

ENSAIOS, "IN SITU", DE RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE
PLACAS HORIZONTAIS REDUZIDAS

MÁRCIA MARA DE OLIVEIRA

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 CIÉNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:

Claudio F. Mahler

CLÁUDIO FERNANDO MAHLER
Presidente

Francisco Rezende Lopes

FRANCISCO REZENDE LOPES

Fernando Emmanuel Barata

FERNANDO EMMANUEL BARATA

Willy G. Lacerda

WILLY ALVARENGA LACERDA

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
FEVEREIRO DE 1986

OLIVEIRA, MARCIA MARA DE

Ensaios, "in situ", de resistência ao arrancamento de placas
horizontais reduzidas (Rio de Janeiro) 1986.

xx, ... 117p. . 29.7cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil,
1986)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Fundações Tracionadas I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, pelo incentivo e carinho, e pela paciência com que aguardaram o desenvolvimento deste trabalho.

AGRADECIMENTOS.

Ao professor Cláudio Fernando Mahler, pelo carinho com que sempre me recebeu, pela sua orientação e pelos ensinamentos valiosos.

Ao professor Wilson Luis da Costa, pelo carinho, amizade, incentivo e valiosas sugestões, e pelo acompanhamento das provas de carga.

Ao engenheiro Fernando A. Brasil Danziger, que mesmo sem me conhecer ofereceu todo o material de que dispunha e se propôs em me ajudar no que fosse necessário.

À Universidade Federal de Goiás por ter cedido suas instalações e equipamentos, além de ajuda financeira, para a pesquisa.

Aos funcionários da UFG, Manoel Cândido de Melo, Júlio Praxe des Neto, Marcos Y. Matunaga, João Antônio da Cruz e Deusair Rodrigues dos Santos, pela boa vontade com que me ajudaram na execução das provas de carga.

Ao professor José Dafico Alves, pela gentileza de ter cedido seus funcionários para a execução das provas de carga.

À engenheira Eufrosina Terezinha Leão, por sua inestimável ajuda na execução dos ensaios de laboratório.

Ao colega e amigo, professor Hélder Antônio Guimarães, pelo incentivo, amizade e valiosas sugestões.

Aos funcionários da COPPE/UFRJ, Gilson, Luis, Naelson, Sérgio e Antônio Jorge, pela valiosa ajuda na execução dos ensaios de laboratório.

A todos vocês, que de uma forma ou de outra me incentivaram e me ajudaram na elaboração desta tese, meus sinceros agradecimentos.

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

ENSAIOS, "IN SITU", DE RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE
PLACAS HORIZONTAIS REDUZIDAS

Márcia Mara de Oliveira

Fevereiro de 1986

Orientador: Cláudio Fernando Mahler

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta o resultado de uma série de provas de carga "in situ" com placas circulares de pequeno diâmetro, enterradas a pequenas profundidades, buscando observar a influência do diâmetro e profundidade da placa e diâmetro da escavação sobre a capacidade de carga ao arrancamento.

Objetivou-se também testar a validade da aplicabilidade de alguns métodos teóricos aos solos tropicais uma vez que eles foram desenvolvidos em solos de clima e formação diferentes.

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

IN SITU TESTS ABOUT THE UPLIFT RESISTANCE OF REDUCED
HORIZONTAL PLATES

Márcia Mara de Oliveira

Fevereiro, 1986

Chairman: Cláudio Fernando Mahler

Department: Civil Engineering

This report presents the results of a set of in situ tests with small depth, circular plates, buried at shallow embedment, searching for the influence of the diameter and dept of the plate and diameter of the pit on the uplift load carrying capacity.

It was also aimed to test the feasibility of some theoretical methods on tropical soils since they were developed in soils from different climate and formation.

ÍNDICE DE CONTEÚDOS

	Pag.
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....	2
CAPÍTULO II - REVISÃO DA LITERATURA.....	5
II.1 - Introdução.....	5
II.2 - Método do tronco de cone.....	5
II.3 - Método do cilindro de atrito.....	6
II.4 - Método de Balla.....	7
II.5 - Método de Meyerhof e Adams.....	10
II.6 - Método desenvolvido da Universidade de Duke.....	12
II.7 - Método da Universidade de Grenoble.....	14
II.8 - Método de Rowe.....	19
II.9 - Método de Das.....	25
CAPÍTULO III - CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS PROVAS DE CARGA...	32
III.1 - Local das provas de carga.....	32
III.2 - Tipo de prova de carga.....	32
III.3 - Equipamentos.....	35
III.3.1 - Placas de ancoragem.....	35
III.3.2 - Viga - alavanca.....	35
III.3.3 - Pesos.....	35
III.4 - Carregamento.....	38
III.4.1 - Aplicação das cargas.....	38
III.4.2 - Aferição do sistema.....	38
III.4.3 - Medição dos deslocamentos.....	38
III.5 - Método.....	41

III.5.1 - Execução das provas de carga.....	41
III.5.2 - Estágios de carga.....	
CAPÍTULO IV - ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	44
IV.1 - Introdução.....	44
IV.2 - Resultados dos ensaios de laboratório.....	45
IV.2.1 - Ensaios de Caracterização.....	45
IV.2.2 - Análise Espectroquímica.....	46
IV.2.3 - Ensaios de Resistência.....	48
CAPÍTULO V - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	54
V.1 - Introdução.....	54
V.2 - Relação pressão - deslocamento.....	54
CAPÍTULO VI - ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	72
VI.1 - Introdução.....	72
VI.2 - Efeito do arrancamento sobre a superfície do terreno	72
VI.3 - Influência do embutimento.....	76
VI.4 - Influência do diâmetro da placa.....	85
VI.5 - Influência da profundidade relativa.....	90
VI.6 - Influência do diâmetro da escavação.....	94
CAPÍTULO VII - APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO.....	97
VII.1 - Introdução.....	97
VII.2 - Exemplos de cálculos.....	97
VII.2.1 - Método de Balla.....	97
VII.2.2 - Método de Meyerhof e Adams.....	98
VII.2.3 - Método da Universidade de Duke.....	99
VII.2.4 - Método da Universidade de Grenoble.....	100

VII.2.5 - Método de Rowe.....	101
VII.2.6 - Método de Das.....	102
VII.3 - Compar�o entre os resultados teóricos obtidos pe la aplic�o dos diversos m�todos e os resultados das provas de carga.....	103
VII.4 - Cálculo do ângulo α por retroanálise das provas de carga pelo método do tronco de cone.....	105
CAPITULO VIII - CONCLUSÕES E SUGESTÕES..... 108	
VIII.1 - Conclu�es.....	108
VIII.2 - Suge�es.....	109
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	112

ÍNDICE DE TABELAS

	Pag.
Tab. II.1 - Valores do coeficiente m e da profundidade relativa crítica em função do ângulo de atrito ϕ (Meyerhof e Adams - 1968).....	12
Tab. II.2 - Fatores de arrancamento de placas circulares (Vesic - 1969).....	14
Tab. III.1 - Variações de B , L e D usadas nas provas de carga	34
Tab. IV.1 - Análise espectroquímica.....	47
Tab. IV.2 - Dados relativos aos ensaios triaxiais.....	49
Tab. V.1 - Cargas e pressões de ruptura determinados pelo processo de Van der Veen - Aoki (2).....	57
Tab. V.2 - Pressões e deslocamentos medidos nas provas de carga.....	58
Tab. V.3 -	60
Tab. V.4 -	62
Tab. V.5 -	64

Tab. V.6 -	69
Tab. VI.1 - Parâmetros constantes em todos os ensaios.....	88
Tab. VII.1 - Resultados da aplicação dos métodos de Balla, Meyerhof e Adams, Universidade de Duke, Universi dade de Grenoble, Método de Rowe e Método de Das	104
Tab. VII.2 - Resultados da retroanálise pelo método do tronco de cone.....	106

INDICE DE FIGURAS

	Pag.
Fig. II.1 - Superfície de ruptura do método do tronco de cone	6
Fig. II.2 - Superfície de ruptura do método do cilindro de <u>a</u> trito.....	7
Fig. II.3 - Superfície de ruptura observada por Balla.....	8
Fig. II.4 - Coeficientes de Resistência � traço para solos com coesão e atrito segundo Balla (1961).....	8
Fig. II.5 - Coeficientes de Resistência � traço para solos sem coesão segundo Balla (1961).....	9
Fig. II.6 - Superfície de ruptura de Meyerhof e Adams com o sistema de forças real.....	11
Fig. II.7 - Superfície de ruptura de Meyerhof e Adams com o sistema de forças adotado.....	11
Fig. II.8 - Coeficiente de Pressão de Terra para sapatas <u>cor</u> ridas (segundo Meyerhof e Adams, 1968).....	12
Fig. II.9 - Superfície de ruptura do método da Universidade de Duke.....	13

Fig. II.10 - Superfícies de ruptura adotadas pelo método da Universidade de Grenoble para solos de 1 ^a categoria; (a) fundações rasas; (b) fundação no limite entre rasa e profunda.....	16
Fig. II.11 - Superfície de ruptura adotada pelo método da Universidade de Grenoble para solos de 2 ^a categoria	16
Fig. II.12 - Coeficientes de carga à tração M_c , $M_\phi+M_\gamma(a)$ e $M_q(b)$ para $\alpha=\pi/16$ segundo Y. Porcheron e D. Martin (1968).....	17
Fig. II.13 - Coeficiente de capacidade de carga à tração, M_γ , para $\alpha=-\phi$ segundo Y. Porcheron e D. Martin (1968)	18
Fig. II.14 - Coeficientes de capacidade de carga à tração, M_c , $M_\phi+M_\gamma$ e M_q , para $\alpha=-\phi/4$ segundo Y. Porcheron e Martin (1968).....	18
Fig. II.15 - Variação de F_c com ϕ , sem vínculo (immediate breakaway) segundo Rowe e Davis (1982b).....	21
Fig. II.16 - Variação do fator báscio F_γ com o ângulo de atrito ϕ (segundo Rowe e Davis, 1982b).....	21
Fig. II.17 - Fator de correção R_ψ para efeito da dilatância sobre a capacidade da ancoragem (segundo Rowe e Davis).....	21

Fig. II.18 - Efeito de ψ sobre $R\psi$; $D/B = 3$ (segundo Rowe e Da vis, 1982b).....	23
Fig. II.19 - Efeito da dilatância e do K_0 sobre o comportamento carga-deslocamento.....	23
Fig. II.20 - Fundação sob arrancamento (Das, 1980).....	26
Fig. II.21 - Natureza da variação de F_c com D/B (Das, 1980)..	26
Fig. II.22 - Gráfico $\beta \times \alpha$ para os dados de Das (1978), segun do Das (1980).....	28
Fig. II.23 - Gráfico de $\beta \times \alpha$ para os dados dos pesquisadores indicados (todos usaram fundações circulares), se gundo Das (1980).....	29
Fig. III.1 - Vista frontal, esquematizada, de uma placa circu lar enterrada.....	33
Fig. III.2 - Desenho esquemático e fotografia das placas uti lizadas na pesquisa.....	36
Fig. III.3 - Viga-alavanca e cavalete utilizados na aplicação da carga.....	37
Fig. III.4 - Vista lateral de um carregamento.....	39

Fig. III.5 - Vista frontal do sistema de carregamento mostran do a posição dos extensômetros.....	40
Fig. III.6 - Disposição dos ensaios dentro da área de provas.	42
Fig. IV.1 - Curva granulométrica.....	47
Fig. IV.2 - Curvas tensão - deformação dos ensaios triaxiais UU sobre amostras indeformadas.....	50
Fig. IV.3 - Curvas tensão - deformação dos ensaios triaxiais UU sobre amostras compactadas.....	51
Fig. IV.4 - Círculos de Mohr dos ensaios triaxiais UU sobre a mostras compactadas e indeformadas.....	52
Fig. V.1 - Determinação dos coeficientes "s" e "r" conforme Van der Veen - Aoki (2).....	56
Fig. V.2 - Curva pressão de arrancamento - deslocamento.....	59
Fig. V.3 -	61
Fig. V.4 -	64
Fig. V.5 -	65
Fig. V.6 -	66

Fig. V.7 -	67
Fig. V.8 -	68
Fig. V.9 -	70
Fig. VI.1 - Trincas superficiais apôs o último estágio de carregamento do ensaio nº 10.....	73
Fig. VI.2 - Superfícies de ruptura prováveis para os ensaios do 2º grupo.....	81
Fig. VI.3 - Ensaio nº 5 - Superfície de ruptura provável....	84
Fig. VI.4 - Influência do embutimento sobre a capacidade de carga à tração.....	86
Fig. VI.5 - Gráfico pressão de arrancamento na ruptura x profundidade.....	87
Fig. VI.6 - Influência do diâmetro da placa sobre a capacidade de carga à tração.....	89
Fig. VI.7 - Influência da profundidade relativa (D/B) sobre a capacidade de carga à tração.....	92
Fig. VI.8 - Influência da profundidade relativa sobre a capacidade de carga à tração.....	93

Fig. VI.9 - Influência do diâmetro da escavação sobre a capa cidade de carga à tração.....	95
---	----

LISTA DE SÍMBOLOS

α = ângulo que a superfície de ruptura faz com o plano vertical
 (métodos de Balla e Grenoble)

α = $(D/B)/(D/B)_{cr}$ (método de Das)

B = diâmetro da fundação

β = F_c/F'_c (método de Das)

c = coesão

C_u = resistência não drenada

D = profundidade da fundação

D/B = profundidade relativa

$(D/B)_{cr}$ = profundidade relativa crítica

F_1, F_2, F_3 = coeficientes que dependem do ângulo de atrito θ e da profundidade relativa D/B (Balla)

F_c = coeficiente de capacidade de carga para a condição de placas sem vínculos (Rowe)

F_c' = fator de arrancamento (Das)

$F_c' = fator de coesão que depende de D/B, \phi e da orientação e pressão do solo (Rowe)$

$F_c' = fator de arrancamento para D/B \geq (D/B)_{cr}$

$F' \bar{c}, F' \bar{q} = fatores que dependem de D/B e \phi$ (método da universidade de Duke)

ϕ = ângulo de atrito

G = volume da fundação multiplicado pela diferença entre os pesos específicos do concreto e do solo (Balla)

H = profundidade limite para fundação rasa (Meyerhof e Adams) - o mesmo que profundidade crítica

K_u = coeficiente de pressão de terra (Meyerhof e Adams)

L = comprimento da fundação (Meyerhof e Adams)

L = diâmetro da escavação (prova de carga)

D/B = profundidade relativa

M_c , $M_\phi + M_\gamma$ = fatores de capacidade de carga que dependem de α , ϕ e D/B (Grenoble)

m = coeficiente que entra na determinação do fator de forma s (Meyerhof e Adams)

Pb = perímetro da base da fundação (Grenoble)

Ps = peso do solo contido no volume formado pela superfície de ruptura, superfície do terreno e placa

Qr = força de ruptura, força de arrancamento

qo, qs = sobrecarga na superfície do terreno

qr = Pressão de ruptura da placa (força de ruptura dividida pela área da placa)

R_ψ , R, Rk = fatores de correção para efeito de dilatância, rugosidade e estado inicial de tensão, respectivamente

S = força cisalhante mobilizada na superfície de ruptura (método do cilindro de atrito)

Sb = área da base da fundação

Sf = área da seção transversal do fuste

s = fator de forma (Meyerhof e Adams)

W = peso próprio da fundação

γ = peso específico do solo

ψ = ângulo de dilatância

I N T R O D U Ç Ã O

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A solução de um problema de engenharia requer, em certos casos, o conhecimento do comportamento de estruturas enterradas. Freqüentemente essas estruturas podem ser idealizadas como placas ou sapatas de ancoragens usadas como suporte de obras tais como torres de transmissão, muros de retenção, tubulações subterrâneas e atrações.

Com a crescente demanda de projetos desse tipo, tem-se intensificado, no mundo todo, a busca de novos métodos objetivando-se a racionalização e otimização de soluções. Como exemplo pode-se citar, entre outros, Biarez e Barraud (1968), Porcheron e Martin (1968) na França; Meuerhof e Adams (1968), Rowe e Davis (1982) no Canadá; Balla (1961) na Hungria; Esquivel - Diaz (1967), Ali (1968), Bhatnagar (1969), Vesic (1963) nos Estados Unidos e Danziger (1983), Ruffier (1985) e Pereira Pinto (1985) no Brasil.

A resistência ao arrancamento pode ser avaliada através de testes de campo que medem a capacidade de ancoragem de acordo com a condição do solo.

Esta tese apresenta o resultado de uma série de testes de campo utilizando modelos de pequenos diâmetros (20 cm, 30 cm, 40 cm e 50 cm) em um solo transportado, laterítico ferruginoso (ver ítem

IV.1), visando estudar o comportamento do conjunto placa-solo ob
servando-se a influência de fatores tais como embutimento, diâme
tro da placa e diâmetro da escavação sobre a carga de ruptura. Ob
jetiva-se também verificar a aplicabilidade dos métodos descritos
no capítulo II a solos de características bem tropicais, uma vez
que eles foram desenvolvidos no exterior com base em observações
do comportamento de solos sujeitos a histórias de formação e cli
ma diversos dos encontrados no Brasil, solos não tropicais.

Todos os testes de campo mencionados acima foram executadas
com fundações rasas, isto é, fundações assentadas em profundidades
tais que a ruptura torna-se visível na superfície do terreno. (As
fundações assentadas em profundidades que não permitem tal visua
lização são denominadas de fundações profundas). Existe uma pro
fundidade limite entre estes dois tipos de comportamento, chamada
de profundidade crítica, e ela depende do tamanho da fundação e
do tipo de solo. Essa profundidade crítica pode ser normalizada
em relação ao diâmetro ou largura da fundação (profundidade rela
tiva crítica) passando a ser função apenas do tipo de solo.

Além deste capítulo, compõe-se a tese de uma rápida Revisão
bibliográfica (capítulo II), Características gerais da prova de
carga (III), Ensaios de laboratório (IV), Apresentação dos resul
tados (V), Análise dos resultados (VI), Aplicação dos métodos de
cálculo (VII) e Conclusões e sugestões (VIII).

R E V I S Ã O D A L I T E R A T U R A

CAPÍTULO II

REVISÃO DA LITERATURA

II.1 Introdução

Este capítulo apresenta alguns métodos desenvolvidos para o cálculo da resistência ao arrancamento de fundações dos tipos placa e sapata. Serão mostrados os métodos: tronco de cone, cilindro de atrito, Balla, Meyerhof e Adams, Universidade de Duke, Universidade de Grenoble, Rowe e Davis e o método de Das. Cada método será apresentado resumidamente, mas de forma a permitir sua utilização.

II.2 Método de tronco de cone

O método do tronco de cone adota uma superfície de ruptura na forma de um cone truncado (fig. II.1) e considera como medida de resistência ao arrancamento o peso desse volume de solo, isto é:

$$Q_r = W + P_s \quad (\text{II.1})$$

Onde: Q_r = força de arrancamento;

W = peso próprio da fundação;

P_s = peso do solo contido no tronco de cone.

O ângulo α (fig. II.1) que a geratriz do tronco de cone faz com a vertical é estimado, e seu valor suposto variar entre 15 e 30 graus.

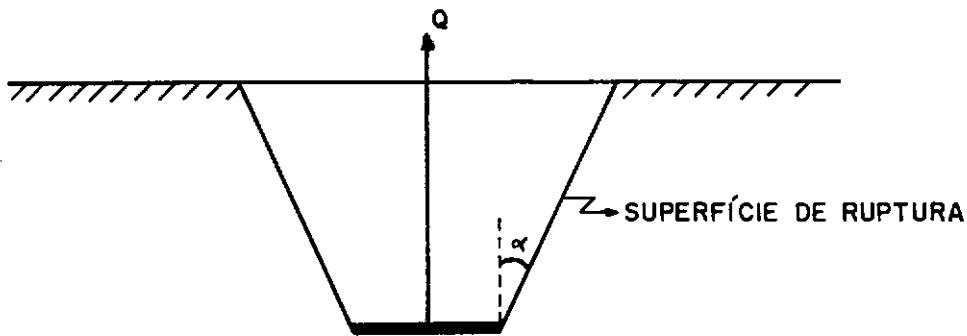


FIG.II.1 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO MÉTODO DO TRONCO DE CONE.

II.3 Método do cilindro de atrito

O método do cilindro de atrito adota uma superfície de ruptura vertical (fig. II.2) e calcula a força de ruptura como a soma de três parcelas: peso próprio da fundação, peso do solo contido no cilindro formado pela superfície de ruptura, fundação e nível do terreno, e força de cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura.

$$Q_r = W + P_s + S \quad (\text{II.2})$$

Onde: Q_r = força de ruptura;

W = peso próprio da fundação;

P_s = peso do solo contido no cilindro de atrito;

S = força cisalhante mobilizada na superfície de ruptura.

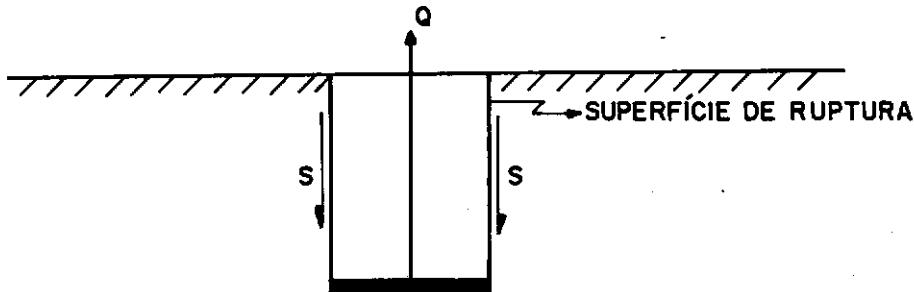


FIG.II.2 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO MÉTODO DO CILINDRO DE ATRITO.

II.4 Método de Balla

Balla (1961) desenvolveu seu método a partir de estudos com modelos reduzidos de 6, 9 e 12 cm de diâmetro embutidos em areia. O primeiro objetivo foi determinar experimentalmente a forma da superfície de ruptura a qual se apresentou, em todos os testes, conforme a fig. II.3. Considerando as forças mostradas na mesma e assumindo o estado plano de tensões, Balla chegou à equação

$$Q_r = (D-v)^3 \gamma |F1(\phi, \lambda) + (c/\gamma) (1/(D-v)) F2(\phi, \lambda) + F3(\phi, \lambda)| + 6$$

... (II.3)

Onde: Q_r = força de ruptura;

$D-v$ = profundidade da fundação;

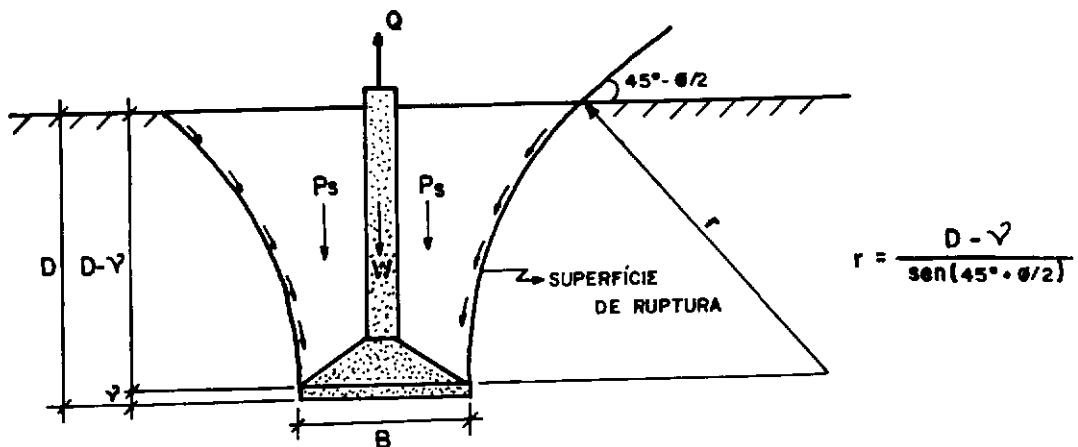


FIG.II.3- SUPERFÍCIE DE RUPTURA OBSERVADA POR BALLA.

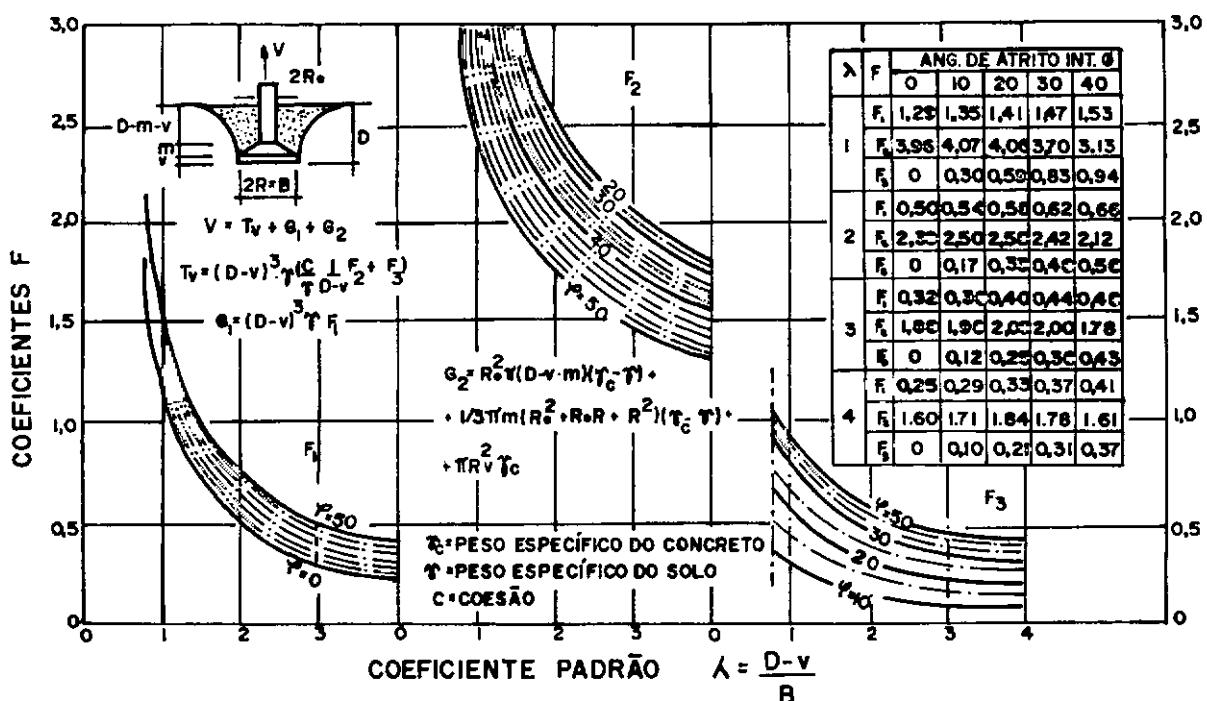


FIG.II.4 - COEFICIENTES DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARA SOLOS COM COESÃO E ATRITO SEGUNDO BALLA(1961).

