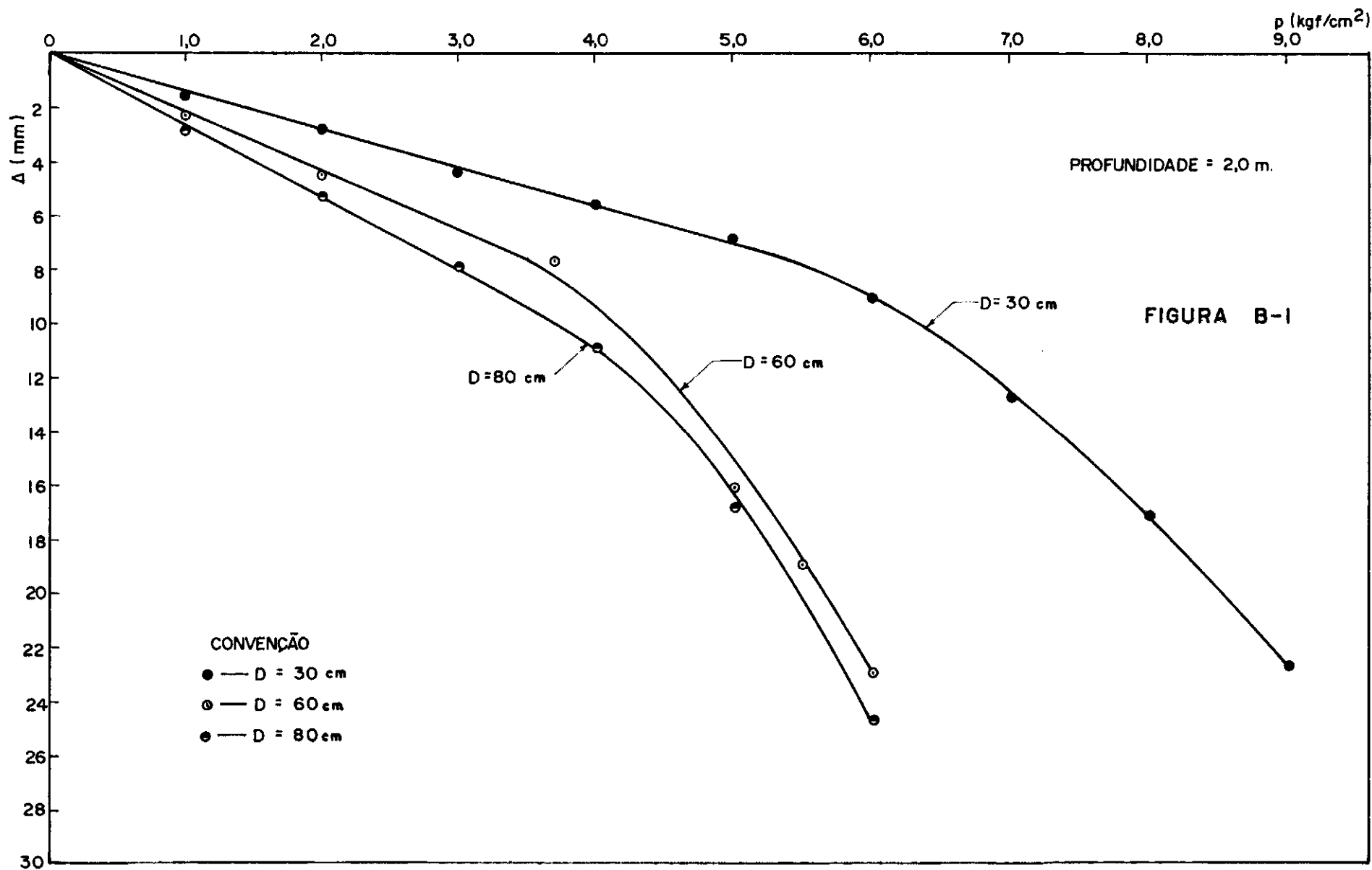
Calculando os coeficientes \underline{n} e \underline{m} , através da expressão $n = n_o / \lambda$ e $m = m_o / \lambda$, determinou-se as pressões ajustadas em cava fechada.

Recorreu-se durante o processo, ao gráfico simplificado da resistência de ponta (q_c) do EPCH que se encontra na figura V-2 do capítulo V.

B.1- Ajustamento para Provas Realizadas à Profundidade de 2,0m

B.1.1- Curvas de Prova

As curvas pressão-recalque obtidas com as três placas de diferentes diâmetros na profundidade de 2,0m são mostradas na figura B.1.



B.1.2- Ajustamento para um Recalque dentro do Limite de Linearidade

Como há proporcionalidade entre as pressões e os recalques até $\Delta = 0,66$ cm escolhemos, para a aplicação do processo, $\Delta = 0,50$ cm

DIMENSÃO DE PLACA (cm)	pressão (kgf/cm ²) para $\Delta = 0,5$ cm
30	3,571
60	2,272
80	1,887

B.1.3- Determinação de n_o e m_o

B.1.3.1- Combinando placas de $D = 30$ cm e $D = 60$ cm

i - Cálculo de n_o e m_o em 1ª aproximação

$$p = \frac{1}{\lambda} (n_o + m_o \cdot P/A)$$

entrando no âbaco da figura II-8

com $h = 2,0$ e $D = 0,30$ obtemos $\lambda_{30} = 0,485$

com $h = 2,0$ e $D = 0,60$ obtemos $\lambda_{60} = 0,510$

$$(\text{Placa } D = 30 \text{ cm}) \quad 3,571 = \frac{1}{0,485} (n_o + m_o \times 0,133)$$

$$1,732 = n_o + m_o \times 0,133$$

$$(\text{Placa } D = 60 \text{ cm}) \quad 2,272 = \frac{1}{0,510} (n_o + m_o \times 0,067)$$

$$1,159 = n_o + m_o \times 0,067$$

$$\therefore 1,732 = n_o + m_o \times 0,133$$

$$1,159 = n_o + m_o \times 0,067$$

$$m_o = 8,682 \text{ kgf/cm}$$

o valor de n_o tiraremos da seguinte expressão:

$$\frac{m_o}{n_o} = \frac{\frac{1}{4} \frac{q_{co.} \cdot a \cdot \Delta}{c_g(1-\mu^2)}}{\frac{q_{ch} - q_{co}}{h} \cdot \frac{\Delta \cdot a}{c_g(1-\mu^2)}}$$

$$\frac{m_o}{n_o} = -150$$

$$\text{logo: } n_o = \frac{m_o}{-150} = -0,058$$

$$n_o = -0,058 \text{ kgf/cm}^2$$

ii - Determinação das pressões corrigidas

$$p_{30} = \frac{1}{\lambda_{30}} (-0,058 + 8,682 \times 0,133)$$

$$p_{60} = \frac{1}{\lambda_{60}} (-0,058 + 8,682 \times 0,067)$$

$$\lambda_{30} = 0,485$$

$$\lambda_{60} = 0,510$$

donde

$$p_{30} = 2,261 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{em 1ª aproximação}$$

$$p_{60} = 1,027 \text{ kgf/cm}^2$$

iii- Determinação dos fatores de correção

$$FC_{30} = \frac{2,261}{3,571} = 0,633$$

$$FC_{60} = \frac{1,027}{2,272} = 0,452$$

$$FC_{\text{médio}} = 0,543$$

iv - Valor definitivo de n_o e m_o

$$n_o = \frac{-0,058}{0,543} = -0,107$$

$$n_o = -0,107 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m_o = \frac{8,682}{0,543} = 15,989$$

