RECALQUES DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS

Cláudio Renato Rodrigues Dias

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 CIÊNCIAS (M.Sc)

Aprovada por:

Dirceu de Alencar Velloso

PROF. DIRCEU DE ALENCAR VELLOSO
(Presidente)

PROF. ANTONIO JOSÉ DA COSTA NUNES

PROF. WILLY ALVARENGA LACERDA

Rio de Janeiro, RJ, - BRASIL

Outubro de 1977

DIAS, CLÁUDIO RENATO RODRIGUES

Recalques de Fundações em Estacas

|Rio de Janeiro| 1977

XIII , 202p. 29,7cm (COPPE-UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1977)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Fac. Engenharia

1. Recalques I. COPPE/UFRJ II. TÍTULO(Série)

A meus Pais e irmãos,

A minha esposa e

minha filha

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. DIRCEU DE ALENCAR VELLOSO pela orientação na elaboração da tese.

À FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE DO RIO GRANDE e à CAPES que possibilitaram a realização do curso.

Aos Srs. Professores da COPPE.

Ao Engº NELSON AOKI (das Estacas Franki) pela colaboração durante o desenvolvimento da tese.

Ao Engº ÁLVARO MAIA DA COSTA por ceder o programa de computador para cálculo de recalques.

À Lilian Vicentini pelo trabalho de datilografia.

RESUMO

O objetivo desta monografia foi de agrupar vários métodos de previsão de recalques de fundações em estacas e estabelecer comparações com alguns resultados de campo. Os principais métodos foram divididos em métodos convencionais, métodos baseados na teoria da elasticidade e métodos empíricos baseados em resultados de recalques de grupos de estacas.

No desenvolvimento deste trabalho se deu grande atenção aos métodos baseados na teoria da elasticidade, sendo os parâmetros elásticos escolhidos geralmente por meio de correlações com dados de campo. Dentre esses métodos demos mais ênfase ao método de Aoki e Lopes (1975), utilizando o programa de computador.

ABSTRACT

This monography presents a state-of-the-art concerning with methods for settlements prediction of pile foundation, and estabilishes a few comparisons with field data. Main methods were grouped into: conventional methods; methods based on theory of elasticity; and empirical procedures based on settlement of pile groups.

Stress was given upon second group of methods, the elastic parameters being usually chosen through correlations with field data. Among these the one developed by Aoki and Lopes(1975) received greater emphasis, and a computer program was used.

SIMBOLOGIA

A_e	:	área da seção transveral da estaca
b	:	largura da fundação
c	:	coesão
C_a	:	aderência
c_u	:	coesão não drenada
C_v	:	coeficiente de adensamento
d	:	diâmetro da estaca
D	:	profundidade a partir da superfície
D_r	:	densidade relativa
E	:	módulo de elasticidade
E'	:	módulo de elasticidade drenado
E_e	:	módulo de elasticidade do material da estaca
E_{oed}	:	módulo edométrico ($=1/m_v$)
E_p	:	módulo pressiométrico
E_r	:	módulo de recarregamento
E_u	:	módulo de elasticidade não drenado
E_w	:	módulo de compressão volumétrica do gás nos poros
F_E	:	fator redutor de interação
G	:	módulo de elasticidade transversal
h	:	profundidade da camada compressível
h_e	:	altura equivalente
h_i	:	altura de certa camada
I_{ij}	:	fator de influência
I_w	:	grau de saturação

K : fator de rigidez da estaca

K_o : coeficiente de empuxo do repouso

L : comprimento da estaca

M : módulo tangente (JANBU)

m_v : coeficiente de deformação volumétrica

n : porosidade

N : número de golpes para o amostrador penetrar 30cm (SPT)

N_c : fator de capacidade de carga

p_ℓ : pressão limite (ensaio pressiométrico)

p_o : pressão efetiva de terra sobre uma camada

p_a : pressão atmosférica

q_b : pressão na ponta da estaca

q_c : resistência de ponta do cone holandês

q_o : pressão na cabeça da estaca

q_{sj} : tensão cisalhante num elemento j

$Q(Q_o)$: carga atuando na cabeça da estaca

Q_{sf} : carga lateral na rutura

r : raio da estaca

R_A : relação da área da seção da estaca para área da seção total

R_G : recalque do grupo para o recalque da estaca isolada com mesma carga total do grupo

R_S : relação entre o recalque do grupo e o recalque de uma estaca isolada com mesma carga média do grupo

s : espaçamento entre estacas

S_{ij} : recalque de um ponto i devido à carga cisalhante atuando em j

S_o : recalque na cabeça da estaca

S_s : encurtamento elástico

S_{pp} : recalque na ponta devido à carga na ponta

S_{ps} : recalque na ponta devido à carga lateral

z : profundidade

Z_o : profundidade da zona ativa

α : fator de interação

α_E : fator de interação para duas estacas assentes de ponta num estrato perfeitamente rígido

α_F : fator de interação para duas estacas flutuantes numa camada infinita

β_o : parcela da pressão externa tomada pela pressão neutra no momento do carregamento

γ : deformação angular

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$: deformações nas direções x,y,z

$\lambda(=E_e/G)$: coeficiente de rigidez

ν : coeficiente de Poisson

ν_u : coeficiente de Poisson não drenado

ν' : coeficiente de Poisson drenado

ρ_z : recalque (Mindlin)

σ_a : tensão confinante unitária

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: tensão normal nas direções x,y,z

$\tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{zx}$: esforços tangenciais

ϕ : ângulo de atrito

ÍNDICE

pág.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

O objetivo desse estudo foi buscar, através da bibliografia disponível, agrupar vários métodos de previsão de recalques de fundações em estacas e estabelecer comparações com alguns resultados de campo.

A pesquisa ateve-se ao caso simples de grupos de estacas verticais, submetidas a cargas verticais axiais. Portanto, não foi levado em conta o estudo de deformações no solo devidas a esforços horizontais, cargas dinâmicas, nem tão pouco o recalque de estacas inclinadas. Apesar de nos fixarmos num caso relativamente simples, não foi grande a bibliografia encontrada para recalques de grupos de estacas, pois trata-se de um assunto que tem experimentado um maior desenvolvimento na última década.

Até então, pouco mais de dez anos atrás, a previsão de recalques de grupos de estacas era feita baseando-se em dados empíricos ou em simplificações usando a teoria do adensamento ou fórmulas para cálculo de recalque de fundações superficiais. Skempton (1953) e Meyerhof (1959) indicaram processos empíricos baseados em resultados de recalques de grupos de estacas em areias, que até agora são utilizados constantemente, mas como esses processos não levam em conta a transferência de carga para o solo, que é fundamental, fixando-se tão somente na geometria do problema (Leonards-1972), pode-se encontrar valores muito diferentes dos ocorridos em campo.

Os métodos simplificados, sugeridos por Terzaghi e Peck, largamente utilizados, como por exemplo, por Bjerrum et.al. (1957), Yu, Shu, Tong (1965), Parker e Bayliss (1971), Girault (1972), Zeevaert (1973), podem ser utilizados para se ter uma ordem da grandeza dos recalques, e dão melhores resultados se o espaçamento entre as estacas for pequeno em relação a seus comprimentos, de modo que o solo dentro do grupo possa ser considerado um sólido rígido, podendo-se dizer então que, em substituindo o grupo de estacas por um rádier a certa profundidade, não se está cometendo grande erro.

Na utilização desse último critério tanto se pode adotar métodos para cálculo de recalques imediatos de fundações superficiais e citamos: Terzaghi e Peck (1947), De Beer e Martins (1957), Janbu (1970), Meyerhof (1965), D'Appolonia *et.al.* (1970) Schmertmann (1970), como podemos adotar métodos para cálculo de recalques devidos ao adensamento de camadas argilosas: *Teoria Unidimensional de Terzaghi* ou método da *Camada Equivalente* de Tsytovich ou, ainda, podemos utilizar métodos que estudem o estado de tensões desenvolvido, e em seguida, obter as deformações, como Janbu (1963) ou Giroud (1972). O trabalho de Doroshkevich e Znamenski (1973) mostra a aplicação do método da Camada Equivalente a fundações profundas, levando em conta as equações de Mindlin para se ter deformações quando se tem um ponto carregado dentro do semi-espaço.

Os métodos mais modernos são baseados na Teoria da Elasticidade e vêm sendo desenvolvidos e aplicados por Nair (1963) Butterfield e Banerjee (1971), Poulos (1968),(1974),(1977),Aoki e Lopes (1975). E em se tratando de estacas isoladas podemos citar Nair (1963), Thurman e D'Appolonia (1965), Salas e Belzunce

(1965), Poulos e Davis (1968), Poulos e Mattes (1969), Mattes e Poulos (1969), Butterfield e Banerjee (1971), Aoki e Lopes (1975).

Mais recentemente a aplicação do método dos elementos finitos começa a ser difundida (Ottaviani-1975).

Como no desenvolvimento do trabalho se deu grande atenção à aplicação da teoria da elasticidade, e sendo esta teoria dependente dos parâmetos elásticos do solo, no segundo capítulo procuramos dar uma visão geral de como escolher o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, com principal enfoque para a obtenção por meio de correlações.

As principais soluções analíticas para estacas isoladas com seus modelos matemáticos e processo de transferência de carga, são examinadas no terceiro capítulo. A transferência de carga para o solo é muito importante no cálculo de recalques e há duas maneiras de abordar o assunto: ou considera-se conhecida (Aoki e Lopes-1975; Bullen-1958) ou pode ser obtida pela própria solução analítica através da compatibilidade de deslocamentos e das equações de equilíbrio. Outros métodos são vistos nesse capítulo, como os de Vesic, Camberfort-Cassan e Cooke.

Os grupos de estacas são analisados no quarto capítulo, abordando os métodos que utilizam a Teoria da Elasticidade e as equações de Mindin, métodos simplificados e métodos empíricos.

Observações de recalques em modelos ou no campo são vistos no quinto capítulo, com os métodos utilizados para a previsão e confronto com valores medidos.

Uma pequena contribuição nossa na tentativa de comparar várias teorias com os recalques medidos em grandes grupos pode ser vista no sexto capítulo. É feito um estudo de previsão utilizando diversos métodos com a comparação com os recalques medidos num tanque de petróleo e uma discussão do trabalho de Koerner e Partos (1974).

No Anexo I apresentamos a listagem do programa elaborado por Álvaro Maia da Costa da COPPE, que calcula os recalques segundo o método de Aoki e Lopes, utilizando as equações de Mindlin.

As equações de Mindlin são vistas no Anexo II.

O anexo III foi reservado às fórmulas, tabelas e gráficos para o cálculo de recalques de estacas isoladas e de grupos.

Apesar de ser muito pequena a divulgação de dados medidos em campo, o que dificulta qualquer estudo do tipo que agora apresentamos, esperamos trazer uma modesta contribuição aos engenheiros projetistas de fundações, que agora começam a ter algumas ferramentas para estudo de previsão de recalques, já que do ponto de vista da capacidade de carga o conhecimento está bem mais avançado. E, como se sabe, o desempenho de uma fundação será considerado satisfatório se:

- Apresentar um fator de segurança conveniente em relação à rutura;
- As deformações não ultrapassam os valores admissíveis pela estrutura.

CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS DE DEFORMAÇÃO DO SOLO

2.1. MEIO ELÁSTICO

Antes de estudar a resposta do solo a uma solicitação de um elemento no seu interior e de verificar quais os modelos matemáticos que têm sido estabelecidos pelos diversos pesquisadores afim de prever com maior fidelidade possível a deformação do solo sob tal solicitação, demos inicial atenção às características de tensão e deformação do solo.

Ao examinarmos os trabalhos de Poulos e Davis(1968), Poulos e Mattes (1969), Thurman e D'Appolonia (1965), Salas e Belzunce (1965), Nishida (1964), Berezantzev, Kristoforov e Golubkov (1961), Butterfield e Banerjee (1971), notamos que todos consideram o solo como um meio elástico ideal de duas fases.

A maioria utiliza a equação de Mindlin que dá o deslocamento de um ponto no interior do maciço elástico ideal.

Na figura 1.1-

$$R_1 = \left[r^2 + (Z_A + c)^2 \right]^{1/2}$$

$$R_2 = \left[r^2 + (Z_A - c)^2 \right]^{1/2}$$

$$r = (X_A^2 + Y_A^2)^{1/2}$$

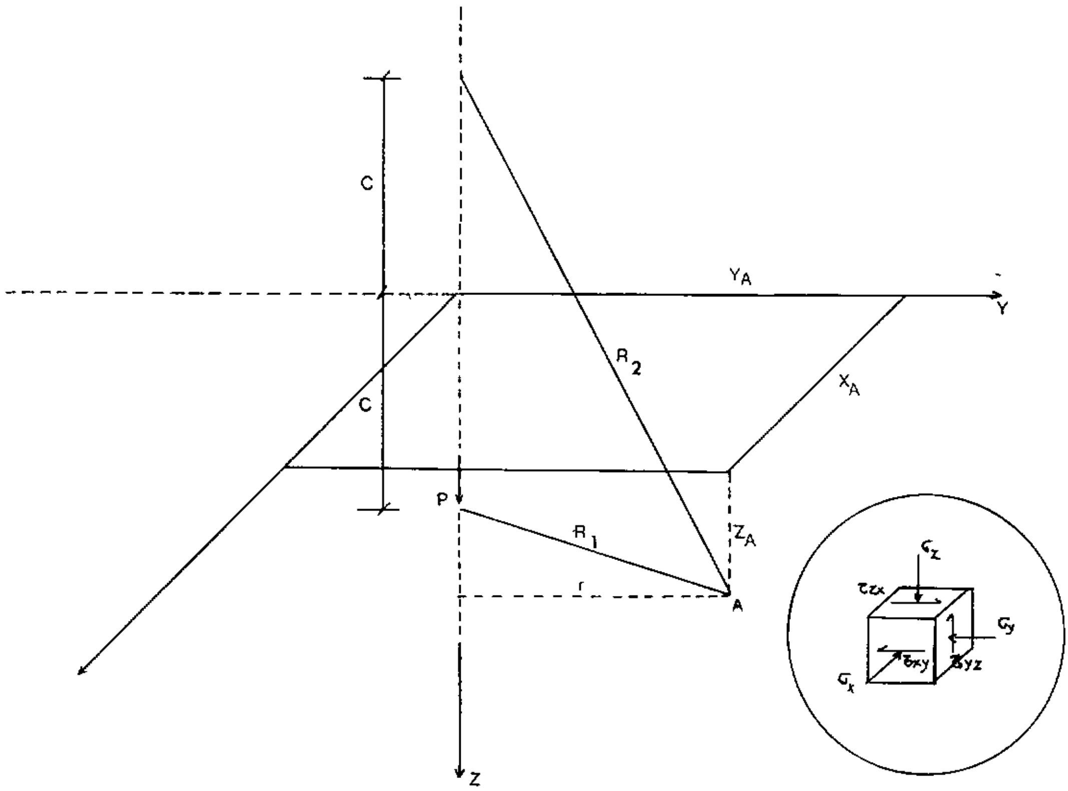


FIG. 1.1

Se considerarmos somente tensão e deformações verticais (*):

$$\sigma_z = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)} \left[- \frac{(1-2\nu)(Z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(Z-c)}{R_2^3} - \frac{3(Z-c)^3}{R_1^5} - \right.$$

$$\left. - \frac{3(3-4\nu)Z(Z+c)^2 - 3c(Z+c)(5Z-c)}{R_2^5} - \frac{30cZ(Z+c)^3}{R_2^7} \right] \quad \text{(II-1)}$$

$$\rho_z = \frac{P}{16\ G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2-(3-4\nu)}{R_2} + \frac{(Z-c)^2}{R_1^3} \right.$$

$$\left. + \frac{(3-4\nu)(Z-c)^2-2cz}{R_2^3} + \frac{6\ cz(Z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad \text{(II-2)}$$

(*) As demais equações de Mindlin podem ser vistas no anexo II.

Dentre as propriedades do solo a que mais influencia nos recalques é o módulo de elasticidade, e, para que qualquer das teorias agrupadas nesse trabalho possa ser aplicada com segurança, a estimativa de E tem que ser a mais precisa possível.

Janbu (1963) concluiu que para estudos de recalques a compressibilidade do solo pode ser medida pelo módulo tangente $M_v = d\delta/dE$ num largo intervalo, desde rocha até argila plástica. O módulo tangente depende do estado de tensões e da histó de tensões. A partir deste estudo de tensões, Janbu calcula as deformações.

Para ser aplicada a teoria baseada nas equações de Mindlin o meio deve ser homogêneo e isotrópico. Sabemos que na realidade o módulo de elasticidade dos solos varia com a profundidade; é uma primeira dificuldade à precisão dos métodos. Além disso há o problema da instalação da estaca. Poulos e Davis (1968) e Poulos e Mattes (1969) consideraram que não havia variações na continuidade do semi-espaço elástico pela presença das estacas; é uma segunda imprecisão. Butterfield e Banerjee (1971) já consideraram as possíveis variações e calcularam valores de tensões radiais nas proximidades das estacas.