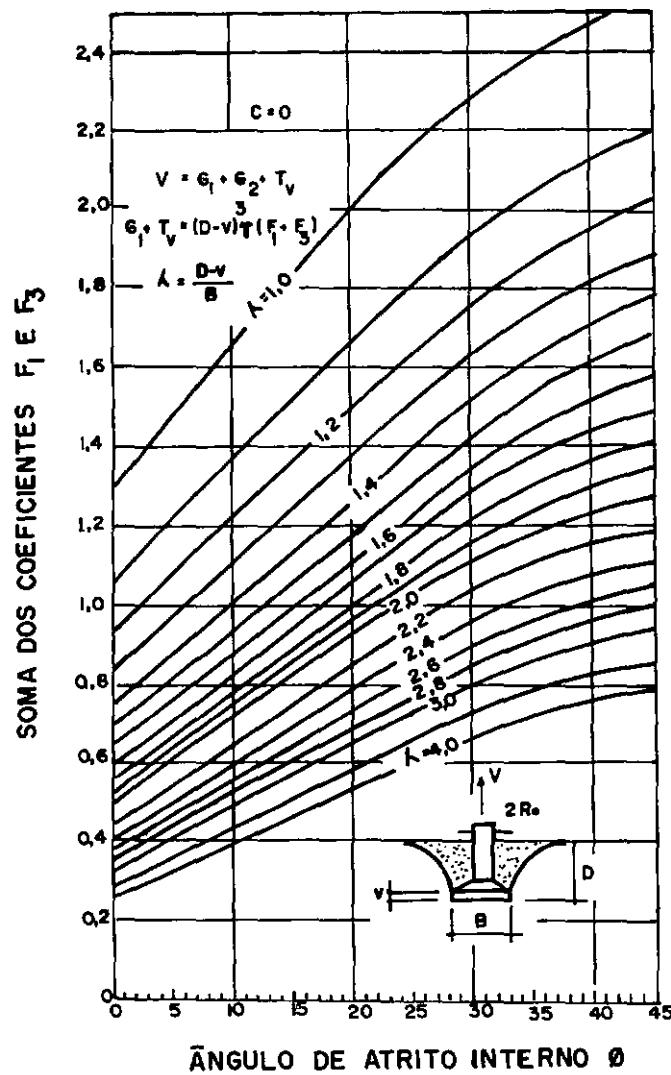


FIG.II.5 - COEFICIENTES DE RESISTÊNCIA
À TRAÇÃO PARA SOLOS SEM CO
ESÃO SEGUNDO BALLA(1961).

γ = peso específico do solo;

c, ϕ = parâmetros geotécnicos;

λ = profundidade relativa ($(D-v)/B$);

G = volume da fundação multiplicado pela diferença entre os pesos específicos do concreto e do solo

F_1, F_2, F_3 = coeficientes que dependem do ângulo de atrito ϕ e da profundidade relativa λ (fig. II.4 e II.5)

II.5 Método de Meyerhof e Adams

O método de Meyerhof e Adams (1968) foi desenvolvido inicialmente para sapatas corridas e depois adaptado para sapatas circulares, retangulares e grupo de sapatas.

Em princípio, Meyerhof e Adams consideraram como força de rupura (Q_r) a força capaz de equilibrar o sistema da fig. II.6 (superfície de ruptura observada em testes com modelos reduzidos executados pela ONTARIO HYDRO RESEARCH DIVISION e pelo NOVA SCOTIA TECHNICAL COLLEGE). Mas não encontrando uma solução rigorosa para esse sistema, optaram por uma solução aproximada adotando o sistema da fig. II.7. Resolvendo o novo sistema eles encontraram:

$$Q_r = 2cD + D^2\gamma K_u \operatorname{tg}\phi + P_s + W \quad (\text{sapatas corridas}) \quad (\text{II.4})$$

$$Q_r = \pi cDB + s(\pi/2)\gamma BD K_u \operatorname{tg}\phi + P_s + W \quad (\text{circulares}) \quad (\text{II.5})$$

$$Q_r = 2cD(B+L) + \gamma D^2(2sB+L-B)K_u \operatorname{tg}\phi + P_s + W \quad (\text{ret.}) \quad (\text{II.6})$$

Onde: Q_r = força de ruptura;

c, ϕ = parâmetros de resistência;

γ = peso específico do solo;

P_s = peso do solo dentro da superfície de ruptura;

W = peso próprio da fundação;

s = fator de forma = $1 + mD/B \leq 1 + mH/B$ (tab. II.1);

B, L = dimensões da sapata;

D = profundidade da fundação;

H = profundidade limite para fundação rasa (tab. II.1)

K_u = coeficiente de pressão de terra (fig. II.8).

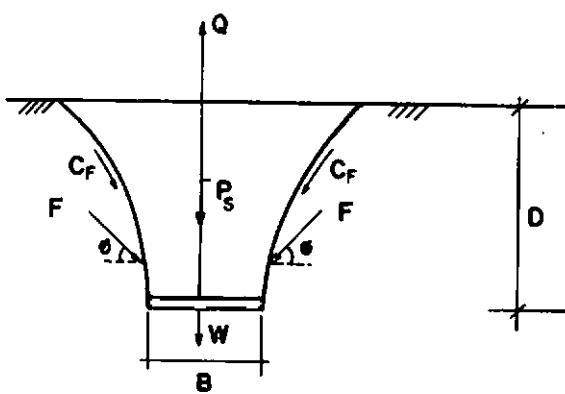


FIG.II.6 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA
DE MEYEROF E ADAMS
COM O SISTEMA DE FORÇAS REAL.

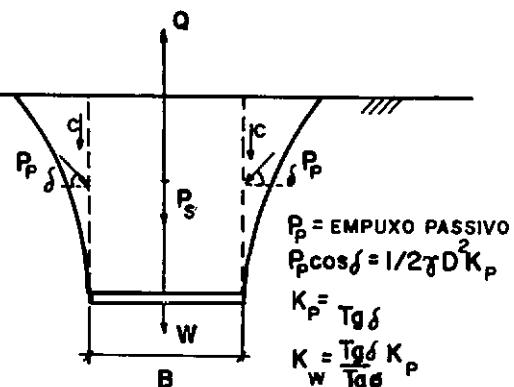


FIG.II.7 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA
DE MEYEROF E ADAMS
COM O SISTEMA DE FORÇAS ADOTADO.

Tabela II.1 - Valores do coeficiente m e da profundidade relativa crítica em função do ângulo de atrito ϕ - Meyerhof Adams, 1968.

Ângulo de atrito ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
Profundidade	2.5	3.0	4.0	5.0	7.0	9.0	11.
Coeficiente m	.05	.10	.15	.25	.35	.50	.60

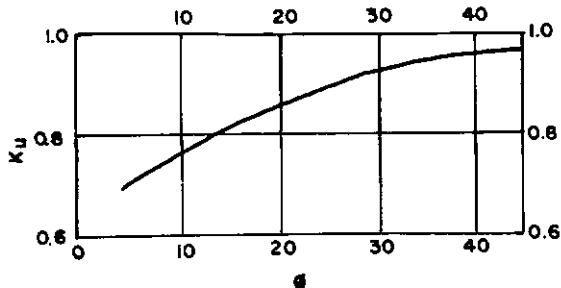


FIG.II.8 - COEFICIENTE DE PRESSÃO DE TERRA
PARA SAPATAS CORRIDAS (SEGUNDO
MEYEROF E ADAMS 1968).

II.6 Método desenvolvido na Universidade de Duke

O método desenvolvido na Universidade de Duke por Vesic e outros tem como base o estudo de expansão de cavidades (1, 8, 13, 17, 30). Por este método a placa de ancoragem, na posição 3-1 da fig. II.9, está sujeita a uma pressão de ruptura igual a p_u mais o peso do solo dentro da semi-esfera 3-2-1 dividido pela área da placa, isto é:

$$q_r = p_u + B\gamma/3$$

Pela teoria de expansão de cavidades esféricas $p_u = cF_c + \gamma DF_q$, onde F_c e F_q são fatores de ruptura da cavidade esférica. Substituindo p_u na equação de q_r , temos

$$q_r = cF_c + \gamma DF_q + B\gamma/3$$

Manipulando-se convenientemente a equação acima, obtem-se

$$q_r = c\bar{F}_c + \gamma D\bar{F}_q \quad (\text{II.7})$$

Onde: q_r = pressão de ruptura da placa;

\bar{F}_c, \bar{F}_q = fatores que dependem de D/B e ϕ (tab. II.2)

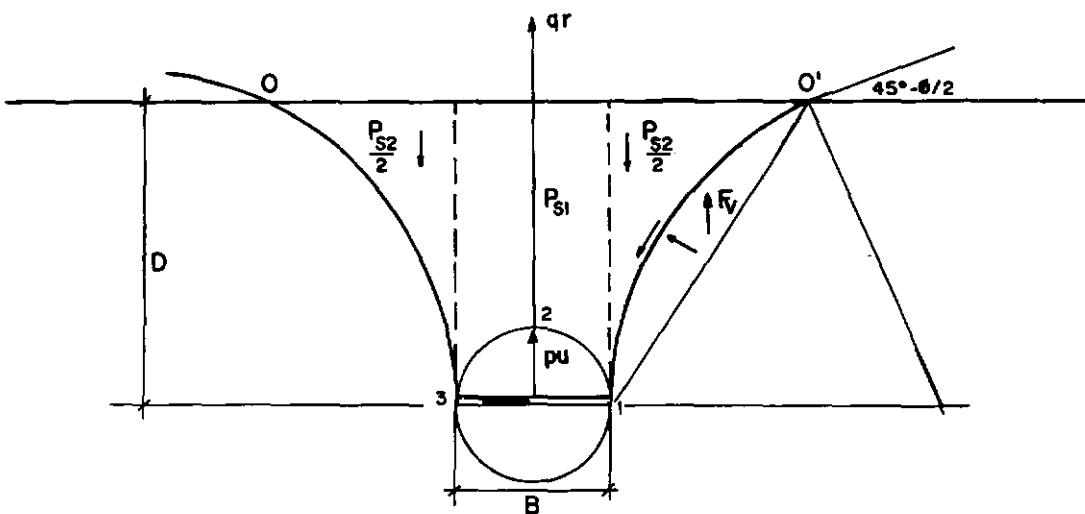


FIG.II.9 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE DUKE.

Tab. II.2 - Fatores de arrancamento de placas circulares (Vesic, 1969).

ϕ	D/B	\bar{F}	0.5	1.0	1.5	2.5	3.0
0º	\bar{F}_c	1.75	3.80	6.12	11.61	30.30	
	\bar{F}_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
10º	\bar{F}_c	1.87	5.10	6.69	13.00	36.00	
	\bar{F}_q	1.18	1.37	1.59	2.08	3.67	
20º	\bar{F}_c	1.90	4.23	7.01	13.90	38.90	
	\bar{F}_q	1.36	1.75	2.20	3.25	6.71	
30º	\bar{F}_c	1.84	4.19	7.06	14.30	41.60	
	\bar{F}_q	1.52	2.11	2.79	4.41	9.89	
40º	\bar{F}_c	1.69	3.95	6.79	14.20	42.70	
	\bar{F}_q	1.65	2.41	3.30	5.45	13.00	
50º	\bar{F}_c	1.47	3.53	6.19	13.30	41.60	
	\bar{F}_q	1.73	2.61	3.56	6.27	15.70	

II.7 Método da Universidade de Grenoble

Este método foi desenvolvido para estacas e sapatas a pequenas e grandes profundidades a partir de observações do comportamento de modelos reduzidos, mas foi posteriormente aferido pelo comportamento de fundações em escala natural. As fundações do tipo estaca e as fundações profundas de qualquer tipo fogem ao objetivo deste

trabalho por isso não serão mencionadas.

Segundo observações, as superfícies de ruptura se apresentavam de duas formas, conforme o tipo de solo: em solos de 1^a categoria (solos fracos: argilosos com elevado grau de saturação e ângulo de atrito $\phi < 15^\circ$) a superfície de ruptura se fechava em relação à fundação (fig. II.10); em solos de 2^a categoria (solos resistentes: arenosos, e argilosos com baixo grau de saturação e $\phi > 15^\circ$, a superfície se abria (fig. II.11).

A equação a que se chegou como resultado dos estudos com modelos reduzidos na Universidade de Grenoble foi:

$$Q_r = P_b D | cM_c + \gamma D(M\phi + M\gamma) + q_0 M_q | + W + (S_b - S_f)\gamma D \quad (\text{II.8})$$

Onde: Q_r = força de ruptura;

P_b = perímetro da base da fundação;

S_b = área da base da fundação;

S_f = área da seção transversal do fuste;

W = peso próprio da fundação;

q_0 = sobrecarga uniforme, infinitamente extensa, atuante na superfície do terreno;

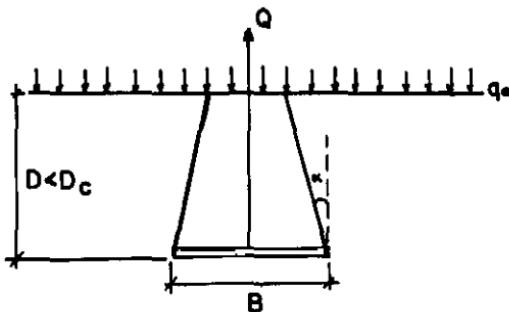
c, ϕ = parâmetros de resistência;

γ = peso específico do solo;

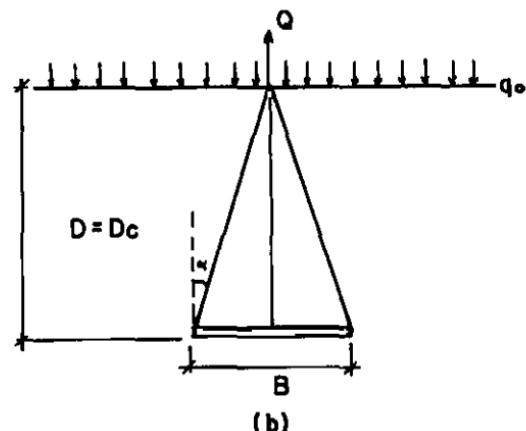
B = diâmetro da base da fundação

D = profundidade da fundação;

$M_c, M\phi + M\gamma, M_q$ = fatores de capacidade de carga que dependem de α, ϕ e D/B (fig. II.12, II.13 e II.14);



(a)



(b)

FIG.II.10 - SUPERFÍCIES DE RUPTURA ADOTADAS PELO MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE GRENOBLE
PARA SOLOS DE 1^a CATEGORIA; (a) FUNDAÇÃO RASA; (b) FUNDAÇÃO NO LIMITE ENTRE RASA E PROFUNDA.

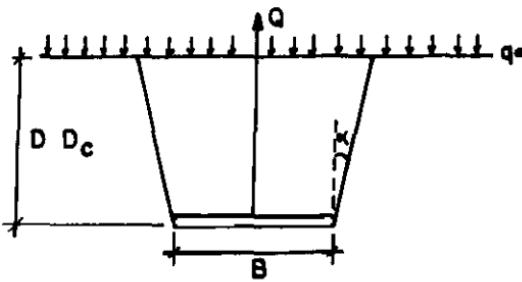
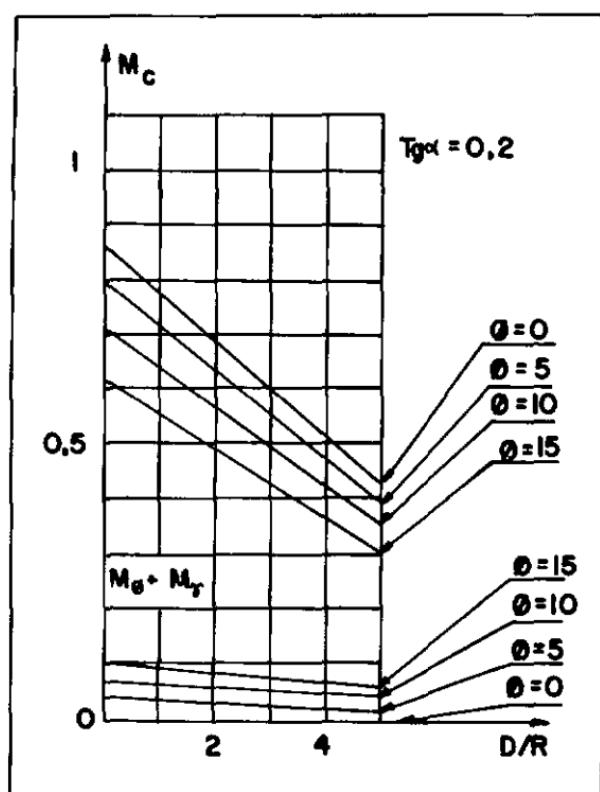
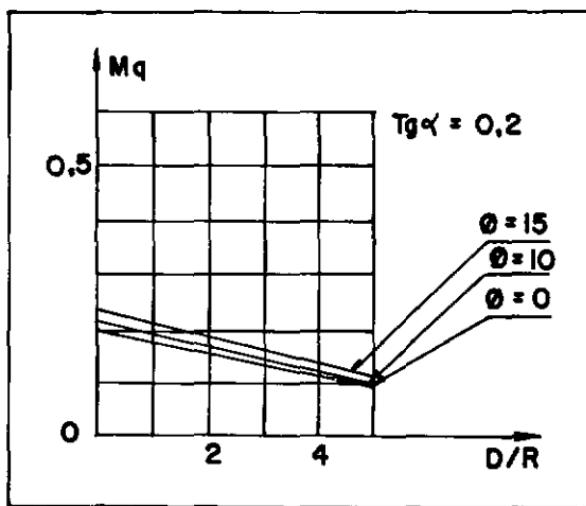


FIG.II.11 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA ADOTADA
PELO MÉTODO DA UNIVERSIDADE
DE GRENOBLE PARA SOLOS DE 2^a
CATEGORIA.



(a)



(b)

FIG.II.12 - COEFICIENTES DE CARGA À TRAÇÃO
 M_c , M_g , M_T (a) E M_q (b) PARA $\alpha = \pi/16$
SEGUNDO Y. PORCHERON E D. MARTIN
(1968).

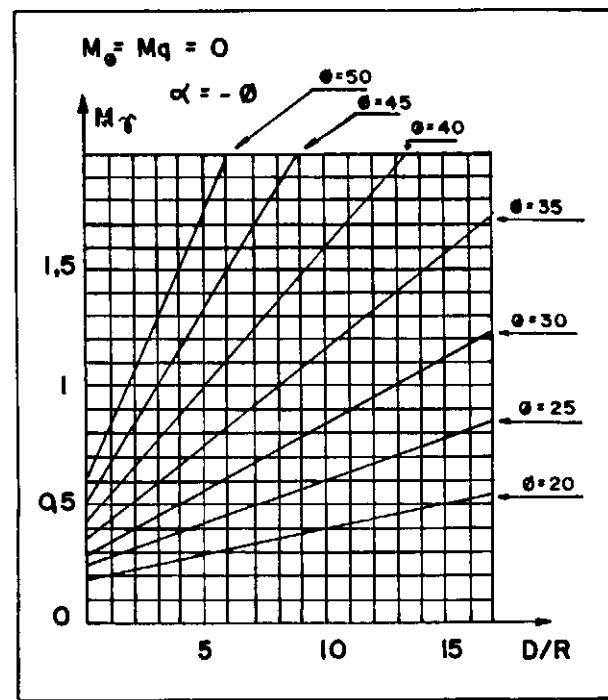
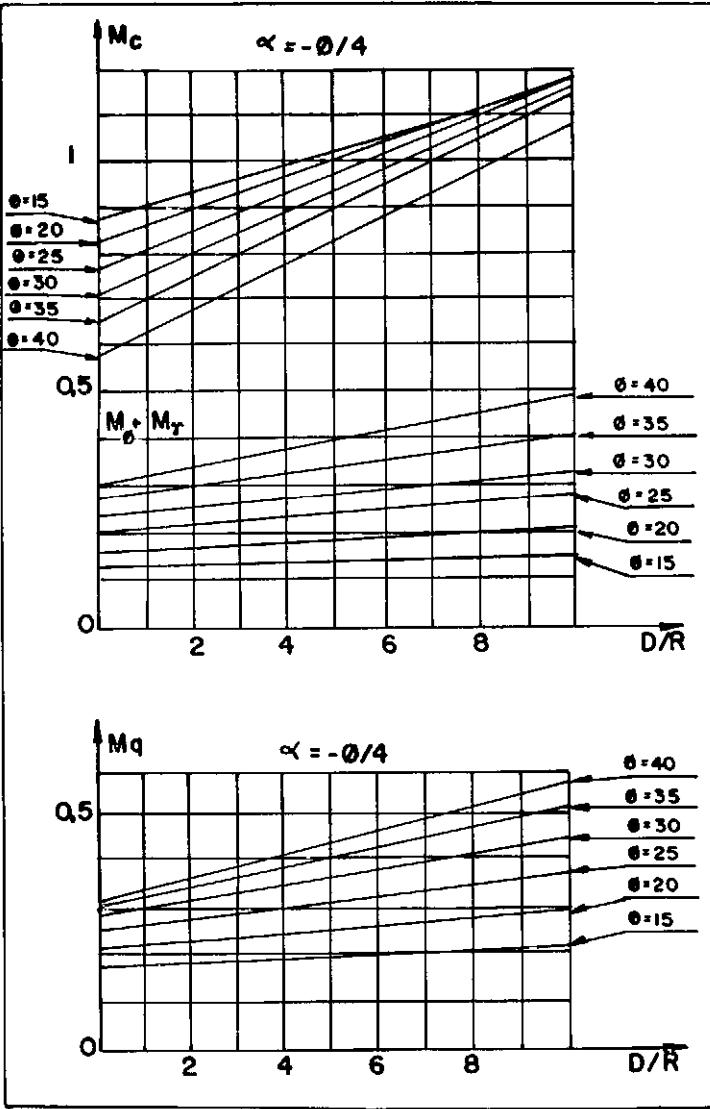


FIG. II.14 - COEFICIENTES DE CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO, M_T , PARA $\alpha = -\theta$ SEGUNDO Y. PORCHERON E D. MARTIN(1968).

FIG. II.13 - COEFICIENTES DE CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO, M_T , M_C E M_Q , PARA $\alpha = -\theta/4$ SEGUNDO Y. PORCHERON E MARTIN (1968).

α = ângulo que a superfície de ruptura faz com o plano vertical e que depende do tipo de solo e da fundação (ver nota 1).

NOTA 1: O ângulo α foi convencionado ser positivo quando a superfície de ruptura se fecha em relação à fundação (solo de 1^a categoria) e negativo, em caso contrário (solo de 2^a categoria). Para fundações dos tipos placa e sapata, observou-se os seguintes valores de α (Biarez, J. e Barraud, Y. - 1968):

$$\alpha = + \pi/16 \text{ em terrenos coesivos saturados } (\phi < 15^\circ);$$

$$\alpha = - \phi/4 \text{ em terrenos coesivos de 2^a categoria } (\phi > 15^\circ \text{ e } c > 0);$$

$$\alpha = - \phi \text{ em terrenos não coesivos } (\phi > 20^\circ \text{ e } c = 0)$$

NOTA 2: A equação II.8 foi desenvolvida para fundações circulares. No caso de fundações retangulares adota-se um raio equivalente, R_e , tal que:

$$R_e = P_b/8 \text{ para solos de 1^a categoria}$$

ou

$$R_e = P_b/2\pi \text{ para solos de 2^a categoria.}$$

II.8 Método de Rowe

O método de Rowe, desenvolvido para previsão da carga de ruptura por arrancamento, é descrito, entre outros, por Rowe e Davis (1980)

e tem como base o Método dos Elementos Finitos. No resumo a seguir são apresentadas as formulações básicas para a aplicação do método em solos com coesão e atrito.

Segundo Rowe e Davis (1980), a carga de ruptura para solos com coesão e atrito pode ser prevista pela expressão

$$q_r = c F' c + \gamma D F' \gamma \quad (\text{II.9})$$

Onde: q_r = pressão de ruptura;

c, ϕ = parâmetros de resistência;

γ = peso específico do solo;

D = profundidade da fundação;

$F' c$ = fator de coesão que depende de D/B , θ e da orientação e pressão do solo;

$$F' c = F_c + q_s c$$

onde: F_c = coeficiente de capacidade de carga; para a condição de placas sem vínculos (fig. II.15);

q_s = sobrecarga na superfície do terreno;

$$c = c' + q_s \operatorname{tg} \phi;$$

$F' \gamma$ = fator de atrito;

$$F' \gamma = F_\gamma R_\psi R_r R_k$$

onde: F_γ = fator básico para uma placa lisa num solo em que $\psi = 0$ (ângulo de dilatação) e $K_0 = 1$ (fig. II.16);

R_ψ, R_r, R_k = fatores de correção para efeito de dilatação

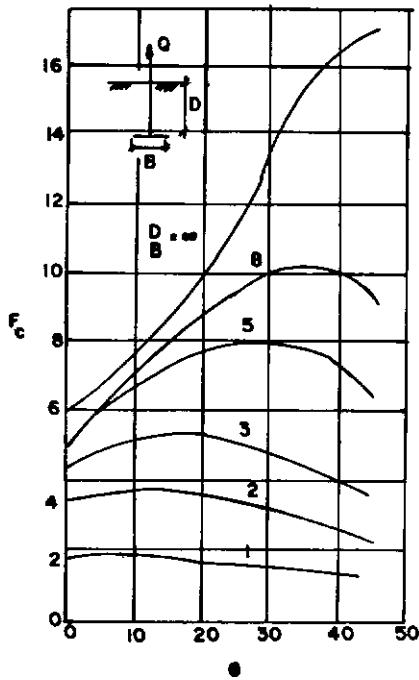


FIG.II.15 - VARIAÇÃO DE F_c COM θ :
SEM VÍNCULO (IMMEDIATE
BREAKAWAY). (SEGUNDO
ROWE E DAVIS, 1982 b)

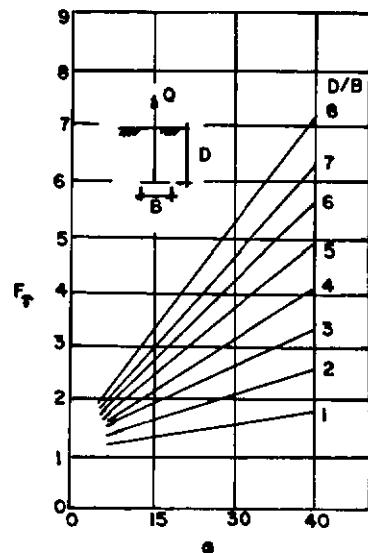


FIG.II.16 - VARIAÇÃO DO FATOR BÁSICO F_r
COM O ÂNGULO DE ATRITO θ .
(SEGUNDO ROWE E DAVIS
1982 b).

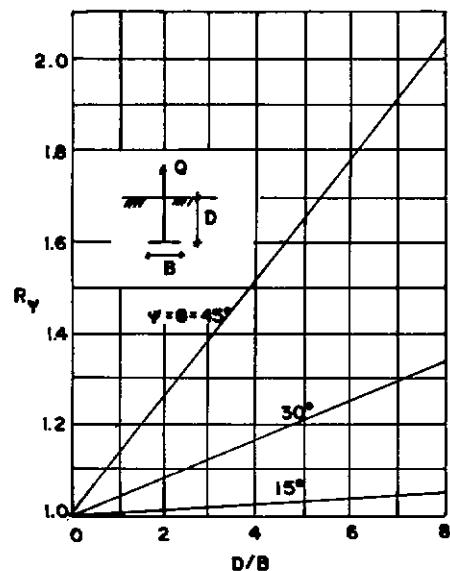


FIG.II.17 - FATOR DE CORREÇÃO R_y PARA EFEITO
DA DILATÂNCIA SOBRE A CAPACIDADE
DA ANCORAGEM. (SEGUNDO ROWE E
DAVIS).

cia, rugosidade e estado inicial de tensões, respectivamente.