$$m_o = 15,989 \text{ kgf/cm}$$

B.1.3.2- Combinando placas de $D=30\text{cm}$ e $D=80\text{cm}$

i - Cálculo de n_o e m_o em 1ª aproximação

$$p = \frac{1}{\lambda} (n_o + m_o \times P/A)$$

entrando no âbaco da figura II-8 com $h=2,0$

e $D=0,80$ obtemos $\lambda_{80} = 0,525$

$$(\text{Placa } D=30 \text{ cm}) \quad 3,571 = \frac{1}{0,485} (n_o + m_o \times 0,133)$$

$$1,732 = n_o + m_o \times 0,133$$

$$(\text{Placa } D=80 \text{ cm}) \quad 1,887 = \frac{1}{0,525} (n_o + m_o \times 0,067)$$

$$0,991 = n_o + m_o \times 0,050$$

∴

$$1,732 = n_o + m_o \times 1,33$$

$$0,991 = n_o + m_o \times 0,050$$

$$m_o = 8,928 \text{ kgf/cm}$$

o valor de n_o tiraremos da seguinte expressão:

$$\frac{m_o}{n_o} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \frac{qco \cdot a \cdot \Delta}{c_g(1-\mu^2)}}{\frac{qch-qco}{h} \cdot \frac{\Delta \cdot a}{c_g(1-\mu^2)}}$$

$$\frac{m_o}{n_o} = -150$$

$$\log n_o = -\frac{m_o}{150} = -0,060$$

$$n_o = -0,060 \text{ kgf/cm}^2$$

ii - Determinação das pressões corrigidas

$$p_{30} = \frac{1}{\lambda_{30}} (-0,060 + 8,928 \times 0,133)$$

$$p_{80} = \frac{1}{\lambda_{60}} (-0,060 + 8,928 \times 0,050)$$

$$\lambda_{30} = 0,485$$

$$\lambda_{60} = 0,525$$

donde

$$p_{30} = 2,325 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{em 1ª aproximação}$$

$$p_{80} = 0,736 \text{ kgf/cm}$$

iii- Determinação dos fatores de correção

$$FC_{30} = \frac{2,325}{3,571} = 0,651$$

$$FC_{80} = \frac{0,736}{1,887} = 0,390$$

$$FC_{\text{médio}} = 0,521$$

iv - Valor definitivo de n_o e m_o

$$n_o = \frac{-0,060}{0,521} = -0,115$$

$$n_o = -0,115 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m_o = \frac{8,928}{0,571} = 17,136$$

$$m_o = 17,136 \text{ kgf/cm}$$

B.1.3.3- Combinando placas de D= 60cm e D= 80cm

i - Cálculo de n_o e m_o em 1ª aproximação

$$p = \frac{1}{\lambda} (n_o + m_o P/A)$$

$$\text{sabemos que } \lambda_{60} = 0,510$$

$$\lambda_{80} = 0,525$$

$$(\text{Placa D= 60cm}) \quad 2,272 = \frac{1}{0,510} (n_o + m_o \times 0,067)$$

$$1,159 = n_o + m_o \times 0,067$$

$$(\text{Placa D= 80cm}) \quad 1,887 = \frac{1}{0,525} (n_o + m_o \times 0,050)$$

$$0,991 = n_o + m_o \times 0,050$$

∴

$$1,159 = n_o + m_o \times 0,067$$

$$0,991 = n_o + m_o \times 0,050$$

$$m_o = 9,882 \text{ kgf/cm}$$

o valor de n_o sabemos ser:

$$n_o = - \frac{m_o}{150}$$

$$n_o = -0,066 \text{ kgf/cm}^2$$

ii - Determinação das pressões corrigidas

$$p_{60} = \frac{1}{\lambda_{60}} (-0,066 + 9,882 \times 0,067)$$

$$p_{80} = \frac{1}{\lambda_{80}} (-0,066 + 9,882 \times 0,050)$$

$$\lambda_{60} = 0,510$$

$$\lambda_{80} = 0,525$$

donde

$$p_{60} = 1,169 \quad \text{em 1ª aproximação}$$

$$p_{80} = 0,815$$

iii- Determinação dos fatores de correção

$$FC_{60} = \frac{1,169}{2,272} = 0,515$$

$$FC_{80} = \frac{0,815}{1,887} = 0,432$$

$$FC_{\text{médio}} = 0,474$$

iv - Valor definitivo de n_o e m_o

$$n_o = \frac{-0,066}{0,474} = -0,139$$

$$m_o = -0,139 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m_o = \frac{9,882}{0,474} = 20,848$$

$$m_o = 20,848 \text{ kgf/cm}$$

B.1.3.4- Resumo dos resultados

$$\begin{array}{ll} D = 30\text{cm e } D = 60\text{cm} & n_o = -0,107 \\ & m_o = 15,989 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} D = 30\text{cm e } D = 80\text{cm} & n_o = -0,115 \\ & m_o = 17,136 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} D = 60\text{cm e } D = 80\text{cm} & n_o = -0,139 \\ & m_o = 20,848 \end{array}$$

Valores médios

$$n_o = -0,120 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m_o = 17,991 \text{ kgf/cm}$$

B.1.4- Determinação do coeficiente de Buisman

Sabe-se que:

$$a = n_o \cdot \frac{1}{q_{ch} - q_{co}} \cdot \frac{c_q \cdot (1 - \mu^2)}{\Delta}$$

$$\text{ou } a = 4 \cdot m_o \cdot \frac{1}{q_{co}} \cdot \frac{c_q (1 - \mu^2)}{\Delta}$$

$$a = -0,120 \times \frac{1}{\frac{36-24}{200}} \times \frac{0,785 \times 0,91}{0,5}$$

$$a = 2,86$$

$$\text{ou } a = 4 \times 17,991 \times \frac{1}{36} \times \frac{0,785 \times 0,91}{0,5}$$

$$a = 2,86$$

B.1.5 - Determinação do módulo de elasticidade na cota de apoio da placa

$$E_o = a \cdot q_{co}$$

$$E_o = 2,86 \times 36$$

$$E_o = 103 \text{ kgf/cm}^2$$

B.1.6 - Cálculo das pressões corrigidas

$$p = \frac{1}{\lambda} \cdot (n_o + m_o \cdot \frac{P}{A})$$

$$p = \frac{1}{\lambda} (-0,120 + 17,991 \cdot \frac{P}{A})$$

$$p_{30} = \frac{1}{0,485} (-0,120 + 17,991 \times 0,133)$$

$$p_{60} = \frac{1}{0,510} (-0,120 + 17,991 \times 0,067)$$

$$p_{80} = \frac{1}{0,525} (-0,120 + 17,991 \times 0,05)$$

$$\text{donde } p_{30} = 4,686 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{60} = 2,128 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{80} = 1,485 \text{ kgf/cm}^2$$