Há ainda o caso mais frequente do terreno de múltiplas camadas. Todos os métodos consideram o solo como homogêneo. Aoki e Lopes (1975) citam duas aproximações para o caso de múltiplas camadas, a primeira de Steinbrenner (1934), que foi utilizada no programa(*) para cálculo de recalques, e a de Giroud (1972).

(*) Anexo I - Programa para o cálculo de recalques para múltiplas camadas.

No trabalho de Palmer e Barber (1940) encontra-se uma sugestão interessante que é de es estimar uma espessura equivalente e aplicar Mindlin ao solo então homogeneizado:

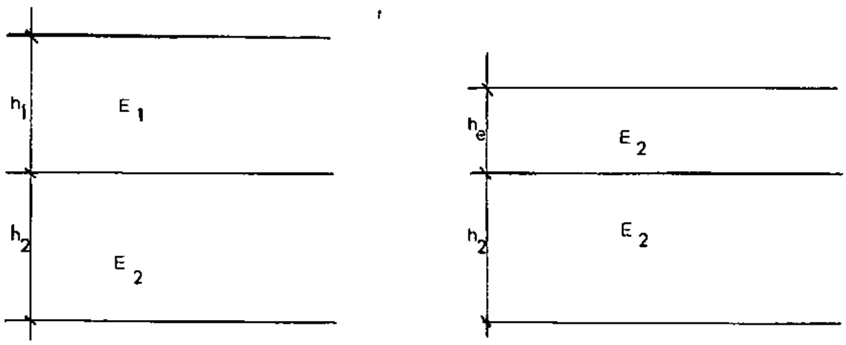


FIG.1.2

$$h_e = h_1 \left| \frac{E_1 \ (1-\nu_2^2)}{E_2 \ (1-\nu_1^2)} \right|^{1/3} \qquad \text{(II-3)}$$

Substitui-se a altura h_1 de um solo de módulo E_1 por uma altura equivalente h_e de módulo E_2. No caso de uma estaca que atravessa duas camadas:

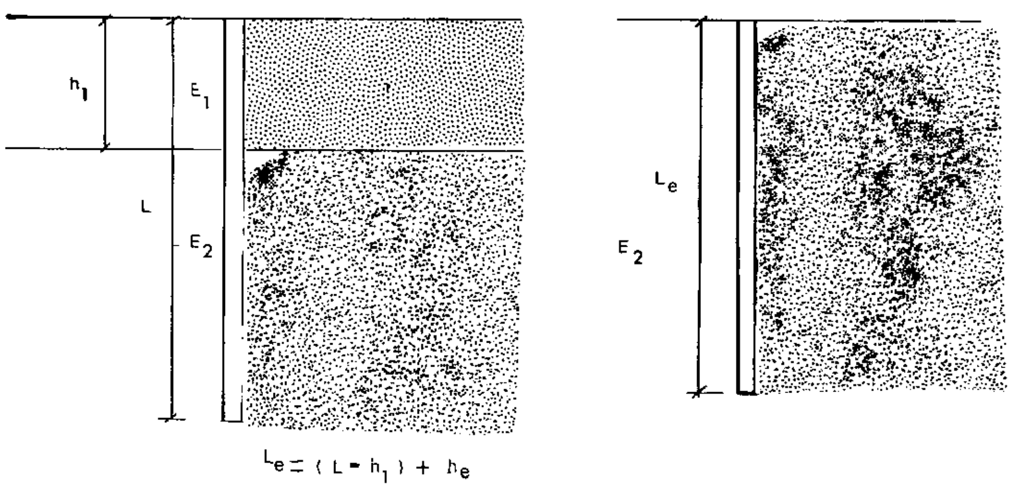


FIG.1.3

$$L_e = (L-h_1) + h_e$$

Nos exemplos examinados no capítulo VI esse método foi estendido para várias camadas de solo, como geralmente acontece na prática.

2.2. OBTENÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, podem ser obtidos de ensaios de laboratório (ensaios triaxiais) que simulem o comportamento dos elementos adjacentes à estaca durante instalação e carregamento. O módulo adotado é comumente o módulo tangente inicial de uma curva tensão-deformação. Mas esse valor tem sido considerado muito baixo em relação aos valores de campo. Isto é explicado: a) pela alteração do arranjo estrutural do solo durante amostragem e preparação do corpo de prova no laboratório, que induz acréscimo de poro pressão com decréscimo de tensão efetiva, que leva a reduzir a rigidez não drenada e a resistência; b) fissuras que podem ocorrer em grande número de solos (exemplo nas argilas de Londres).

Uma boa aproximação que podeser vista em Winterkorn e Fang (1975), é a seguinte

Toma-se uma certa amostra de solo de uma certa profundidade e no ensaio triaxial adensa-se completamente sob uma tensão confinante igual a tensão efetiva a que a amostra estava submetida no campo. Depois disso faz-se crescer gradativamente a tensão axial até um valor igual a que estará submetida no campo quando se aplicar o carregamento. Depois descarrega-se e re pete-se o ciclo várias vezes. Para cada ciclo determina-se o módulo tangente no nível de tensões igual à metade da máxima tensão aplicada. Verifica-se que a curva tende para uma assíntota à qual corresponde o valor do módulo E_r (módulo de recarregamento) a ser considerado como módulo de elasticidade.

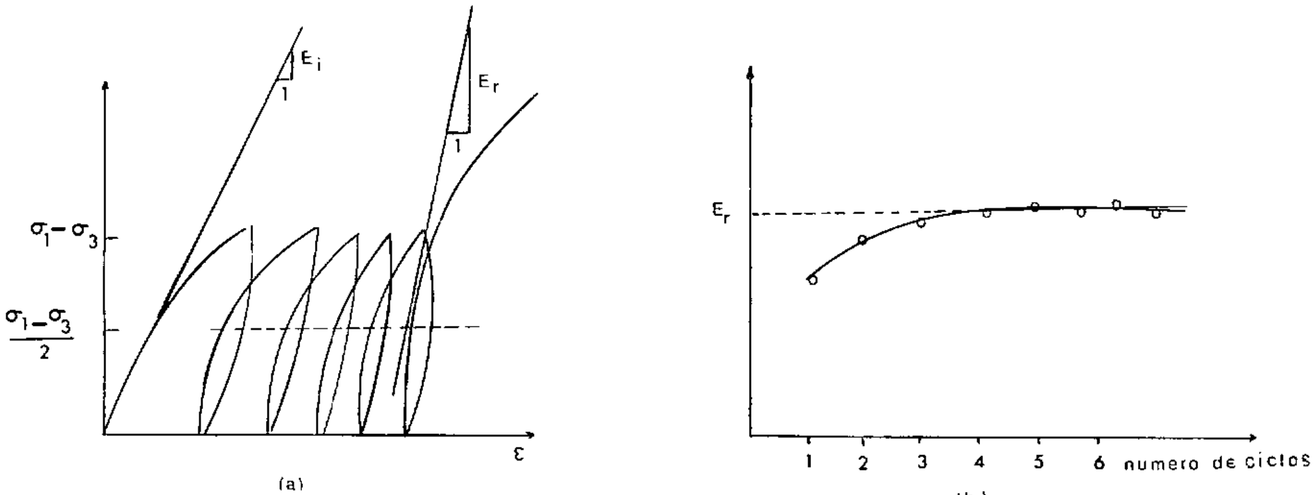


FIG.1.4

Em solos argilosos estima-se recalques imediatos com parâmetros obtidos do ensaio triaxial não drenado-UU e recalques dependendo do tempo com parâmetros obtidos do ensaio drenado-CD.

Um solo ideal saturado tem:

$$\nu_u = 0,5$$

$$E_u = \frac{3\ E'}{2(1+\nu')} \qquad (II\text{-}4)$$

Deve-se dizer que os ensaios CD são complexos,e mais: há uma dificuldade em estimar as variações de tensões apropriadas.

O módulo de elasticidade a ser utilizado no cálculo de recalques pode ser o dado pela equação (II-10), a partir do módulo Edométrico (ensaio de adensamento).

Devido às dificuldades já ressaltadas e à impossibilidade de se ter uma amostra indeformada em caso de solos arenosos a grandes profundidades, passaremos a indicar algumas tentativas de correlações entre módulo de elasticidade e resultados de sondagens.

2.3. CORRELAÇÕES

2.3.1. PROVA DE CARGA

Segundo Poulos (1972), o método mais satisfatório de se ter uma melhor informação sobre o módulo de elasticidade do solo é realizando uma prova de carga   e, para os recalques medidos, através da formula desenvolvida pela teoria, se ter E. Não é necessário que a estaca de prova tenha o mesmo diâmetro da estaca de projeto, mas deve ter o mesmo comprimento.

2.3.2. CORRELAÇÃO COM A TENSÃO CONFINANTE

Janbu (1963) diz que os resultados de um grande número de ensaios de compressibilidade de diferentes tipos de solos indicaram que a forma na qual o módulo tangente depende das condições de tensão pode ser expresso por uma fórmula simples:

$$M = m \, \sigma_a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^{1-a} \qquad \text{(II-5)}$$

onde:

M módulo tangente

m um número que depende do tipo de solo

σ' tensão confinante

σ_a tensão unitária (1kg f/cm^2)

a número que varia de 0 a 1, dependendo do tipo de solo.

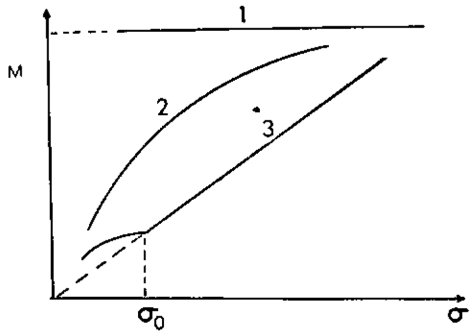


FIG.1.5

(3) : ARGILA NORMALMENTE ADENSADA $m = 2$ a 30 ; $a=0$

(2) : AREIA $m = 50$ a 500;

(1) : MATERIAL ELÁSTICO $m = 10^5 - 10^6$; $a=1$

Conforme a teoria da elasticidade, para o caso do solo confinado lateralmente podemos escrever:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) \tag{II-6}$$

$$\varepsilon_y = 0 = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) \tag{II-7}$$

$$\varepsilon_z = 0 = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y) \tag{II-8}$$

Daí podemos tirar que o módulo œdométrico é dado por:

$$E_{oed} = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_x} = \frac{1 - \nu}{(1+\nu)\ (1-2\nu)} E \tag{II-9}$$

$$M_v = E_{oed} = \frac{1}{m_v} \tag{II-10}$$

Em Jorden (1977) encontra-se uma correlação do módulo tangente com a pressão de terra. Um acréscimo na pressão de terra faz crescer a tensão confinante num elemento de areia e reduz a deformação lateral. Essa correlação deve-se a Schultze e

Mezenbach (1961):

$$E = u \quad \delta_o^{w} \qquad \text{(II-11)}$$

onde:

$$u = 246{,}2 \log N - 263{,}4\ \delta'_o + 375{,}6 \pm 57{,}6 \qquad \text{(II-12)}$$

$$u = 301{,}1 \log q_c - 382{,}3\ \delta'_o + 60{,}3 \pm 50{,}3 \qquad \text{(II-13)}$$

δ'_o : pressão da terra (γ_h) - (kgf/cm^2)

w : número que varia de 0,3 a 0,8

2.3.3. CORRELAÇÃO COM ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS

Cassan (1966) no seu estudo de recalques baseado no trabalho de Camberfort (1964) utilizou para módulo a média harmônica dos módulos pressiométricos. Ménard (1965) dá algumas fórmulas para calcular recalques baseadas nos resultados de ensaios pressiométricos. Ménard (1975) apresenta uma interpretação dos resultados de ensaios pressiométricos e mostra correlações entre dados do pressiômetro e a resistência do cone holandês.

TABELA 2.1

SOLO	MÓDULO PRESSIOMÉTRICO E_p (kgf/cm^2)
Lama-turfa	2-15
Argila mole	5-30
Argila média	30-80
Argila rija	50-400
Areia siltosa fofa	5-20
Silte	20-100
Areia e pedregulho	80-400
Areias sedimentares	75-400
Calcáreo	800-20000
Aterro recente	5-50
Aterro antigo	40-150
Marga	50-600

Correlação entre a resistência de ponta do ensaio do cone holandês e a pressão limite do ensaio pressiométrico:

$\frac{q_c}{P_l}$ - é constante para cada camada geológica
- varia com a distribuição granulométrica e com a umidade.

TABELA 2.2

SOLO	q_c/P_1
Argila	2,5 - 4
Silte	5 - 6
Areia	7 - 9

Relação entre E e P_l

Argilas pré adensadas	15 - 30
Solos Aluvionares	5 - 8

2.3.4. CORRELAÇÕES COM RESISTÊNCIA DE PONTA DO CONE HOLANDÊS

- BUISMAN:

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v} = \alpha q_c \qquad \text{(II-14)}$$

$\alpha = 1,5$ para areias - $q_c > 45 kgf/cm^2$

$2 < \alpha < 5$ para areias argilosas e areias puras - $15 < q_c < 30$ kgf/cm^2

$5 < \alpha < 10$ para argilas brandas - $q_c < 10 kgf/cm^2$

$1,5 < \alpha < 2,6$ para turfa e argila muito mole - $q_c < 5$ kgf/cm^2

Outros valores de α podem ser tirados de (Barata, 1962).

- de BEER e MARTINS (1957):

$$E_{oed} = 1{,}5\ q_c \qquad (II-15)$$

- MEYERHOF (1965):

$$E_{oed} = 1{,}9\ q_c \qquad (II-16)$$

- SCHMERTMANN (1970):

$$E_{oed} = 2\ q_c \qquad (II-17)$$

- VESIC (1970):

$$E_{oed} = 2\ (1+D_r^2)\ q_c \qquad (II-18)$$

Meyerhof relacionou D_r com a resistência da ponta:

TABELA 2.3

q_c (kgf/cm^2)	AREIA	D_r
< 20	Muito fofa	> 0,2
20 - 40	Fofa	0,2 - 0,4
40 - 120	Medianam.Compacta	0,4 - 0,6
120- 200	Compacta	0,6 - 0,8
> 200	Muito Compacta	> 0,8

2.3.5. CORRELAÇÕES COM SPT

- MENZENBACH e SCHULTZE (1961)

$$E_{oed} = C_1 + C_2 \cdot N \qquad (II-19)$$

C_1 e C_2 tomam os seguintes valores, segundo a natureza do solo (experiência em Aquisgran-Alemanha).

TABELA 2.4

TIPO DE SOLO	AREIA FINA ABAIXO NA	AREIA FINA ACIMA NA	AREIA	AREIA ARGILOSA	AREIA E ARGILA	AREIA FOFA
C_1	71	52	39	43,8	38	24
C_2	4,9	3,3	4,5	11,8	10,5	5,3

(*)C_1 e C_2: kgf/cm^2/golpe.

- D'APPOLONIA e OUTROS (1970)

$$E_{oed} = 196 + 7,9\ N \qquad \text{(II-20)}$$

$$E_{oed} = 416 + 10,9\ N \text{(Areia pré carregada)} \qquad \text{(II-21)}$$

- PARRY (1971)

$$E_{oed} = 50\ N \qquad \text{(II-22)}$$

Esta última correlação dá valores muito elevados em comparação com as outras.

Pode-se ainda utilizar as correlações do ítem anterior desde que se correlacione N e q_c.