DETERMINAÇÃO DOS FATORES DE CORREÇÃO R_ψ , R_r e R_k

a) Efeito da dilatância (R_ψ)

Para solos com $\psi = 0$ (solos que se deformam em regime plástico como as areias fofas), $R_\psi = 1$. Para solos que apresentam $\psi = \phi$ (material com lei de fluxo associada) e solos com $0 < \psi < \phi$ (material com lei de fluxo não associada), o fator R_ψ pode ser determinado a partir da fig. II.17 da seguinte forma:

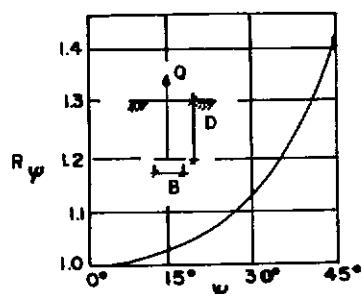
- i) Se $\psi = \phi$, R_ψ pode ser determinado diretamente da fig. II.17 em função de ϕ e D/B ;
- ii) Se $0 < \psi < \phi$, R_ψ varia linearmente de $R_\psi = 1$ ($\psi = 0$) a $R_\psi = \phi$ (fig. II.17). (Ver exemplo da fig. II.18 para $\phi = 30^\circ$ e $D/B = 3$).

b) Efeito da rugosidade (R_r)

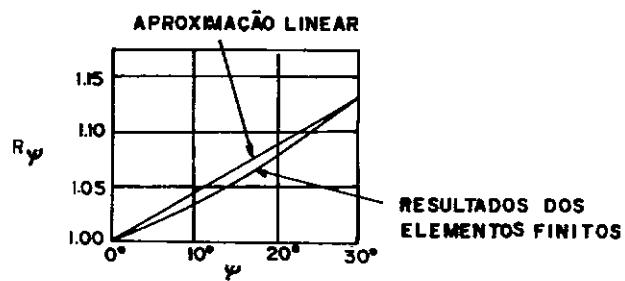
O efeito da rugosidade é desprezível em placas horizontais, tanto com respeito à relação carga x deslocamento quanto com relação à ruptura, podendo-se, portanto, adotar $R_r = 1$.

c) Efeito do estado inicial de tensões (R_k)

Os teoremas clássicos de Plásticidade indicam que a carga de colap-



(a) LEI DO FLUXO ASSOCIADO $\psi = \theta$



(b) $\theta = 30^\circ$ CONSTANTE

FIG.II.18 - EFEITO DE ψ SOBRE R_ψ ; $D/B = 3$. (SEGUNDO ROWE E DAVIS - 1982 b).

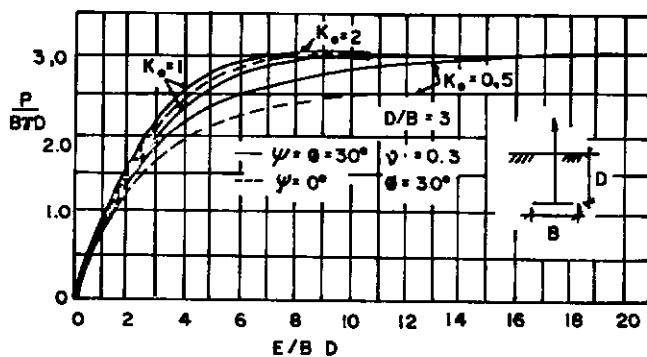


FIG.II.19 - EFEITO DA DILATÂNCIA E DE K_0
SOBRE O COMPORTAMENTO CARGA
-DESLOCAMENTO.

so para uma ancoragem em solos com $\psi = \phi$ é única e, portanto, independente da trajetória de tensões e do estado de tensões inicial (K_0). Para um solo com $\psi \neq 0$ a carga de colapso varia ligeiramente com K_0 e essa diferença é tanto menor quanto mais próximo for o valor de ψ do valor de ϕ . A diferença entre as cargas de ruptura para a variação máxima de ψ , isto é, $\psi = 0$ e $\psi = \phi$ pode ser vista na fig. II.19. A carga de ruptura para o solo $\psi = \phi$ foi a mesma, tanto para $K_0 = 0.5$ quanto para $K_0 = 1$ e $K_0 = 2$. Já para o solo $\psi = 0$ a variação da carga de ruptura, em relação ao caso básico $K_0 = 1$, foi de, aproximadamente, +13% para $K_0 = 2$ e -6% para $K_0 = 0.5$. Para fins práticos, se $0.4 < K_0 < 1$ em solo $\psi \neq \phi$ ou K_0 qualquer em solo $\psi = \phi$ pode-se tomar $R_k = 1$. Em outros casos que não esses, os autores (Rowe e Davis, 1980) não apresentaram solução.

d) Superposição de efeitos

Os fatores $R\psi$, Rr e Rk não são independentes entre si. Por isso, uma superposição de efeitos é apenas uma aproximação. Nos casos em que $Rr = Rk = 1$ a expressão II.9 dá uma boa estimativa da realidade.

II.9 Método de Das

O método de Das (1980) para calcular a resistência ao arrancamento das ancoragens foi baseado em estudos de laboratório com fundações reduzidas retangulares em argila saturada (Das, 1978) e em resultados semelhantes obtidos por outros pesquisadores com fundações circulares. Esse método, ao contrário dos outros, não leva em conta a forma da superfície de ruptura e sim uma curva cujos parâmetros α e β são obtidos de resultados experimentais.

Das (1980) desenvolveu esse método para as argilas (adota como parâmetro de resistência a resistência não drenada c_u) e não se tem conhecimento da aplicação dele em outros tipos de solos.

Segundo Das (1980),

$$Q_o = BL(c_u F_c + \gamma D) \quad (\text{fig. II.20}) \quad (\text{II.10})$$

Onde: B, L = largura e comprimento da fundação, respectivamente;

c_u = resistência não drenada;

F_c = fator de arrancamento;

γ = peso unitário do solo;

D = profundidade da fundação;

$$\therefore F_c = (Q_o/BL - \gamma D)/c_u \quad (\text{II.11})$$

Plotando um gráfico $D/B \times F_c$, Das (1980) observou que F_c aumentava com o aumento de D/B até um certo limite (fig. II.21) e de

pois permanecia constante. Esse valor limite, denominado de profundidade relativa crítica, $(D/B)_{cr}$, foi determinado empiricamente como

$$(D/B)_{cr} = 0.107c_u + 2.5 \leq 7 \quad (\text{II.12})$$

Válida para fundações quadradas e circulares (c_u em KN/m^2)

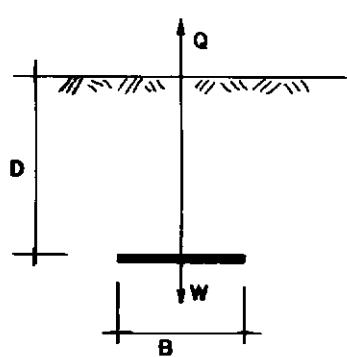


FIG. II.20 - FUNDAÇÃO SOB ARRANCAMENTO
(Das, 1980)

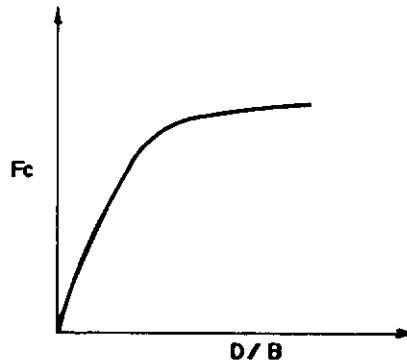


FIG.II.21 . NATUREZA DA VARIAÇÃO DE Fc COM D/B
(Das, 1980)

Das (1980) plotou todos os dados obtidos em Das (1978) na forma $\alpha = (D/B)/(D/B)_{cr} \times \beta = F_c/F'_c$ e verificou que eles tenderam para uma curva única (fig. II.22). O mesmo foi observado para os dados de Ali (1968), Kupferman (1971), Adams e Hayes (1967 e Bhatnagar (1969) (fig. II.23).

Na equação $\beta = F_c/F'_c$, F'_c é o fator de arrancamento para $D/B > (D/B)_{cr}$.

Baseado nessa curva $\alpha \times \beta$, para a qual tenderam todos os resultados dos testes de Das (1978) e outros foi que Das (1980) desenvolveu o seu procedimento de cálculo da força de arrancamento que é descrito a seguir.

PROCEDIMENTO PARA A DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE ARRANCAVAMENTO DE FUNDAÇÕES ONDE $D/B < (D/B)_{cr}$

1. Determinar o valor de c_u da argila em que está assente a fundação;
2. Determinar $(D/B)_{cr}$ usando a equação II.12 para fundações circulares ou quadradas ou

$$(D/B)_{cr} = 0.07811c_u + 1.46 + 0.02889c_u(L/B) + 0.675(L/B) \leq 0.16585c_u + 3.875 \quad \dots (II.13)$$

para fundações retangulares;

3. Determinar F'_c

$F'_c = 9$ (para sapatas quadradas ou circulares, segundo Vesic - 1971, Meyerhof - 1973, e Das - 1978)

$F'_c = 7.56 + 1.44(B/L)$ (para sapatas retangulares, segundo Beard e Lee - 1975, e Das - 1978).

4. Determinar $\alpha = (D/B)/(D/B)_{cr}$ e com o valor de α determinar β a través da fig. II.22;

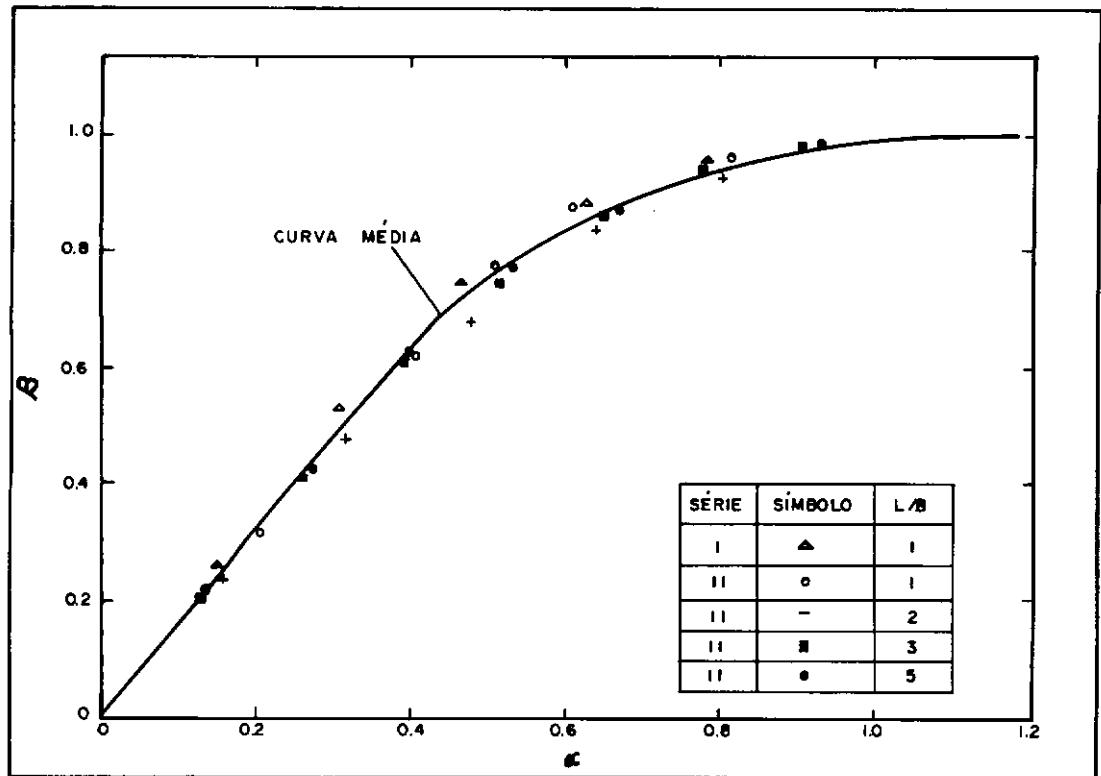


FIG. II. 22 - GRÁFICO $\beta \times \alpha$ PARA OS DADOS DE Das (1978), SEGUNDO Das. (1980)

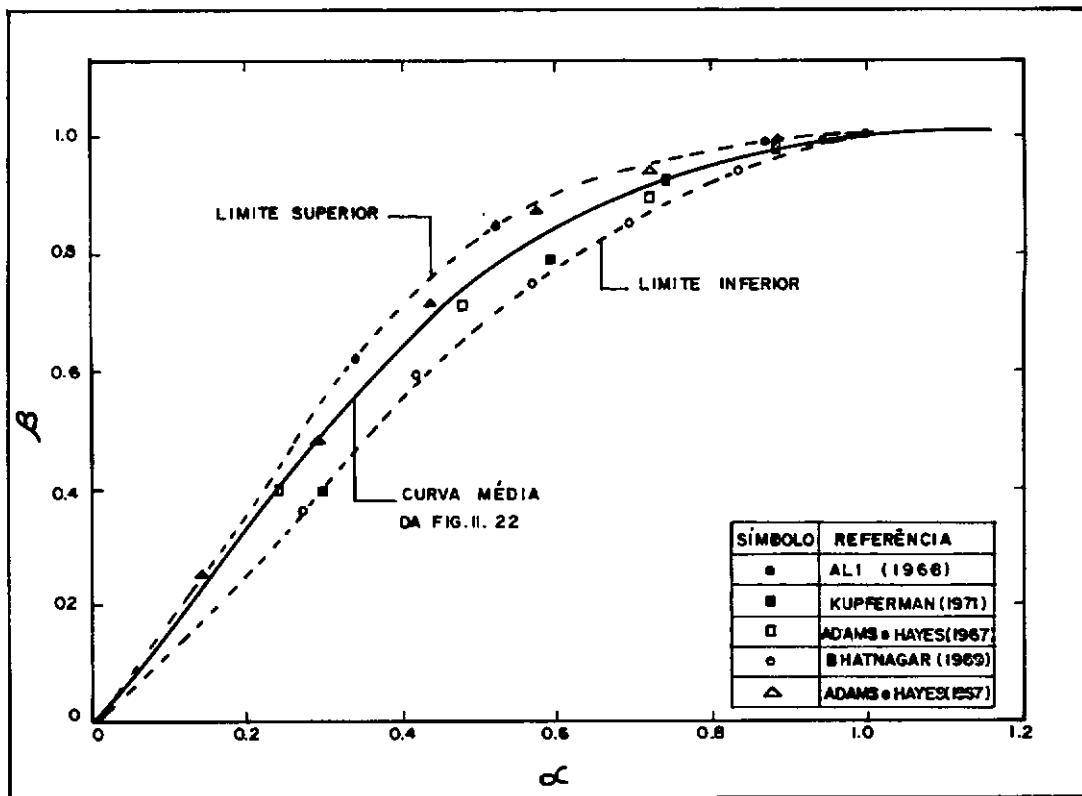


FIG.II. 23 - GRÁFICO DE β x α PARA OS DADOS DOS PESQUIZADORES INDICADOS (TODOS USARAM FUNDAÇÕES CIRCULARES), SEGUNDO Das (1980).

5. Calcular

$$F_c = F_c^t \quad \text{e} \quad Q_o = B L (c_u F_c + \gamma D)$$

6. Calcular a força de arrancamento

$$Q_r = Q_o + W, \text{ sendo } W = \text{peso próprio da fundação.}$$

C A R A C T E R I S T I C A S G E R A I S D A S
P R O V A S D E C A R G A

CAPÍTULO III

CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS PROVAS DE CARGA

III.1 Local das provas de carga

As provas de carga foram realizadas em uma área de 14m x 20m no pátio da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Goiás (UFG). Neste local o nível da água subterrânea está bem abaixo da cota dos ensaios, cerca de 6.70m de profundidade. As características do solo são apresentadas no capítulo IV.

III.2 Tipo de prova de carga

As provas realizadas foram do tipo tração vertical em placas circulares obedecendo ao seguinte esquema:

(a) Para cada placa de 20, 30, 40 e 50cm de diâmetro foram realizadas três provas nas profundidades de 30, 45 e 60cm com largura de escavação (L) igual a duas vezes o diâmetro da placa.

(b) Para a placa de 30cm de diâmetro, na profundidade de 45cm, foram realizadas mais duas provas: uma com $L = B$ (nº 15) e outra com $L = 3B$ (nº 14).

A fig. III.1 e a tabela III.1 esclarecem o exposto. Embora na tabela conste 14 ensaios foram executados, na realidade, 20. Os

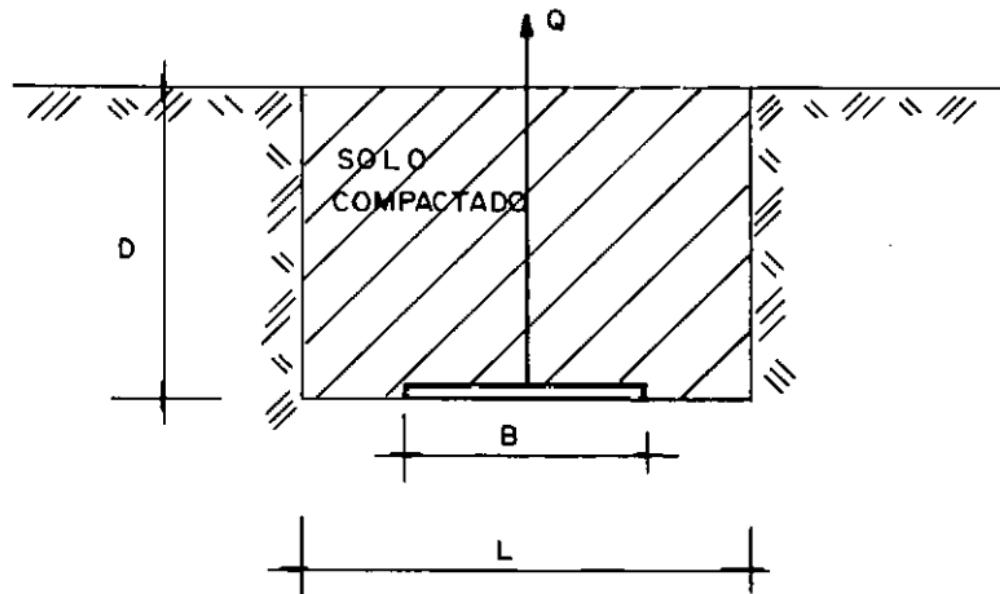


FIG. III.1 - VISTA FRONTAL, ESQUEMATIZADA, DE UMA PLACA CIRCULAR ENTERRADA.

Tab. III.1 - Variações de B, L e D usadas nas provas de carga

ENSAIO	B = Diâmetro da placa (cm)	L = Diâmetro da escavação (cm)	D = Profundidade da placa (cm)
17			30
18	20	40	45
19			60
13			30
12	30	60	45
11			60
4			30
5	40	80	45
7			60
8			30
9	50	100	45
10			60
15		30	
12	30	60	45
14		90	

ensaços numerados como 1, 2, 3, 6, 16 e 20 foram abandonados por motivos técnicos e repetidos com outra numeração.

III.3 Equipamentos

III.3.1 Placas de ancoragem

A fig. III.2 mostra desenhos e fotografias das placas ensaiadas. As bases são de aço 1020 de 1/2" de espessura e as alças (ponto de aplicação da carga de tração) são de ferro 5/8".

III.3.2 Viga - alavanca

Para a aplicação das cargas foi montado um perfil em I com chapas de aço soldadas (fig. III.3) que apoiado em um cavalete de ferro de 1" funcionou como alavanca. Todas as medidas de viga estão assinaladas na figura.

III.3.3 Pesos

Os pesos foram aplicados através de placas de concreto com limas de ferro, calibradas com precisão de 0.01 Kgf.

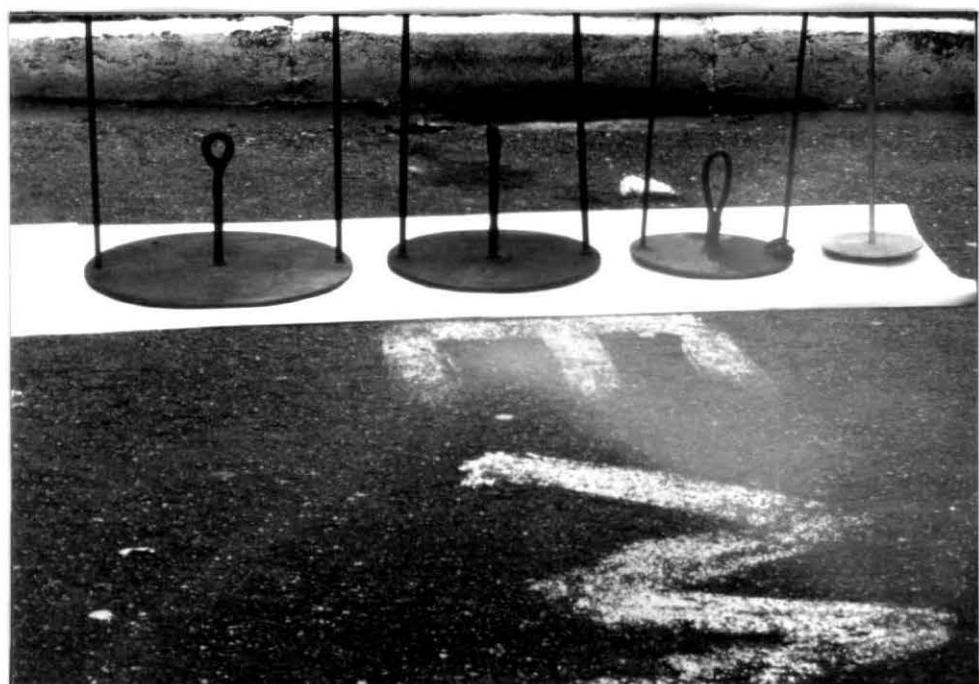
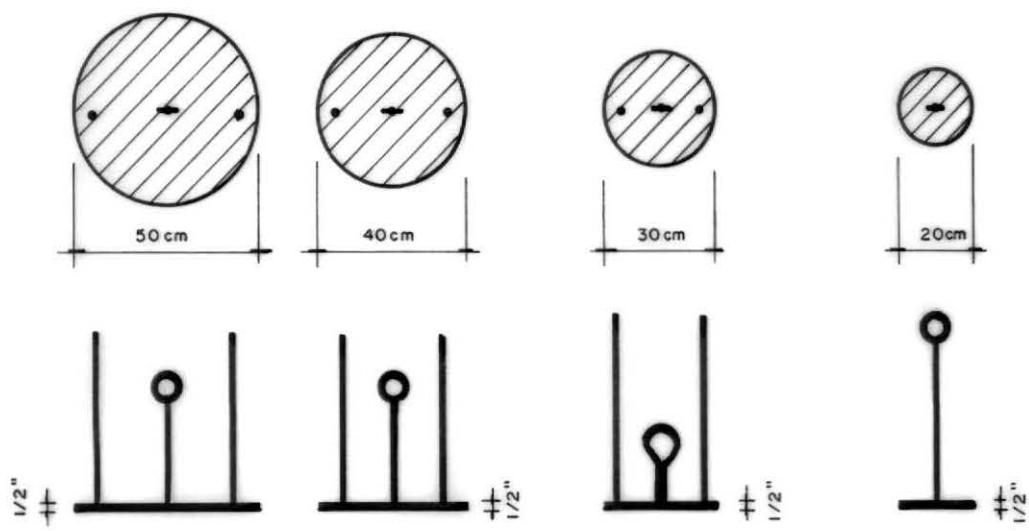


FIG. III.2 - DESENHO ESQUEMÁTICO E FOTOGRAFIA DAS PLACAS UTILIZADAS NA PESQUISA.

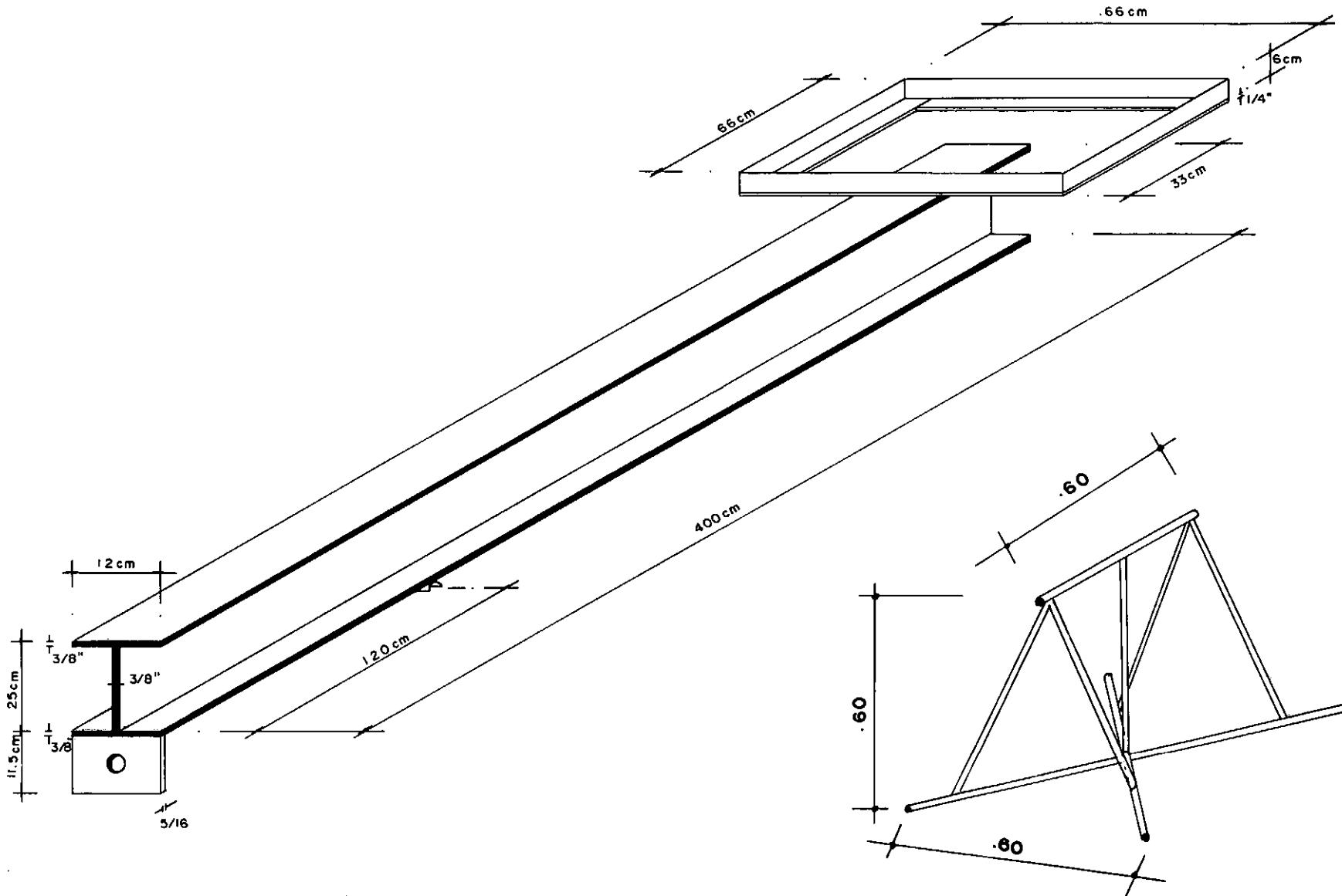


FIG. III. 3 – VIGA-ALAVANCA E CAVALETE, UTILIZADOS NA APLICAÇÃO DA CARGA.