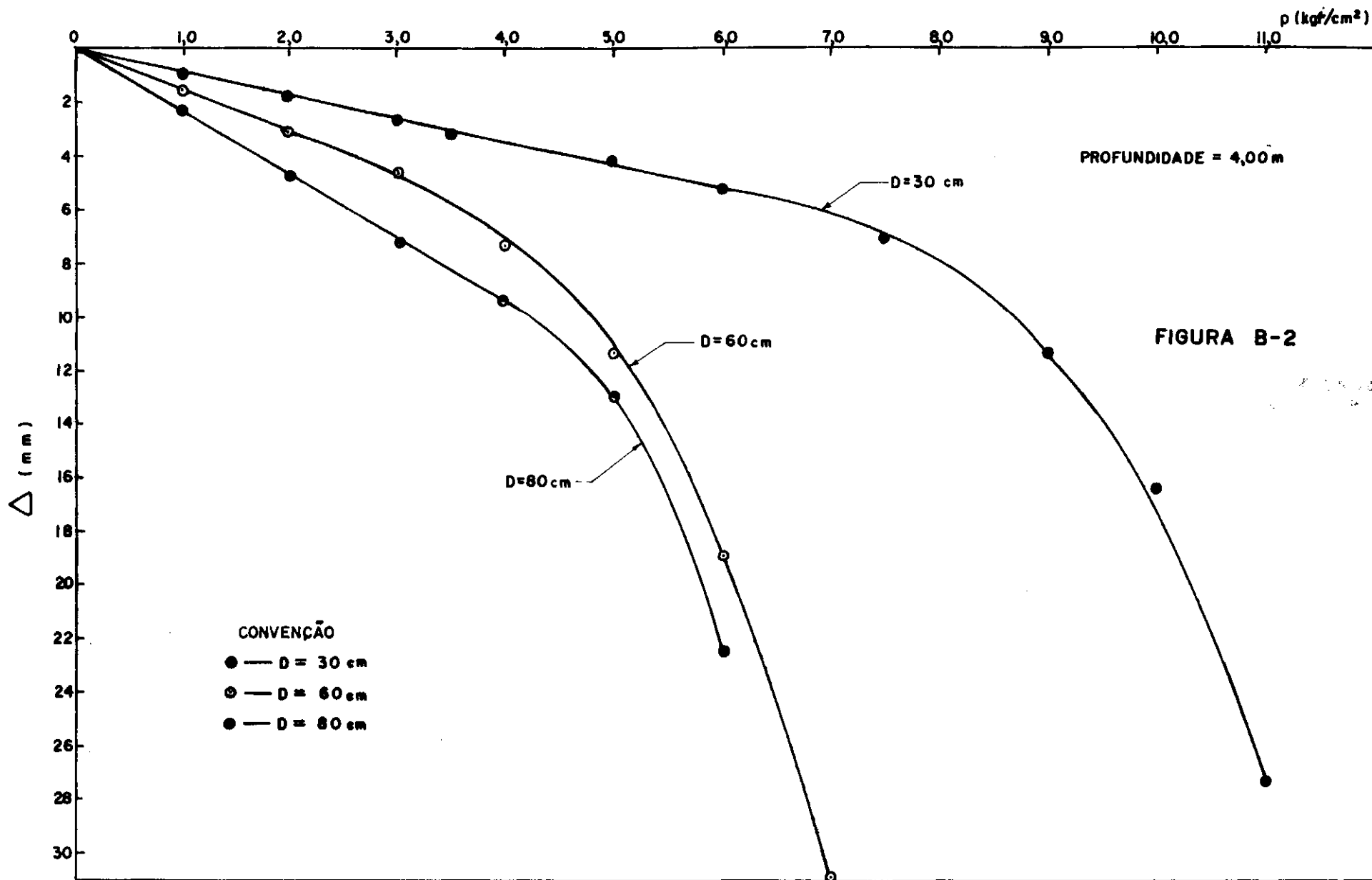
B.2 - Ajustamento para Provas Realizadas à Profundidade de 4,0m

B.2.1- Curvas de Prova

As curvas da prova de carga tríplice realizada à profundidade de 4,0 metros encontram-se na figura (B.2).

B.2.2- Ajustamento para um Recalque dentro do Limite de Linearidade

Como há proporcionalidade entre as pressões e os recalques até $\Delta = 0,83\text{cm}$ escolhemos, para a realização do processo $\Delta = 0,5 \text{ cm}$.



DIMENSÃO DA PLACA - D (cm)	PRESSÃO (kgf/cm ²) PARA RECALQUE $\Delta = 0,5\text{cm}$
30	5,882
60	3,279
80	2,222

B.2.3 - Determinação de n_o e m_o

B.2.3.1- Combinando placas de $D= 30\text{cm}$ e $D= 60\text{cm}$

i - Cálculo de n_o e m_o em 1ª aproximação

$$p = \frac{1}{\lambda} (n_o + m_o P/A)$$

entrando no âbaco da figura (II-8) com

$h = 4,0$ e $D = 0,30$ obtemos $\lambda_{30} = 0,475$ com

$h = 4,0$ e $D = 0,60$ obtemos $\lambda_{60} = 0,485$

$$(\text{Placa } D = 30\text{cm}) \quad 5,882 = \frac{1}{0,475} (n_o + m_o \times 0,133)$$

$$2,794 = n_o + m_o \times 0,133$$

$$(\text{Placa } D = 60\text{cm}) \quad 3,279 = \frac{1}{0,485} (n_o + m_o \times 0,067)$$

$$1,590 = n_o + m_o \times 0,067$$

$$\therefore 2,794 = n_o + m_o \times 0,133$$

$$1,590 = n_o + m_o \times 0,067$$

$$m_o = 18,242 \text{ kgf/cm}$$

o valor de n_o tiraremos da expressão

$$\frac{m_o}{n_o} = \frac{\frac{1}{4} \frac{q_{co} \cdot a \cdot \Delta}{c_g (1-\mu^2)}}{\frac{q_{ch}-q_{co}}{h} \cdot \frac{\Delta \cdot a}{c_g (1-\mu^2)}}$$

$$\frac{n_o}{m_o} = 600$$

$$\log n_o = \frac{m_o}{600} = 0,0304$$

$$n_o = 0,0304 \text{ kgf/cm}^2$$

ii - Determinação das pressões corrigidas

$$p_{30} = \frac{1}{\lambda_{30}} \cdot (0,0304 + 18,342 \times 0,133)$$

$$p_{60} = \frac{1}{\lambda_{60}} \cdot (0,0304 + 18,242 \times 0,067)$$

$$\lambda_{30} = 0,475$$

$$\lambda_{60} = 0,485$$

donde

$$p_{30} = 5,172 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{em 1ª aproximação}$$

$$p_{60} = 2,583 \text{ kgf/cm}^2$$

iii- Determinação dos fatores de correção

$$FC_{30} = \frac{5,172}{5,882} = 0,879$$

$$FC_{60} = \frac{2,583}{3,279} = 0,788$$

$$FC_{\text{médio}} = 0,834$$

iv - Valor definitivo de n_o e m_o

$$n_o = \frac{0,0304}{0,834} = 0,036$$

$$n_o = 0,036 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m_o = \frac{18,242}{0,834} = 21,873$$

$$m_o = 21,873 \text{ kgf/cm}$$

B.2.3.2- Combinando placas de $D=30\text{cm}$ e $D=80\text{cm}$

i - Cálculo de n_o e m_o em 1ª aproximação

$$p = \frac{1}{\lambda} (n_o + m_o \cdot P/A)$$

entrando no âbaco da figura (II-8)

com $h=4,0$ e $D=80$ obtemos $\lambda_{80} = 0,492$

$$(\text{Placa } D=30\text{cm}) \quad 5,882 = \frac{1}{0,475} (n_o + m_o \times 0,133)$$

$$(\text{Placa } D=80\text{cm}) \quad 2,222 = \frac{1}{0,492} (n_o + m_o \times 0,050)$$

$$2,794 = n_o + m_o \times 0,133$$

$$1,093 = n_o + m_o \times 0,050$$

o valor de n_o tiraremos da expressão

$$\frac{m_o}{n_o} = \frac{\frac{1}{4} \frac{qco \cdot a \cdot \Delta}{c_g \cdot (1-\mu^2)}}{\frac{qch-qco}{h} \frac{\Delta \cdot a}{c_g \cdot (1-\mu^2)}}$$