2.3.6 CORRELAÇÕES ENTRE N E q_c

Existe uma relação entre o valor de N do STP e a resistência de ponta q_c do cone holandês, mas essa relação não é universal. Vários autores citam correlações para solos de dife rentes regiões:

$$q_c = n\ N \tag{II-23}$$

TABELA 2.5

(VELLOSO - 1959)

SOLO	n
Areias	10
Areias argilosas	6
Siltes arenosos	5
Argilas arenosas	4
Argilas siltosas	3
Argilas	2

TABELA 2.6

(SCHMERTMANN - 1970)

SOLO	n
Siltes, areias siltosas, misturas de areias e siltes levemente coesivas	2
Areias limpas, finas e médias, areias levemente siltosas	3,5
Areias graduadas e areias com pequenos pedregulhos	5
Pedregulhos arenosos e pedregulhos	6

Verbrugge (1976) estabeleceu que a relação entre a resistência de ponta do cone holandês e o número de golpes do SPT depende da profundidade e da natureza do solo. Ele chegou a uma fórmula a partir do cálculo da força de penetração do amostrador necessária para vencer o atrito do solo e utilizou a fórmula dos holandeses de cravação. Daí obteve:

$$n = \frac{q_c}{N} = \frac{9350 + 225,7\ Z}{(10,7 + 825\ f_B)\ (70,5 + 6,3\ Z)} \qquad \text{(II-24)}$$

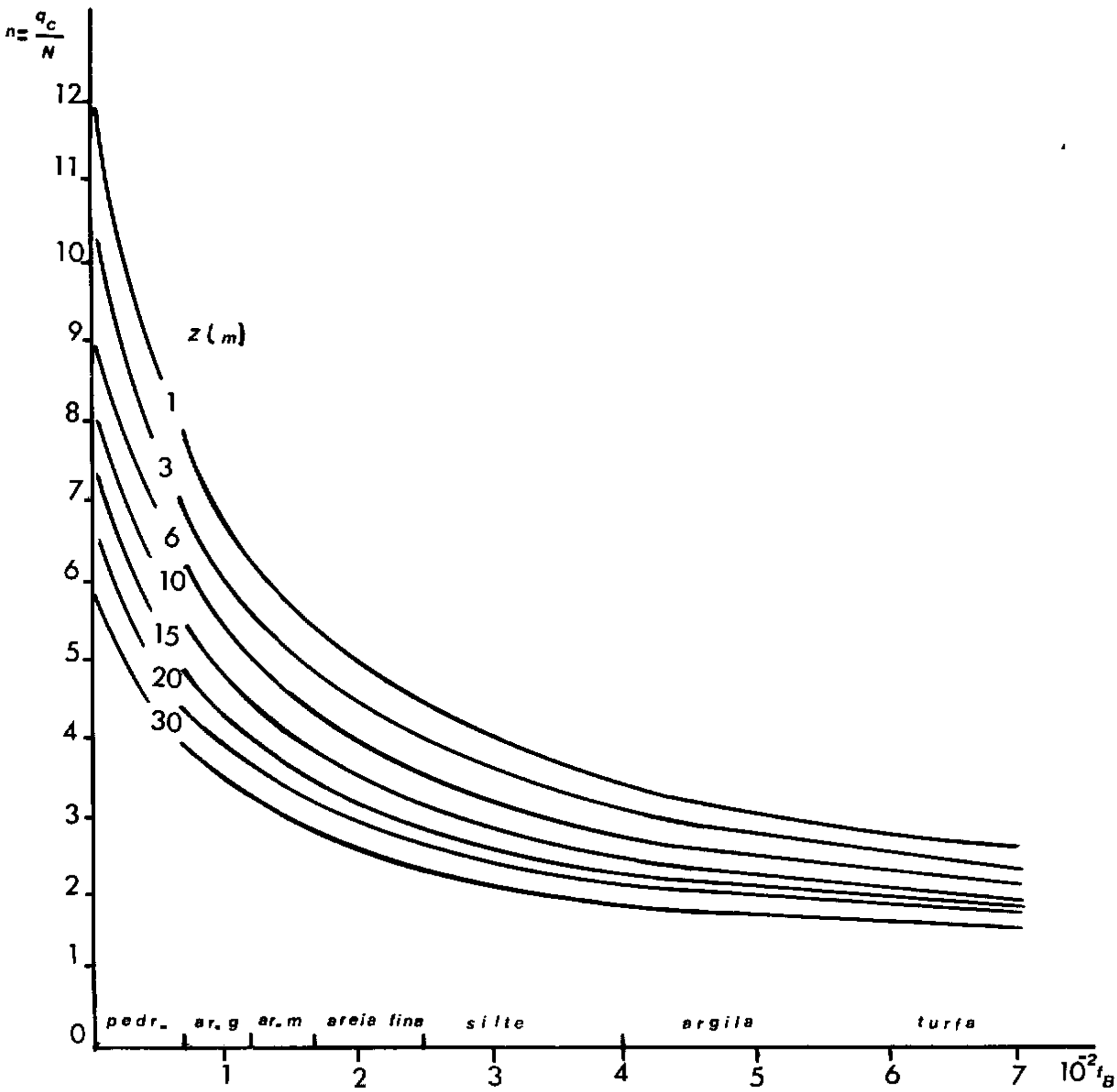
onde

Z é a profundidade

f_B é um fator que depende da natureza do terreno (proposto por Begemann-1965)

TABELA 2.7

SOLO	f_B
Argila-Turfa	> 0,04
Silte	0,025 - 0,04
Areia siltosa fina	0,017 - 0,025
Areia	0,012 - 0,017
Areia grossa	0,007 - 0,012
Pedregulho	< 0,007



n= $\frac{q_c}{N}$
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
z (m)
1
3
6
10
15
20
30
pedr.
ar. g
ar. m
areia fina
silte
argila
turfa
1
2
3
4
5
6
7
$10^{-2} f_B$

FIG. 1.6

Jorden (1977) apresenta o seguinte gráfico que mostra várias tentativas de correlação entre q_c e N conforme pesquisas de:

A) Schmertmann (1970)

B) Meigh & Nixon (1961)

C) Sutherland (1963)

D) Meyerhof (1956)

E) Schultze & Knausenberger (1957)

F) Rodin (1961)

G) Kantey (1965)

H) Costa Nunes (1961)

I) Narahari & Aggarwal (1967)

J) Franki Pile LTDA

K) Velloso (1961)

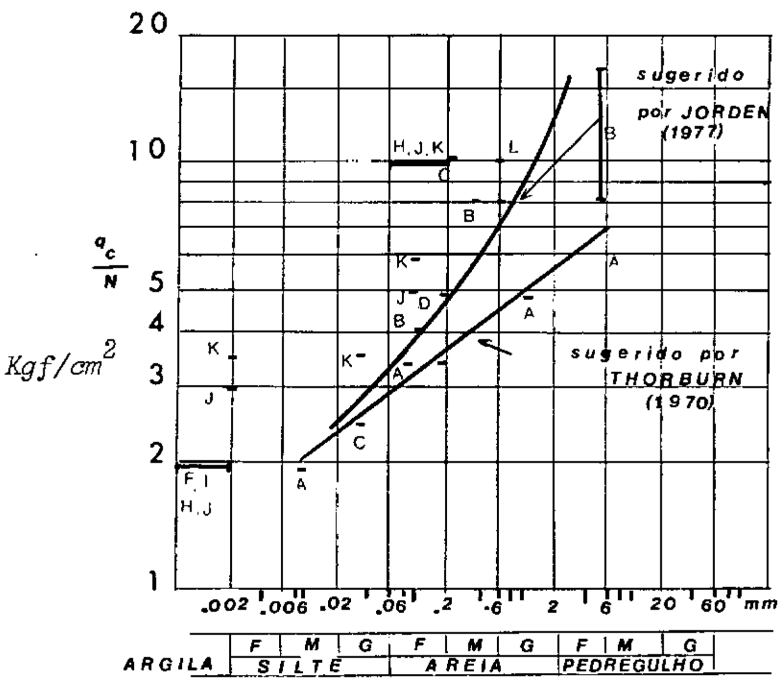


FIG.1.7

2.3.7 CORRELAÇÃO COM COESÃO NÃO DRENADA

Poulos (1972) apresenta um gráfico de E em função de C_u a partir de resultados obtidos de vários ensaios de campo.

Relações médias para E e C_u foram plotadas para estacas cravadas ou escavadas e nota-se que:

1- Para argilas moles a médias o E para estacas cravadas é maior que para estacas escavadas, mas para argilas muito rijas a situação se inverte.

2- Para argilas rijas E alcança um valor limite de 420 kgf/cm^2 para estacas cravadas e 840 Kgf/cm^2 para estacas escavadas.

Burland e Buttler (1971) observaram que para argilas fissuradas os valores de C_u para uma dada profundidade poderiam ser diferentes em até 50% e que correlacionando com ensaios de placa à mesma profundidade verificaram que, quando os resultados de C_u em laboratório de amostras colhidas a uma certa profundidade eram muito dispersos, o valor de C_u do ensaio de placa se aproximava dos valores mais baixos de laboratório. Se os valores de laboratório para uma dada profundidade eram pouco diferentes, os valores do ensaio de placa estavam em torno da média dos valores de laboratório.

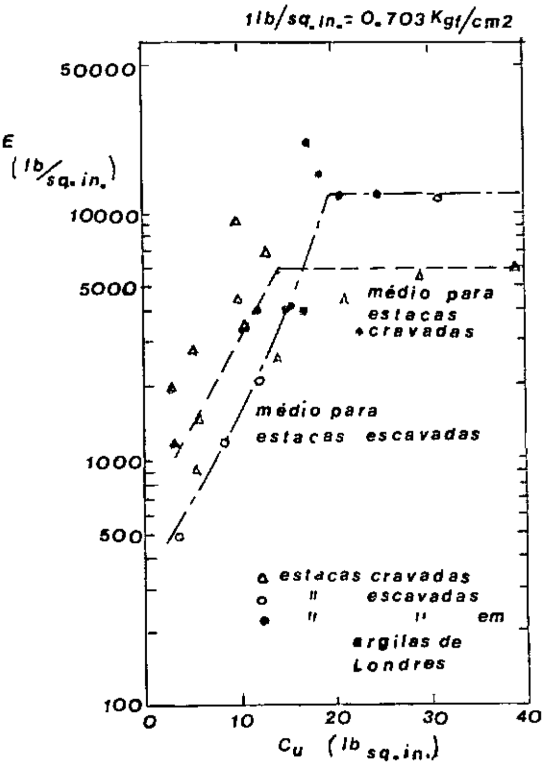


FIG.2.8

TABELA 2.8.a
SOLOS NÃO COESIVOS
(E= kgf/cm^2)

TIPO DE SOLO	EXTRAÍDO DAS NORMAS ALEMÃS	BOWLES (1968) Tab.(12-2)	WINTERKORN E FANG(1975) pg. (789)	LEONARDS (1962) Tab.(I-2)	BARKAN Tab(I-2)
Areia Fofa	200-500		100-250	105-210	
Areia Compacta	400-600		500-800	530-840	
Areia muito Com.	800-1000				
Pedregulho Limpo	1000-2000				
Pedr.e Areia não unif.	500-1500			540	
Pedras s/Areia	1000-3000				
Areia Quartzoza Densa Limpa		126-211			
Areia Fina Micácea		162			
Areia Belon		176-246			
Areia Loamy		105			
Areia Pedr.Densa		700	1000-2000	1050-2100	
Areia Siltosa			70-200		
Arenito				140x10^3-280x10^3	
Areia média úm.					540
Areia Fina Sat.					850
Areia Média					830
Loess					1000-1300

TABELA 2.8.b

SOLOS COESIVOS

(E-kgf/cm^2)

TIPOS DE SOLO	BARKAN (1962) Tab.(I-2)	LEONARDS (1962) pg. 789	WINTERKORN FANG(1975) Tab.(195)	EXTRAÍDOS DAS NORMAS ALEMÃS	BOWLES (1968) Tab.(12-2)
-Argila Silto Arenosa	310				
-Siltes Orgân.	310				
-Argila Silto Aren. Sat.	440				
-Argila Silto Aren. Comp	2950				
-Arg.Semi-Sólida		70-140			
-Arg.Dura Plast.		42-85			
-Arg.Plást.Mole		14-42	20-50		
-Arg.Muito Mole		5-35	35-30	10-25	
-Arg. Média			40-80		
-Arg. Dura			70-180	50-100	
-Arg. Arenosa			300-400		
-Arg. Rija				25-50	
-Arg. Arenosa Rija ou Dura				80-200	140-280
-Arg.Aren. Mole				40-80	
-Silte Rijo ou Duro				80-200	
-Silte Mole				40-80	
-Arg. e Silte Org. Mole				10-50	90-140
-Solo Turfoso				5-20	
-Arg.Silt.Seca					280-350
-Arg. Mediana					140-280

TABELA 2.9.

COEFICIENTE DE POISSON (ν)

TIPO DE SOLO	WINTERKORN E FANG (1975) (pg. 116)	WITUM E STARZEWSKI Tab. (5.3)	LEONARDS (1962)	ZEEVAERT (1972) Tab.1-II.3	BOWLES (1968) Pg. 86	KÊZDI (1974) tab.29
Arg. Saturada	0,50				0,40-0,50	0,50
Arg. Aren. Silt.	0,30-0,42			0,35-0,43		
Arg. Não Sat.	0,35-0,40				0,10-0,30	
Loess	0,44					
Solo Arenoso	0,15-0,25					
Areia	0,25-0,30					0,17-0,25
Areia Compacta		0,25	0,30-0,36	0,25	0,15-0,25	
Areia Fofa		0,30				
Areia Arg.		0,30		0,25		
Silte Org.		0,30			0,30-0,35	
Areia Dura		0,40	0,40-0,50			0,2 - 0,4
Arg. Muito Dura		0,20				
Cinza Vulc. Fofa				0,30-0,35		
Solos Pedreg.				0,25		

CAPÍTULO III

MODELOS MATEMÁTICOS
E
SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA ESTACAS ISOLADAS

3.1 MODELOS MATEMÁTICOS

D'Appolonia e Romualdi (1963), Nair (1963), Salas e Belzunce (1965), Thurman e D'Appolonia (1965), Poulos e Davis(1968), Poulos e Mattes (1969), Mattes e Poulos (1969) considera ram um primeiro modelo matemático: *MODELO LINEAR*.

Esse modelo linear considera a estaca como uma série de elementos cada um aplicando uma carga ao maciço elástico. É aplicada a teoria da elasticidade e supõe-se haver compatibilidade de deformações entre estaca e solo. A crítica a se fazer é que o solo não é um material elástico.

Seed e Reese (1959), Coyle e Reese (1966) e Coyle e Sulaiman (1967), consideraram um segundo modelo: elementos que aplicam a carga ao solo, mas usam valores empíricos para a inte ração solo-estaca. É um modelo não linear. Como desvantagem a ponta-se o desconhecimento da compatibilidade de deformações.

Noel e Sage (1974) apresentaram uma combinação aproximada dos dois modelos anteriores. Permite simular um comporta mento não linear dando uma descrição adequada das propriedades do solo. Este último modelo considera uma estaca cilíndrica ver tical dividida numa série de elementos e, abaixo da estaca, uma região de solo da mesma seção transversal, capaz de ter resposta carga-recalque não linear. A estaca e o solo plástico abaixo da estaca são envolvidos por um solo elástico homogêneo. Entre a estaca e o solo elástico há uma fina camada plástica, que admite movimento relativo entre a estaca e o solo circundante mas transmite também tensões cisalhantes. Não é admitida interação entre o elemento de solo da base e o solo elástico, exceto no limite inferior do solo plástico.

A partir das equações de compatibilidade e equilíbrio os diversos pesquisadores citados que utilizam o modelo linear puderam chegar a equações que deram a distribuição de tensões cisalhantes ao longo da estaca e os recalques sofridos pela mesma. Quanto ao modelo não linear se atribui valores para uma interação solo-estaca. Pode-se considerar conhecida uma distribuição de tensões cisalhantes e a partir dela calcular recalques como foi feito por Aoki e Lopes (1975), sendo que dá bons resultados aplicar como distribuição de tensões cisalhantes na ruptura a dada pelo ensaio do cone holandês, ou por meio do método de Aoki e Velloso (1975), que é obtido com resultados da sondagem à percussão (SPT). Nos exemplos do capítulo 6 foi utilizada essa última assertiva.

3.2. SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA ESTACAS ISOLADAS

3.2.1 SOLUÇÕES USANDO A EQUAÇÃO DE MINDLIN

Como foi dito no ítem anterior se considera a estaca dividida em n elementos uniformemente carregados.

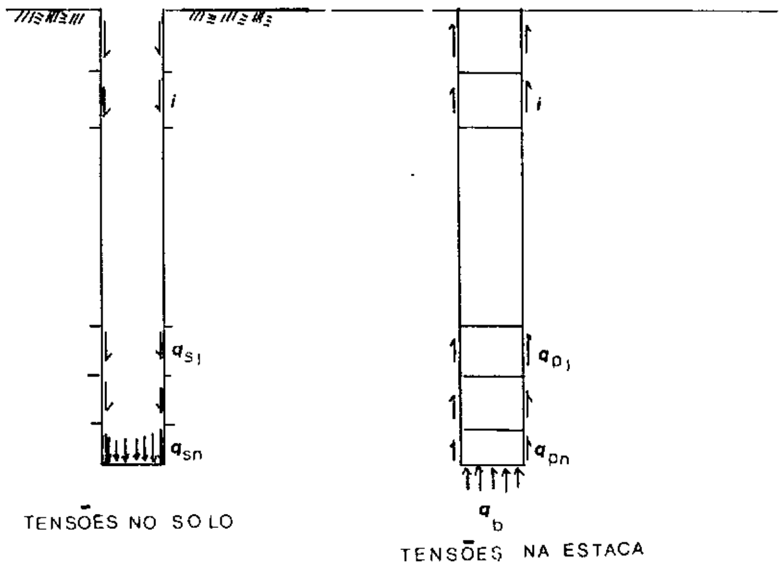


FIG.2.1

Uma solução completa é obtida se for imposta a compatibilidade entre deslocamentos verticais e radiais dos elementos e do solo adjacentes a cada elemento.