III.4 Carregamento

III.4.1 Aplicação das cargas

As cargas foram aplicadas através da viga - alavanca conforme fig. III.4.

III.4.2 Aferição do sistema

O sistema foi aferido com precisão de 1 Kgf e forneceu a equação linear abaixo

$$Q = 131.2 + 2.085P \quad (\text{III.1})$$

Onde: Q = força de arrancamento;

P = peso da placa de concreto (fig. III.4)

III.4.3 Medição dos deslocamentos

Nesta pesquisa, só foram medidos os deslocamentos verticais das placas de ancoragem. Com exceção da placa de 20 cm, na qual o extensômetro foi fixado em seu eixo, as leituras foram feitas por dois extensômetros fixos às hastes laterais da placa (fig. III.5). O extensômetro tinha curso de 1 cm e precisão de 0.01mm.

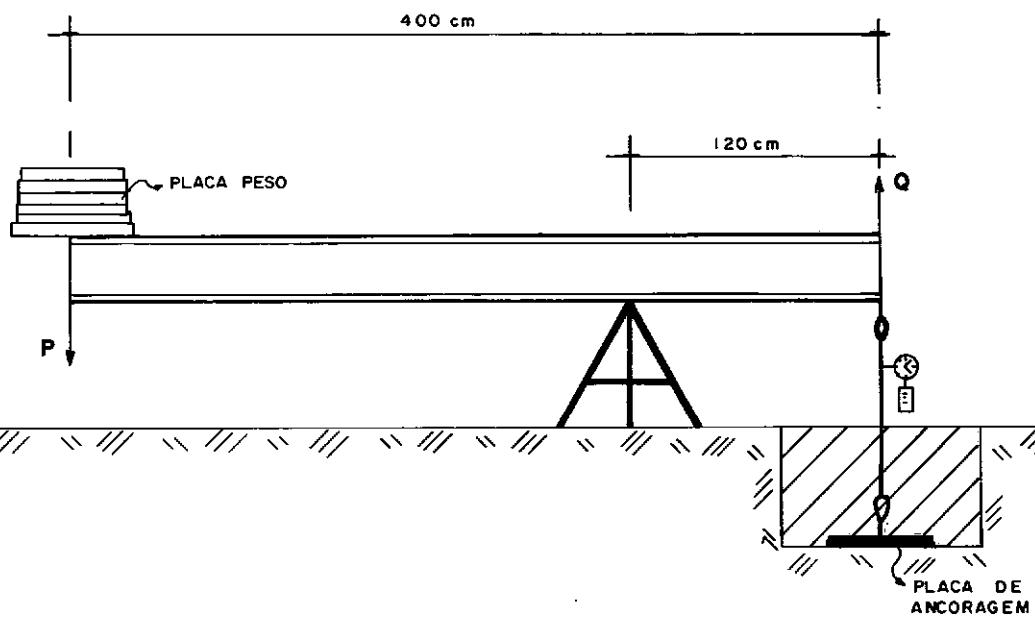
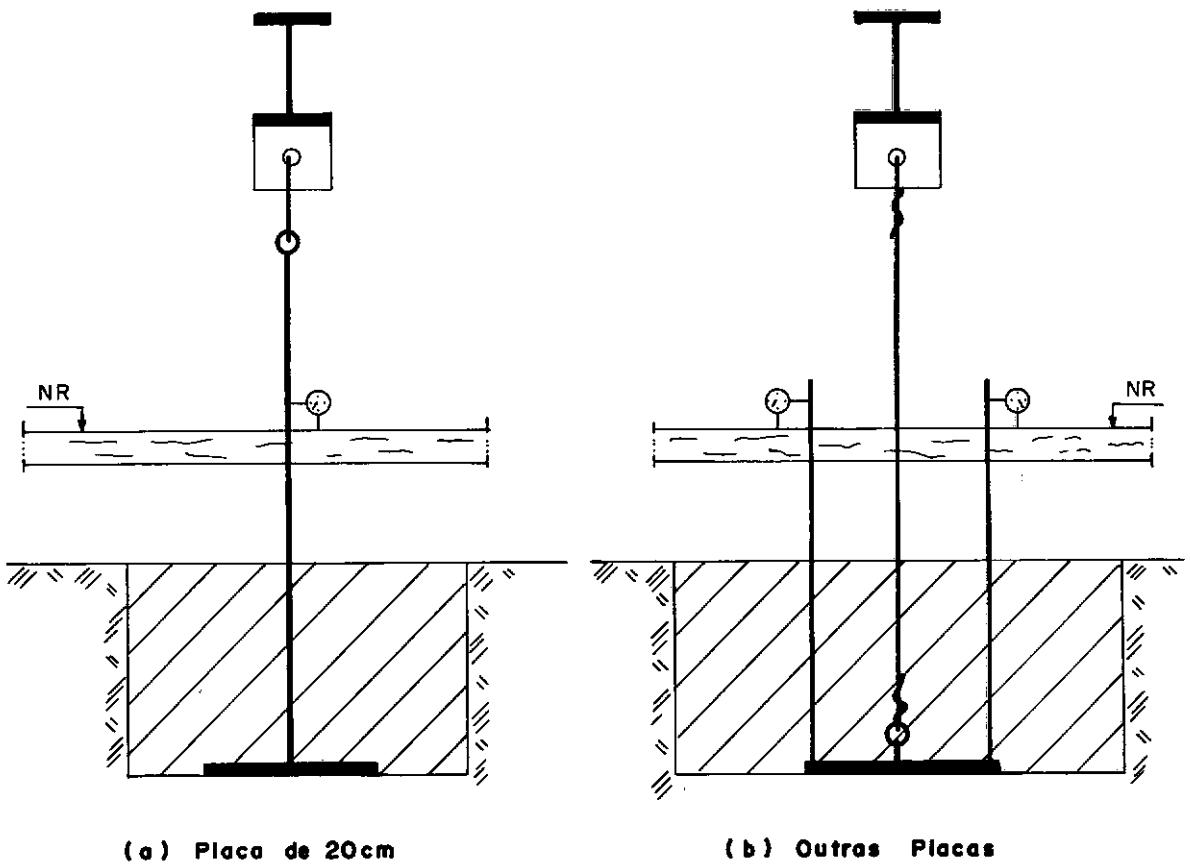


FIG.III.4 - VISTA LATERAL DE UM CARREGAMENTO.



**FIG.III.5 - VISTA FRONTAL DO SISTEMA DE CARREGAMENTO,
MOSTRANDO A POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS.**

III.5 Método

III.5.1 Execução das provas de carga

Cada prova de carga obedeceu à seguinte sequência: fazia-se a escavação nas dimensões desejadas e enterrava-se a placa de ancoragem compactando-se o solo sobrejacente com energia aproximada de Proctor Normal*. A umidade adotada foi a umidade natural do próprio solo no terreno. A placa enterrada ficava em repouso por um mínimo de 24 horas e um máximo de 72 horas.

Para não haver influência de uma prova na outra, manteve-se sempre uma distância mínima de três diâmetros entre uma placa e outra (ver fig. III.6).

III.5.2 Estágios de carga

Cada estágio de carga (estimado em 20% da carga de ruptura) teve a duração máxima de 120 minutos, com leituras em 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 e 120 min. A escolha desse tempo de duração máxima (2 horas) deveu-se apenas à conveniência da própria operação dos ensaios.

* Determinou-se o valor da energia de Proctor Normal em laboratório ($E = P \cdot h \cdot N \cdot n / V$) e para cada ensaio, onde altura de queda (h) = 20cm, peso do soquete (P) = 15.9 Kgf, número de camadas (n) = 10 e volume (V) variável, determinou-se o número de golpes necessários para se obter a mesma energia.

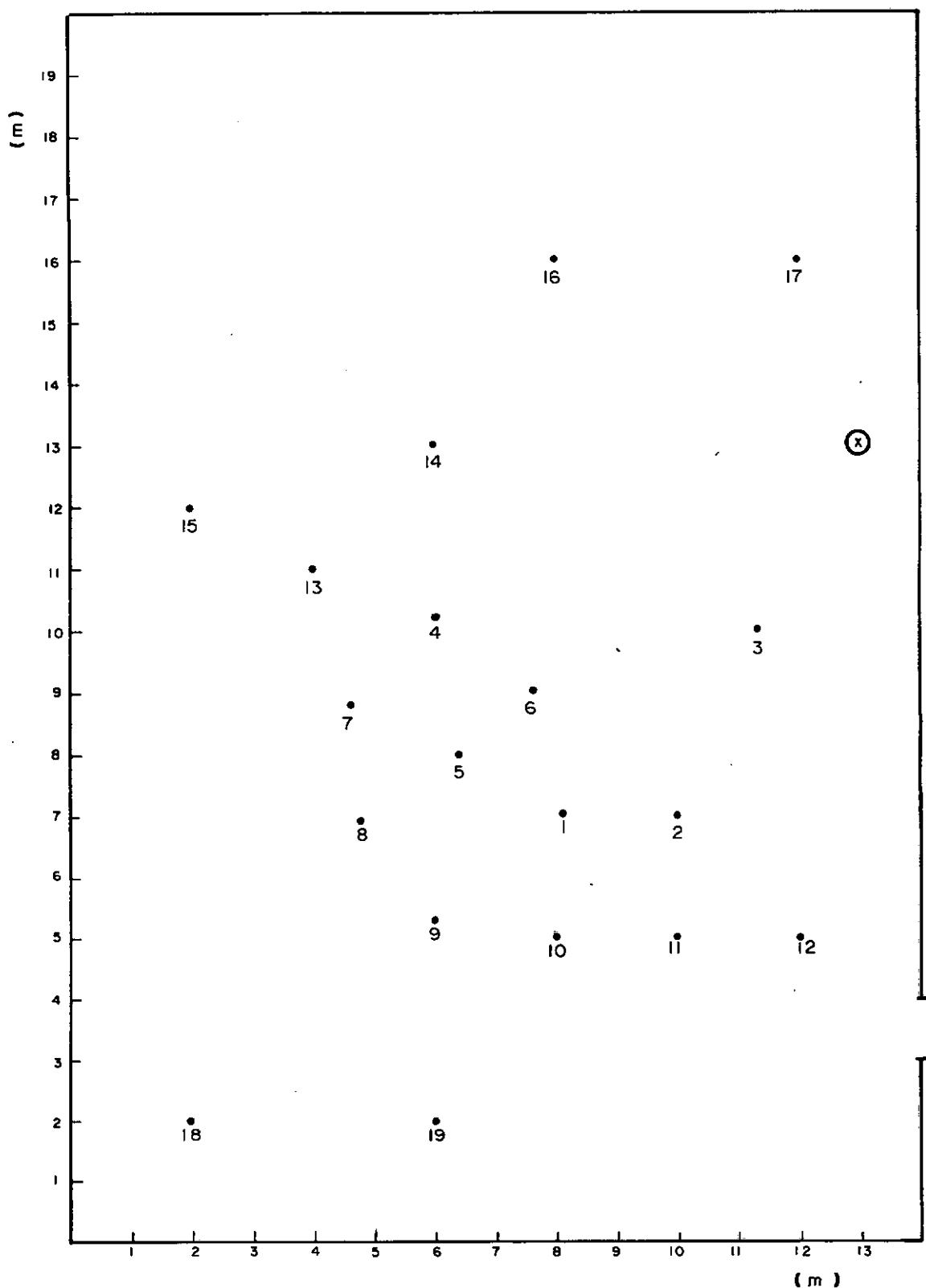


FIG.III. 6 - DISPOSIÇÃO DOS ENSAIOS DENTRO DA ÁREA DE PROVAS.
(VER TAB.III. II)

Ⓐ LOCAL ONDE FOI TIRADO O BLOCO PARA ENSAIOS DE
LABORATÓRIO.

E N S A I O S D E L A B O R A T Ó R I O

CAPÍTULO IV

ENSAIOS DE LABORATÓRIO

IV.1 Introdução

O solo no qual foi realizada esta pesquisa é um solo transportado, laterítico, arenoso-argiloso de cor marrom avermelhado que por se situar em região de grande zona de falha (contato Grupo Araxá - Complexo Goiano), onde xistos gnaissicos ácidos e granulitos básicos convivem lado a lado, torna difícil determinar sua origem.

Os ensaios de laboratório foram realizados parte na Escola de Engenharia da Universidade Federal de Goiás (UFG) e parte na COPPE/UFRJ. Afora os ensaios de caracterização, foram realizados ensaios de resistência dos tipos triaxial UU com amostras indefor madas e compactadas (Proctor Normal). Com o intuito de verificar se o solo era laterítico foi feita também uma análise espectroquí mica. Essa análise foi realizada pela empresa METAIS DE GOIÁS S.A. (METAGO). Nos itens a seguir são apresentados alguns esclarecimen tos sobre os ensaios.

IV.2 Resultados dos ensaios de laboratório

IV.2.1 Ensaio de caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados tanto no laboratório da COPPE/UFRJ quanto no laboratório da EE/UFG. Os valores resultantes são fornecidos a seguir.

Peso específico dos grãos (γ_g) = 2.757 gf/cm³

Peso específico seco "in situ" (γ_s) = 1.38 gf/cm³

Limite de liquidez (LL) = 38.0%

Limite de plasticidade (LP) = 24.9%

Índice de plasticidade (IP) = 13.1%

Compactação: umidade ótima (h_{ot}) = 26.5%

(Proltor normal) densidade seca máxima (γ_d) = 1.63 gf/cm³

Granulometria com sedimentação (fig. IV.1):

Peneira	% total acumulada passando
4	96.99
10	89.56
40	81.81
100	59.54
200	49.68

Diâmetro dos grãos (mm)	% total acumulada passando
.0706	41.97
.0501	40.69
.0215	37.61
.0087	36.84
.0050	33.83
.0032	30.03
.0013	24.23

De acordo com as características acima, o solo ensaiado pertence ao grupo A-6 pela classificação H.R.B. e ao grupo SM pelo Sistema Unificado de Classificação.

IV.2.2 Análise espectroquímica

Por se tratar de um solo avermelhado, houve uma suspeita do solo estudado ser laterítico. Por isso solicitou-se uma análise espectroquímica (tabela IV.1).

"Solo laterítico: é um material terroso, com granulometria de solo (na acepção do engenheiro), contendo grãos laterizados (pequenas concreções lateríticas - ver definição adiante e/ou apresentando uma fração argilosa com relação molecular sílica-sesquistóxidos

$$K_r = \text{SiO}_2 / (\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3) < 2$$

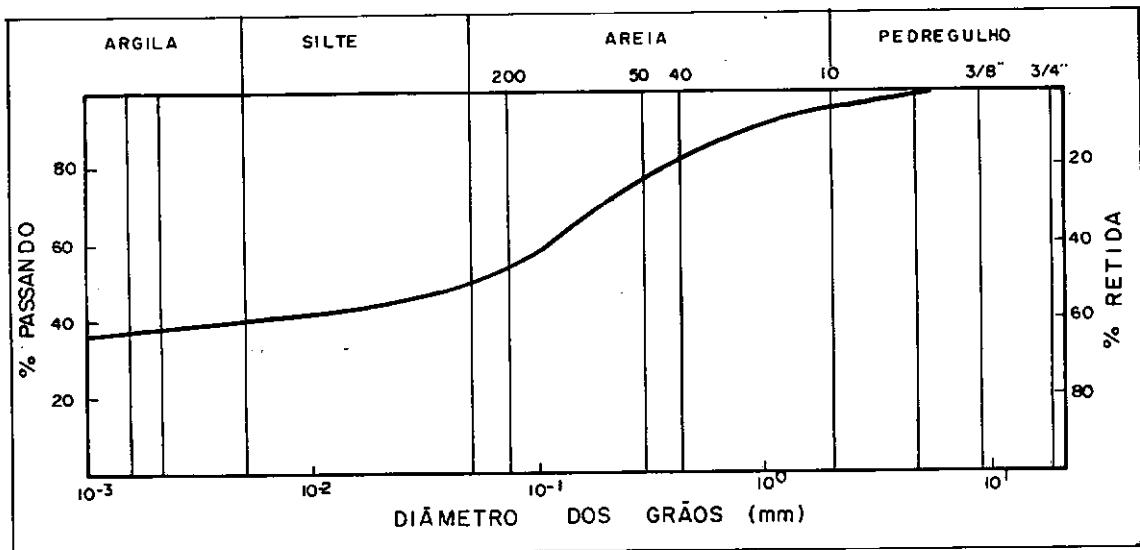


FIG. IV. 1 . CURVA GRANULOMÉTRICA

Tab. IV.1 Análise Espectroquímica

Fórmula	%	Fórmula	%
SiO_2	55.68	Al_2O_3	19.41
Fe_2O_3	10.06	K_2O	0.95
MgO	0.13	CaO	0.10
MnO	0.03	TiO_2	1.35
P_2O_5	0.07	Na_2O	0.16
P.F.	12.00		

além de (mas não necessariamente) grãos quartzosos ou de outro mineral." - Barata, 1981, pp. 314.

Segundo a definição acima, o solo testado, $K_r = 1.89$, é latéritico.

IV.2.3 Ensaios de Resistência

Para a determinação da resistência ao cisalhamento foram realizados ensaios triaxiais do tipo não adensado não drenado (UU) sobre amostras indeformadas e compactadas. Esses ensaios foram executados no laboratório da COPP/UFRJ com equipamento de deformação controlada. A pressão na câmara foi proporcionada por sistema auto-compensador de mercúrio e as cargas axiais foram medidas através de células de carga. Os ensaios foram do tipo convencional, isto é, manteve-se a pressão da câmara constante e aumentou-se a pressão axial até à ruptura. A velocidade de deslocamento foi de 0.91 mm/min. As amostras, compactadas e indeformadas, foram cisalhadas sem drenagem do começo ao fim do ensaio. Os corpos de prova tiveram diâmetro variando de 9.95 a 10.95 cm. As pressões confinantes aplicadas foram 0.1, 0.25, 0.5, 0.75 e 1.0 Kgf/cm². A ruptura foi definida pela tensão desviatória máxima. Os resultados são apresentados nas fig. IV.2, IV.3 e IV.4.

Tab. IV.2 - Dados relativos aos ensaios triaxiais

Amostras indeformadas do solo natural

C.P.	γ_h gf/cm ³	h %	γ_s gf/cm ³	e	S %	σ_c Kgf/cm ²	σ_r Kgf/cm ²
1	1.60	21.27	1.32	1.09	53.8	0.05	0.87
2	1.59	21.07	1.32	1.09	53.3	0.10	0.90
3	1.62	20.66	1.35	1.05	54.2	0.25	1.23
4	1.54	21.19	1.27	1.16	50.4	0.10	0.65
5	1.54	23.00	1.25	1.21	52.4	0.05	0.57
6	1.51	22.50	1.23	1.24	50.0	0.50	1.40
7	1.54	21.15	1.27	1.17	49.8	1.00	2.75
8	1.57	22.22	1.29	1.13	51.8	0.75	2.22

Amostras compactadas em laboratório

C.P.	γ_h gf/cm ³	h %	γ_s gf/cm ³	e	S %	σ_c Kgf/cm ²	σ_r Kgf/cm ²
1	1.90	20.09	1.58	0.74	74.8	0.10	1.69
2	1.92	20.40	1.59	0.73	77.0	0.25	1.22
3	1.93	20.82	1.60	0.72	79.7	0.75	3.00
4	1.89	18.98	1.59	0.73	71.7	1.00	3.95
5	1.93	19.97	1.61	0.72	76.5	0.50	3.11
6	1.83	-----	-----	-----	-----	0.10	1.19

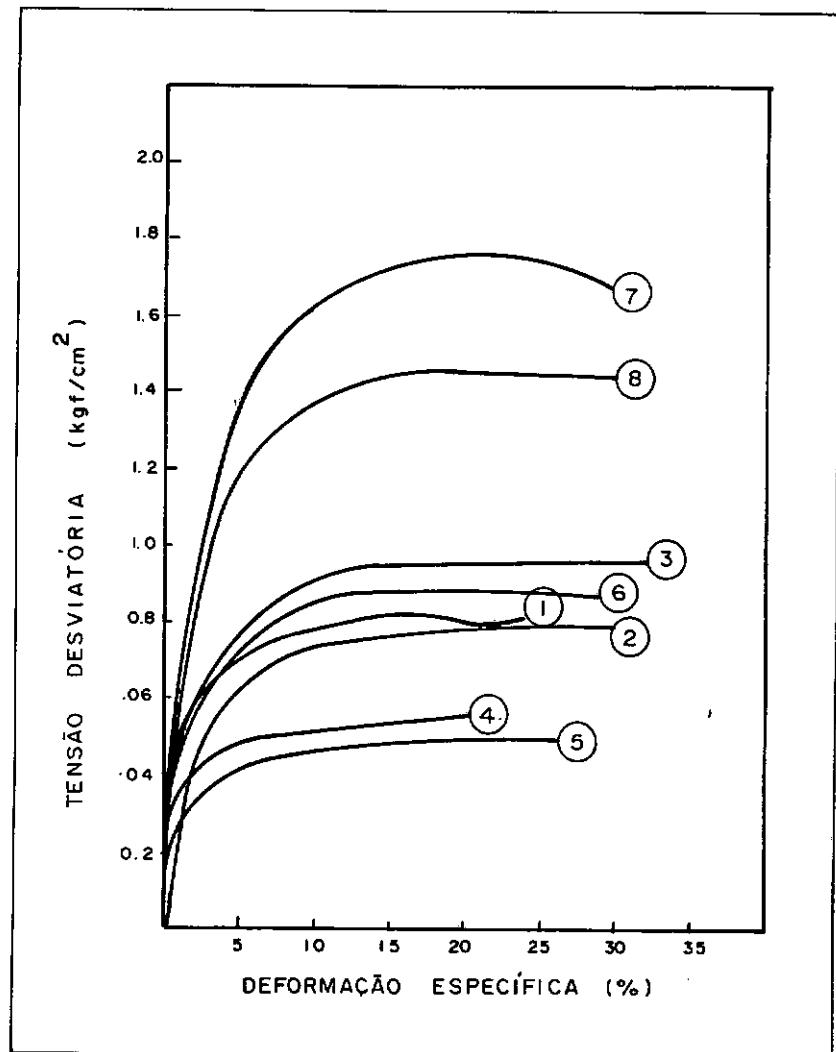


FIG.IV.2 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS UU SOBRE AMOSTRAS INDEFORMADAS.

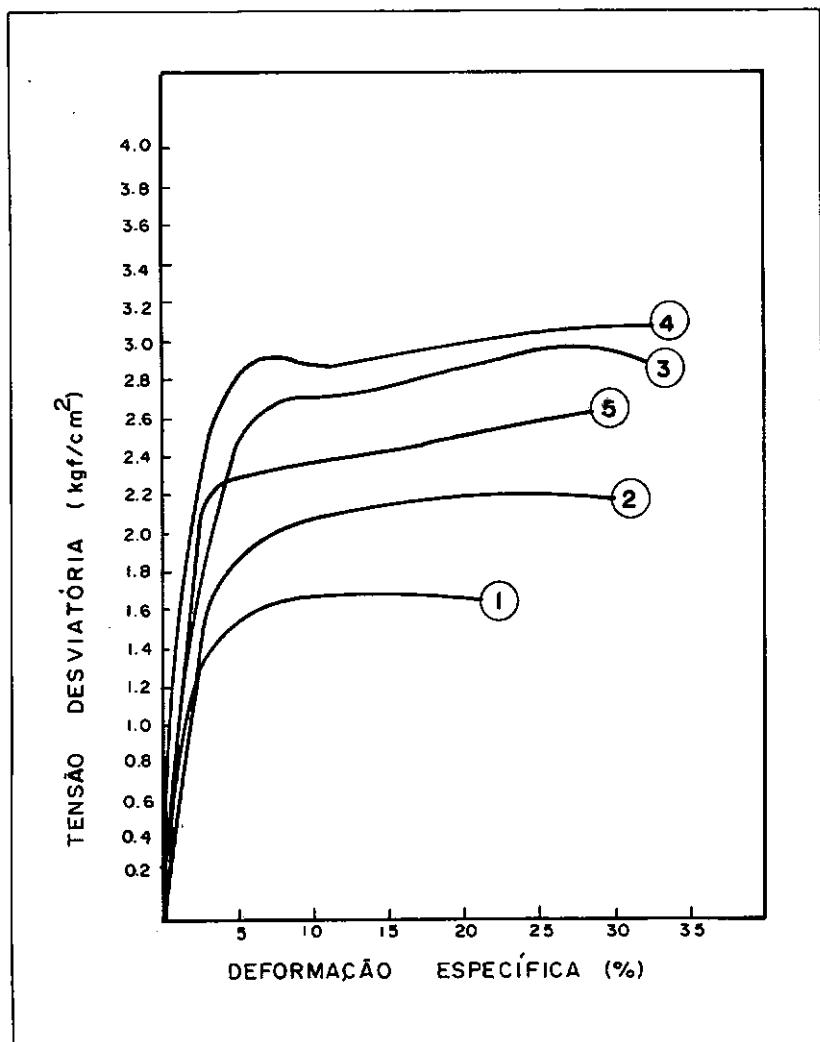


FIG. IV. 3 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS UU SOBRE AMOSTRAS COMPACTADAS.