$$\frac{m_o}{n_o} = 600$$

$$n_o = \frac{m_o}{600}$$

$$n_o = 0,034 \text{ kgf/cm}^2$$

ii - Determinação das pressões corrigidas

$$p_{30} = \frac{1}{\lambda_{30}} (0,034 + 20,494 \times 0,133)$$

$$p_{80} = \frac{1}{\lambda_{80}} (0,034 + 20,494 \times 0,050)$$

$$\lambda_{30} = 0,485$$

$$\lambda_{80} = 0,492$$

donde

$$p_{30} = 5,690 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{em 1ª aproximação}$$

$$p_{80} = 2,152 \text{ kgf/cm}^2$$

iii- Determinação dos fatores de correção

$$FC_{30} = \frac{5,690}{5,882} = 0,967$$

$$FC_{80} = \frac{2,152}{2,222} = 0,968$$

$$FC_{\text{médio}} = 0,968$$

iv - Valor definitivo de n_o e m_o

$$n_o = \frac{0,034}{0,968} = 0,035$$

$$n_o = 0,035 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m_o = \frac{20,494}{0,968} = 21,171$$

$$m_o = 21,171 \text{ kgf/cm}$$

B.2.3.3- Combinando placas de D= 60cm e D= 80cm

i - Cálculo de n_o e m_o em 1ª aproximação

$$p = \frac{1}{\lambda} (n_o + m_o \frac{P}{A})$$

$$(Placa D= 60cm) \quad 3,279 = \frac{1}{0,485} (n_o + m_o \times 0,067)$$

$$1,590 = n_o + m_o \times 0,067$$

$$(Placa D= 80cm) \quad 2,222 = \frac{1}{0,492} (n_o + m_o \times 0,050)$$

$$1,093 = n_o + m_o \times 0,050$$

$$1,590 = n_o + m_o \times 0,067$$

$$1,093 = n_o + m_o \times 0,050$$

$$m_o = 29,235 \text{ kgf/cm}$$

o valor de n_o tiraremos da expressão:

$$\frac{m_o}{n_o} = \frac{\frac{1}{4} \frac{q_{co} \cdot a \cdot \Delta}{c_g \cdot (1-\mu^2)}}{\frac{q_{ch} - q_{co}}{h} \cdot \frac{\Delta \cdot a}{c_g \cdot (1-\mu^2)}}$$

$$\frac{m_o}{n_o} = 600$$

$$n_o = \frac{m_o}{600} = 0,049$$

$$n_o = 0,049 \text{ kgf/cm}^2$$

ii - Determinação das pressões corrigidas

$$p_{60} = \frac{1}{\lambda_{60}} (0,049 + 29,235 \times 0,067)$$

$$p_{80} = \frac{1}{\lambda_{80}} (0,049 + 29,235 \times 0,050)$$

$$\lambda_{60} = 0,485$$

$$\lambda_{80} = 0,492$$

donde

$$p_{60} = 4,140 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{em 1ª aproximação}$$

$$p_{80} = 3,071 \text{ kgf/cm}^2$$

iii- Determinação dos fatores de correção

$$FC_{60} = \frac{4,140}{3,279} = 1,262$$

$$FC_{80} = \frac{3,071}{2,222} = 1,382$$

$$FC_{\text{médio}} = 1,322$$

iv. - Valor definitivo de n_o e m_o

$$n_o = \frac{0,049}{1,322} = 0,037$$

$$n_o = 0,037 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m_o = \frac{29,235}{1,322} = 22,114$$

$$m_o = 22,114 \text{ kgf/cm}$$

B.2.3.4- Resumo dos Resultados

$$D = 30 \text{ cm e } D = 60 \text{ cm} \quad \begin{array}{l} n_o = 0,036 \\ m_o = 21,873 \end{array}$$

$$D = 30 \text{ cm e } D = 80 \text{ cm} \quad \begin{array}{l} n_o = 0,035 \\ m_o = 21,171 \end{array}$$

$$D = 60 \text{ cm e } D = 80 \text{ cm} \quad \begin{array}{l} n_o = 0,037 \\ m_o = 22,114 \end{array}$$

Valores médios

$$n_o = 0,036 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m_o = 21,719 \text{ kgf/cm}$$

B.2.4 - Determinação do coeficiente de Buisman

Sabe-se que:

$$a = n_o \cdot \frac{1}{\frac{q_{ch} - q_{co}}{h}} \cdot \frac{c_q(1-\mu^2)}{\Delta}$$

$$\text{ou } a = 4 \cdot m_o \cdot \frac{1}{q_{co}} \cdot \frac{c_q(1-\mu^2)}{\Delta}$$

$$a = 0,036 \times \frac{1}{\frac{26-24}{200}} \times \frac{0,785 \times 0,91}{0,5}$$

$$a = 5,15$$

$$\text{ou } a = 4 \times 21,719 \times \frac{1}{24} \times \frac{0,785 \times 0,91}{0,5}$$

$$a = 5,17$$

adotando a média dos dois valores

$$a = 5,16$$

B.2.5 - Determinação do módulo de elasticidade na cota de apoio da placa

$$E_o = a \cdot q_{co}$$

$$E_o = 5,16 \times 24$$

$$E_o = 124 \text{ kgf/cm}^2$$

B.2.6 - Cálculo das pressões corrigidas

$$p = \frac{1}{\lambda} (n_o + m_o \cdot \frac{P}{A})$$

$$p_{30} = \frac{1}{0,475} \times (0,036 + 21,719 \times 0,133)$$

$$p_{60} = \frac{1}{0,485} \times (0,036 + 21,719 \times 0,067)$$

$$p_{80} = \frac{1}{0,492} \times (0,036 + 21,719 \times 0,05)$$

donde

$$p_{30} = 6,159 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{60} = 3,077 \text{ kgf/cm}^2$$