3.2.1.1 ESTACAS DE ATRITO

3.2.1.1.1 ESTACAS INCOMPRESSÍVEIS

3.2.1.1.1.1 NAIR (1963)

Encontramos neste trabalho uma maneira de determinar características carga-recalque e transferência de carga de estacas flutuantes, consideradas rígidas, sob efeito de uma carga vertical. Para resolução do problema as seguintes suposições foram feitas:

- seção da estaca, circular;
- solo elástico, homogêneo, isotrópico, semi-infinito;
- estaca rígida;

- o solo adjacente a estaca acompanha o recalque da estaca.

A equação de Mindlin (II-2) foi utilizada para o cálculo do recalque, como em todos os processos que veremos depois.

$$S_{ij} = \frac{2\, q_j}{16\pi G(1-\nu)} \left(I_{1ij} + I_{2ij} + I_{3ij} + I_{4ij} + I_{5ij}\right) \qquad \text{(III-1)}$$

onde

S_{ij} recalque de um ponto i devido à carga cisalhante q_j

q_j tensão cisalhante

G módulo de elasticidade transversal do solo

$I_{1ij} \ldots I_{5ij}$ são fatores de influência obtidos de integrais elípticas de segunda e terceira ordem.

Na figura A.3.10 do anexo 3 temos curvas para coeficientes de Poisson de 0 e 0,5, em função da relação entre raio e comprimento da estaca. Do gráfico se obtém $\frac{E\ s\ r}{Q}$ de onde se tiram os recalques.

3.2.1.1.1.2 SALAS E BELZUNCE (1965)

Consideraram uma estaca rígida dividida em elementos sendo a carga aplicada a cada elemento pontual no centro e não anelar uniforme como pode-se ver em Poulos e Davis (1968), como será visto a seguir. Foi considerado não haver deslizamento entre estaca e solo, isto é, a aderência entre estaca e solo mais forte que a tensão cisalhante que se produz. São ainda analizadas as distribuições de tensões cisalhantes quando ocorre atrito negativo, quer em estacas flutuantes, quer em estacas de ponta.

A compatibilidade entre recalque no solo e tensões ao longo da estaca é determinada pela equação de Mindlin.

Sendo considerada a estaca incompressível,

$$S = \int_0^L K\ (c_1 Z_n)\ q\ \ dc \qquad \text{(III.2)}$$

$K\ (c_1 Z_n) = \rho z$ (ver equação II.2)

q ... tensão cisalhante na profundidade c.

3.2.1.1.1.3. POULOS E DAVIS (1968)

Obtiveram pela dupla integração da equação de Mindlin os fatores I_{ij} e I_{ib} para estacas incompressíveis e o recalque pode ser dado em Morgan e Poulos (1968) ao analisar o trabalho de Poulos e Davis:

$$|S| = \frac{|I|\ |Q|\ d}{E_s} + \frac{|I_b|\ q_b\ \ d}{E_s} \qquad \text{(III.3)}$$

onde

$\|S\|$	matriz dos recalques
$\|Q\|$	matriz das tensões cisalhantes
$\|I_b\|$	matriz dos fatores de recalque
d	diâmetro da estaca
E_s	módulo de elasticidade do solo

A equação de equilíbrio:

$$Q = \sum_{j=1}^{n} q_j\ \pi\ d\ \frac{L}{n} + q_b\ \frac{\pi d^2}{4} \qquad \text{(III.4)}$$

onde

Q	Carga atuando na estaca
q_j	tensão cisalhante no elemento j
L	comprimento da estaca
n	número de divisões da estaca
p_b	tensão na base

Tendo dividido a estaca em 10 elementos, entre largos limites da relação L/d e para quatro valores de coeficiente de Poisson, obtiveram a distribuição de tensões cisalhantes e os recalques. (Ver anexo III)

Quanto à distribuição de tensões cisalhantes o que se pode notar é que para estacas cuja relação entre comprimento e diâmetro é alta as tensões crescem de um mínimo próximo ao topo até um máximo próximo à base. À medida que a relação L/d decresce a forma de distribuição de tensões se altera até que para L/d pequeno (menor que 2) há uma concentração de tensões próxima à ponta e ao topo e é mínima no centro. (Ver fig. A.3.6).

Vesic (1970) apresenta um estudo de recalques em ensaios na ponte de *Ogeechee River Site* onde o solo é constituído de areia densa a média, que verifica o que foi dito acima:a distribuição de carga ao longo do fuste era geralmente parabólica, sendo que para estacas curtas uma concentração de tensões se verificava no topo da estaca e para estacas longas a concentração se dava na extremidade inferior, o que está de acordo com a fig. A.3.6.

Podemos dizer que para estacas esbeltas praticamente nenhuma carga chega à base, ou seja: a carga que atinge a base só começa a ser significativa para valores de L/d pequenos (<2).

Nesse estudo de Poulos e Davis foi admitido que a estaca era perfeitamente rugosa, o solo sendo capaz de resistir todas as tensões cisalhantes que possam ser desenvolvidas entre estaca e solo. Na realidade a resistência ao cisalhamento é finita e a aderência entre a estaca e solo também. Se a tensão cisalhante for maior que a aderência ocorrerá deslizamento.

A carga no fuste cresce até ocorrer o primeiro deslizamento, o elemento que rompe não toma carga adicional, que é redistribuida entre os outros elementos até atingir a carga de rutura do último elemento, então:

$$Q_r = \pi \, d \, L \, C_a + \frac{\pi \, d^2}{4} \, c \, N_c \qquad \text{(III.5)}$$

onde

Q_r	carga de rutura
C_a	aderência
c	coesão
N_c	fator de capacidade de carga (Skempton: $N_c = 9$)

EXISTÊNCIA DE UMA CAMADA RÍGIDA SOB O SOLO

A aproximação devida a Steinbrenner (1943) serve para se calcular os recalques quando existe uma camada rígida abaixo da camada de solo onde estão mergulhadas as estacas.

$$S_{0 \to h} = S_{0 \to \infty} - S_{h \to \infty} \qquad \text{(III-6)}$$

onde

$S_{0 \to \infty}$ recalque em um maciço semi-infinito

$S_{h \to \infty}$ recalque a uma profundidade h abaixo da superfície desse maciço

A figura abaixo explica:

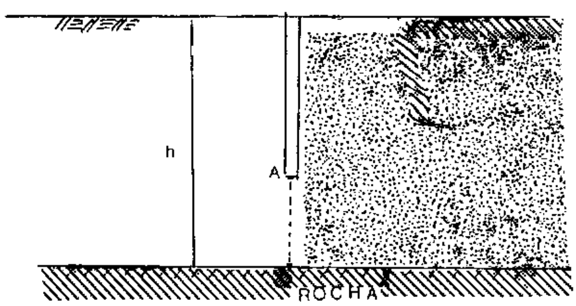


FIG. 2.2

O recalque em A será igual ao recalque em A como se a camada fosse infinita menos o recalque em h como se a camada fosse infinita.

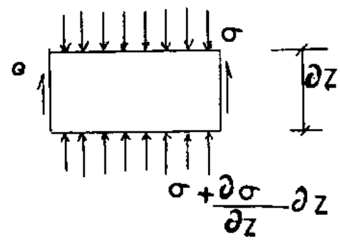
ALARGAMENTO NA BASE

O efeito de se aumentar o diâmetro da base é aumentar a percentagem de carga tomada pela base, e para L/d pequenos o alargamento da base resulta num decréscimo de recalques. O alargamento da base só é efetivo, no caso que diz respeito à diminuição de recalques, para estacas curtas.

3.2.1.1.2 ESTACAS COMPRESSÍVEIS

3.2.1.1.2.1 MATTES E POULOS (1969)

Levaram em conta a compatibilidade de deslocamentos. Num elemento qualquer



$$\frac{\partial^2 S}{\partial Z^2} = \frac{Z\, q_b}{E_e} \qquad \text{(III.7)}$$

condições limites:

na cabeça da estaca : $Q_e = \dfrac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}}$

na base: $Q_e = q_b$

A resolução da equação diferencial foi feita por diferenças finitas e, igualando-se o recalque do solo ao recalque da estaca, podemos ter a distribuição de tensões cisalhantes e o recalque.

$$|q| = \left(|I| - \frac{n^2}{4\left(\frac{L}{d}\right)^2} K\, |I_e|\,|I_s|^{-1} \right) |y| \qquad \text{(III.8)}$$

$$K = \frac{E_e}{E_s} RA \qquad \text{(III.9)}$$

onde

E_e módulo de elasticidade da estaca

E_s módulo de elasticidade do solo

R_A relação de áreas (Relação entre a área da seção da estaca para área da seção total. R_A=1 para estacas de seção cheia).

A solução obtida desta forma se aplicará ao solo perfeitamente elástico. Na realidade ocorre deslizamento entre estaca e solo. Quando a carga de fuste atinge um valor tal que a máxima tensão cisalhante ao longo do fuste é igual a tensão cisalhante do solo, já pode ser estimada pela equação de Coulomb. Após o deslizamento ter ocorrido no elemento mais carregado a compatibilidade de deslocamentos entre estaca e solo é considerada para os restantes elementos elásticos. As equações são resolvidas até que o deslocamento ocorra no elemento mais fortemente carregado, nova redistribuição e o processo se repete até que todos os elementos tenham sofrido deslizamento. Aí toda a resistência lateral foi mobilizada (Qsf) Qualquer carga adicional além do valor requerido para mobilizar Qsf se transmite à base.

DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

A compressibilidade de uma estaca modifica a distribuição de tensões cisalhantes ao longo da estaca em comparação com estaca incompressível. À medida que a estaca torna-se mais compressível as tensões próximas ao topo crescem e a percentagem de carga transferida para a base decresce.

A influência da compressibilidade no comportamento de uma estaca é mais significativa para estacas esbeltas que para estacas curtas. O fator de rigidez K para o qual a estaca torna-se incompressível cresce à medida que L/d cresce.

O RECALQUE

Para dada carga e geometria, o recalque do topo de uma estaca cresce para K decrescente, enquanto o recalque da ponta decresce. Quanto ao recalque dependendo do tempo, a maior parcela de recalque é imediato.

EXPERIÊNCIA DE UMA CAMADA RÍGIDA

A presença de uma base rígida abaixo da camada de solo tem menor efeito no recalque quando K decresce e em geral este efeito pode ser desprezado a menos que $h < 2L$.

A rigidez quase não influi na redução do recalque devido à base alargada.

Como uma indicação dos casos nos quais a compressibilidade da estaca pode ser significativa em problemas práticos:

TABELA 3.1.

MATERIAL DA ESTACA	VALORES DE E_e/E_s		
	ARGILA MOLE	ARGILA MÉDIA	ARGILA RIJA
MADEIRA	3000	1000	150
CONCRETO	6000	2000	300
AÇO	60000	20000	3000

3.2.1.1.2.2.BUTTERFIELD E BANERJEE (1971)

Tem considerações parecidas com as de Poulos e Davis, Mattes e Poulos, mas levam em conta a tensão radial que aparece no solo devido às estacas vizinhas e ainda não é necessário considerar a base da estaca como um disco liso.

A essência da análise é encontrar um sistema de tensões fictícias q que, quando aplicadas aos limites da figura inscrita no semi-espaço produza deslocamentos dos limites que sejam idênticos às condições limites especificadas de um sistema real de estacas de mesma geometria, e também satisfaçam às condições de tensões limites na superfície livre do semi-espaço.

A solução para estaca rígida isolada, se se ignorar a compatibilidade de deslocamentos radial é:

$$\begin{vmatrix} \{q_j\} \\ \{q_b\} \end{vmatrix} = |K|^{-1} \begin{vmatrix} \{S_j\} \\ \{S_b\} \end{vmatrix} \qquad \text{(III.10)}$$

onde

$$|K| = \begin{vmatrix} KJJ & KBJ \\ KJB & KBB \end{vmatrix} \qquad \text{(III.11)}$$

Para obtenção do recalque e da distribuição da tensão cisalhante se aplica a equação (III.10) para um deslocamento unitário e mais a equação a seguir:

$$Q_Z = \int_L^Z 2 \pi a q_j d_c + \int_0^b 2 \pi \varepsilon q_b d\varepsilon \qquad \text{(III.12)}$$

Butterfield e Banerjee resolveram o problema para estaca compressível da seguinte maneira:

Calcula-se Q_z utilizando as equações (III.10) e (III.12) e substitui-se em

$$\frac{\partial s}{\partial z} = - \frac{Q_z}{A_e E_e} \qquad \text{(III.13)}$$

tem-se desse modo uma primeira aproximação ao resolver essa equação. Com esses novos valores de recalques entra-se na equação (III.10) e encontra-se novos valores de q_j e q_b que colocados na equação (III.12) darão novos valores de Q_z, e o ciclo é repetido até que Q_z^n entre duas iterações consecutivas difira de um pequeno valor.

Os autores apresentam gráficos para coeficiente de Poisson de 0,5 e para λ de 6000 a ∞ ($\lambda = E_e/G$). Dos gráficos se obtém Q/(G S d), de onde se tira o recalque S.

Nota-se que para $L/d < 20$ λ não influi muito nos resultados de recalques. Quanto à distribuição de tensões há boa aproximação com os resultados obtidos por Poulos e Davis.

3.2.1.2 ESTACAS DE PONTA

3.2.1.2.1 POULOS E MATTES (1969)

Fizeram considerações sobre o comportamento de estacas atuando de ponta. A equação de Mindlin foi utilizada para obter o deslocamento do solo devido às tensões cisalhantes ao longo da estaca. Como existe um estrato resistente, D'Appolonia e Romualdi (1963), sugeriram a figura de uma estaca imagem, sendo j' um elemento imagem de j" da estaca real. O elemento j' estando sob ação de $K \vec{p}j$ atuando em direção oposta a $\vec{p}j$, sendo $0 \leq K \leq 1$; para estaca flutuante $k = 0$ e se o estrato for rígido $k = 1$

O recalque foi considerado como a soma de três componentes: o encurtamento devido às tensões cisalhantes ao longo da estaca, encurtamento devido à carga aplicada Q e o deslocamento da ponta. Para a ponta se aplica Boussinesq para deslocamento de um disco anelar rígido numa massa semi-infinita.

RECALQUE DEVIDO ÀS TENSÕES CISALHANTES

$$S_1 = - \frac{1}{E_e R_A} \sum_{j=1}^{n} q_j \, D_{ij} \qquad \text{(III.14)}$$

onde

E_e	módulo de elasticidade da estaca
R_A	Relação de Áreas
q_j	tensão cisalhante em j
D_{ij}	fator de influência em i devido à tensão cisalhante em j

RECALQUE DEVIDO A Q

$$S_2 = \frac{Q \, L_i}{A_e \, E_e} \qquad \text{(III.15)}$$

onde

Q	carga atuante
L_i	comprimento da estaca
A_e	área da seção transversal da estaca
E_e	módulo de elasticidade

RECALQUE EM BASE

$$S_b = \frac{q_b \; d_b \; (1-\nu_b^{\;2}) \; \pi}{4 \;\; E_b} \qquad \text{(III.16)}$$

onde

q_b carga atuando na base

d_b diâmetro da base

V_b , E_b coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade da camada abaixo da base da estaca.

O RECALQUE TOTAL

$$S = S_1 + S_2 + S_b \qquad \text{(III.17)}$$

RECALQUE DO SOLO

$${}_sS_i = \frac{d}{E_s} \sum_{j=1}^{n} q_j \;\; (I_{ij} - kI'_{ij}) \qquad \text{(III.18)}$$

Se não houver deslizamento entre estaca e solo, os recalques podem ser igualados. E com a equação de equilíbrio (III.4)

$$Q = \sum_{j=1}^{n} q_j \; \pi \; d \; \frac{L}{n} \; + \; q_b \; \frac{\pi d_b^{\;2}}{4}$$

pode-se ter a distribuição de tensões ao longo da estaca e os recalques.

O comportamento de uma estaca de ponta é influenciado pela relação L/d, por E_b/E_s e por K (rigidez da estaca em relação ao solo circundante). (Ver fig. AIII-19).

Quanto mais esbelta a estaca, maior a carga transferida lateralmente para o solo e maior o decréscimo no movimento de topo em comparação com o movimento da estaca atuando como coluna simples. Se E_b/E_s cresce, a transferência de carga decresce, os deslocamentos da ponta e do topo decresce e o da ponta em particular decresce rapidamente. Portanto, quanto mais compressível a estaca em relação ao solo circundante menor a influência do estrato resistente no comportamento da estaca.

A ocorrência de deslizamento local entre estaca e solo afeta o comportamento da estaca e leva a um decréscimo na quantidade relativa de carga transferida para o solo e a um acréscimo no deslocamento da estaca.

3.2..1.3. SOLOS SUJEITOS À EXPANSÃO OU RETRAÇÃO POULOS E DAVIS (1973)

Aplicaram suas teorias ao caso dos solos sujeitos a inchamento ou retração. Foi analizada a possibilidade de ruptura entre estaca e solo e também o aparecimento de atrito negativo.