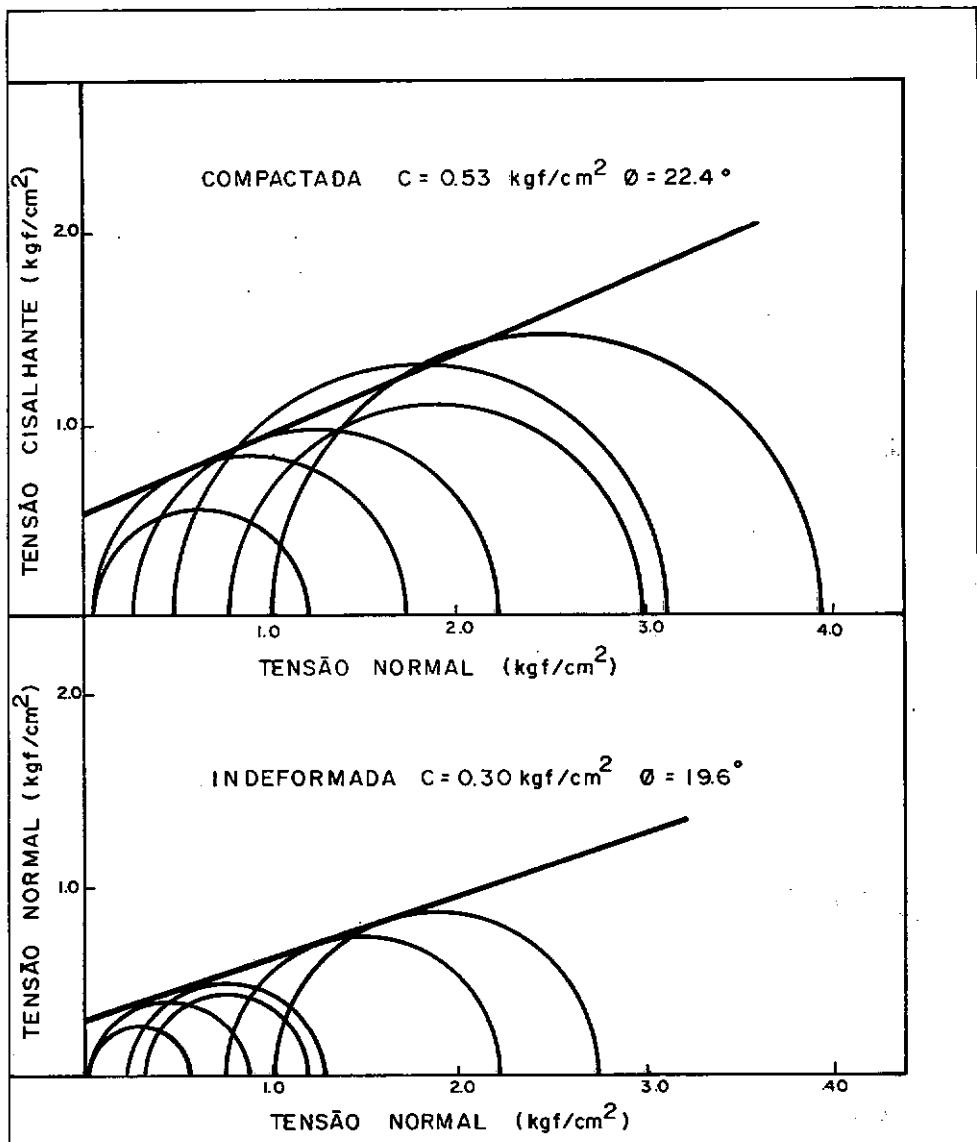


FIG. IV. 4 - CÍRCULOS DE Mohr DOS ENSAIOS TRIAXIAIS UU SOBRE AS AMOSTRAS COMPACTADAS E INDEFORMADAS.

A P R E S E N T A Ç Ã O D O S R E S U L T A D O S

CAPÍTULO V

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

V.1 Introdução

Este capítulo apresenta os resultados das provas de carga realizadas para esta pesquisa sob a forma de gráficos e tabelas.

V.2 Relação pressão-deslocamento

As curvas pressão-deslocamento foram ajustadas pelo processo empírico de Van der Veen - Aoki (2). De acordo com esse processo a curva pressão-deslocamento pode ser expressa pela equação

$$q = qr[1 - e^{-(s\Delta+r)}] \quad (V.1)$$

Onde: q = pressão correspondente ao deslocamento Δ ;
 s, r = coeficiente que dependem das características da fundação e do tipo de solo;
 qr = pressão de ruptura.

A equação V.1 pode ser escrita na forma

$$1 - q/qr = e^{-(s\Delta + r)} \quad \text{ou} \quad s\Delta + r = -\ln(1 - q/qr) \quad (\text{V.2})$$

A equação V.2, em escala semi-logarítmica, produz uma reta do tipo $y = s\Delta + r$. Para cada valor atribuído a qr corresponde uma curva das curvas da fig. V.1. Os valores "s" e "r" serão o coeficiente angular e o intercepto com o eixo y, respectivamente, da curva que mais se assimila a uma reta.

As figuras de V.2 a V.9 mostram as curvas pressão-deslocamento das provas descritas no capítulo III, ajustada matematicamente pelo processo acima. Essas curvas foram agrupadas pelas variáveis: diâmetro (B) e profundidade (D) da fundação e diâmetro da escavação (L) para melhor visualização de suas influências.

A tabela V.1 apresenta os valores de carga e pressão de ruptura e a pressão máxima anotada. Observe-se que a pressão máxima corresponde à pressão não estabilizada nos casos onde a ruptura foi bem caracterizada, ou ao último estágio de carga nos casos onde não foi possível atingir a ruptura. Nesse último caso a pressão de ruptura foi obtida por extrapolação.

A tab. V.1 fornece também os coeficientes s e r já mencionados neste capítulo e o coeficiente de correlação linear, R, da reta $y = s\Delta + r$ (ver fig. V.1).

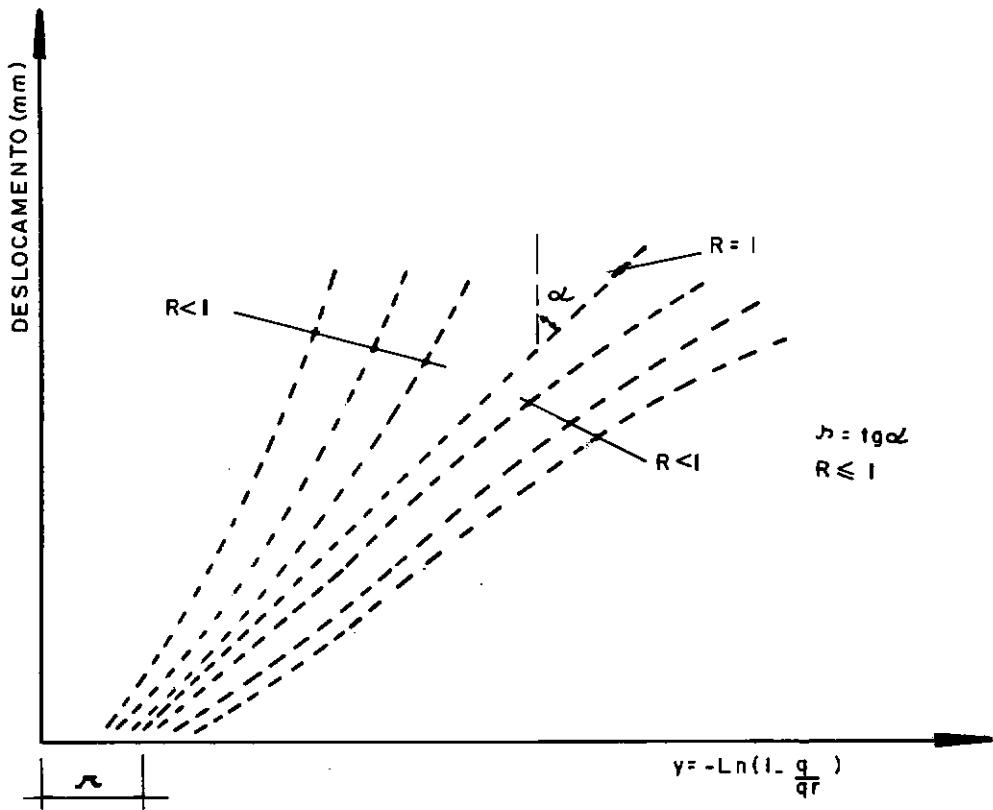


FIG. V. I - DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES α e κ
CONFORME Van der Veen - Aoki ().

Tab. V.1 - Cargas e pressões de ruptura determinados pelo processo de Van der Veen - Aoki (2).

Nº	B cm	D cm	Qr Kgf	qr Kgf/cm	qmax Kgf/cm	s -	r -	R -
4	40	30	767	0.61	0.62	0.3240	0.2046	0.9989
5	40	45	1181	0.94	1.05	4.4147	1.6042	0.9999
7	40	60	2362	1.88	1.85	2.8063	0.3894	0.9851
8	50	30	1217	0.62	0.67	0.8010	0.2135	1.0000
9	50	45	1963	1.00	1.20	0.4631	0.0074	0.9929
10	50	60	----	----	----	----	----	----
11	30	60	2368	3.35	3.35	0.5762	0.8807	0.9896
12	30	45	1908	2.70	3.23	0.4808	0.6768	0.9896
13	30	30	1103	1.56	1.70	1.5835	1.2742	1.0000
14	30	45	1993	2.82	3.26	1.6174	0.4812	0.9737
15	30	45	1456	2.06	2.06	0.4514	0.5323	0.9949
17	20	30	581	1.85	1.85	0.4179	0.0470	0.9812
18	20	45	1222	3.89	3.89	0.3771	0.1052	0.9750
19	20	60	1948	6.20	6.11	0.2820	0.2313	0.9962

Observação: Com exceção dos ensaios 14 e 15, em todos os ensaios $L=2B$. Nos ensaios 14 e 15, entretanto, $L=3B$ e $L=B$, respectivamente. O ensaio nº 10 não apresentou nenhum deslocamento, não sendo possível, portanto, determinar a resistência ao arrancamento dessa prova.

Tab. V.2 - Forças e deslocamentos medidos nas provas de carga

Ens. nº 4		Ens. nº 5		Ens. nº 7	
Força Kgf	Desl. mm	Força Kgf	Desl. mm	Força Kgf	Desl. mm
260	1.29	260	----	792	0.03
392	1.99	393	----	920	0.12
519	3.44	525	----	1048	0.13
651	5.81	652	----	1611	0.15
783	xxxx	794	----	1740	0.29
		926	----	1872	0.42
		1057	0.13	2013	0.47
		1185	1.71	2060	0.60
		1314	xxxx	2189	0.89
				2277	0.89
				2328	1.30

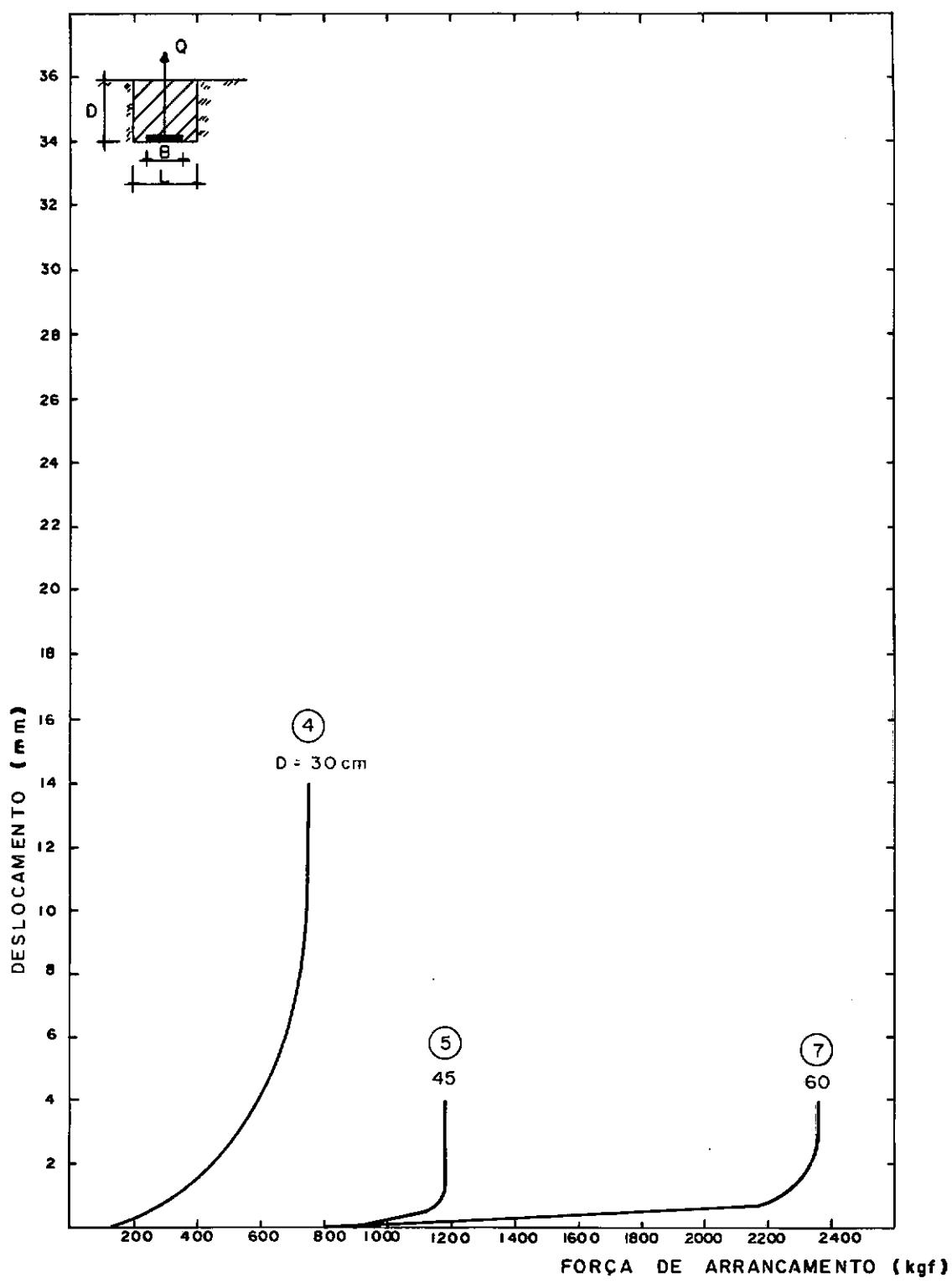


FIG. V. 2 - FORÇA DE ARRANCAVAMENTO - DESLOCAMENTO

$B = 40\text{ cm}$

$L = 80\text{cm}$

Tab. V.3 - Forças e deslocamentos medidos nas provas de carga

Ens. nº 8		Ens. nº 9	
Força Kgf	Desl. mm	Força Kgf	Desl. mm
787	1.02	649	0.54
919	1.54	781	1.44
1061	2.31	923	1.63
1190	5.16	1052	1.63
1319	xxxx	1180	1.93
		1317	2.38
		1447	2.94
		1579	3.48
		1664	4.02
		1757	4.76
		2365	xxxx

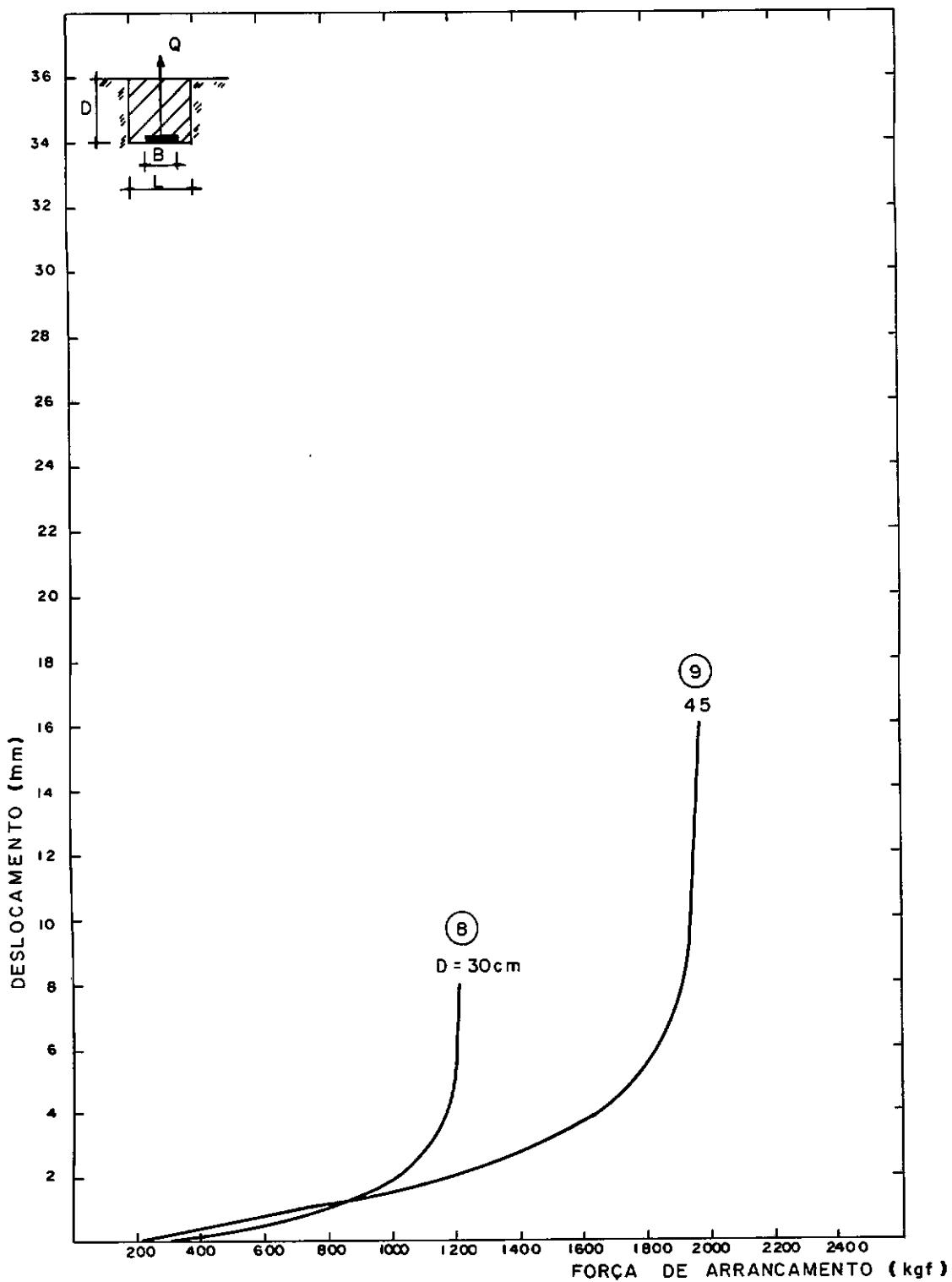


FIG.V.3 - FORÇA DE ARRANCAMENTO - DESLOCAMENTO

B = 50 cm

L = 100 cm

Tab. V.4 - Forças e deslocamentos medidos nas provas de carga

Ens. nº 11		Ens. nº 12		Ens. nº 13	
Força Kgf	Desl. mm	Força Kgf	Desl. mm	Força Kgf	Desl. mm
655	0.01	405	----	794	----
787	0.08	661	----	936	0.37
916	0.09	921	0.04	1065	1.37
1048	0.09	1144	0.13	1701	xxxx
1189	0.09	1273	0.36		
1455	0.09	1409	1.47		
1617	0.38	1540	2.26		
1712	0.71	1669	3.07		
1809	0.99	1801	4.38		
1940	1.68	2285	xxxx		
2178	2.69				
2369	xxxx				

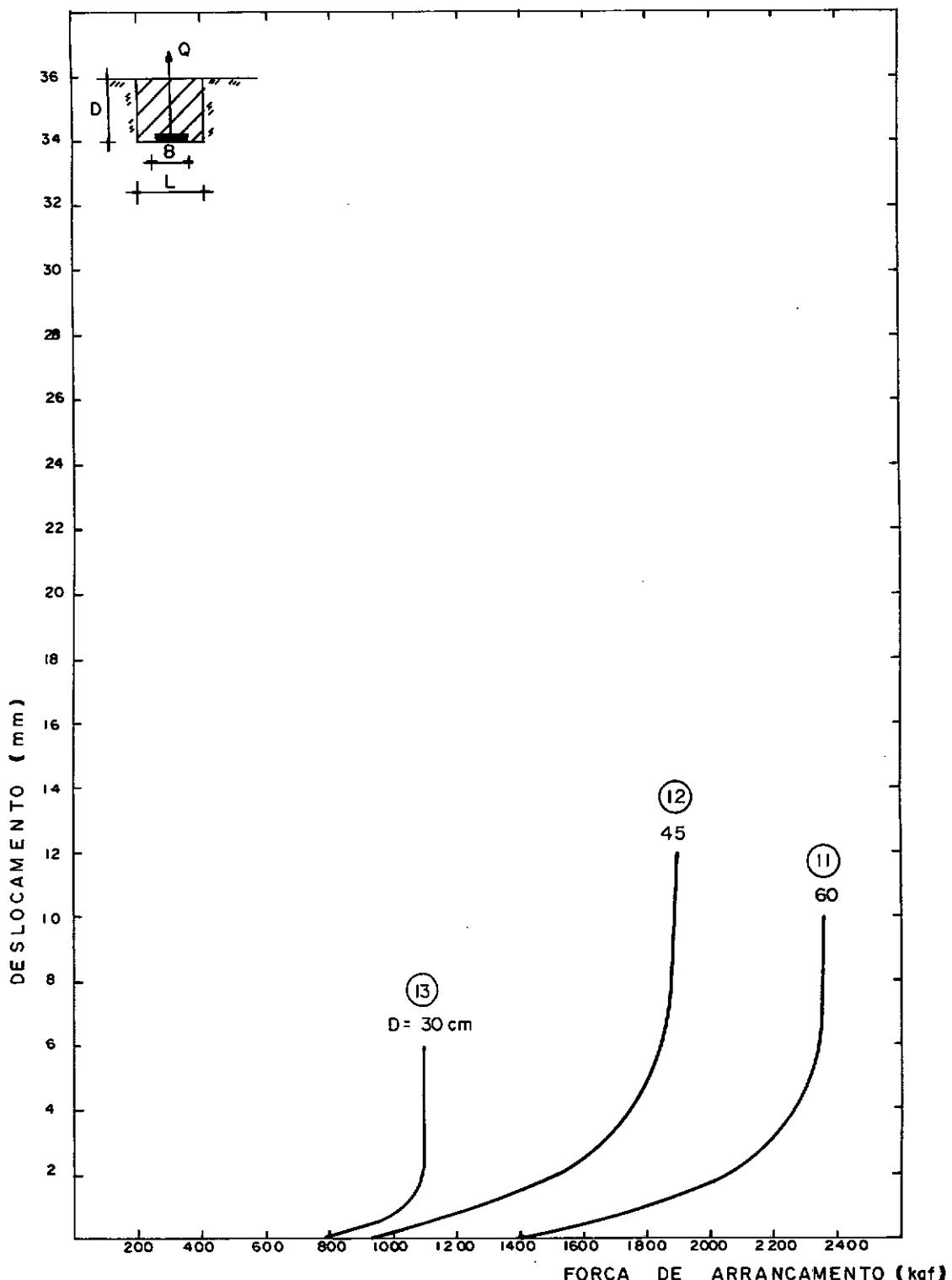


FIG.V.4 . FORÇA DE ARRANCAVAMENTO - DESLOCAMENTO
B = 30cm L = 60cm

Tab. V.5 - Forças e deslocamentos medidos nas provas de carga

Ens. nº 17		Ens. nº 18		Ens. nº 19	
Força Kgf	Desl. mm	Força Kgf	Desl. mm	Força Kgf	Desl. mm
323	2.45	323	0.27	226	----
452	3.44	455	1.06	323	0.06
580	xxxx	597	1.53	455	0.16
		725	2.32	597	0.47
		854	3.74	731	0.88
		991	4.21	860	1.05
		1120	5.53	996	1.58
		1221	xxxx	1126	2.01
				1333	3.59
				1473	4.20
				1674	6.08