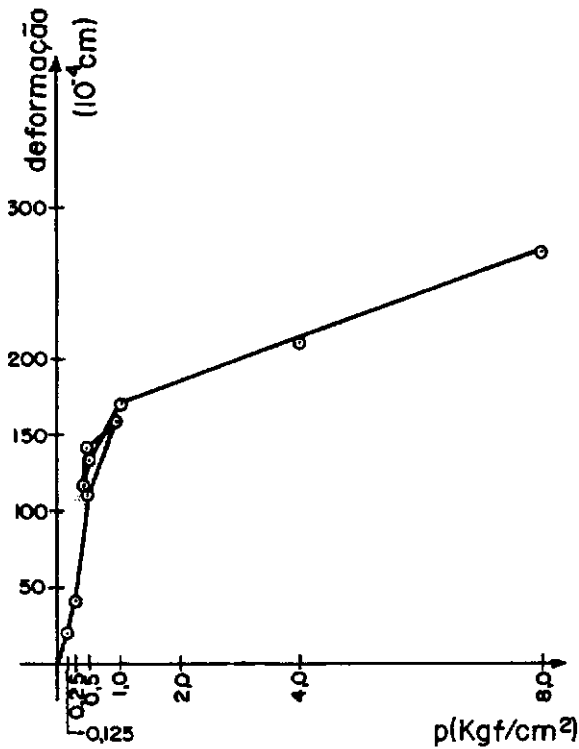
$$p_{80} = 2,282 \text{ kgf/cm}^2$$

CALIBRAÇÕES REALIZADAS NOS EQUIPAMENTOS DE LABORATÓRIO

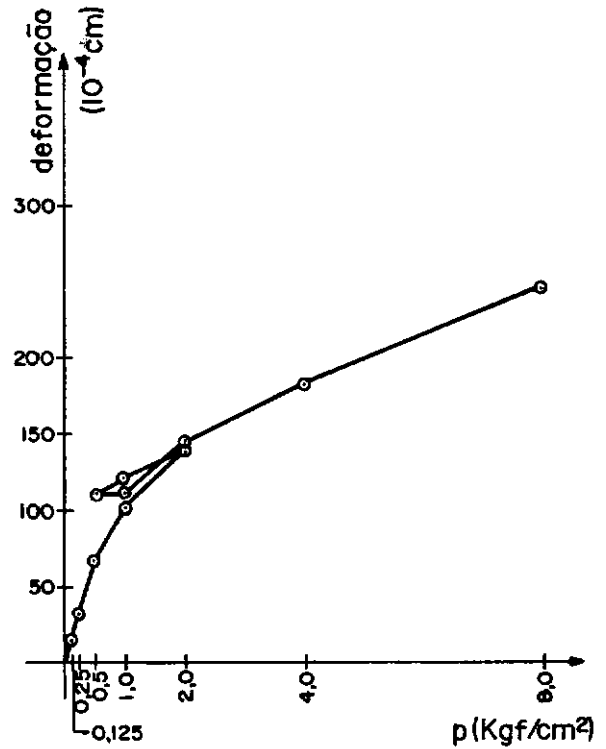
Neste anexo são mostrados as calibrações que foram executadas nos conjuntos prensa-célula oedométrica usados nos ensaios de adensamento unidimensional e na câmara de acrílico utilizada nos ensaios triaxiais.

C.1 - Calibração da Prensa e Célula Oedométrica

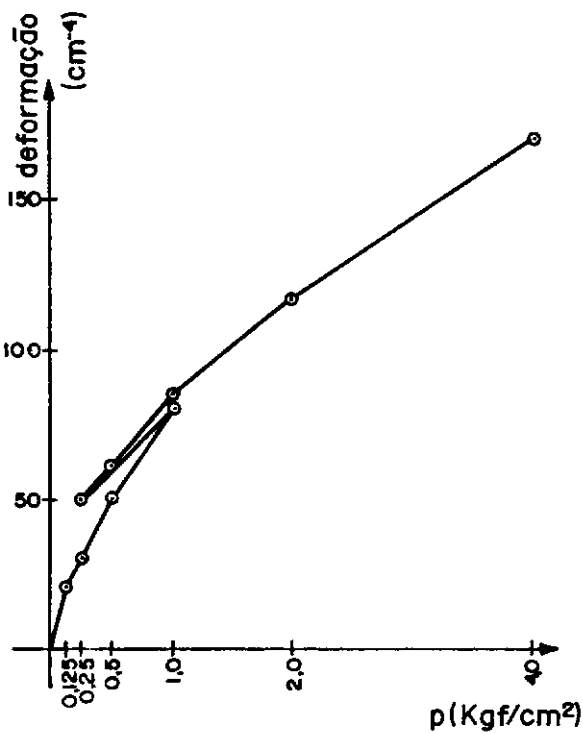
Na figura C-1 são apresentadas as curvas prensa-célula oedométrica dos quatro conjuntos que foram empregados, sendo as células identificadas pela cor e a prensa pelo número estabelecido pelo laboratório.



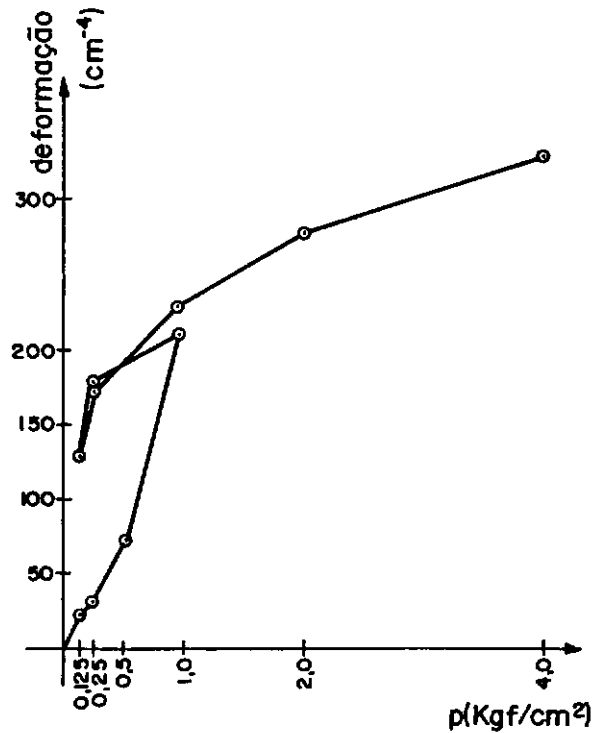
C-1(a) sistema oedométrico
câmara preta - prensa nº 1



C-1(b) sistema oedométrico
câmara marrom - prensa nº 4



C-1(c) sistema oedométrico
câmara amarela - prensa nº 5



C-1(d) sistema oedométrico
câmara vermelha - prensa nº 6

FIGURA C-1

curvas de calibração das deformações dos sistemas oedométricos

C.2 - Calibração da Câmara Triaxial

A expansão da câmara triaxial utilizada foi calibrada para as tensões confinantes (σ_3) em que foram executados os ensaios triaxiais CIU e UU.

Após a aplicação da pressão confinante de ensaio foram realizadas leituras das buretas em tempos iguais a 0,1/0,25/0,5/1/2/4/8/15 30 e 60 min. Procurou-se estabelecer um mesmo torque nos parafusos de fixação da câmara para possibilitar a repetição, durante o ensaio, das mesmas condições da calibração. Os resultados da variação do volume da câmara triaxial e do sistema câmara-tubos-conexões com a tensão hidrostática aplicada são apresentados nas figuras C-2 e C-3 respectivamente. A variação do volume de líquido na célula com o tempo, para cada nível de tensão, é mostrada na figura C-4.