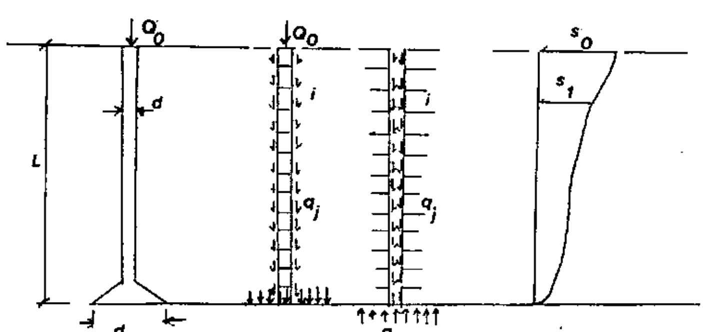


FIG.2_3

$$\{S\} = -\frac{d}{E_s} |I_s| \{q\} + \{\bar{s}\} \qquad \text{(III.19)}$$

onde

$\lvert I_s \rvert$	matriz dos fatores de influência
$\{\bar{s}\}$	vetor movimento do solo
$\{S\}$	vetor recalque do solo adjacente
$\{q\}$	vetor das tensões cisalhantes

Se não há deslizamento entre estaca e solo $S_e = S_s$

Para estaca compressível, os deslocamentos da estaca devem ser compatíveis com as propriedades elásticas da estaca,e a análise poderá ser processada como no ítem (3.2.1.2.).

Para estaca incompressível, $s_e = s_s = s$, existe um sistema

$$d \{q\} = E_s |I_s|^{-1} \{S - s\}$$
$$Q_0 + \sum_{j=1}^{n} q \pi d \frac{L}{n} + q_b \frac{\pi d_b^2}{4} = 0 \qquad \text{(III.20)}$$

que resolvido se obtém S e a distribuição das tensões cisalhantes.

Vários outros tópicos foram discutidos como a rutura local entre estaca e solo, a rutura à compressão da estaca, a rutura à tração, quando o solo não é uniforme, a variação do recalque com o tempo.

3.2.1.4. THURMAN E D'APPOLONIA

Consideraram o caso de uma estaca compressível, sendo que o método admite solução direta para estaca de ponta ou solução por tentativa e erro para estaca flutuante. O solo é considerado como um maciço homogêneo ou, como um material de Westergaard (incompressível lateralmente), e é admitido ainda que pode haver escorregamento entre estaca e solo.

Para se determinar o recalque na camada elástica isotrópica sobre uma fronteira rígida, pode-se usar o artifício de *força imagem* do outro lado da fronteira.

Para calcular o recalque elástico da ponta pode-se usar a equação de Boussinesq. Por causa da diferença entre dois meios as forças nas estacas de ponta podem ser consideradas atuando na superfície de um sólido semi-infinito, elástico, isotrópico. A deformação do solo abaixo da fronteira devido a força de atrito na camada superior é pequena e desprezível.

Embora o método usado por Thurman e D'Appolonia seja similar ao empregado por Poulos, está sujeito a imprecisões adicionais:

a) representação das tensões de cisalhamento por cargas pontuais e não *tensões anelares* uniformes;
b) consideração de relação empírica entre deslocamentos de ponta e carga de ponta;
c) ignora o deslocamento da ponta da estaca devido a carga no fuste da estaca.

3.2.1.5. AOKI E LOPES (1975)

Calcularam tensões e recalques de pontos no interior do solo por um processo numérico, onde as cargas que um grupo de estacas ou tubulões transmite ao solo são decompostas em um sistema equivalente de cargas concentradas, cujos efeitos são superpostos no ponto.

PROCESSO DE DISCRETIZAÇÃO

Os autores consideram que haja uma distribuição linear de carga ao longo do fuste, IMPÕEM portanto uma condição de distribuição. Assim a uma profundidade D_2 se tem Q_1 e uma profundidade D_1 se tem $Q_1 = \xi\ Q_2$.

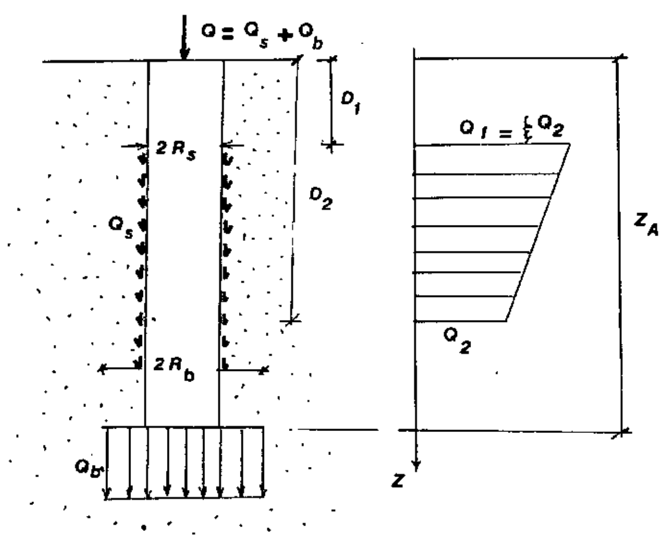


FIG 2.4

Os autores resolveram para estaca retangular também.

A discretização consiste em se ter equações que reduzam a carga transferida a um sistema equivalente de cargas pontuais. Assume-se que vale o princípio de SAINT-VENANT, ou seja o ponto sob estudo está situado a distância suficiente dos pontos de aplicação da carga.

Para a aplicação de Mindlin precisa-se saber:

- valor de Q
- profundidade c
- coordenadas do ponto em estudo, 3, em relação a um sistema de coordenadas OXYZ (OZ colocado na vertical de Q)
- distância horizontal r
- Módulo de YOUNG e coeficiente de POISSON

O recalque de um ponto induzido por um elemento cilíndrico:

$$S = \sum_{i=1}^{m} \sum_{j=1}^{m} S_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} S_{i,k} \qquad \text{(III.21)}$$

onde

$S_{i,j}$ recalque induzido pela carga de ponta $Q_{i,j}$

$S_{i,k}$ recalque induzido pelas cargas pontuais $Q_{i,k}$, parte da lateral

Para um elemento prismático:

$$S = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} S_{i,j} + \sum_{1}^{4\text{ faces}} \sum_{i(\text{ou } j)=1}^{n_1 \text{ ou } (n_2)} \sum_{k=1}^{n_3} S_{i(\text{ou } j),k} \qquad \text{(III.22)}$$

Se o meio é homogêneo mas não infinito, usa-se o princípio de superposição de STEINBRENNER. Já explicado no ítem 3.2.1.1.3. Para solo estratificado, por aproximação indireta, o recalque pode ser dado dividindo o meio em camadas, calculando a variação de tensões no centro de cada camada e obtendo o recalque de cada camada de espessura ΔZ por

$$S = \varepsilon_z \cdot \Delta Z = \frac{1}{E} \left| \sigma_z - \nu \ (\sigma_x + \sigma_y) \right| \Delta Z \qquad \text{(III.23)}$$

O recalque do ponto em estudo será portanto a soma dos recalques das camadas sobrejacentes.

O método é sujeito a imprecisões próprias de aproximações elásticas no cálculo de tensões e recalques. A compatibilidade de deslocamentos não é considerada nesse método,a distribuição de tensões cisalhantes é considerada conhecida, baseando-se na experiência ou outro critério aceitável, por exemplo o critério apresentado por Salas e Belzunce (1965) ou pode-se utilizar a distribuição dada pelo método de capacidade de carga AOKI E VELLOSO (1975), que necessita somente dos valores da sondagem à percussão (N).

A listagem do programa para solo de múltiplas camadas é o Anexo I.(*)

3.3. SOLUÇÕES ELÁSTICAS DIRETAS

3.3.1. CASSAN (1966)

Partindo dos estudos de Camberfort, Cassan tentou determinar os parâmetros que intervêm no cálculo das estacas isoladas, através de características obtidas nos ensaios pressiométricos. Não foi considerado deslizamento entre estaca e solo. As hipóteses de Camberfort (1964) eram:

a) A tensão na ponta da estaca é uma função linear do recalque na ponta

$$q_b = q \quad d_b + R \ \frac{S_b}{d_b} \qquad \text{(III.24)}$$

(*) Este programa foi elaborado por Álvaro Maia da Costa da COPPE

Cassan simplificou para

$$q_b = R \frac{S_b}{d_b} \qquad (III.25)$$

porque a influência de q é muito pequena (q muito próximo de 0).

b) Ao iniciar o carregamento desperta-se a aderência entre estaca e solo e a tensão cisalhante pode ser dada por

$$q_s = A + B . S \qquad (III.26)$$

que Cassan simplificou, tornando A igual a 0 :

$$q_s = B.S \qquad (III.27)$$

c) A partir de uma certa carga começa a ocorrer deslizamento entre a estaca e o solo até atingir uma carga Q_z, para a qual todo o atrito foi mobilizado e, a pertir daí, só a ponta continua a reagir, até ser atingida a carga de punçonamento, quando a curva carga-recalque passa a ser vertical.

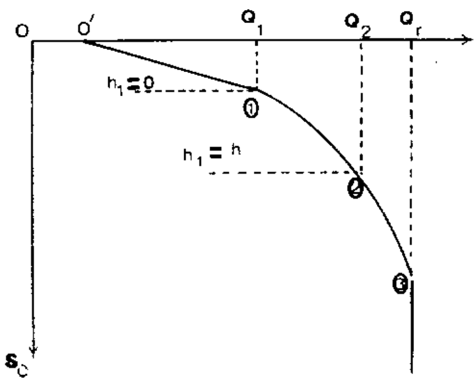


FIG. 2.5

A EXPRESSÃO DO RECALQUE

Partindo-se da equação de equilíbrio de um elemento de estaca de espessura dx, a uma certa profundidade x, utili - zando as condições expressas nos ítens a) e b), chega-se a uma equação:

$$S = C_1 \cos h \; ax + C_2 \operatorname{sen} h \; ax \qquad (III.28)$$

e da equação do encurtamento elástico:

$$dy = -\frac{q}{E_e} dx \qquad (III.29)$$

$$q = -a E_e (C_1 \operatorname{sen} h \; ax \; C_2 + \cos h \; ax) \qquad (III.30)$$

sendo que

$$a = \sqrt{\frac{4B}{dE_e}} \qquad (III.31)$$

Após várias transformações de cálculo chega-se à e- quação do recalque:

$$S_0 = \frac{4 Q_0}{\pi d} \left[\frac{1 + \frac{R \operatorname{tg} h \; a h}{a d E_e}}{R + a E_e D \operatorname{tg} h \; ah} \right] \qquad (III.32)$$

Se ah for pequeno, se faz tg h ah igual ao primeiro termo da série, então:

$$S_0 = \frac{4 Q_0}{\pi d} \left[\frac{1 + \frac{R h}{E_e d}}{R + 4 Bh} \right] \qquad (III.33)$$

Os valores de B e R são dados por:

$$R = \frac{6\ E}{1 + \nu} \quad (Kgf/cm^2) \qquad (III.34)$$

$$B = \frac{E}{2\ (1+\nu)\ I_0} \quad (Kgf/cm^2) \qquad (III.35)$$

Cassan recomenda que se utilize para I_0 0,30m para estacas cravadas e 0,90m para estacas escavadas. Para E recomenda o uso dos ensaios pressiométricos:

- para estacas escavadas: $E = E_p$ do pressiômetro
- para estacas cravadas : $E = 3E_p$ do pressiômetro

Do recalque S_0 e da tensão normal na cabeça da estaca pode-se calcular a pressão na ponta da estaca e a distribuição de tensões cisalhantes:

$$q_b = q_0 \cos h\ ah - a\ E_e\ S_0 \operatorname{sen} h\ ah \qquad (III.36)$$

$$Q_x = B\ S_0 \cos h\ ax - \frac{q_0\ B}{a\ E_e} \operatorname{sen} h\ ax \qquad (III.37)$$

3.3.2. COOKE (1974)

Deu uma aproximação simples ao comportamento de uma estaca pela consideração do movimento do solo adjacente a um pequeno elemento da superfície da estaca que é deslocado para baixo de uma distância V_s

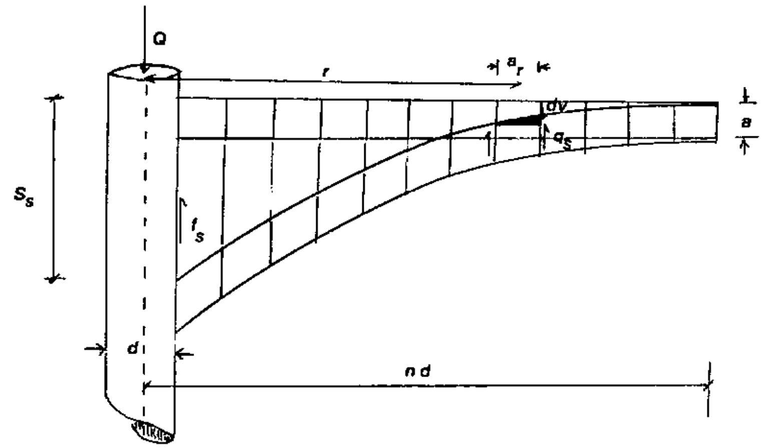


FIG. 2.7

A componente do atrito se transmite ao solo $|\phi_s \pi d a|$ ao longo do anel de espessura *a* de modo que a distância *nd* do eixo da estaca esta força se anula.

Para um anel a uma distância r do eixo da estaca

$$f_s \; \pi \; da \; = \; q_s \; 2\pi \; r \; a \qquad \text{(III.38)}$$

Um elemento desse anel está submetido às tensões cisalhantes e sofrerá uma deformação angular:

$$\gamma = \frac{dv}{dr} = \frac{q_s}{G} \qquad \text{(III.39)}$$

Fazendo-se substituições e integrando entre os limites conhecidos chega-se a

$$V_s = f_s \frac{d}{2G} \ell n \; 2n \qquad \text{(III.40)}$$

$$S_e : f_s = \frac{Q_s}{\pi d L}$$

$$S_s = \frac{Q \quad d}{2 \; \pi \; d \; L \; \dfrac{E}{2(1+\nu)}} \; \ell n \; 2n$$

fazendo

$$I = \frac{(1+\nu)\ \ell n\ (2n)}{\pi}$$

$$S_s = \frac{Q}{LE}\ I$$ semelhante à fórmula de Poulos e Davis (III.41)

3.3.3. VESIC (1969-1975)

A análise de recalque é feita separando-se o recalque da cabeça da estaca em três componentes.

1) Recalque devido à deformação axial do fuste, S_s;
2) Recalque da ponta da estaca causado pela carga transmitida à ponta, S_{ps};
3) Recalque da ponta da estaca causado pela carga transmitida ao longo do fuste, S_{ps}.

Desse modo, podemos escrever que:

$$S = S_s + S_{pp} + S_{ps} \qquad \text{(III.42)}$$

O recalque devido ao encurtamento elástico da estaca, S_s, pode ser determinado desde que se conheça ou assuma a distribuição do atrito lateral.

$$S_s = (Q_p + \alpha\ Q_s)\ \frac{L}{A_e\ E_e} \qquad \text{(III.43)}$$

onde

Q_p carga na ponta

Q_s — carga no fuste

A_e — área da seção transversal da estaca

E_e — módulo de elasticidade da estaca

α — é um número que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste. Na figura 2.8. podemos ver as várias maneiras de distribuição do atrito e os respectivos valores de α

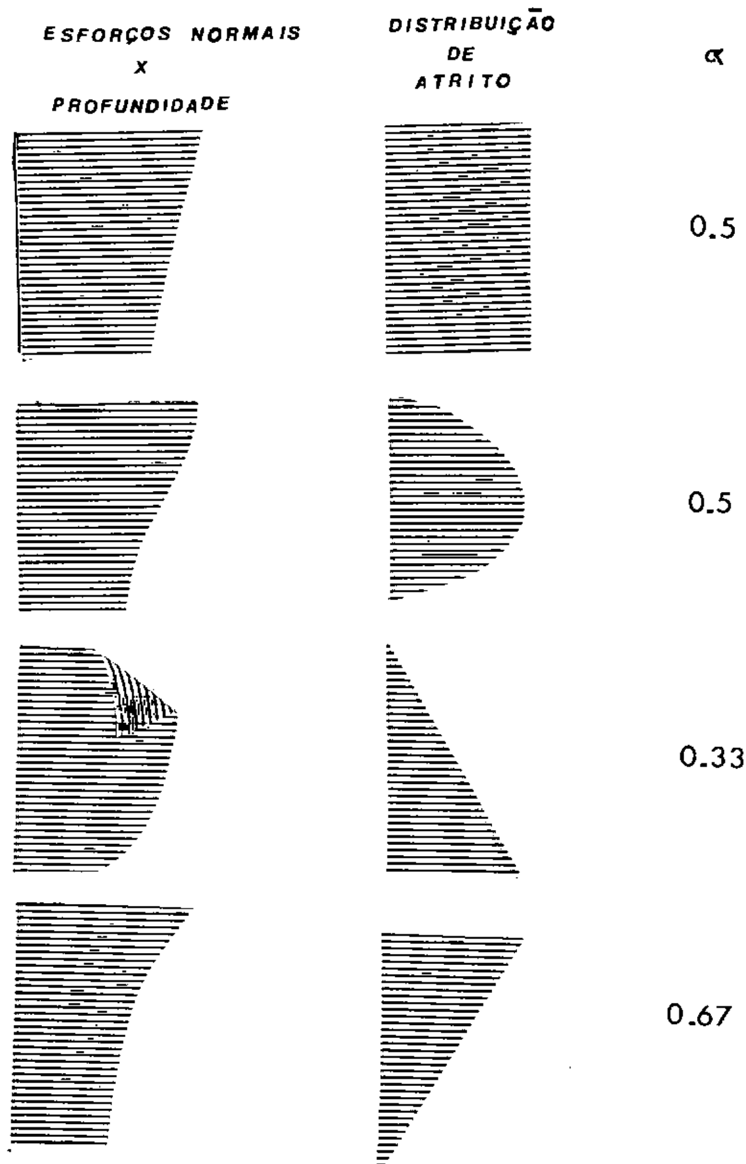


FIG. 2.8

Valores mais baixos para α foram observados no caso de estacas flutuantes, onde sob a carga de trabalho somente uma fração do comprimento do fuste transmitia efetivamente cargas.