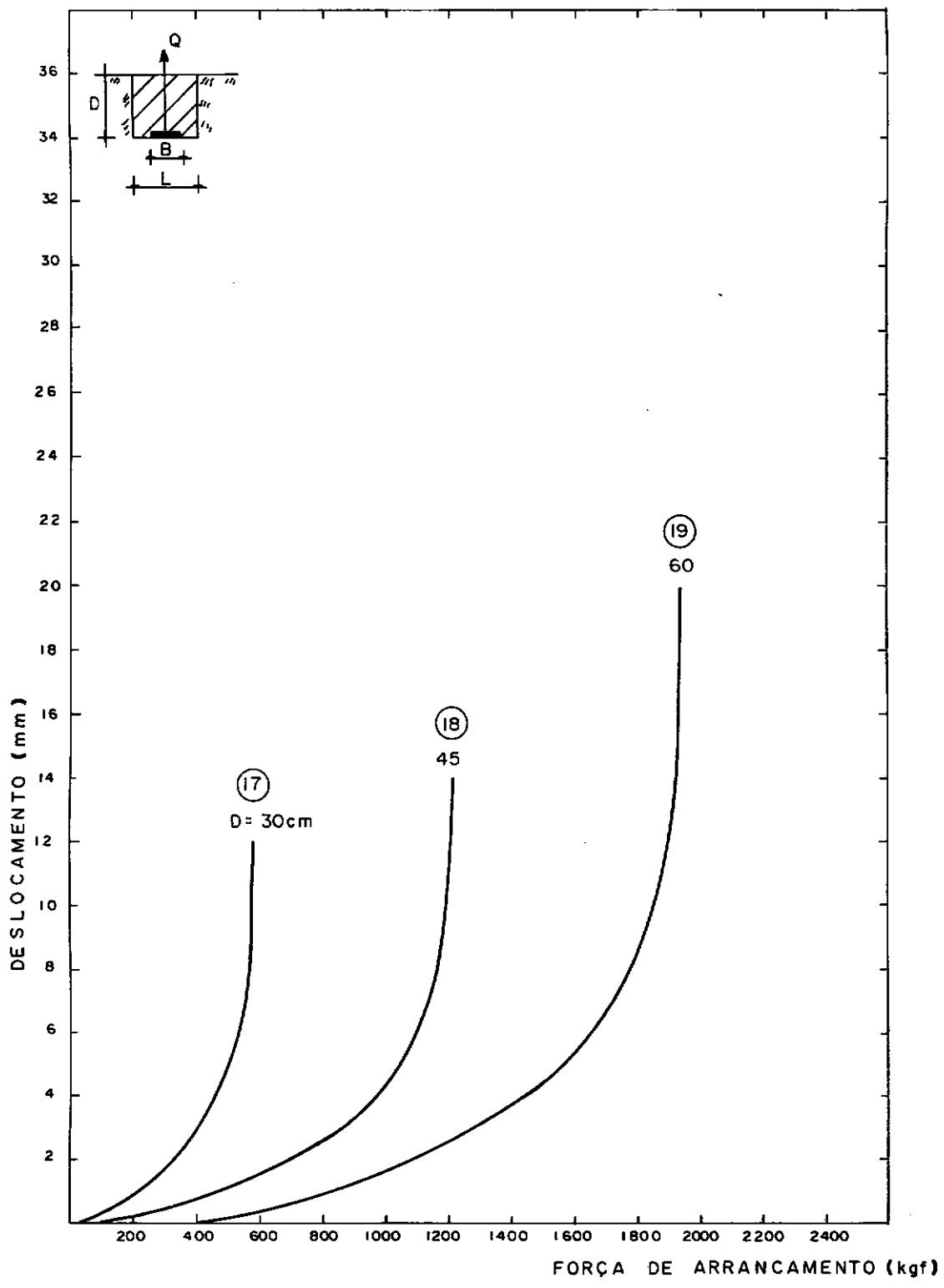


FIG. V. 5 - FORÇA DE ARRANCAVIMENTO - DESLOCAMENTO

B = 20 cm

L = 40 cm

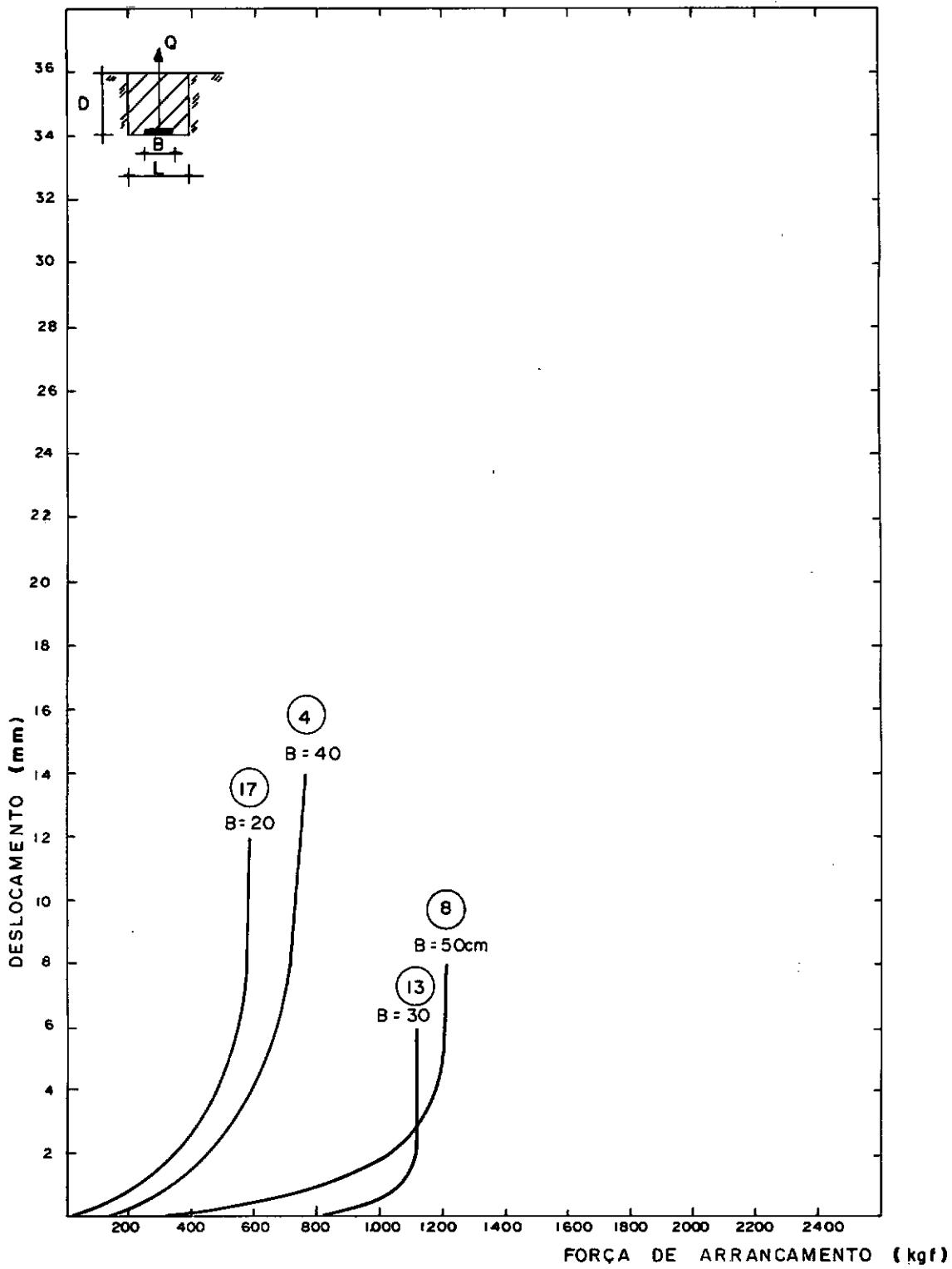


FIG. V. 6 - FORÇA DE ARRANCAMENTO - DESLOCAMENTO

D = 30 cm L = 28

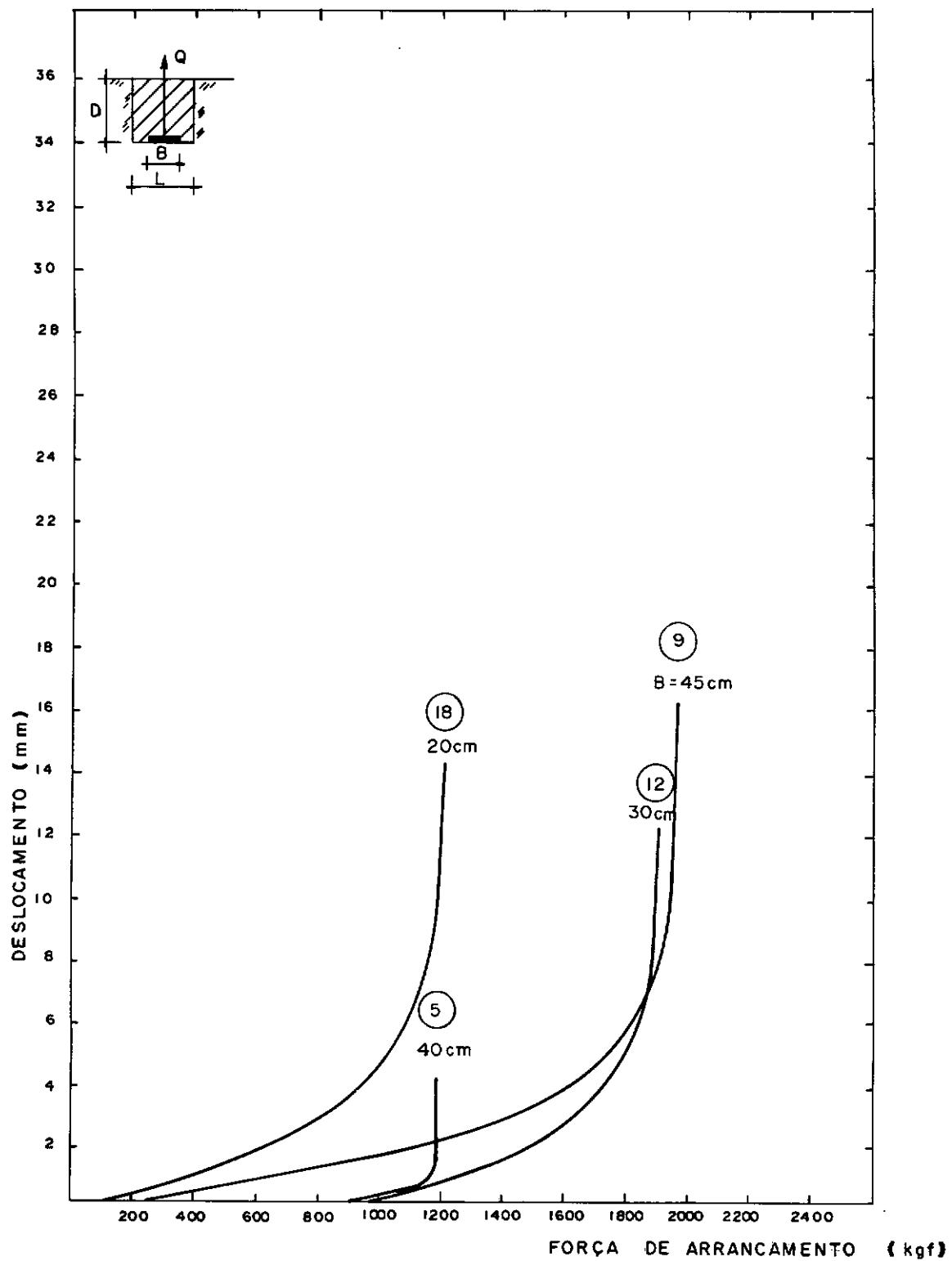


FIG. V.7 - FORÇA DE ARRANCAMENTO. DESLOCAMENTO

$D = 45\text{cm}$

$L = 2B$

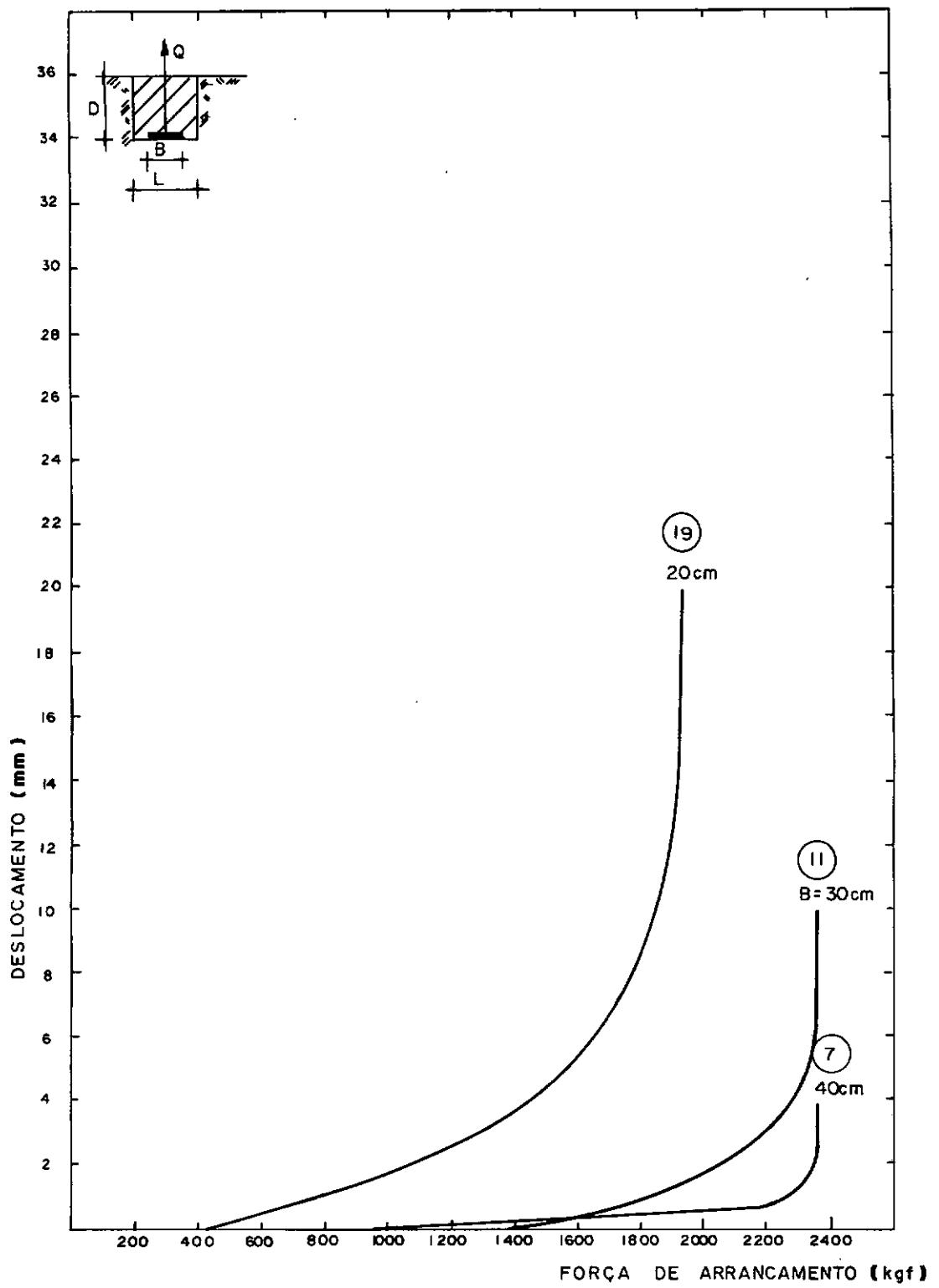


FIG. V. 8 - FORÇA DE ARRANCAMENTO - DESLOCAMENTO

$$D = 60 \text{ cm} \quad L = 2B$$

Tab. V.6 - Forças e deslocamentos medidos nas provas de carga

Ens. nº 12		Ens. nº 14		Ens. nº 15	
Força Kgf	Desl. mm	Força Kgf	Desl. mm	Força Kgf	Desl. mm
405	----	534	0.03	485	----
661	----	794	0.04	711	0.21
921	0.04	936	0.11	843	0.53
1144	0.13	1065	0.16	984	1.14
1273	0.36	1201	0.26	1114	2.15
1409	1.47	1332	0.31	1250	3.38
1540	2.26	1465	0.35	1379	5.19
1669	3.07	1597	0.74	1459	xxxx
1801	4.38	1726	1.11		
2285	xxxx	1853	1.23		
		1936	1.23		
		2304	xxxx		

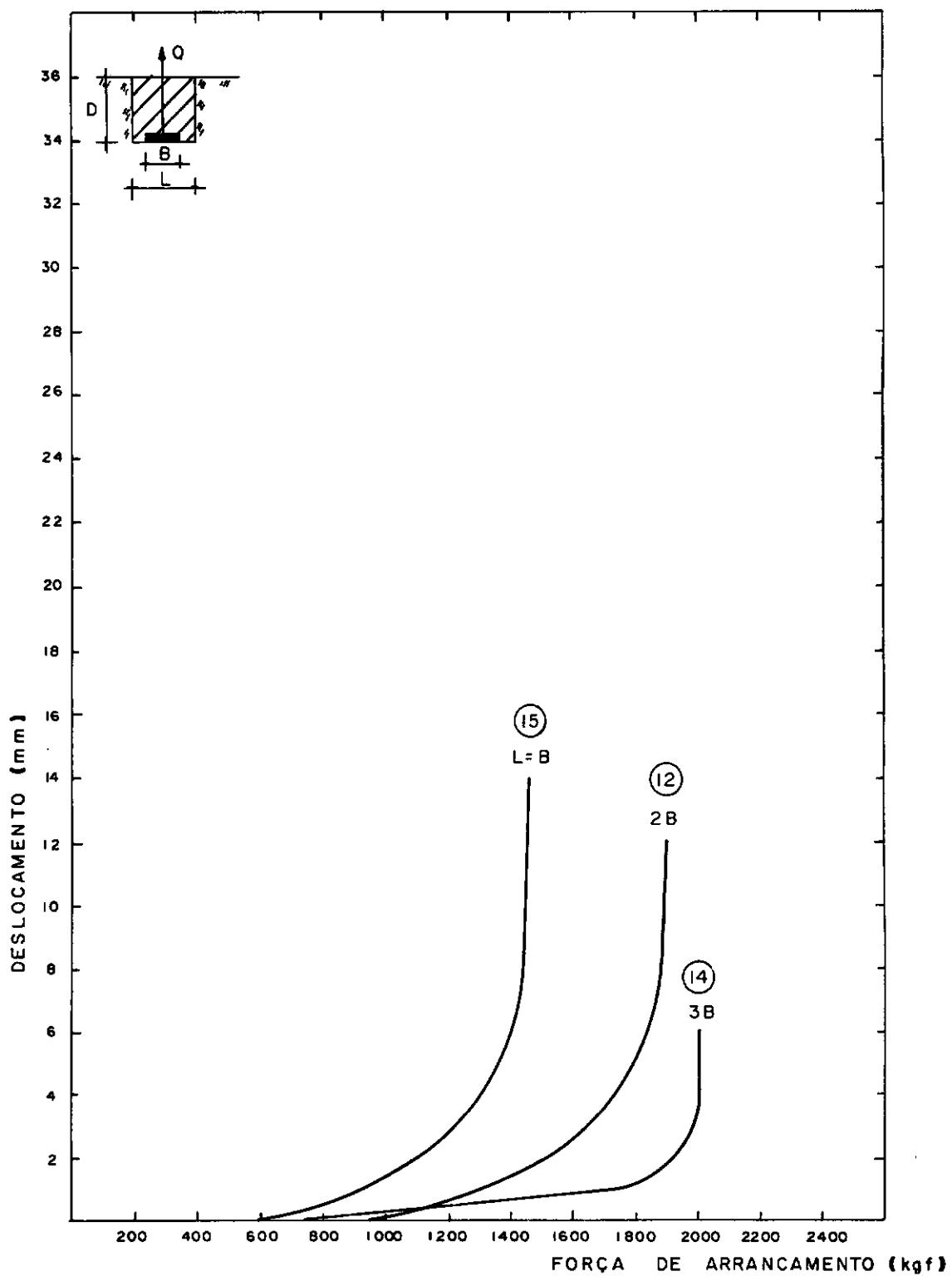


FIG. V.9 - FORÇA DE ARRANCAMENTO - DESLOCAMENTO

$B = 30\text{cm}$

$D = 45\text{ cm}$

A N Á L I S E D O S R E S U L T A D O S

CAPÍTULO VI

ANÁLISE DOS RESULTADOS

VI.1 Introdução

Neste capítulo far-se-á uma análise dos resultados das provas de carga, executadas para esta pesquisa, apresentados no capítulo V. Os efeitos de cada variável envolvida na capacidade de carga à tração do conjunto placa-solo, além de uma descrição da superfície do terreno durante o processo de arrancamento, são discutidos.

VI.2 Efeito do arrancamento sobre a superfície do terreno

Segundo o comportamento externo de cada ensaio, pode-se dividir os em três grupos. O primeiro grupo é formado pelos ensaios 7 ($B = 40\text{cm}$, $D = 60\text{cm}$), 10 ($B = 50\text{cm}$, $D = 60\text{cm}$) e 19 ($B = 20\text{cm}$, $D = 60\text{cm}$). Em todos os ensaios deste grupo, formado com placas embutidas de 60cm, apareceram apenas umas pequenas trincas radiais de abertura e extensão pequenas (fig. VI.1). E em todos eles usou-se toda a capacidade de carga do sistema sem, contudo, conseguir arrancar a placa do solo (ver foto VI.1).

Nos ensaios 7 e 19, o valor da pressão de ruptura foi calculado por extrapolação na curva pressão x deslocamento (fig. V.2 e fig. V.5). No ensaio 10 não foi possível calcular a pressão de rup-

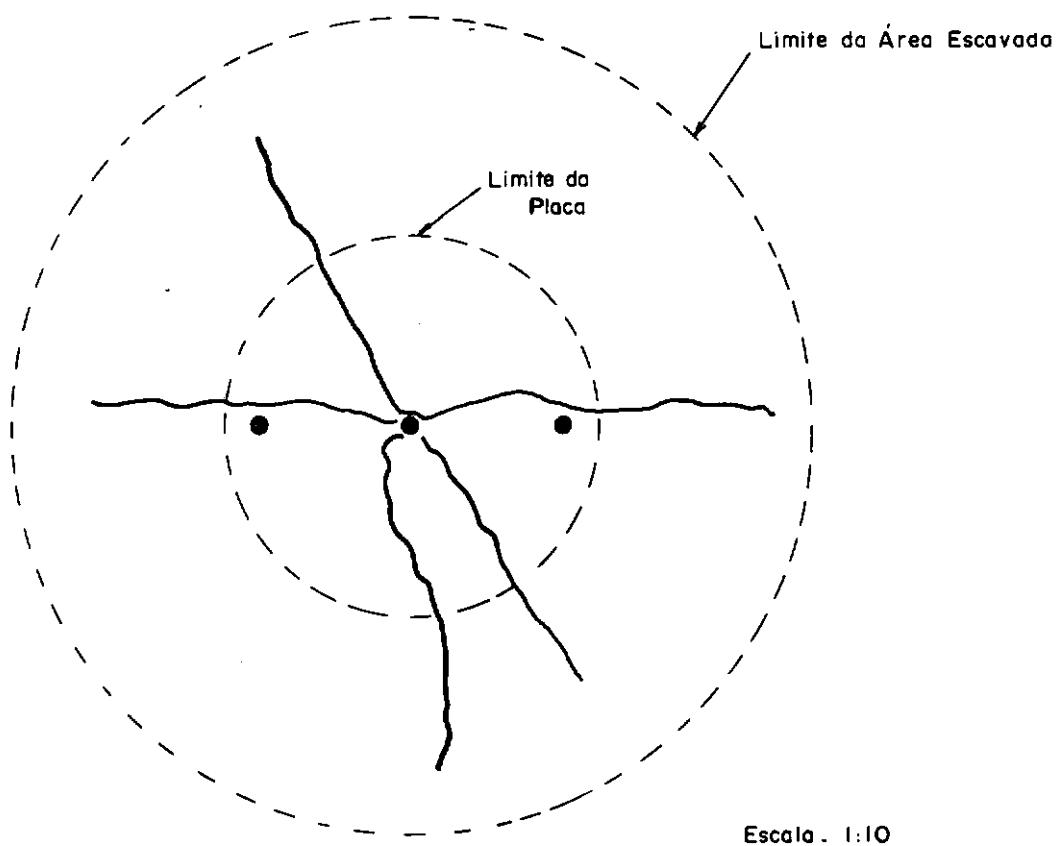


FIG. VI. I - TRINCAS SUPERFICIAIS APÓS O ÚLTIMO ESTÁGIO DE CARREGAMENTO DO ENSAIO N° 10 ($B = 50\text{cm}$; $D = 60\text{cm}$ e $L = 100\text{cm}$).



Foto VI.1 - Vista do ensaio 7 após o último estágio de carga. Observe-se a altura do carregamento. Devido à esbeltez da viga, tornava-se perigoso acrescentar novas cargas. A escada de madeira do outro lado da viga servia para a colocação dos pesos. Os blocos de concreto embaixo da viga serviam de calço para impedir o abaixamento brusco da viga (na hora do arrancamento da placa), arriscando-se a quebrar as placas-peso.

tura nem por extrapolação, uma vez que os extensômetros não acusaram qualquer deslocamento da placa até o nível de carregamento ensaiado (2332 Kgf).

O segundo grupo compõe-se dos ensaios 4 ($B = 40\text{cm}$, $D = 30\text{cm}$), 8 ($B = 50\text{cm}$, $D = 30\text{cm}$), 9 ($B = 50\text{cm}$, $D = 45\text{cm}$), 14 ($B = 30\text{cm}$, $D = 45\text{cm}$), 17 ($B = 20\text{cm}$, $D = 30\text{cm}$) e 18 ($B = 20\text{cm}$, $D = 45\text{cm}$). Nesses, as trincas foram semelhantes às do primeiro grupo, mas a ruptura ficou bem caracterizada. A placa ao ser arrancada trouxe junto um bloco de solo compactado de formato variando entre tronco de cone e cilindro (fotos VI.2, VI.3, VI.4 e VI.5). Pode-se notar pelas fotografias que os ensaios 4 e 14 não apresentaram trincas no solo natural, isto é, fora do bloco arrancado; e, no ensaio B, apenas uma trinca saiu fora dos limites da escavação (ver foto VI.3). Apoiado no fato de não haver qualquer manifestação de ruptura no terreno natural acredita-se nestes casos, que esses limites coincidam com a superfície de ruptura (fig. VI.2).

Os ensaios 5, 11, 12, 13 e 14 foram o terceiro grupo. A princípio eles se comportaram como os do grupo anterior, mas nos três últimos estágios apareceram trincas circulares nos limites da escavação e, partindo dessas, outras trincas radiais, já no solo natural. No último estágio, as trincas circulares se uniram, separando o solo compactado do solo natural e formando um bloco solidário à placa, como já foi descrito anteriormente (foto VI.6). As trincas, no solo natural, em alguns casos, tiveram comprimentos de até 100cm e aberturas de até 2cm. Quando se tentou extrair a placa com o bloco de terra compactado solidário a ela, todo o solo em volta se levantou de 2 a 3 centímetros na vizinhança do bloco e

variando até zero na outra extremidade da trinca (foto VI.7).

Não foi feita nenhuma escavação para verificar a superfície de ruptura, mas não se pode mais dizer que esta passe pelos limites da escavação; acredita-se até que ela possa ter a forma da fig. VI.3.

VI.3 Influência do embutimento

As forças aplicadas na ruptura foram homogeneousmaiores para a placa de 30cm com relação à de 20cm, apresentando, inclusive, um crescimento linear para os três embutimentos com uma inclinação bastante próxima em ambos os casos, conforme fig. VI.4.a. No entanto, para a placa de 40cm, as forças na ruptura foram sempre menores do que as da placa de 30cm, sendo que, para o embutimento de 45cm seu valor foi praticamente igual ao da placa de 20cm na mesma profundidade. Além disso, o crescimento observado não foi linear. O número de ensaios foi muito pequeno para se tirar qualquer conclusão quanto à inversão referida acima, mas entre as prováveis causas pode-se citar efeito do reaterro, variação no teor de umidade (23 a 30%) e heterogeneidade do solo.

Analizando-se quanto à pressão sobre a placa no instante da ruptura, observou-se que estas cresceram de forma inversa ao diâmetro da placa; um fato não de todo inesperado, uma vez que a área da placa entra no denominador, no cálculo da mesma. Esperava-se, entretanto, um resultado mais homogêneo em cada embutimento. Para as três placas observou-se um crescimento razoavelmente contínuo



Foto VI.2 - Ensaio 4, após o arrancamento da placa (a seta mostra a placa aparecendo no fundo do bloco). Pode-se observar que o formato do bloco de terra foi aproximadamente tronco-cônico.

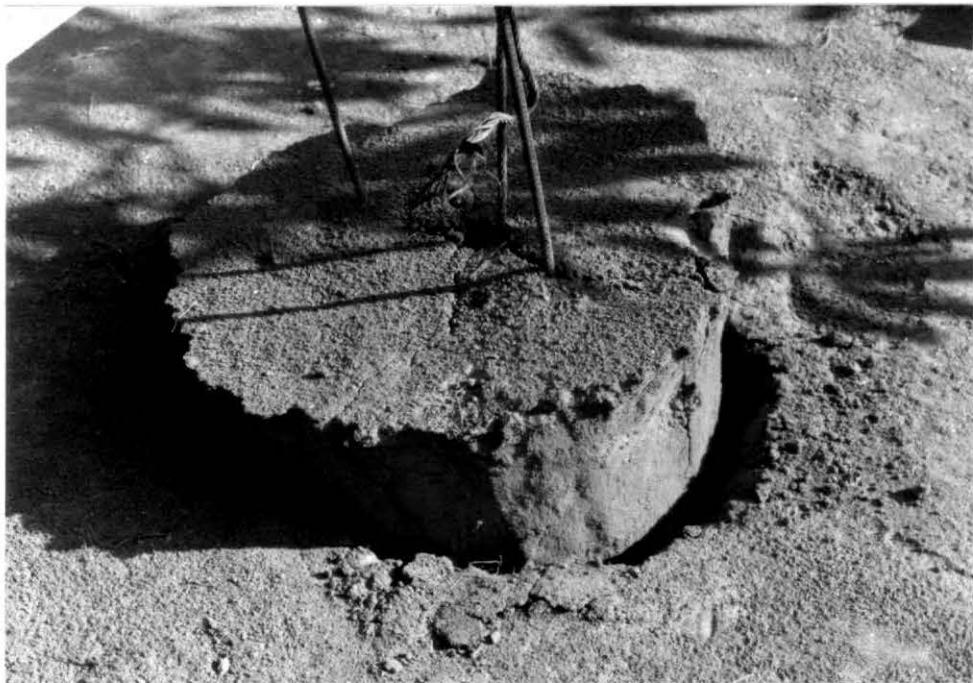


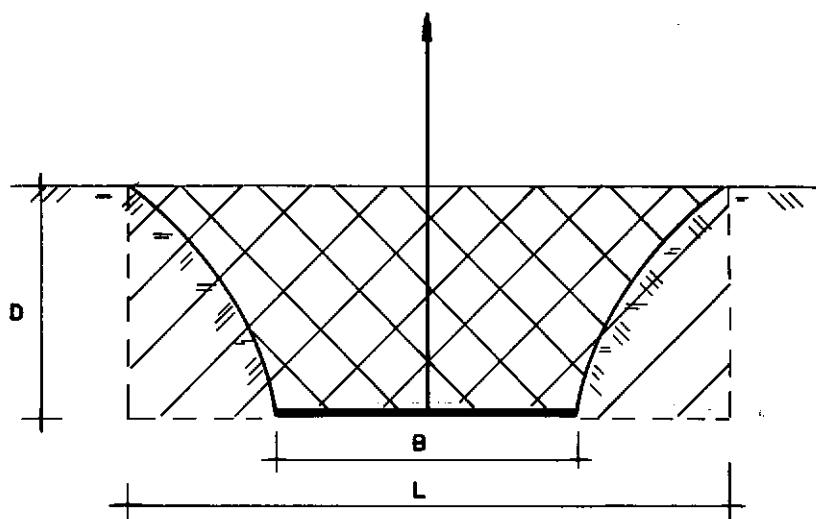
Foto VI.3 - Ensaio 8 ($B=50$, $D=30$) após o arrancamento. Pode-se observar, na parte superior do bloco, apenas algumas pequenas trincas radiais. Observe-se também a única trinca que se prolongou além da escavação. O diâmetro da escavação, nesse caso, foi de 100cm. O formato do bloco foi, aproximadamente, tronco-cônico.