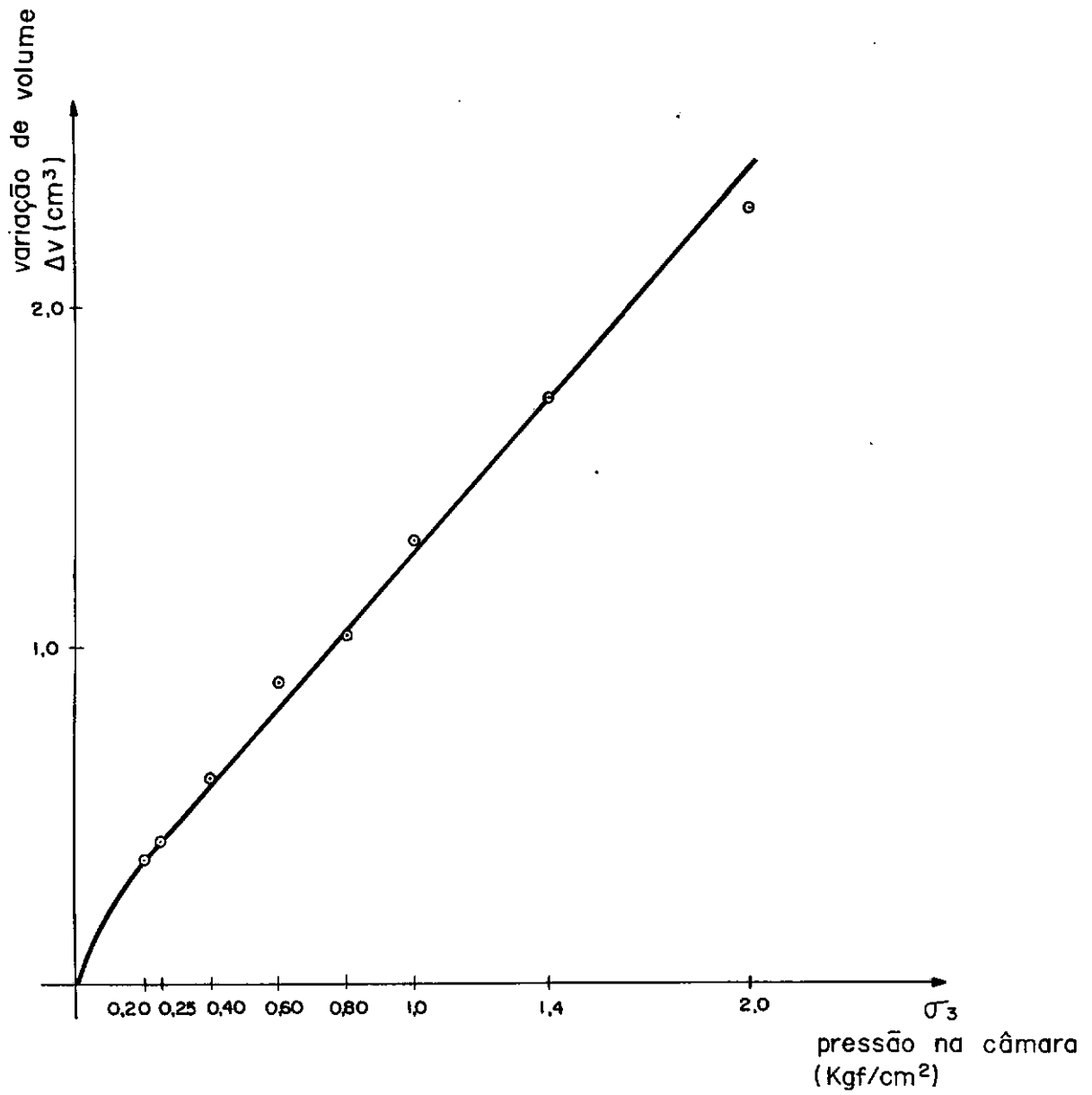


FIGURA C-2
curva de calibração da expansão da câmara triaxial

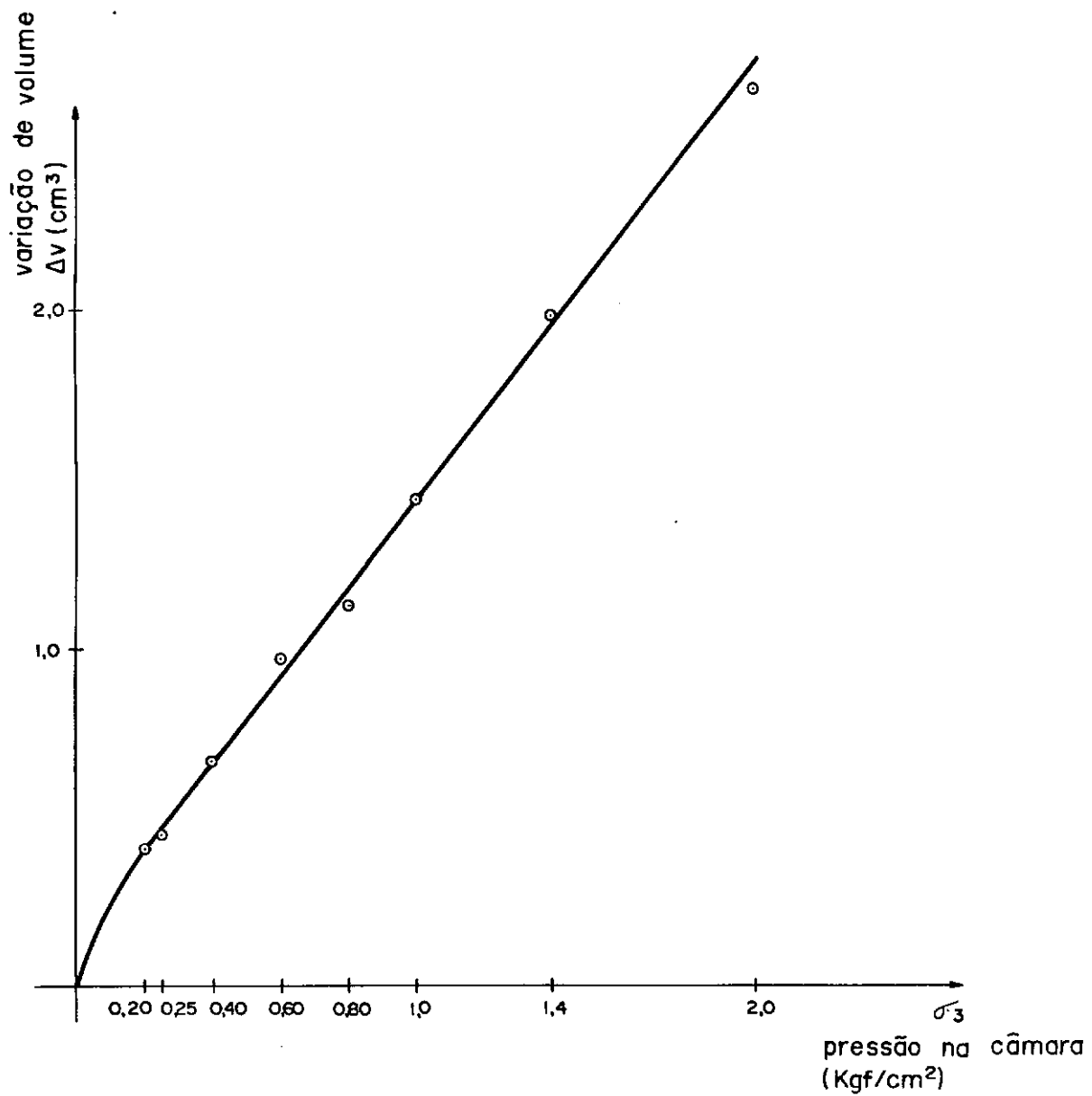


FIGURA C-3
curva de calibração da expansão do sistema triaxial empregado

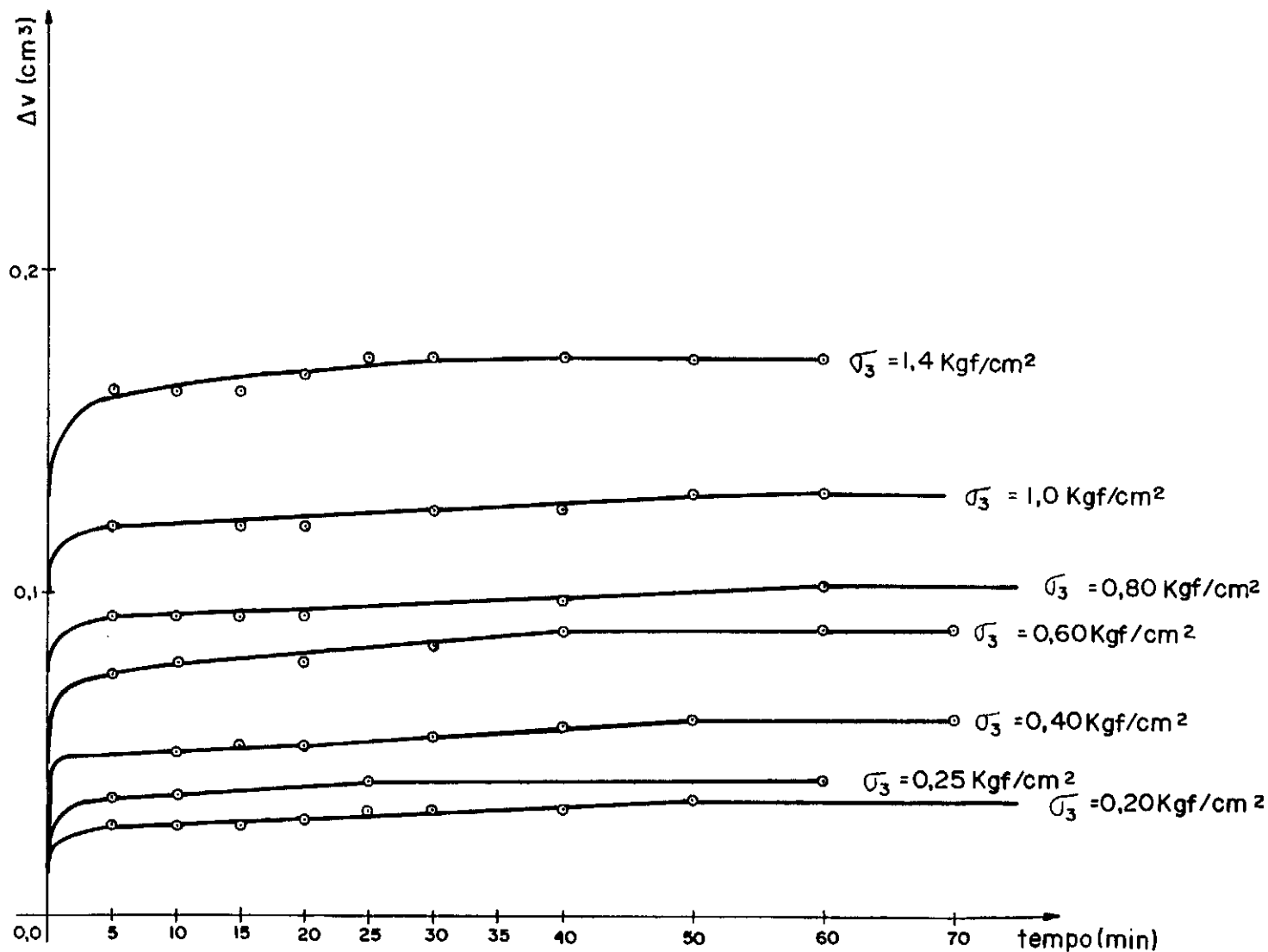


FIGURA C-4
variação do volume na câmara triaxial com o tempo

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1- ALPAN, I. (1964) - "Estimating the Settlements of Foundations on Sands" - Civil Engineering and Public Works Review - Novembro - pp. 1415.
- 2- AOKI, N. (1976) - "Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas" - Curso de extensão universitária em Engenharia de fundações - Universidade Gama Filho - Rio de Janeiro.
- 3- BACHELIER, M. e PAREZ, L. (1965) "Contribution to the Study of Soil Compressibility by Means of a Cone Penetrometer" - Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal - Vol.2 - pp.3.
- 4- BALIGH, M.M. (1975) - "Theory of Deep Site Static Cone Penetration Resistance" - Tese de mestrado - Massachusetts Institute of Technology - Publication n° R75-56 - setembro.
- 5- BARATA, F.E. (1962) - "Tentativa de Racionalização do Problema da Taxa Admissível de Fundações Diretas" - Tese de Livre Docência - Escola Nacional de Engenharia.
- 6- BARATA, F.E. (1966) - "Ensaio de Placa para Fixação de Taxa Admissível de Fundações Diretas" - IIIº Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol.1 - Belo Horizonte.
- 7- BARATA, F.E. (1967) - "Contribution to a Better Application and more Correct Analysis of Bearing-Plate Tests" IIIª Conferência Panamericana de Mecânica dos Solos e Fundações, Vol.I, Caracas.

- 8- BARATA, F.E. (1970) - "Correlações Importantes entre alguns Módulos de Deformação do Terreno" - IVº Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Tomo I, Rio de Janeiro.
- 9- BARATA, F.E.; CORTES, H.M. e BATISTA, L.A. - "Aplicações do cone holandês no projeto de Fundações Diretas" - IVº Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Tomo II - Rio de Janeiro.
- 9A- BARATA, F.E. (1971) - "The Allowable Settlements and the Design of Foundations" 4th PanAm, Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pag 197, Porto Rico.
- 10- BARATA, F.E. (1973) - "Prediction of Settlements of Foundation on Sand" - 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Vol.2 - Moscou - pp.7
- 11- BARKAN, D.D. (1962) - "Dynamics of Bases and Foundations" - Mc Graw-Hill Book Co., New Work.
- 12- BAZARAA, A. (1967) - "Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand" - Tese de doutorado - University of Illinois - Urbana.
- 13- BOWLES, J.E. (1968) - "Foundation Analysis and Design" Mc Graw-Hill Book Co., New York.
- 14- BURLAND; SILLS e GIBSON (1973) - "A Field and Theoretical Study of the Influence of Non-Homogeneity on Settlement" Building Research Station - Novembro.