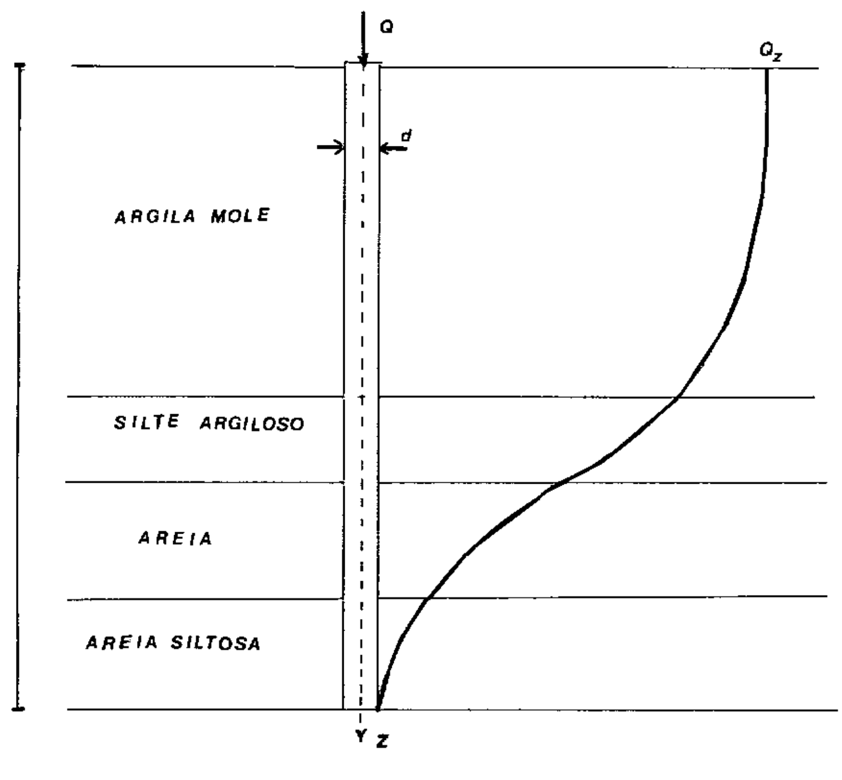


FIG. 2.9

Uma maneira mais aproximada para se calcular o encurtamento elástico é a partir do gráfico dos esforços normais pela profundidade. Com certa aproximação, o método de capacidade de carga de Aoki e Velloso (1975) pode dar a conhecer uma possível transferência de carga na rutura. Pode-se desenhar o gráfico da resistência do atrito (atrito acumulado) com a profundidade, logo os esforços normais a cada profundidade serão dados pela subtração da resistência de atrito da carga atuante.

$$\varepsilon_i = \frac{1}{AE_e} \frac{Q_A + Q_B}{2} d_z \qquad \text{(III.44)}$$

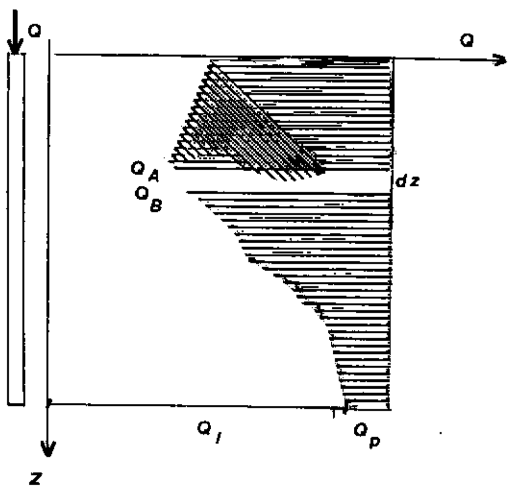


FIG. 2.10

Mas $\left[\dfrac{Q_A + Q_B}{2} \quad dz \right]$ é área do gráfico Q(z) entre A e B.

Pode-se dividir a estaca em quantos segmentos se queira, tendo sempre por objetivo maior aproximação.

As parcelas de recalque S_{pp} e S_{ps} podem ser dadas pelas equações

$$S_{pp} = \frac{q_b \cdot B}{E_s} \cdot I_{pp} \qquad \text{(III.45)}$$

$$S_{ps} = \frac{q_s \cdot D}{E_s} \cdot I_{ps} \qquad \text{(III.46)}$$

onde

q_b	pressão na ponta da estaca
q_s	tensão cisalhante unitária transmitida pelo fuste
E_s	módulo de elasticidade do solo abaixo da ponta da estaca
I_{pp} , I_{ps}	fatores de influência que podem ser dados pela integração da eq. de Mindlin

Alguns autores utilizam a fórmula de Boussinesq onde $I_{pp} \simeq 0{,}8$ (Mattes e Poulos, 1969- Komornik, Weseman e Zettlen 1973), mas Vesic (1975) diz que I_{pp} pode ser tomado igual a 0,54. Para L/d compreendido entre 0 e 50,

$$I_{ps} = 2 + 0{,}35 \sqrt{L/d} \tag{III.47}$$

Com base em correlações entre E_s e resistência final de ponta q_o para várias estacas, Vesic propõe:

$$S_{pp} = \frac{C_p\ Q_p}{d\ q_o} \tag{III.48}$$

$$S_{ps} = \frac{C_s\ Q_s}{L\ q_o} \tag{III.49}$$

onde

Q_p carga de ponta

Q_s carga lateral

C_p , C_s coeficientes empíricos que dependem do tipo de solo e do método de construção da estaca

TABELA 11

COEFICIENTE C_p

TIPO DE SOLO	ESTACAS CRAVADAS	ESTACAS ESCAVADAS
AREIA(densa a fofa)	0,02 - 0,04	0,09 - 0,18
ARGILA(rija a mole)	0,02 - 0,04	0,04 - 0,08
SILTE (denso a fofo)	0,03 - 0,05	0,09 - 0,12

$$C_s = (0,93+0,16\ \sqrt{L/d})\ C_p$$

Estes valores de C_p e C_s dão recalques a longo tempo em condições onde o estado resistente se estende até no diâmetro abaixo da ponta e que o solo abaixo seja semelhante ou mais resistente. Se a rocha estiver mais próxima da ponta serão levemente mais baixos.

Nas equações (III.45 e III-46) E_s é influenciado pela densidade relativa (solos arenosos) e em Vesic (1972) podemos ver a figura que foi obtida a partir de resultados de vários tipos de estacas.

$$E_s = \frac{E}{1-v^2}$$

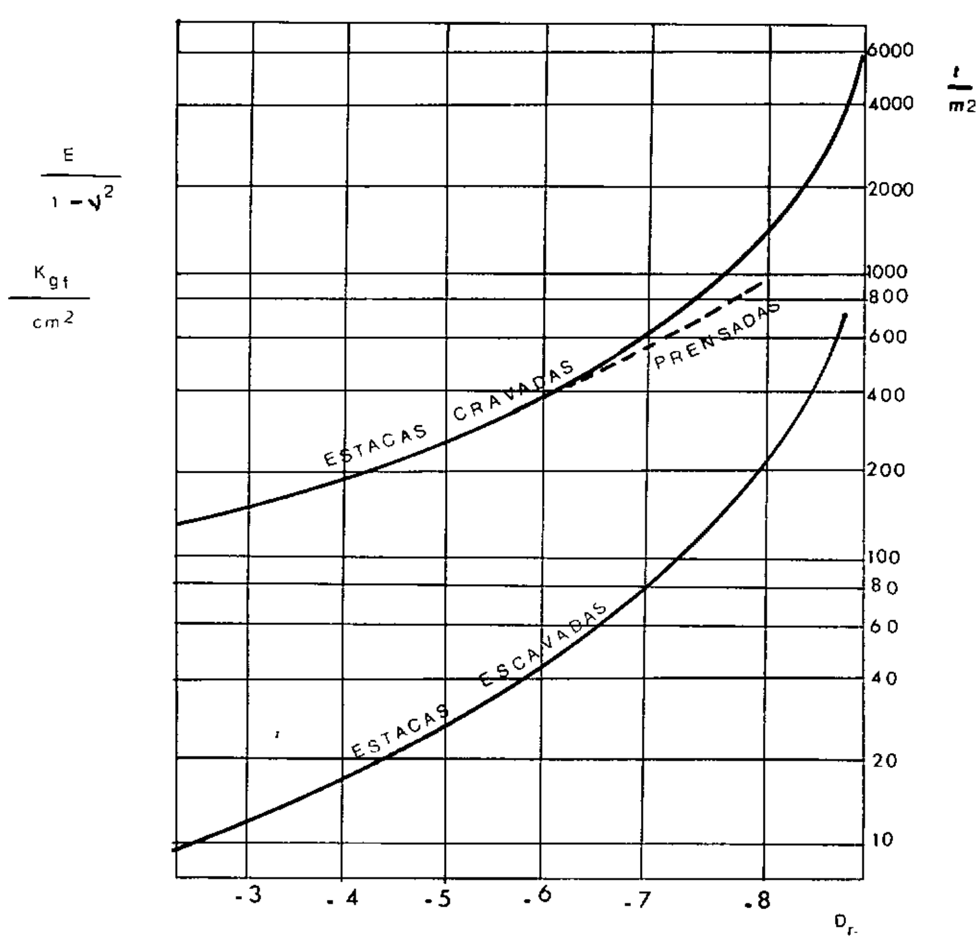


FIG. 2.11

3.4. TENTATIVA DE PREVISÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE PARA UMA ESTACA ISOLADA

Burland, Buttler e Dunican (1966) apresentaram uma tentativa de previsão, para argilas de Londres, dividindo a carga-recalque em duas parcelas totalmente independentes, uma devida à carga na ponta e outra devida à carga lateral.

Carga lateral x recalque:

A parcela de capacidade de carga decorrente do atrito lateral é totalmente mobilizada para: $Q_f = L \pi d \bar{c} \alpha$, sendo $\bar{C}\alpha = Ca$: aderência lateral; consideraram que α era igual a 0,3 e uma mobilização de 90% da carga total para 0,25in. de recalque.

Carga na ponta x recalque:

Obtido do ensaio de placa ou admitindo que se aplica a curva adimensional no ensaio CRP (Velocidade de penetração constante) até $q/q_f = 1/3$ (onde é linear a relação carga-recalque).

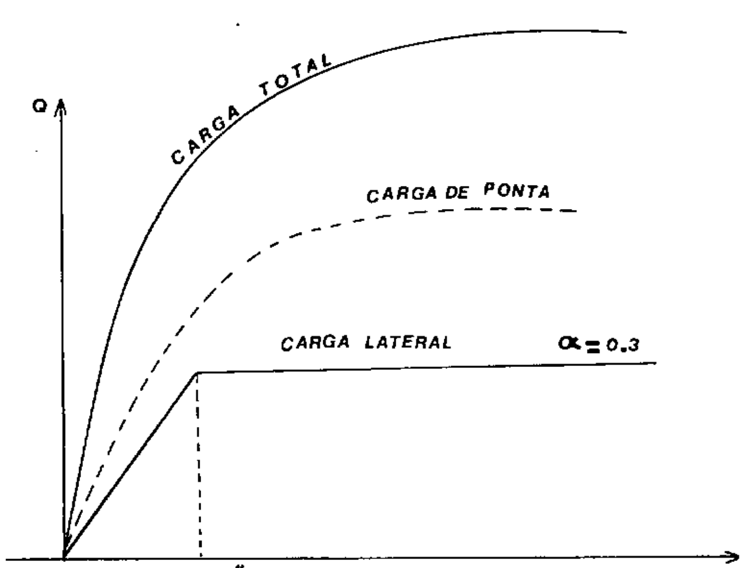


FIG. 2-12

Uma curva carga x recalque menos conservativa poderia ser obtida admitindo $\alpha = 0{,}45$, com inflexão em 0,3 in (Skempton - para estacas de bases não alrgadas).

A dificuldade de fixar α ocorre por não se saber exatamente como se dão as variações locais no solo por causa da instalação da estaca. Em condições ideais α pode ser considerado até 0,7, mas como precaução usa-se α igual a 0,3.

Esse método pode servir para avaliar a capacidade de carga, com alguma precisão (15% para estacas de base alargada). No entanto, para predizer recalques é falho (pode ocorrer erro de até 50%) devido às variações das propriedades do solo durante a instalação.

Whitaker e Cooke (1966) com resultados de ensaios e provas de carga nas argilas de Londres concluiram que:

- A capacidade de carga de estacas escavadas com ou sem base alargada pode ser expressa por:

$$Q_f + w = \pi\, d_s\, L\, \alpha\, \bar{c} + \frac{\pi}{4}\, d_b{}^2 (N_c w c_b + \gamma D) \qquad \text{(III.50)}$$

onde

$\alpha = 0{,}44$

$w = 0{,}75$

$N_c = 9$

α e w dependem do método pelo qual $\bar{c}$ e c_b são tomados da resistência ao cisalhamento x profundidade, resultante dos ensaios.

- Para um dado grau de mobilização da resistência de atrito o recalque cresce à medida que o diâmetro da estaca aumenta e a mobilização completa ocorre para um recalque entre

0,5 e 1% do diâmetro. A mobilização da resistência de atrito para qualquer recalque parece ser independente do comprimento e de se a base é alargada ou não.

- O grau de mobilização da resistência da base cresce à medida que o recalque cresce e é mobilizada completamente para recalque entre 10% e 20% do diâmetro da base. Bullen (1958) considera totalmente mobilizada para 10% do diâmetro da base.

Poulos (1972) propõe um método baseado nos trabalhos de Whitaker e Cooke (1966) e Burland, Buttler e Dunican (1966) para fazer a previsão carga-recalque, mas ao contrário desses trabalhos que utilizam dados empíricos, Poulos utiliza dados calculados pela teoria da elasticidade.