Foto VI.4 - Ensaio 8 visto de outro ângulo.

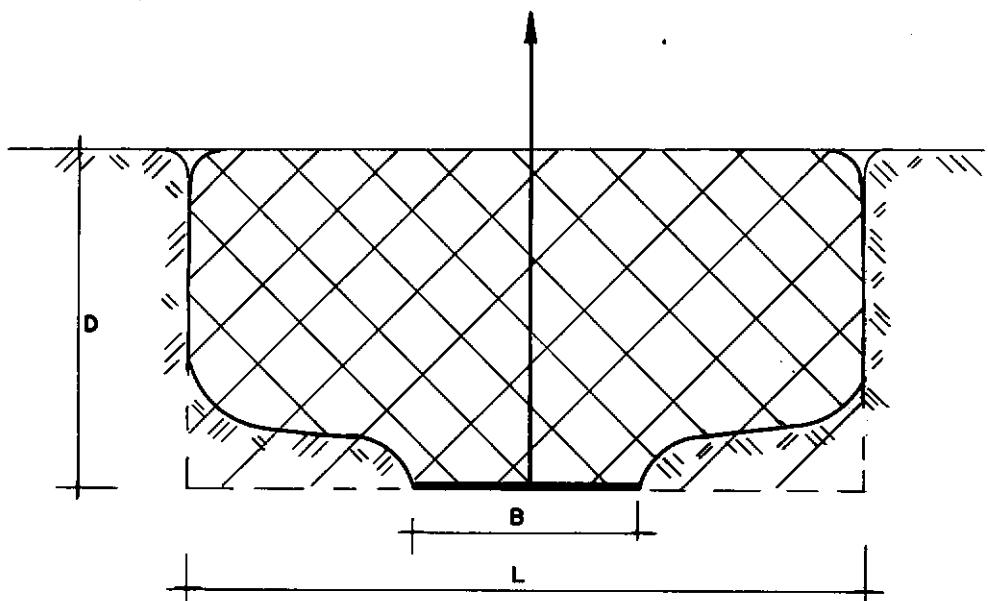


Foto VI.5 - Ensaio 14 ($B=30\text{cm}$, $D=45\text{cm}$). A diferença essencial entre este ensaio e os ensaios anteriores (4 e 8) é que neste, o diâmetro da escavação foi três vezes maior que o diâmetro da placa (90cm) enquanto que nos outros dois ele foi maior apenas duas vezes (80cm e 100cm, respectivamente).



Escala . 1:10

a) ENSAIO N° 4 ($B = 40\text{cm}$; $D = 40\text{cm}$ e $L = 80\text{cm}$).



Escala . 1:10

b) ENSAIO N° 14 ($B = 30\text{cm}$; $D = 45\text{cm}$ e $L = 90\text{cm}$).

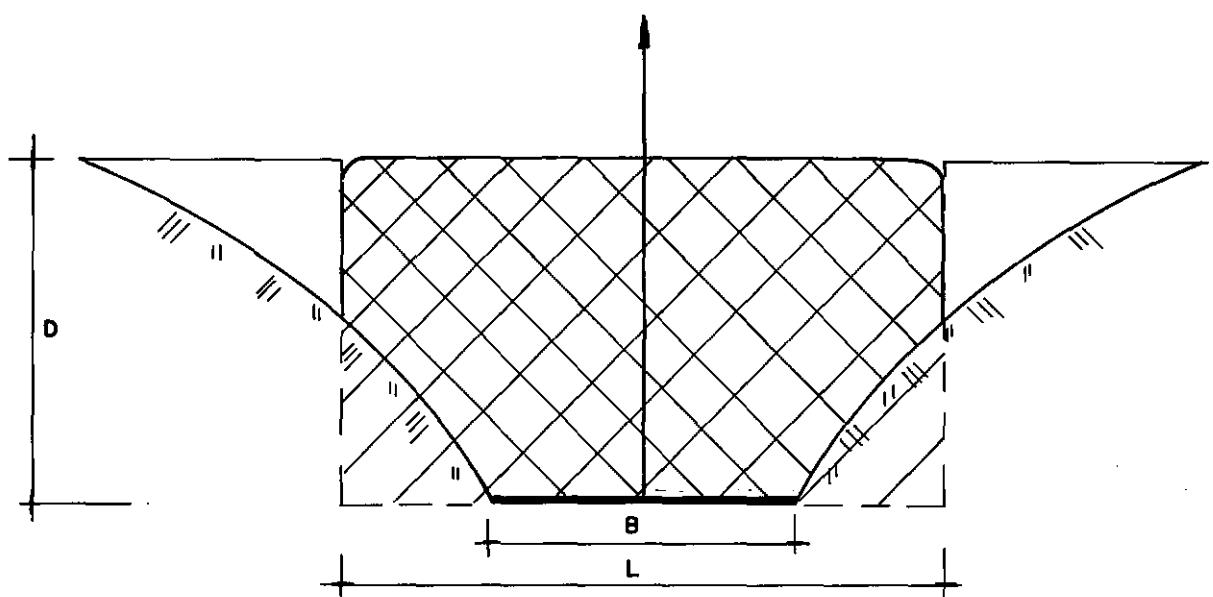
FIG. VI. 2 - SUPERFÍCIES DE RUPTURA PROVÁVEIS PARA OS ENSAIOS DO 2º GRUPO.



Foto VI.6 - Ensaio 5. Observe-se as trincas fora dos limites da escavação (não confundir com os riscos radiais e circulares traçados para facilitar a marcação das trincas) e o pequeno levantamento do solo nas bordas do furo.



Foto VI.7 - Ensaio 12 ($B=30\text{cm}$, $D=45\text{cm}$). Observe-se como as trincas se estenderam fora dos limites da escavação. Nessa ruptura a área envolvida foi de, aproximadamente, 3.14 m^2 . (A área da escavação é de 0.283 m^2).



Escala : 1:10

FIG. VI. 3 - ENSAIO N° 5 ($B = 40\text{cm}$; $D = 45\text{cm}$ e $L = 80\text{ cm}$).
SUPERFÍCIE DE RUPTURA PROVÁVEL.

da pressão com o embutimento conforme coeficiente de correlação linear apresentado na fig. VI.4.b.

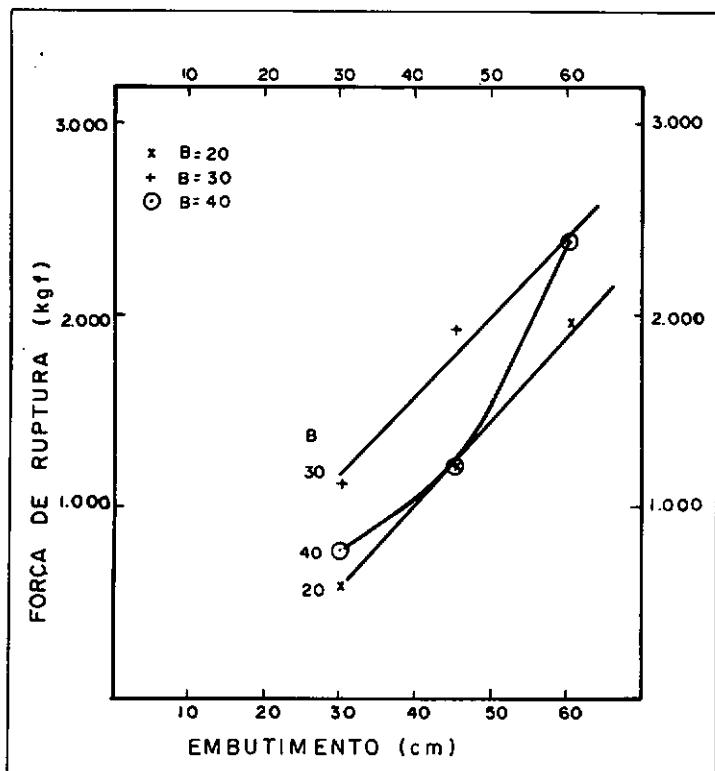
Na fig. VI.5 são apresentados resultados em ensaios semelhantes obtidos por Ali (1968) para uma argila bentonítica - placa de 3" de diâmetro - e por Clemence-Veesaert (1977) para uma areia seca - placas de 3" e 5" de diâmetro. Em todos os casos a pressão de ruptura cresce com o embutimento. Também para Clemence-Veesaert a pressão de ruptura foi maior para a placa de diâmetro menor, sendo que a diferença cresceu bastante com o embutimento conforme mostrado na fig. VI.5. Tal fato pode ser observado da mesma forma nos ensaios da fig. VI.4.b, especialmente nas placas de 20cm e 30cm.

VI.4 Influência do diâmetro da placa

Nas figuras VI.6.a e VI.6.b estão, respectivamente, plotadas as forças e as pressões na ruptura, com relação aos diâmetros das placas, para os embutimentos de 30, 45 e 60cm.

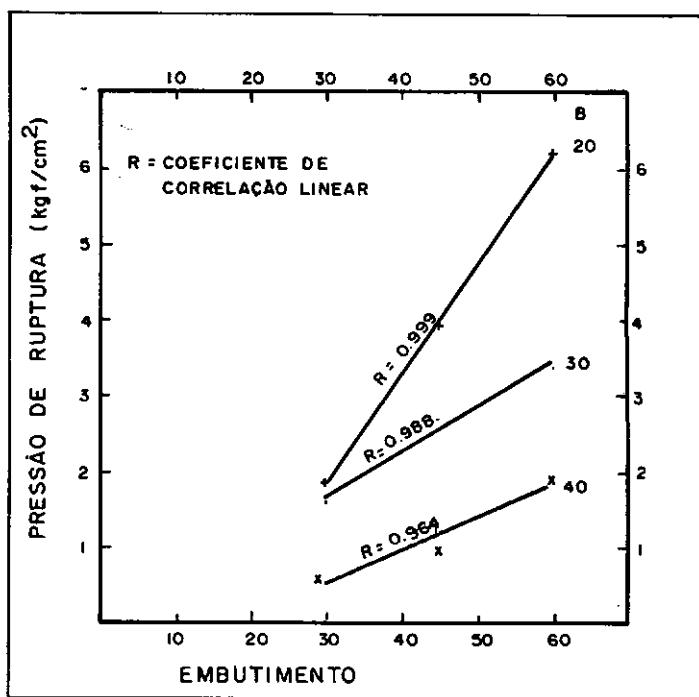
Com relação à força de ruptura, nota-se, nos gráficos da fig. VI.6.a, uma inversão da placa de 30cm com a placa de 40cm, já mencionadas no ítem anterior.

Com relação à pressão de ruptura, fig. VI.6.b, nota-se que esta, para uma dada profundidade, diminui com o aumento da placa de forma não linear e que a partir de um certo diâmetro todas as curvas tendem para um valor constante. Fica claro, aqui, a influência do reaterro, que com o seu peso próprio passa a contribuir ca-

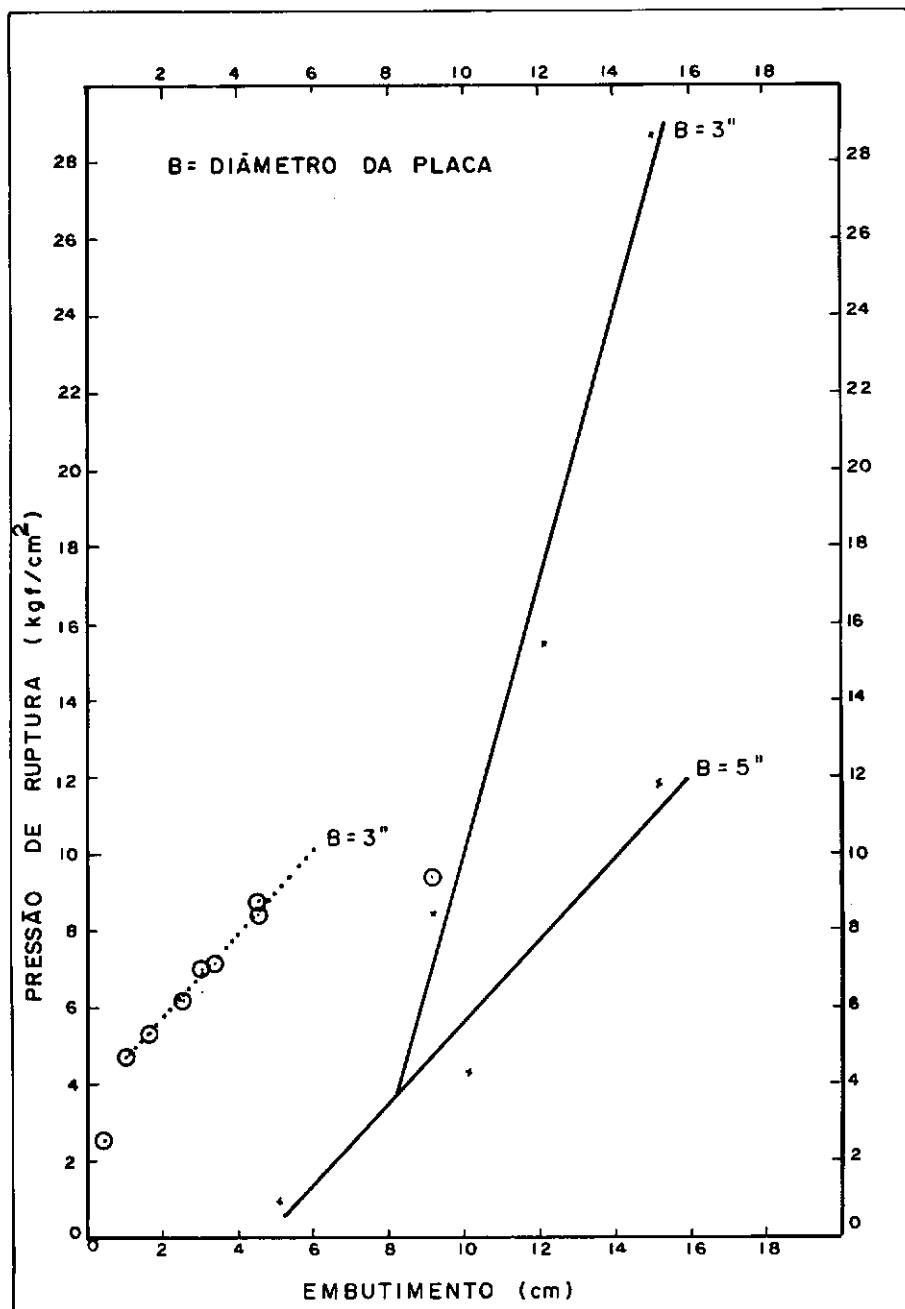


(a)

FIG. VI. 4 - INFLUÊNCIA DO EMBUTIMENTO SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO. ($L = 2B$)



(b)



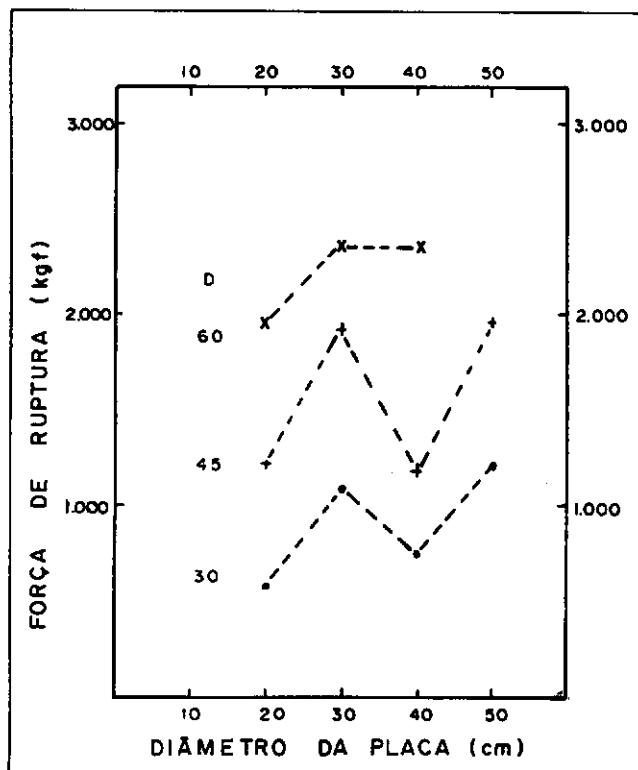
..... Mohammed S. Ali (Argila Betonita)

— Clemence Veesaert (Areia Seca)

FIG.VI. 5 - GRÁFICO PRESSÃO DE ARRANCAVIMENTO NA RUPTURA x PROFUNDIDADE.

Tab. VI.1 - Parâmetros constantes em todos os ensaios.

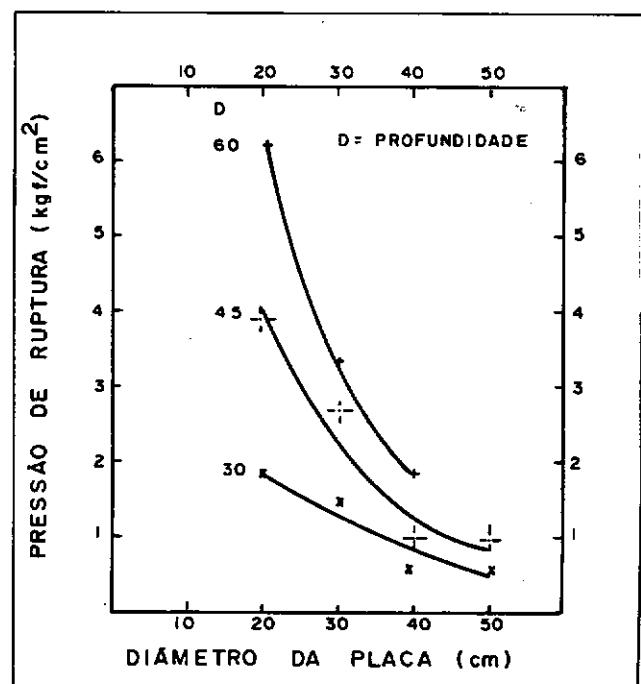
ENS.	B (cm)	D (cm)	L (cm)	λ	γ (gf/cm ²)	W (Kgf)	h (%)
4	40	30	80	0.750	1.78	12.4	23.28
5		45		1.125	2.07		27.83
7		60		1.500	1.95		25.00
8	50	30	100	0.600	1.66	17.5	22.23
9	45			0.900	2.04		30.60
10	60			1.200	1.98		25.43
11	30	60	60	2.000	1.74	5.55	22.89
12		45		1.500	1.91		24.64
13		30		1.000	1.76		23.07
14	30	45	90	1.500	2.00	5.55	25.69
15			30		2.04		26.37
17	20	30	40	1.500	1.99	2.11	25.50
18		45		2.250	2.04		30.07
19		60		3.000	2.06		29.27



(a)

FIG. VI. 6 - INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DA PLACA SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO. ($L = 28$)

(b)



da vez mais na resistência à tração.

VI.5 Influência da profundidade relativa

Segundo prática já utilizada por pesquisadores, tais como Ali (1968), Rowe e Davis (1982), Davie e Sutherland (1977) e outros, tentou-se relacionar a pressão de ruptura com a profundidade relativa, D/B, que apresenta a característica de ser um parâmetro adimensional e englobar, conjuntamente, dois elementos de pesquisa que, separados, afetam consideravelmente o comportamento do conjunto placa-solo.

Na fig. VI.7 são apresentados resultados obtidos de 14 diferentes ensaios com placas de 20, 30, 40 e 50cm de diâmetro e, inclusive, uma placa quadrada de 40cm de lado (ver foto VI.8).

Observa-se na fig. VI.7 que todas as pressões de ruptura, obtidas em ensaios onde se variou o tamanho e a profundidade da placa, o diâmetro da escavação e até o formato da placa, tenderam para uma única reta cujo único fator a ser considerado é a profundidade relativa. O mesmo comportamento foi observado nos dados de Balla (1961), Ali (1968) e Clemence-Veesaert (1977) fig. VI.8. Esta relação linear, entretanto, só foi observada nos casos de fundações rasas (Davis e Sutherland-1977, Ali-1968 e outros).



Foto VI.8 - Placa quadrada - Esta placa foi confeccionada com o intuito de se pesquisar a influência da forma da placa sobre a pressão de ruptura, mas a idéia foi posteriormente abandonada por se ter apenas um resultado isolado para análise.

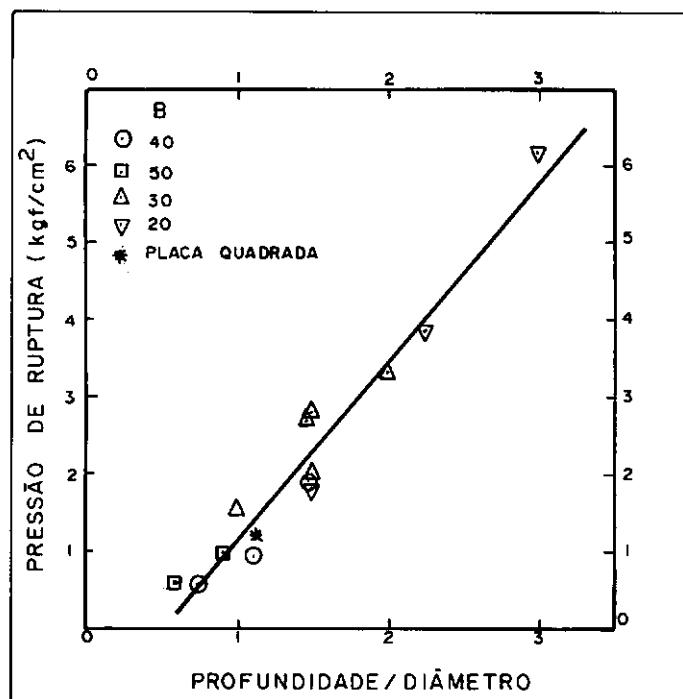
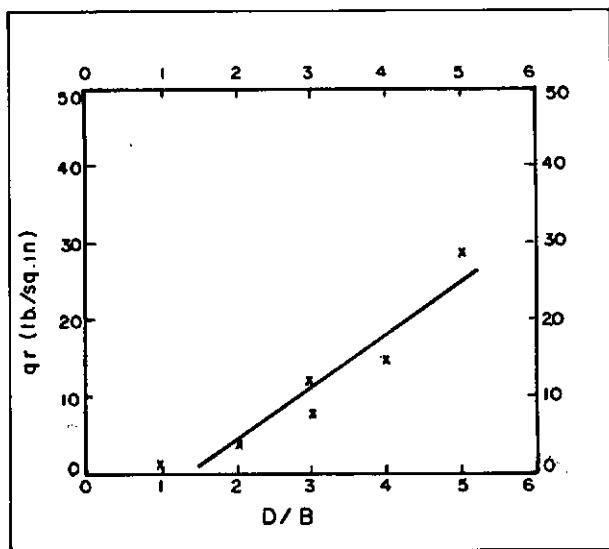
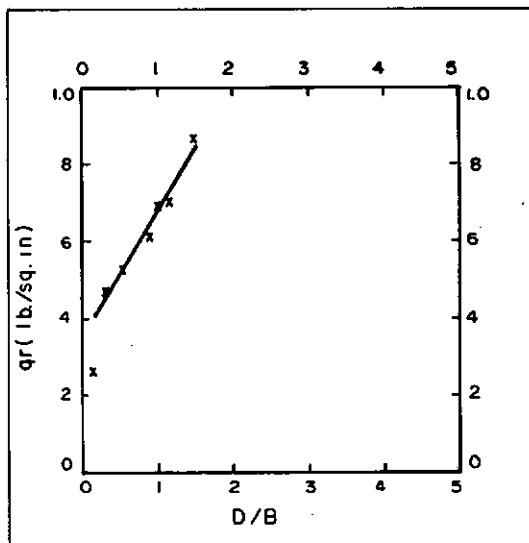


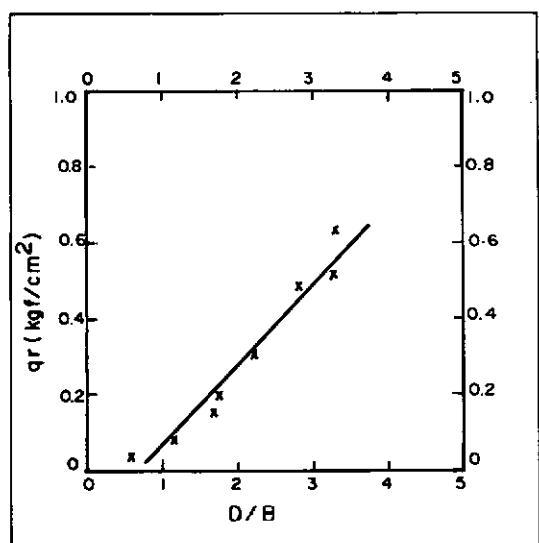
FIG.VI. 7 - INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE RELATIVA (D/B) SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO.