- 15- BURLAND, J.B.; BROMS, B.B. e De MELLO, V.F.B. (1977) - "Behaviour of Foundations and Structures" - 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Vol.2 Tokio - pp.495.

- 16- BURMISTER,D.M. (1948) - "Symposium on Load Tests of Bearing Capacity of Soils", Discussion: ASTM, nº 79 - pp.139.
- 17- CHAPLIN; T.K. (1961) - "Compressibility of Sands and Settlements of Model Footings" 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Vol. II - Paris - pp.33.
- 18- CHAPLIN,T.K. (1963) - "The Compressibility of Granular Soils, with Some Applications to Foundations Engineering" - European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Vol. I, Wiesbaden - pp.215.
- 19- COSTA ABOIM,C.A.F. (1975) - "Estudos de Propriedades Tensão-Deformação-Tempo de um Solo Residual de Gnaisse" - Tese de Mestrado - PUC/RIO DE JANEIRO.
- 20- D'APPOLONIA,J.D. e BRISSETTE,R. (1968) - "Settlement of Spread Footings on Sand" - Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, SM3 - pp.735.
- 21- D'APPOLONIA,J.D.; D'APPOLONIA,E. e BRISSETTE,R. (1970) - Discussion on "Settlement of Spread Footings on Sand" - Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM2, March, pp. 754.
- 22- DE MELLO,L.G. (1978) - "Sobre a Interpretação de Prova de Carga sobre a Placa Visando Previsão de Recalques" - VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Rio de Janeiro - Vol. I - pp. 165.
- 23- DE MELLO,V.F.B. (1972) - "Thoughts on Soil Engineering Applicable to Residual Soils" 3th Southeast Asian Conference on Soil Mechanics - Hong Kong - pp.5.

- 24- DOUNAROVICH, S.V. (1973) - "Dependence of Settlement of Test Plates on Size of Plate" Soil Mechanics and Foundation Engineering, nº 3, Novembro - pp.196.
- 25- EGGESTAD, Aa. (1963) - "Deformation Measurements Below a Model Footing on the Surface of Dry Sand" Proceedings of the Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol.I - Wiesbaden - pp.223.
- 26- FOX, E.N. (1948) - "The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth Below the Ground Surface" 2th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Vol. I pp.129.
- 27- GARGA, V.; QUIN, J. (1975) - "An Investigation on Settlements of Direct Foundations on Sand" - Settlement of Structures, British Geotechnical Society - pp.22.
- 28- GUIMARÃES, R.B. (1977) - "Determinação dos Parâmetros "Elásticos" do Solo Residual Compactado da Barragem de Itauba" Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ.
- 29- HANSEN, B. (1961) - "The Bearing Capacity of Sands Tested by Loading Circular Plates" 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Vol.I, Paris pp.659.
- 30- HARR, M.E. (1966) - "Foundation of Theoretical Soil Mechanics" Mc Graw-Hill Book Co., New York - pp.81.
- 31- HARTIKAINEN, J. (1972) - "On the Distribution and Direction of Contact Pressure Under a Rigid Foundation" - ACTA Polytechnica Scandinavica - Civil Engineering and Building Construction - nº 74 - Helsinki.