NO FUSTE:

$$Q_s = Q\,(1 - \beta) \qquad \text{(III.51)}$$

$$S_{ps} = \frac{I}{E\ d} \quad \frac{Q_s}{(1-\beta)} \qquad \text{(III.52)}$$

NA BASE:

$$Q_p = \beta\ P \qquad \text{(III.53)}$$

$$S_{pp} = \frac{I}{E\ d} \quad \frac{Q_p}{\beta} \qquad \text{(III.54)}$$

β : percentagem da carga total tomada pela ponta (Ver anexo 3)

ENCURTAMENTO ELÁSTICO QUANDO A RESISTÊNCIA FINAL DO FUSTE É MOBILIZADA:

$$S_s = \left(Q_p - \frac{Q_{sf}\ \beta}{1-\beta}\right) \frac{L}{A_e\ E_e} \qquad (III.55)$$

RECALQUE TOTAL:

$$S = \frac{I}{Ed} \frac{Q_p}{\beta} + \left(Q_p - \frac{Q_{sf}\ \beta}{1-\beta}\right) \frac{L}{A_e F_e} \qquad (III.56)$$

NA RUTURA:

$$Q_{y_1} = \frac{Q_{sf}}{1-\beta} \qquad (III.57)$$

$$S_{y_1} = \frac{I}{E\ d} Q_{y_1} \qquad (III.58)$$

$$Q_f = Q_{sf} + Q_{pf}$$

$$S_f = \frac{I}{Ed} \frac{Q_{pf}}{\beta} + \left(Q_{pf} - \frac{Q_{sf}\ \beta}{1-\beta}\right) \frac{L}{A_e E_e} \qquad (III.59)$$

$$Q_{sf} = \pi\ d\ L\ \overline{c}\ \alpha \qquad (III.60)$$

$$Q_{pf} = C_b\ N_c\ A_p \qquad (III.61)$$

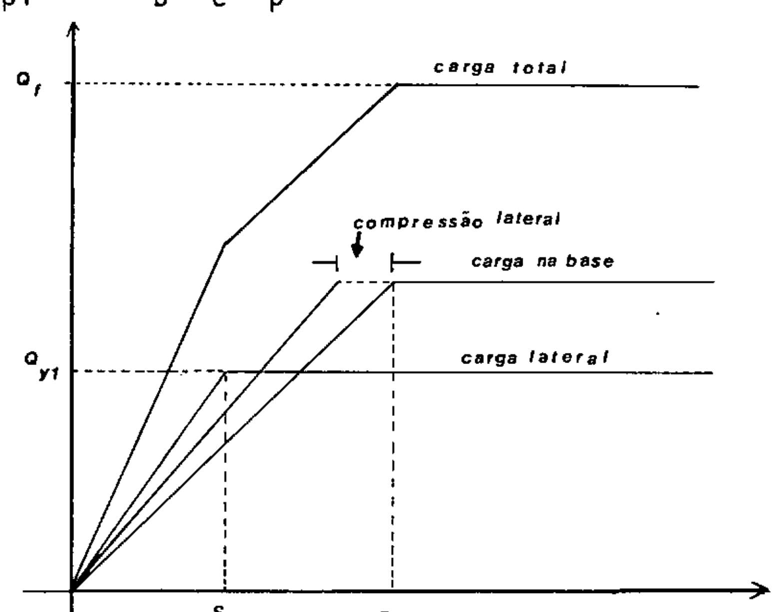


FIG. 2.13

PARA GRUPO DE ESTACAS:

A carga de rutura do grupo será o menor dos dois seguintes valores: carga para causar rutura das estacas no grupo ou carga para causar rutura do grupo como um bloco. Para o caso de rutura individual das estacas, o recalque de uma estaca pode ser multiplicado pela relação de recalque do grupo R_s, então

$$S_{y_1} = \frac{I}{E\ d} Q_{y_1} R_s \tag{III.62}$$

$$S_f = \frac{I}{E\ d} \frac{Q_{pf} R_s}{\beta} + \left(Q_{pf} - \frac{Q_{pf}\ \beta}{1 - \beta}\right) \frac{L}{A_e\ E_e} \tag{III.63}$$

Para o caso de rutura do grupo o processo mais simples é substituir o grupo por um tubulão equivalente de área igual à área que envolve o grupo de estacas e com comprimento igual ao comprimento das estacas.

CAPÍTULO IV

RECALQUE DE GRUPOS DE ESTACAS

4.1. PARCELAS DE RECALQUE

O recalque de um grupo de estacas é devido à deformação das estacas em si e à compressão do solo no interior e abaixo do grupo. A distribuição de carga entre as estacas, seu comprimento médio, área da seção transversal e o módulo de elasticidade do material das estacas influem na compressão das estacas.

Quanto ao módulo de elasticidade, Broms (1972), referindo-se a estacas cravadas de concreto armado, diz que E é afetado pela cravação e que, segundo investigação da Academia Sueca de Ciências de Engenharia (IVA) foi encontrado um E médio após cravação aproximadamente 10% mais baixo que para uma estaca idêntica que não tinha ainda sido cravada. Há ainda o problema do creep do concreto, que ensaios indicaram que o módulo de elasticidade E para cargas atuando num longo tempo cai cerca da metade a um terço do valor inicial. Se a resistência à compressão do concreto e a quantidade de armação são pequenas, o efeito do creep será apreciável.

A compressão axial da estaca pode ser determinada por *tell tales* ou por *strain rods* que se estendem da cabeça da estaca à sua ponta e a outros pontos intermediários. Com isto, pode-se separar a resistência de atrito da resistência de ponta. Assim, por exemplo, Broms e Hill (1973) mostram gráficos indicando que o uso de lama bentonítica durante a préescavação causou apreciável redução da resistência ao atrito lateral.

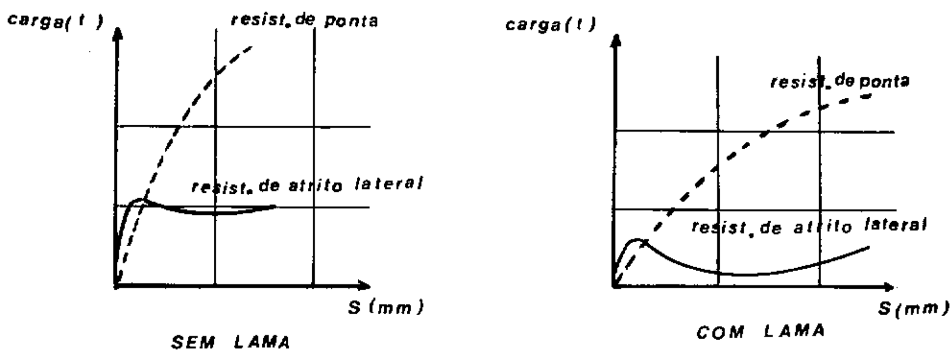


FIG. 4.1

O recalque ainda depende da deformação do solo no interior e abaixo do grupo de estacas. Geralmente há duas parcelas de recalque: uma é o recalque imediato e a outra o recalque durante o tempo, ou recalque de adensamento, que ocorre em solos argilosos. O recalque imediato ocorre durante o carregamento do grupo, pode ser pequeno no caso de argilas normalmente adensadas mas pode ser responsável pela maior parcela de recalque total de argilas pré-adensadas e areias.

O recalque dependendo do tempo pode ser causado por variações de poro - pressão e por creep. Poulos e Davis(1968) e Mattes e Poulos (1969) concluiram que a maior parte dos recalques se dá como recalque imediato mesmo para um coeficiente de Poisson $\nu = 0$. Somente quando a carga se aproxima da de rutura é que os recalques dependentes do tempo se tornam significativos e se dão na compressão secundária da curva de adensamento.

4.2. ANÁLISES DE RECALQUES DE GRUPO DE ESTACAS

4.2.1. POULOS (1968) - POULOS E MATTES (1974) - POULOS(1977)

Poulos (1968) analisou o comportamento de grupos de estacas partindo do efeito da interação entre duas estacas igualmente carregadas

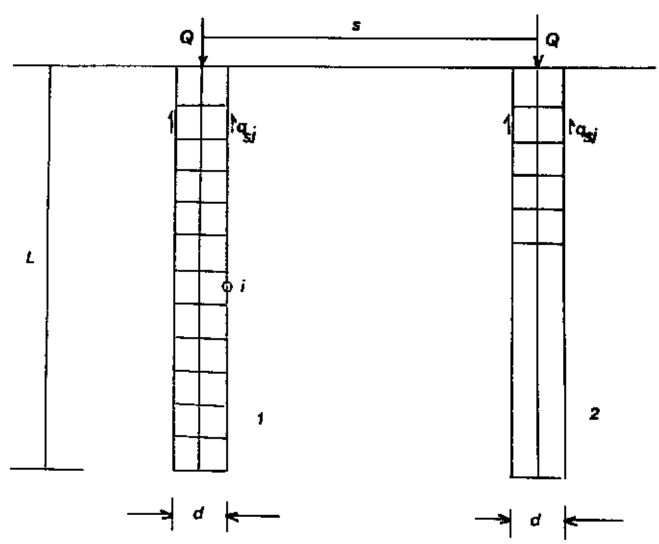


FIG.4.2

SOLO: meio elástico ideal

SOLUÇÃO: uso da equação de Mindlin que dá o deslocamento de um solo elástico ideal.

ESTACAS: incompressíveis, igualmente carregadas e divididas em n elementos.

O deslocamento do solo adjacente ao centro de m elemento i na estaca 1 devido a ela própria e a uma estaca 2 adjacente é:

$$s_i = \frac{d}{E_s} \sum_{j=1}^{j=n} p_j \; ({}^1I_{ij} + {}^2I_{ij}) + p_b \; ({}^1I_{ib} + {}^2I_{ib}) \qquad \text{(IV.1)}$$

onde

$_1I_{ij}$, $_2I_{ij}$ são fatores de influência de deslocamento no elemento i devido à carga anelar uniforme no elemento j de 1 e 2 respectivamente.

$_1I_{ib}$, $_2I_{ib}$ são fatores de influência do deslocamento no elemento i devido à carga uniforme na base das estacas 1 e 2.

Para todos os elementos da estaca 1, o deslocamento vertical do solo pode ser expresso sob forma de matriz como:

$$\frac{E_s}{d} |S| = (|_1 I| + |_2 I|) |p| + p_b (|_1I_b| + |_2I_b|) \quad (IV.2)$$

A interação entre 2 estacas é expressa por α, que é definido como a relação entre o recalque adicional devido à estaca adjacente para o recalque das estacas sob sua própria carga. O fator de interação α é representado em função de s/d para várias relações de comprimento L/d e para $\nu = 0,5$. Poulos admitiu que $\nu = 0,5$ porque a diferença para valores de α para $\nu = 0$ era muito pequena.

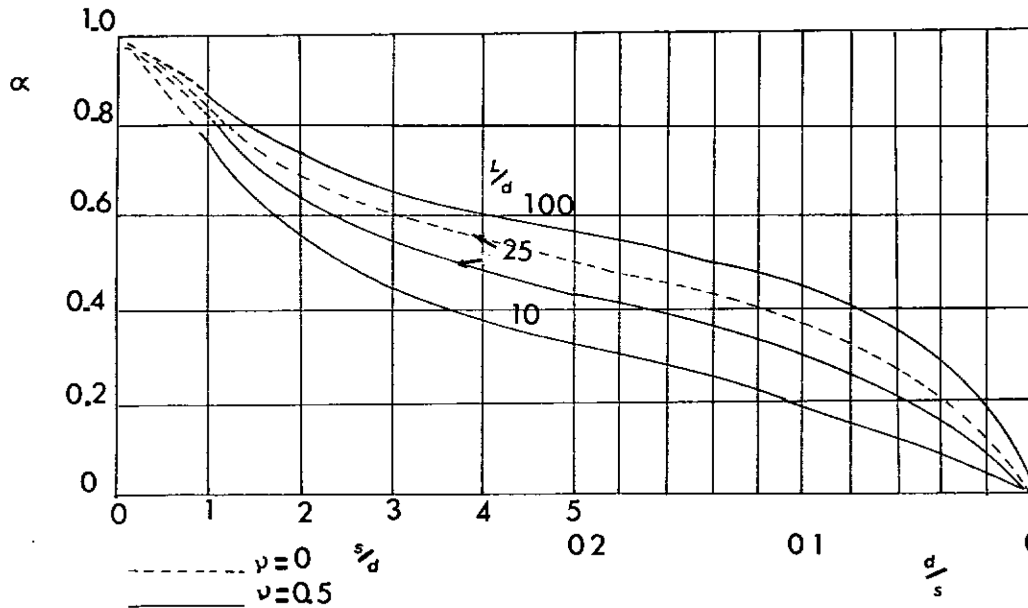


FIG.4.3

Quanto ao efeito da presença de uma camada rígida abaixo na interação entre duas estacas para L/d = 25 e ν = 0,5

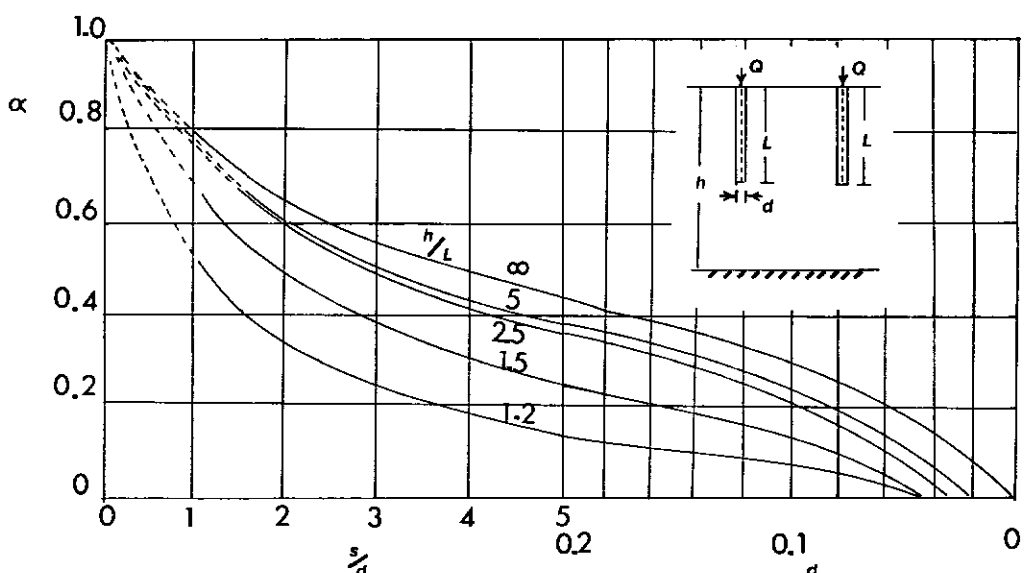


FIG.4.4

Em Poulos e Mattes (1974) podemos ver o que ocorre no caso de estacas apoiadas num estrato mais resistente. Nesse caso o fator de interação α pode ser relacionado com os valores de α para estacas de ponta assentes numa base perfeitamente rígida. O solo rígido é suposto como homogêneo, isotrópico e elástico: E_b , ν_b e o solo onde estacas estão colocadas tem parâ metros: E_s e v_s . A estaca é considerada como uma coluna elás tica, com módulo de elasticidade E_e.

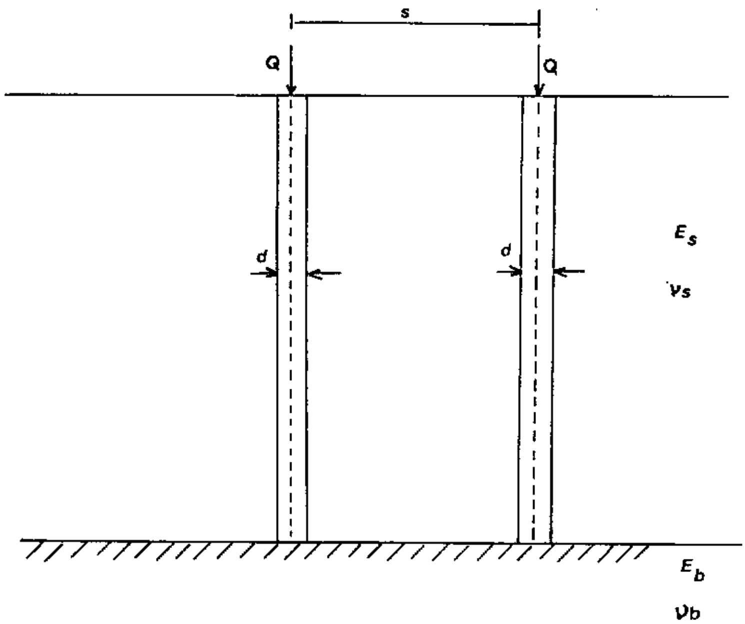


FIG. 4.5

$$\alpha = \alpha_F - F_e \; (\alpha_F - \alpha_E) \qquad \text{(IV.3)}$$

onde

α_F fator de interação para duas estacas flutuantes numa camada profunda (Fig.A.3.27)

α_E fator de interação para duas estacs assentes de ponta num estrato perfeitamente rígido (Fig. A.3.28)

F_E fator que leva em conta o efeito do estrato resistente , que é função de E_b/E_s , L/d , $K = \frac{E_e}{E_s} R_A$. (Fig. A.3.29)

Da Fig. A.3.29 podemos concluir que os valores de F_E são praticamente os mesmos para L/d de 25 ou de 50, portanto, podendo serem utilizados para outros valores de L/d. Segundo o autor, os valores de F_E podem ser aplicados para outros valores de s/d, e, mais, os valores de ν_s e ν_b não tem muito efeito em F_E.

Um modo de estimar a relação E_b/E_s é igualar a relação entre a resistência de ponta do cone de penetração estática numa profundidade de cerca de 2 a 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca e a resistência média ao longo do fuste.

O valor do fator de interação α pode ser corrigido para o caso da camada não ser infinita. Aplicando o fator de correção Nh tirado da figura A.3.30, e então:

$$\alpha = Nh \times \alpha_F \tag{IV.4}$$

Pode-se utilizar contudo a Figura 4.4. que dá os valores de α quando a camada é finita.