(a) Clemence-Veesaert (1.977).
(Areia Seca)



(b) Ali (1.968).
(Argila Betonítica)

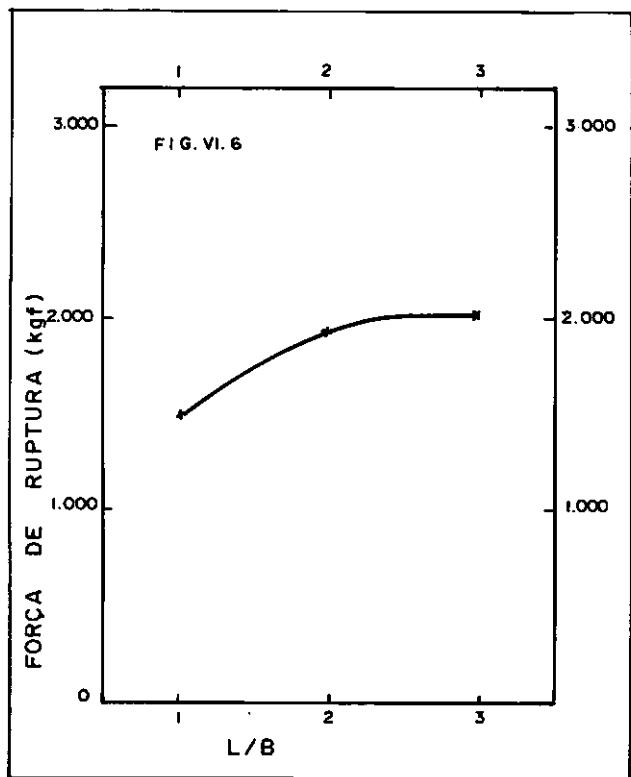


(c) Balla (1.961).
(Areia Seca)

FIG.VI.8 - INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE RELATIVA SOBRE
A CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO.

VI.6 Influência do diâmetro da escavação

Para verificar a influência do diâmetro da escavação, além do ensaio 12 ($B = 30\text{cm}$, $D = 45\text{cm}$, $L = 60\text{cm}$), foram realizados mais dois ensaios, 14 e 15, onde, para a mesma placa (30cm) e a mesma profundidade (45cm), o diâmetro da escavação foi igual a 3 vezes e a 1 vez o diâmetro da placa, respectivamente. As figuras VI.9.a e VI.9.b mostram os resultados desses ensaios. Segundo esses resultados, tanto com relação à força de ruptura quanto com relação à pressão de ruptura, a capacidade de carga à tração do conjunto placa-solo aumentou um pouco com o aumento do diâmetro da escavação, mas logo tendeu para um valor constante. Isso deve-se ao fato de que com o aumento da escavação há um aumento da área de reaterro e afastamento do terreno natural tornando a região de ruptura mais homogênea.



(a)

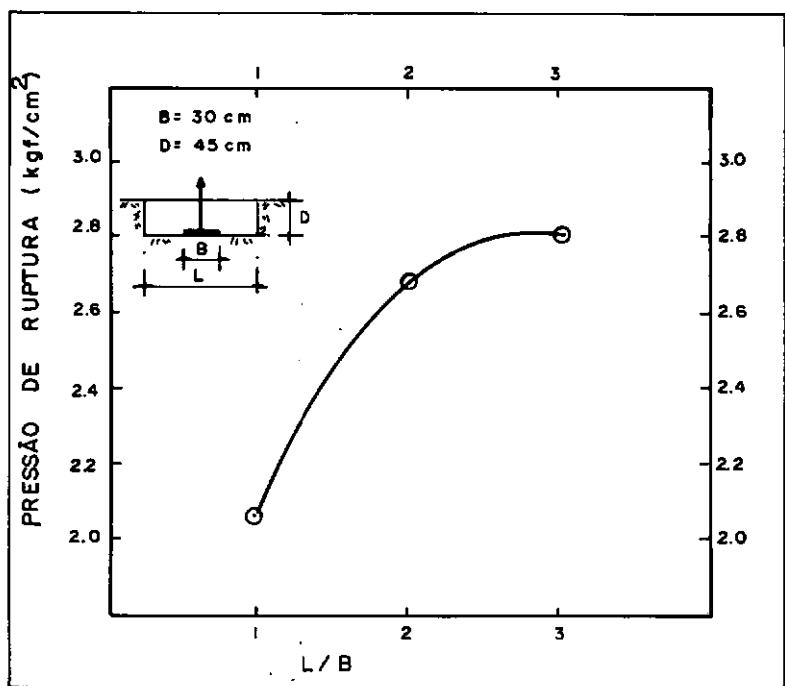


FIG. VI. 9 - INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DA ESCAVAÇÃO SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO.

A P L I C A Ç Ã O D O S M E T O D O S
D E C Á L C U L O

CAPÍTULO VII

APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO

VII.1 Introdução

Este capítulo apresenta, inicialmente, o cálculo detalhado do ensaio nº 7 usando os métodos: Balla, Meyerhof e Adams, Duke, Grenoble, Rowe, e Das (todos descritos no capítulo II). Em seguida, apresenta uma tabela com os resultados dos outros ensaios calculados pelos mesmos métodos e compara esses resultados teóricos com os resultados obtidos nas provas de carga descritas no capítulo III. Por último, faz uma retroanálise pelo método do tronco de cone calculando o ângulo α (fig. II.1) de todas as provas de carga executadas para esta pesquisa e compara esses valores com os valores comumente adotados na prática (15 a 30 graus).

VII.2 Exemplos de cálculos

VII.2.1 Método de Balla

$$Q_r = \gamma(D-v)^3 [F1(\phi, \lambda) + (c/\gamma)/(D-v) F2(\phi, \lambda) + F3(\phi, \lambda)] + 6$$

a) Dimensões da placa:

$$B=40\text{cm}, v=0, D=60\text{cm} \Rightarrow \lambda = D/B=60/40 \therefore = 1.5$$

b) Parâmetros geotécnicos:

$$c=0.30\text{Kgf/cm}^2, \phi=19.6^\circ, \gamma=1.95\text{gf/cm}^3$$

c) Peso próprio da placa:

$$G=12.4\text{Kgf}$$

d) Determinação dos coeficientes F1, F2 e F3:

Os coeficientes F1, F2 e F3 são determinados por interpolação linear na fig. II.4 em função de $\lambda=1.5$ e $\phi=20^\circ$

Para $\lambda=1.5$ e $\phi=20^\circ \Rightarrow F1(1.5, 20^\circ)=0.995, F2(1.5, 20^\circ)=3.32$ e $F3(1.5, 20^\circ)=0.46$

e) Cálculo da força de ruptura:

$$Q_r = 60^3 \times 0.00195 \times [0.995 + 0.3/0.00195 \times 3.32/60 + 0.46] + 12.4 \\ \Rightarrow Q_r = 421.1\text{Kgf}$$

VII.2.2 Método de Meyerhof e Adams

$$Q_r = \pi cBD + s(\pi/2)\gamma BD^2 K \operatorname{tg}\phi + Ps + W$$

a) Determinação de s:

$$s = 1 + mD/B$$

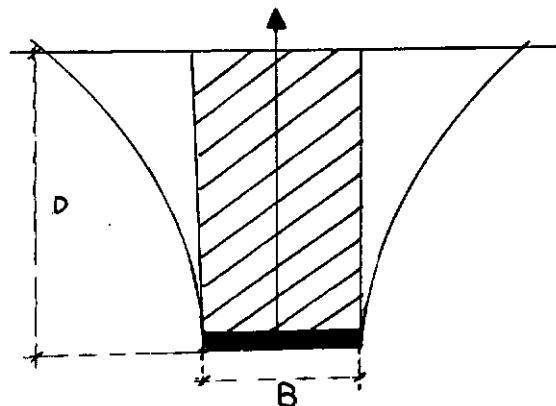
$$m = 0.05 \text{ (tab. II.1)}$$

$$s = 1 + 0.05 \times 60/40 \Rightarrow s = 1.075$$

b) Determinação de Ku:

$$K_u = 0.846 \text{ para } \phi = 20^\circ \text{ (fig. II.8)}$$

c) Cálculo de Ps:



$$P_s = \pi B^2 / 4 \times D \times \gamma$$

$$P_s = 3.14159 \times 40 / 4 \times 60 \times .00195$$

$$\therefore P_s = 147.03 \text{ Kgf}$$

d) Cálculo da força de arrancamento:

$$Q_r = 3.14159 \times 0.3 \times 40 \times 60 + 1.075 \times 3.14159/2 \times .00195 \times 40 \times 60 \times 0.846 \times \operatorname{tg} 19.6 + 147.03 + 12.4$$

$$\Rightarrow Q_r = 2564 \text{ Kgf}$$

VII.2.3 Método da Universidade de Duke

$$q_r = c\bar{F}_c + \gamma D \bar{F}_q$$

a) Determinação de \bar{F}_c e \bar{F}_q :

$$\text{Para } \lambda=1.5 \text{ e } \phi=20^\circ \Rightarrow \bar{F}_c = 7.01 \text{ e } \bar{F}_q = 2.20 \text{ (tab. II.2)}$$

b) Cálculo de qr:

$$qr = 0.30 \times 7.01 + .00195 \times 60 \times 2.20 \Rightarrow qr = 2.36 \text{Kgf/cm}^2$$

Cálculo de Qr:

Qr = qrSb, sendo Sb = área da placa

$$Qr = 2.36 \times 3.14159 \times 40^2/4 \Rightarrow \underline{Qr = 2966 \text{Kgf}}$$

VII.2.4 Método da Universidade de Grenoble

$$Qr = PbD | cMc + \gamma D(M\phi + M\gamma) + qoMq | + W + (Sb - sf)\gamma D$$

a) Cálculo de Pb:

$$Pb = \pi B \Rightarrow Pb = 3.14159 \times 40 \therefore Pb = 125.66 \text{cm}$$

b) Determinação de Mc e M ϕ +M γ :

$$qo = 0 \Rightarrow qoMq = 0$$

Para D/R=3 (R=B/2), $\phi=20^\circ$ e $\alpha=-\pi/4$ (fig. II.13)

$$Mc = 0.94 \text{ e } M\phi + M\gamma = 0.18$$

c) Cálculo de Sb e Sf:

$$Sb = \pi B^2/4 = 3.14159 \times 40^2/4 = Sb = 1256.64 \text{cm}^2$$

$$Sf = 0$$

d) Cálculo de Qr:

$$Qr = 125.66 \times 60 \times |0.3 \times 0.94 + .00195 \times 60 \times 0.18| + 12.4 + 1256.64 \times .00195 \times 60$$

$$\Rightarrow \underline{q_r = 2444 \text{Kgf}}$$

VII.2.5 Método de Rowe (supondo $\psi=\phi$):

$$\underline{qr = cF'_c + \gamma DF'_Y}$$

a) Determinação de F'_c :

$$F'_c = F_c + q_s c, \quad q_s = 0 \Rightarrow F'_c = F_c$$

Para $\lambda=1.5$ e $\phi=20^\circ \Rightarrow F_c = 2.7$ (fig. II.15)

b) Determinação de F'_Y :

$$F'_Y = F_Y R_\psi R_r R_k$$

Para $\lambda=1.5$ e $\phi=20^\circ$

$$\Rightarrow F_Y = 1.8 \text{ (fig. II.16)} \text{ e } R_\psi = 1.014 \text{ (fig. II.17)}$$

$R_r = 1$ e $R_k = 1$ (Ver ítems II.8b e II.8c)

$$F'_Y = 1.8 \times 1.014 \times 1 \times 1 \therefore F'_Y = 1.8252$$

c) Cálculo de q_r :

$$q_r = 0.30 \times 2.7 + .00195 \times 60 \times 1.8252$$

$$\Rightarrow q_r = 1.023 \text{Kgf/cm}^2$$

d) Cálculo de Q_r :

$$Q_r = q_r S_b = 1.023 \times 3.14159 \times 40^2 / 4 = \underline{Q_r = 1286 \text{Kgf}}$$

VII.2.6 Método de Das

$$Q_o = \pi B^2 / 4 (c_u F_c + \gamma D) \quad \text{e} \quad Q_r = Q_o + W$$

a) Dados do ensaio:

$$B = 40\text{cm}; D = 60\text{cm}; \gamma = 1.95\text{gf/cm}^3; W = 12.4\text{Kgf}$$

b) Determinação de c_u :

Segundo ensaios de laboratório do tipo triaxial UU, $c_u = 0.3\text{Kgf/cm}^2 = 29.42\text{KN/m}^2$ (solo natural)

c) Determinação da razão de embutimento crítica:

$$(D/B)_{cr} = 0.107 \times 29.42 + 2.5 \leq 7 \text{ (eq. II.12)}$$

$$\Rightarrow (D/B)_{cr} = 5.65 \text{ (solo natural)}$$

d) Cálculo de α :

$$\alpha = (D/B)/(D/B)_{cr} = 1.5/5.65 \Rightarrow \alpha = 0.27$$

e) Determinação de β :

$$\text{Com } \alpha = 0.27 \Rightarrow \beta = 0.42 \text{ (fig. II.22)}$$

f) Cálculo de F_c :

$$F_c = \beta F'_c = 0.42 \times 9 \text{ (ver método de Das)} \Rightarrow F_c = 3.78$$

g) Cálculo de Q_o :

$$Q_o = (3.14159 \times 40^2/4) (3.78 \times 0.3 + .00195 \times 60)$$

$$\Rightarrow Q_o = 1572 \text{ Kgf}$$

h) Cálculo de Q_r :

$$Q_r = 1572 + 12.4 \Rightarrow Q_r = 1584.4 \text{ Kgf}$$

VII.3 Comparação entre os resultados teóricos obtidos pela aplicação dos diversos métodos e os resultados das provas de carga

Como já foi comentado no capítulo VI, em alguns ensaios a ruptura ocorreu apenas no solo compactado e em outros ensaios a ruptura ocorreu tanto no solo compactado quanto no solo natural. Em vista da dificuldade de se determinar qual a porcentagem com que cada solo contribuiu na resistência ao arrancamento, optou-se por fazer dois cálculos teóricos da resistência: um considerando que todo o solo tenha os parâmetros de resistência do solo compactado e outro, que todo o solo tenha os mesmos parâmetros do solo natural. A tabela VII.1 fornece os resultados desses cálculos para cada método e ainda uma medida da discrepância de cada um em relação aos resultados obtidos nas provas de carga calculada como $(Q_t - Q_r)/Q_r \times 100$. Os sinais positivos indicam que os valores calculados foram maiores que os medidos e o sinal negativo, o inverso.

Observando-se a tabela VII.1 nota-se que o método de Balla tende para valores maiores que os reais. O inverso pode ser notado nos métodos de Rowe e Das, isto é, tendem a fornecer valores menores que os reais. Os outros métodos (Duke, Meyerhof e Grenoble), apresentaram valores bem próximos dos reais em alguns casos e valores bem discrepantes em outros. Dizer se um método é bom ou não, ou qual o melhor método a ser utilizado é muito difícil; to-

TAB. VII.1 - Resultado* da aplicação dos mētodos de Balla, Meyerhof e Adams, Universidade de Duke, Universidade de Grenoble, Mētodo de Rowe, e Mētodo de Das.

N	PROVA CARGA	BALLA c=.3 c=.53	DUKE c=.3 c=.53	MEYERHOF c=.3 c=.53	GRENOBLE c=.3 c=.53	ROWE c=.3 c=.53	DAS c=.3 c=.53					
4	767	---- + 64	1260 +180	2146 + 62	1242 +176	2115 + 46	1122 +147	1894 +147	---- +147	758 - 2	1278 + 67	
5	1181	2718 +130	4523 +283	2075 + 76	3498 +196	1910 + 62	3226 +173	1768 + 50	2952 +150	931 - 21	1509 + 28	1181 0 + 68
7	2362	4211 + 78	6960 +195	2966 + 26	4992 +111	2564 + 9	4326 + 83	2444 + 3	4074 + 72	1286 - 46	2067 - 13	1584 - 33 + 13
8	1217	---- + 26	1534 +114	2603 + 29	1565 +118	2656 + 14	1387 + 91	2330 + 91	---- + 91	1016 - 16	1707 + 40	
9	1963	---- + 28	2518 +115	4218 + 23	2420 +107	4065 + 12	2202 + 86	3649 + 86	---- + 86	1523 - 22	2539 + 29	
11	2368	3134 + 32	5270 +123	2418 + 2	4118 - 9	1874 + 21	3195 + 35	1837 - 22	3099 + 31	893 - 62	1462 - 38	1110 - 53 - 20
12	1908	2276 + 19	3822 +100	1620 - 15	2760 +116	1398 - 27	2385 + 25	1328 - 30	2245 + 18	673 - 65	1103 - 42	868 - 54 - 22
13	1103	1197 + 9	2037 + 85	962 - 13	1650 +150	915 - 17	1569 + 42	833 - 24	1418 + 29	436 - 60	727 - 34	577 - 47 - 10
17	581	977 + 68	1664 +186	702 + 21	1208 + 26	605 + 4	1042 + 79	573 - 1	980 + 69	284 - 51	475 - 18	377 - 35 + 12
18	1222	1652 + 35	2797 +129	1234 + 1	2114 - 1	923 - 24	1582 + 29	920 - 25	1564 + 28	442 - 64	731 - 40	557 - 54 - 21
19	1948	2548 + 31	4279 +120	1781 - 9	3035 + 56	1253 - 36	2138 + 10	1322 - 32	2232 + 15	586 - 70	962 - 51	736 - 62 - 35

Obs.: Os nūmeros precedidos dos sinais + ou - sāo resultados do cálculo $(Q_t - Q_r)/Q_r \times 100$

Onde: Q_r = carga de ruptura obtida nas provas de carga(Kgf);
 Q_t = carga de ruptura obtida através da aplicação dos diversos mētodos(Kgf).

*Esses valores mencionados acima permitem uma melhor visão da discrepância, quando houver, entre os resultados teóricos e os resultados das provas de carga. O sinal positivo indica que o valor teórico foi maior que o medido, e o sinal negativo, que foi menor.

dos eles trazem algum grau de incerteza. Cabe ao engenheiro, com sua experiência, escolher aquele que melhor se adapte ao seu caso; aquele com o qual ele terá mais segurança em trabalhar.

VII.4 Cálculo do ângulo α por retroanálise das provas de carga pelo método do tronco de cone

O método do tronco de cone calcula a força de arrancamento como sendo o peso do solo contido em um tronco de cone formado pela placa e a superfície do terreno (ver fig. II.1). O ângulo α é, na prática, estimado entre 15 e 30 graus.

Para melhor avaliação do desempenho desse método determinou-se, por retroanálise, o ângulo α de cada ensaio e comparou-se com os valores normalmente adotados. (Os parâmetros considerados foram os do solo compactado). A tab. VII.2 é o resultado da retroanálise.

Todos os ângulos calculados variaram entre 60 e 76 graus. Isto significa que se as forças de arrancamento fossem calculadas pelo método do tronco de cone, adotando-se α variando entre 15 e 30 graus, estar-se-ia trabalhando com valores bem abaixo dos valores reais. Obviamente estaria a favor da segurança, mas seria muito anti-econômico.

Não se observou nenhuma lei de comportamento do ângulo α , seja com parâmetros geotécnicos, seja com parâmetros geométricos.

Tab. VII.2 - Resultados da retroanálise pelo método do tronco de cone.

Ens.	Qr(Kgf)	α
4	767	70.5
5	1181	60.0
7	2362	60.8
8	1217	75.1
9	1963	66.4
11	2368	64.2
12	1908	69.8
13	1103	75.7
17	581	69.6
18	1222	65.2
19	1948	60.8

C O N C L U S Õ E S E S U G E S T Õ E S

CAPÍTULO VIII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

VIII.1 Conclusões

Da presente pesquisa sobre ensaios "in situ" de placas horizontais reduzidas pode-se tirar as seguintes conclusões:

- No solo tropical em que foi realizada a pesquisa o comportamento geral foi, aparentemente, igual ao de outros solos já pesquisados.
- A pressão de ruptura aumenta de forma aproximadamente linear com o aumento da profundidade e esse aumento é tanto mais pronunciado quanto menor é o diâmetro da placa.
- Para uma mesma profundidade a pressão de ruptura diminui com o aumento da placa, mas parece haver um determinado diâmetro para o qual a influência da profundidade é quase inexistente.
- Existe uma relação aproximadamente linear entre a pressão de ruptura e a profundidade relativa (D/B) que não é afetada nem pelo diâmetro, nem pela profundidade e nem pela forma da placa, mas apenas pela relação D/B e pelo tipo de solo.
- A pressão de ruptura é muito pouco afetada pelo diâmetro da es-

cavação.

- A superfície de contato entre o solo natural e o solo compactado é uma superfície de fraqueza bem definida.
- Quanto aos métodos de cálculo da capacidade de carga à tração descritos no capítulo II, nenhum se mostrou totalmente satisfatório; sendo que o método do tronco de cone usado com o ângulo α variando de 15 a 30 graus é muito anti-econômico e o método de Balla tende a valores maiores que os reais. Os demais métodos atendem melhor aos quesitos de segurança e economia mas devem ser usados com cautela.

VIII.2 - Sugestões

Todo tipo de pesquisa envolvendo fundações tracionadas ainda é muito desejável, particularmente sobre:

- comportamento de outros solos tropicais como os solos residuais de basalto, por exemplo.
- a influência de outras formas e tamanhos de placas.
- profundidades maiores.
- placas inclinadas.
- a influência da relação $D/B < (D/B)_{cr}$ com diversos tamanhos e for-

matos de placas.

- influência da umidade.
- Estudar o comportamento Tensão x Deformação dos solos envolvidos; compactado, natural indeformado, e interface solo compactado - solo natural.
- Estudar caso "embebido totalmente em água", para eliminar o efeito da succção.

R E F E R E N C I A S B I B L I O G R Á F I C A S

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) ALI, M.S. "Pullout Resistance of Anchor Plates and Anchor Piles in Soft Betonite Clay". M.Sc. Thesis, Duke Univ., Duke Soil Mechanics Series Nº 17, 1968.
- (2) AOKI, N. "Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas". Coordenação Central de Pós-Graduação e Atividades Complementares. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações. Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976.
- (3) BALLA, A. "The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundations for Pylons". PROCEEDINGS FROM THE 5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENG. Vol. 1, 1961.
- (4) BARATA, F.E.; PACHECO, M.P.; DANZIGER, F.A.B. "Uplift Tests on Drilled Piers and Footings Built in Residual Soil". ANAIS DO VI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Rio de Janeiro, setembro, 1978.
- (5) BARATA, F.E.; PACHECO, M.P.; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. "Foundations Under Pulling Loads in Residual Soil - Analysis and Application of the Results of Loads Tests". PROCEEDINGS FROM THE 6th PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Lima, Peru, 1979.

- (6) BARATA, F.E. "Algumas Considerações Críticas sobre LATERITAS e MATERIAIS LATERÍTICOS - Necessidade de Terminologia Brasileira Adequada". SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA. Rio de Janeiro, 21 a 23 de setembro de 1981, pp.308-323.
- (7) BATMANABANE, L. "Résistance Maximale à l'Arrachement des Anchages en Milieu Cohérent". Thèse de Docteur - Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1973.
- (8) BEARD, R.M. and LEE (1975), H.J. "Holding capacity of direct embedment anchors", PROC., CIVIL ENGINEERING IN THE OCEANS III, ASCE, Vol.1, pp.470-485.
- (9) BHATNAGAR, R.S. "Pullout Resistance of Anchors in Silty Clay". M.Sc. Thesis, Duke University. DUKE SOIL MECHANICS SERIES Nº 18, 1969.
- (10) BIAREZ, J. & BARRAUD, Y. "Adaptation des Fondations de Pylônes au Terrain par les Méthodes de la Mécanique des Sols". RAPPORT 22-06 DE LA C.I.G.R.E., Paris, 1968.
- (11) CLEMENCE, S.P. and VEESAERT, C.J. "Dynamic Pullout Resistance of Anchor in Sand". INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SOIL-STRUCTURE INTERACTION. University of Roorkee, India, Jan., 1977.

- (12) DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. "Alguns Critérios para Dimensionamento de Fundações Submetidas a Esforços de Tração". V SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA. Recife, 1979a.
- (13) DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. "Análise Comparativa de Métodos para o Dimensionamento de Fundações a Partir dos Resultados das Provas de Carga Realizadas na LT 500 KV. Adriano-polis-Grajaú". V SNPTEL. Recife, 1979b.
- (14) DANZIGER, F.A.B. "Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração". Tese de Mestrado. COPPE/URFJ, Rio de Janeiro, 1983.
- (15) DAS, B.M. and SEELEY, G.R. "Breakout Resistance of Shallow Horizontal Anchors". JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, ASCE, Vol. 101, Nº GT9, September, 1975, pp. 999-1003.
- (16) DAS, B.M. "A Procedure for Estimation of Ultimate Uplift Capacity of Foundations in Clay". SOIL AND FOUNDATIONS, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 20, Nº 1, Mar. 1980. pp.77-82.
- (17) DAVIE, J.R. and SUTHERLAND, H.B. "Uplift Resistance of Cohesive Soils". JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION. September, 1977. pp. 935-952.

- (18) ESQUIVEL-DI'AZ, R.F. "Pollout Resistance of Deeply Duried Anchor in Sand". M.Sc. Thesis, Duke University. DUKE SOIL MECHANICS SERIES N° 8, 1967.
- (19) HANNA, T.H.; SPARKS, R.; YILMAZ, M. "Anchor Behaviour in Sand". JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION, ASCE, Vol. 98, N° SM11, November, 1972. pp.1187-1208.
- (20) HEIKKIDÄ, K. and LANE, J. "Uplift Resistance of Guy Anchor Plates". CONFÉRENCE INTERNATIONALE DES GRANDS RESEAUX ELECTRIQUES À HAUTE TENSION. Paris, 1964.
- (21) KUPFERMAN, M. (1971), "The vertical holding capacity of marine anchors in clay subjected to static and cyclic loading", M.S. Thesis presented to University of Massachusetts, Amherst, U.S.A.
- (22) MARIUPOL'SKII, L.G. "The Bearing Capacity of Anchor Foundation". SOIL MECHANICS AND ROUNDATION ENGINEERING, Consultants Bureau, N° 1, 1965.
- (23) MARTIN, D. "Calcul des Pieux et Fondations a Dalle des Pylônes de Transport d'Energie Electrique, Etude Théorique et Résultats d'Essais em Laboratoire et in Situ". ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS. Supplément au N° 307-308, 1973.
- (24) MARTIN, D. "Design of Anchor Plates", REPPORT 22-74, C.I.G.R.E., Paris, 1974 (revisado em 1977).

- (25) MEYERHOF, G.G. & ADAMS, J.I. "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations". CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, Vol. 5, N° 4, November, 1968.
- (26) PEREIRA PINTO, C. "Comportamento de Ancoragens para Torres Estaiadas em Solo Residual". Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, março de 1985.
- (27) PORCHERON, Y. & MARTIN, D. "Etude à la Rupture des Foundations de Pilônes Sollicitée à l'Arrachement". BELLETIN DE LA DIRECTION DES ÉTUDES ET RECHERCHES, Série B. Réseaux Électrique, Matériels Electriques, N° 2, 1968.
- (28) ROWE, R.K. and DAVIS, E.H. "The Behaviour of Anchor Plates in Clay". GEOTECHNIQUE 32, N° 1, pp. 9-23.
- (29) ROWE, R.K. and DAVIS, E.H. "The Behaviour of Anchor Plates in Sand". GEOTECHNIQUE 32, N° 1, pp. 25-41.
- (30) SUTHERLAND, H.B. "Model Studies for Shaft Raising Through Cohesionless Soils". PROCEEDINGS FROM THE 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Montreal, 1965.
- (31) TURNER, E.A. "Uplift Resistance of Transmission Tower Foundations". JOURNAL OF THE POWER DIVISION, Proceedings of the ASCE, Jul., 1962.

- (32) VESIC, A.S. "Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom". Duke University. DUKE SOIL MECHANICS SERIES N° 20, 1969.