- 32- HOUSEL, W.S. (1929) - "A Practical Method for the Selection of Foundations Based on Fundamental Research in Soil Mechanics" - University of Michigan - USA - Dept. Eng. Research - Bulletin 13.
- 33- JANBU, N. (1963) - "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests" - Proceedings of the Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I - Wiesbaden - pp.19.
- 34- JANBU, N. (1975) - "In Situ Measurement of Volume Change Characteristics" Discussion: Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. II, North Carolina, pp.349.
- 35- JORDEN, E.E. (1977) - "Settlement in Sand Method of Calculation and Factors Affecting" - Ground Engineering - Janeiro.
- 36- KAARE, H.; CRISTIAN, J.T. & WHITMAN, R.V. (1968) - "Settlement of Strip Load on Elastic-Plastic Soil" - Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 94, SM2 - pp.431.
- 37- KOVALENKO, N.P. (1972) - "Tests on Peaty Soil by Test Plates" - Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 9, n°2 outubro - pp.95.
- 38- LAMBE, T.W. (1973) - "Prediction in Soil Engineering" - Geotechnique, vol. 23- pp.151.
- 39- LEVY, J.F. & NORTON, K. (1975) - "Loading Tests and Settlement Observations on Granular Soils" - Settlement of Structures British Geotechnical Society - pp.43.

- 40- L'HERMINIER, R. et al (1961) - "Shallow Foundations" - 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Vol.I, Paris pp.713.
- 41- LOUW, J. (1977) - "Estimating Settlements on Cohesionless Soils from SPT Data" - Die Siviele Ingenieur - Desember pp. 275.
- 42- MARSLAND, A. (1973) - "Laboratory and In-Situ Measurements of the Deformation Moduli of London Clay" - Building Research Station - Setembro.
- 43- MARSLAND, A. & EASON, B. (1973) - "Measurement of Displacements in the Ground Below Loaded Plates in Deep Boreholes" - Building Research Station - Outubro.
- 44- MEYERHOF, G.G. (1965) - "Shallow Foundations" - Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol.91, SM2 - pp.21.
- 45- MITCHELL, J.K. & GARDNER, W.S. (1975). "In-Situ Measurement of Volume Change Characteristics" - Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol.I - North Carolina.
- 46- NUYENS, J. (1973) - "Capacité Portante et Tassements des Foundations à Partir D'Essais In Situ" - Presses Universitaires de Bruxelles.
- 47- PARRY, R.H. (1971) - "A Direct Method of Estimating Settlements in Sands from SPT Values" - Symposium Interaction of Structure and Foundation - Midland Soil Mechanics and Foundation Engineering Society - Birmingham - pp.29.

- 48- PARRY,R.H. (1978) - "Estimating Foundation Settlement in Sand from Plate Bearing Tests" - *Géotechnique*, Vol.28, nº 1, pp.107.
- 49- PECK,R.B. (1965) - "Bearing Capacity and Settlement: Certainties and Uncertainties" - *Symposium of Bearing Capacity and Settlement of Foundation* - Duke University - pp.3.
- 50- POULOS,H.G. & DAVIS,E.H. (1974) - "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics" - John Wiley & Sons, Inc.
- 51- SANGLERAT,G. (1972) - "The Penetrometer and Soil Exploration" Elsevier Publishing Company.
- 52- SCHMERTMANN,J.H. (1970) - "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand" - *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.96, SM 3, pp.1011.
- 53- SCHMERTMANN,J.H. (1970) - "Suggested Method for Screw-Plate Load Test" - *Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purpose* - ASTM, STP 479.
- 54- SCHULTZE,E. & SIEVERING,W. (1977) - "Statistical Evaluation of Settlement Observations" - *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* - Vol.1 - Tokio - pp.771.
- 55- SELIG,E.T. & MC KEE,K.E. (1961) - "Static and Dynamic Behaviour of Small Footings" - *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 87, SM 6 - pp.29.
- 56- SILVEIRA,E. & SILVEIRA,A. (1958) - "Investigação do Arenito Decomposto de São Carlos, para Fundação de Pequenas Construições" - *IIº Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos* Vol. I.

- 57- SIMONS,N.E. & MENZIES,B.K. (1975) - "A Short Course in Foundation Engineering" - IPC Science and Technology Press Limited - England.
- 58- SODDERMAN,L.G.; KIM,Y. & MILLIGAN,V. (1968) - "Field and Laboratory Studies of the Modulus of Elasticity of a Clay Till" - Highway Research Record, nº 243.
- 59- TAYLOR,D.W. (1948) - "Fundamentals of Soil Mechanics" - John Wiley & Sons, Inc. - New York - pp.250.
- 60- TEIXEIRA,A.H. (1966) - "Correlação entre Capacidade de Carga das Argilas e Resistência a Penetração" - IIº Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos - Vol.I,Belo Horizonte pp.III-55.
- 61- TERZAGHI,K. (1943) - "Theoretical Soil Mechanics", Wiley.
- 62- TERZAGHI,K. & PECK,R.B. (1948) - "Soil Mechanics and Engineering Practice" John Wiley & Sons, Inc. - New York.
- 63- TROFIMENKOV,J.G. (1974) - "Penetration Testing in Eastern Europe" - European Symposium on Penetration Resistance, Stockholm - vol.2:1 - National Swedish Building Research pp.24.
- 64- TOYTOVICH,N.A. & CHERLSASOV,J.I. (1970) - "Determining the Compressibility Factor of Soils from the impression of Test Plates" - Soil Mechanics and Foundation Engineering- nº 6 - Dezembro - pp.379.
- 65- VELLOSO,P.P. (1977) - "Fundações-Aspectos Geotécnicos" - Pontifícia Universidade Católica - Rio de Janeiro - Abril.

- 66- VELLOSO,P.P.; GRILLO,S.O. & PENEDO,E.J. (1978) - "Observações sobre a Capacidade de Carga e o Módulo de Deformação do Solo por Meio de Provas de Carga e Ensaio de Laboratório" - VIº Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Rio de Janeiro - Vol.1 pp.305.
- 67- WINTERKORN,H. & FANG,H.Y. (1975) - "Foundation Engineering Handbook" Cap. 4 - "Pressure Distribution and Settlements" (Perlogg, W.H.) - pp.155.
- 68- WEBB,D.L. (1969) - "Settlement of Structures on Deep Alluvial Sandy Sediments in Durban, South Africa" - Conference on In-Situ Behaviour of Soil and Rock, Institute of Civil Engineers, London.
- 69- WERNECK,M.L.G.; JARDIM,W.F.D. e ALMEIDA,M.S.S. (1979) - "Deformation Modulus of a Gneissic Residual Soil Determined from Plate Loading Tests", Solos e Rochas, Vol.2, Dezembro, pp.3 - 17.
- 70- YOUNG,R.N. (1959) - "A Study of Settlement Characteristics of Model Footings on Silt" - Iº Conferência Panamericana de Mecânica dos Solos e Fundações - Vol.I, México- pp.493.