Quando as bases das estacas forem alargadas, pode-se aplicar o fator de correção Nb (Fig. A.3.31.), e

$$\alpha = Nb \cdot \alpha_F \tag{IV.5}$$

Poulos estendeu sua análise de interação entre duas estacas para o caso de um número qualquer de estacas desde que seu comportamento seja idêntico, devido ao arranjo no grupo, que são os chamados *GRUPOS SIMÉTRICOS*. Assim, para grupos de três ou quatro estacas aplicou o princípio da superposição para os deslocamentos adicionais produzidos no grupo. Para um grupo de 4 estacas com espaçamento s diâmetros, o deslocamento de uma estaca decorrente da carga Q_1 em cada estaca é:

$$s = Q_1 \; s_1 \; (1 + 2\alpha_1 + \alpha_2) \tag{IV.6}$$

onde

s_1 deslocamento de uma estaca isolada sob carga u nitária

α_1 valor de α para um grupo de duas estacas de espaçamento s diâmetros

α_2 valor de α para o espaçamento de $\sqrt{2}$ s diâmetros

No caso de grupos quaisquer não necessariamente simétricos, é razoável admitir que o princípio da superposição se aplique, se bem que aproximadamente. Os erros que podem ocorrer são devidos ao reforço que se dá no meio, devido à interferência de uma estaca entre duas outras, sendo que Mindlin não seria então aplicável com total acerto (solo não seria mais homogêneo).

Para casos de grupos quaisquer podemos ter:

a) BLOCO DE COROAMENTO FLEXÍVEL: cargas iguais em todas as estacas;

b) BLOCO DE COROAMENTO RÍGIDO: recalques iguais em todas as estacas.

Para um grupo de m estacas, o deslocamento de qualquer estaca k no grupo é:

$$S_k = S_1 \left(\sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^{m} Q_j \ \alpha_{ij} + Q_i \right) \qquad \text{(IV.7)}$$

onde

α_{ij} valor de α para duas estacas correspondendo ao espaçamento entre i e j

Q carga em j

S_1 recalque de uma estaca isolada sob carga unitária

Se a carga total do grupo é Q_G, então:

$$Q_G = \sum_{j=1}^{j=m} Q_j \qquad \text{(IV.8)}$$

Para o caso de cargas iguais, $Q = \frac{Q_G}{m}$ e a equação $S_k = S_1 \sum_{j=1}^{j=n} Q_j \ \alpha_{kj}$ pode ser resolvida diretamente para dar o recalque de cada estaca no grupo e portanto, o máximo e o diferencial.

Para blocos rígidos os deslocamentos são equacionados dando m equações simétricas que podem ser resolvidas para a carga Q_j no grupo, de onde o recalque pode ser calculado.

SOLUÇÃO PARA UM GRUPO DE ESTACAS COM UM BLOCO RÍGIDO

OS PARÂMETROS:

R_s : relação entre recalque do grupo para o recalque de uma só estaca carregada com a mesma média do grupo.

R_G : FATOR DE REDUÇÃO: recalque do grupo para o recalque de uma só estaca com a mesma carga total do grupo.

$$R_G = \frac{R_s}{m} \qquad \text{(IV.9)}$$

O RECALQUE:

$$S_G = R_s \ S_1 = R_G \ m \ S_1 \qquad \text{(IV.10)}$$

S_1 recalque de uma estaca isolada carregada com a mesma carga média das estacas no grupo.

$$S_1 = \frac{Q}{LE} I_1 \qquad (IV.11)$$

I_1 fator de influência (Poulos e Davis (1968) ou Poulos (1972)).

como $Q_G = m\ Q$

$$S_G = \frac{R_G\ m\ Q I_1}{LE} = \frac{Q_G\ R_G\ I_1}{LE} \qquad (IV.12)$$

R_G tabelado para grupos de 2^2, 3^2, 4^2, 5^2 estacas e para $L/d = 25$ e $\nu = 0,5$

TABELA 4.1.

GRUPO	2^2					3^2				
h/L s/d	∞	5	2.5	1.5	1.2	∞	5	2.5	1.5	1.2
1	0.839	0.819	0.815	0.745	0.621	0.715	0.671	0.610	0.593	0.464
2.5	0.672	0.638	0.629	0.550	0.443	0.541	0.495	0.479	0.387	0.283
5	0.547	0.519	0.501	0.422	0.348	0.415	0.363	0.339	0.256	0.195
10	0.425	0.408	0.385	0.323	0.291	0.303	0.245	0.220	0.165	0.141
20	0.366	0.317	0.297	0.267	0.258	0.214	0.157	0.142	0.122	0.116
40	0.307	0.260	0.254	0.250	0.250	0.159	0.117	0.114	0.111	0.111

GRUPO	4^2					5^2				
h/L s/d	∞	5	2.5	1.5	1.2	∞	5	2.5	1.5	1.2
1	0.643	0.599	0.590	0.500	0.371	0.584	0.538	0.525	0.532	0.309
2.5	0.460	0.409	0.388	0.296	0.206	0.403	0.349	0.325	0.235	0.160
5	0.334	0.277	0.250	0.176	0.128	0.281	0.220	0.194	0.129	0.091
10	0.227	0.166	0.143	0.100	0.083	0.180	0.119	0.100	0.067	0.055
20	0.148	0.093	0.083	0.069	0.066	0.112	0.062	0.054	0.045	0.042
40	0.105	0.066	0.064	0.063	0.063	0.070	0.041	0.041	0.040	0.040

Para outros valores de L/d e ν, o fator de redução pode ser obtido multiplicando os valores dados na tabela anterior pelos coeficientes a seguir:

TABELA 4.2.

ESPAÇAMENTO s/d	$\nu = 0,5$		$\nu = 0$
	1/d = 10	L/d = 100	L/d = 0
2.5	0.82	1.2	1.10
5	0.77	1.3	1.15
10	0.74	1.45	1.20

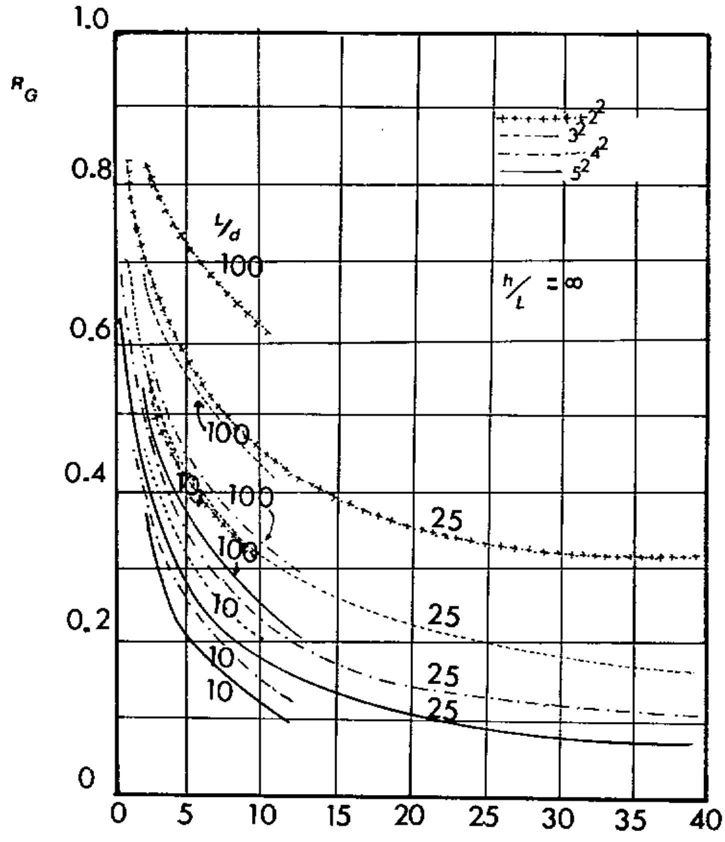


FIG.4.6

No anexo 3 damos duas tabelas com valores teóricos da relação de recalque R_s para estacas de atrito e para estacas de ponta assentes num estrato rígido, sendo ambas as tabelas para o caso de blocos rígidos e estacas num maciço uniforme profundo (ver tab. A.3.2. e A.3.3.).

Para grupos contendo mais de 16 estacas, investigações têm demonstrado que R_s varia quase linearmente com a raiz quadrada do número de estacas no grupo. Deste modo, por extrapolação:

$$R_s = (R_{25} - R_{16})\ (\sqrt{n} - 5) + R_{25} \qquad \text{(IV.13)}$$

onde

R_{25} valor de R_s para o grupo de 25 estacas

R_{16} valor de R_s para o grupo de 16 estacas n número de estacas no grupo

Quando um grupo de estacas flutuantes está numa camada finita sobre um estrato rígido, a relação de recalque R_s para estacas flutuantes numa camada infinitamente profunda deve ser corrigida por um fator ξh

$$\xi h = \frac{R_s \text{ para camada de profundidade finita } h}{R_s \text{ para camada infinita}}$$

Os valores de ξh podem ser tirados da figura A.3.32 do anexo 3.

Todos os valores de R_s tabelados são para um coeficiente de Poisson do solo de 0,5. Se o coeficiente de Poisson for diferente de 0,5, R_s pode ser corrigido pelo fator $\xi \nu$

$$\xi \nu = \frac{R_s \text{ para um certo } V_s}{R_s \text{ para } V_s = 0{,}5}$$

Os valores de $\xi \nu$ podem ser tirados da figura A.3.33 do anexo 3.

A análise proposta por Poulos (1968) é para os casos de blocos de coroamento que não estejam em contato com o terreno. Pode-se utilizar tal análise quando o bloco estiver no terreno, mas deve-se esperar recalques menores, pois o bloco atua como sapata e possui certa capacidade de carga.

Poulos (1977) apresenta um gráfico onde pode-se ver que para espaçamentos relativamente pequenos, menores que 5 diâmetros, R_s é quase o mesmo para ambos os casos,de bloco enterrado, ou acima da superfície do solo.

Para se fazer estimativas preliminares de recalques se pode considerar o grupo de estacas com um tubulão equivalente de seção transversal igual a envolvente do grupo. O comprimento L_e de tal tubulão equivalente pode ser obtido comparando as soluções para o recalque de um grupo de estacas com o recalque de um tubulão isolado (Poulos e Davis - 1968).

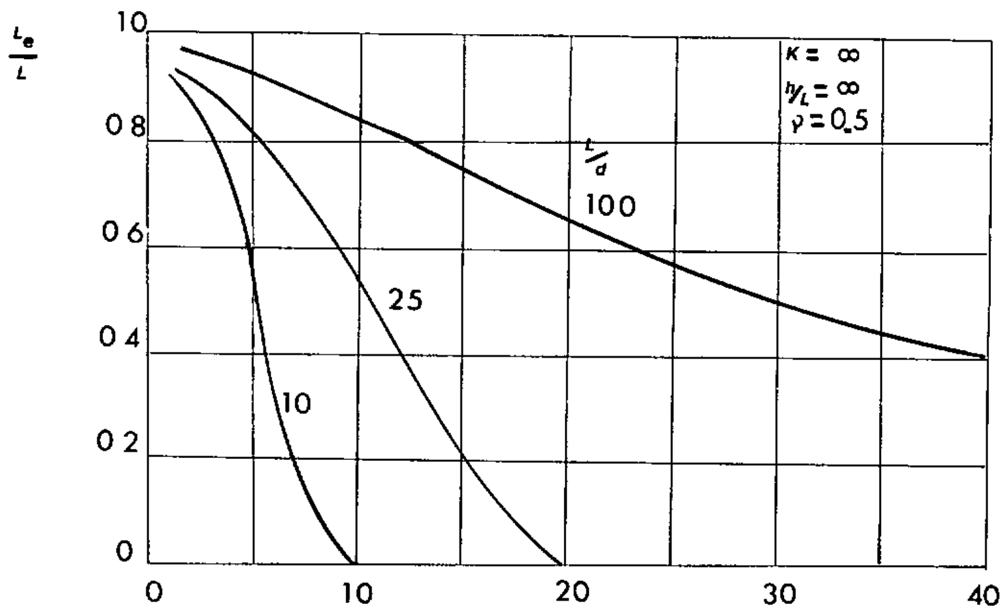


FIG.4.7

Quando ocorrem várias camadas e se tem camadas compressíveis abaixo das estacas, o recalque devido a estas camadas deve ser considerado no cálculo do recalque médio do grupo. Em Poulos (1977) podemos ver um método de cálculo descrito em Poulos e Mattes(1971) e que se constitui de três passos principais:

(1) Calcular o recalque do grupo na camada de solo onde as estacas estão imersas;

(2) Substituir o grupo por um tubulão equivalente

tal que os recalques do grupo e do tubulão equivalente na camada de fundação sejam iguais;

(3) Calcular o recalque das camadas inferiores devido ao tubulão equivalente, usando fatores de influência determinados pela teoria da elasticidade. Para um grupo fundado numa camada sobre N estratos compressíveis, o recalque pode ser dado por:

$$S = S_{GD} + \frac{Q_G}{L_e} \left| \sum_{k=1}^{N} \frac{I_k - I_{k+1}}{E_{sk}} \right| \qquad \text{(IV.14)}$$

S_{GD} recalque do grupo na camada de fundação, conforme eq. (IV.12)

Q_G carga total do grupo

L_e comprimento do tubulão equivalente

I_k fator de influência no eixo do tubulão equivalente no nível do topo da camada k

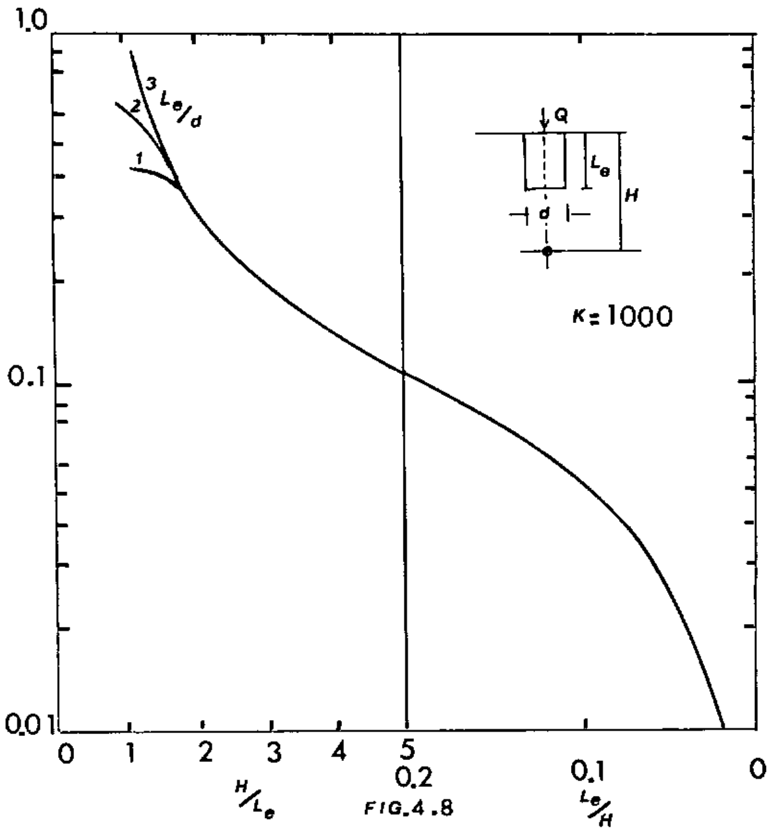


FIG.4.8

$$I = \frac{(1+\nu_s)}{2\pi(1-\nu_s)} \left\{ \frac{1-\nu_s}{Z-2/3} + \frac{2(1-\nu_s)^2}{Z+2/3} + \frac{2}{3} \frac{Z}{(Z+2/3)^3} \right\} \qquad (IV.15)$$

onde

$$Z = H/L_e$$

SOLUÇÃO PARA UM GRUPO DE ESTACAS COM BLOCO FLEXÍVEL

RECALQUE MÁXIMO:

Para o caso geral de grupo quadrado no qual as estacas tomam a mesma carga, o máximo recalque ocorre para a estaca central, enquanto o mínimo ocorre para as estacas dos cantos.

Uma tentativa do recalque de um grupo com bloco flexível pode ser dado pelo produto do recalque de um grupo com bloco rígido pelo valor próprio de S_{max}/S_r. Os valores de S_{max}/S_r são tabelados para o caso de $L/d = 25$ e $\nu = 0{,}5$ para vários h/L e para 3^2, 4^2 e 5^2.

TABELA 4.3.

GRUPO	3^2			4^2			5^2		
h/L / s/d	∞	1.5	1.2	∞	1.5	1.2	∞	1.5	1.2
1	1.13	1.15	1.15	1.13	1.17	1.18	1.18	1.25	1.26
2.5	1.13	1.17	1.16	1.14	1.20	1.17	1.19	1.30	1.24
5	1.13	1.18	1.13	1.15	1.20	1.15	1.21	1.30	1.23
10	1.14	1.15	1.10	1.16	1.16	1.11	1.24	1.20	1.11
20	1.14	1.05	1.01	1.13	1.05	1.01	1.18	1.04	1.02
40	1.08	1.00	1.00	1.06	1.00	1.00	1.17	1.00	1.00

S_{max}/S_r para $L/d = 25$, $\nu = 0,5$, $h/L = \infty$

S_r recalque de um grupo rígido equivalente

RECALQUE MÁXIMO DIFERENCIAL:

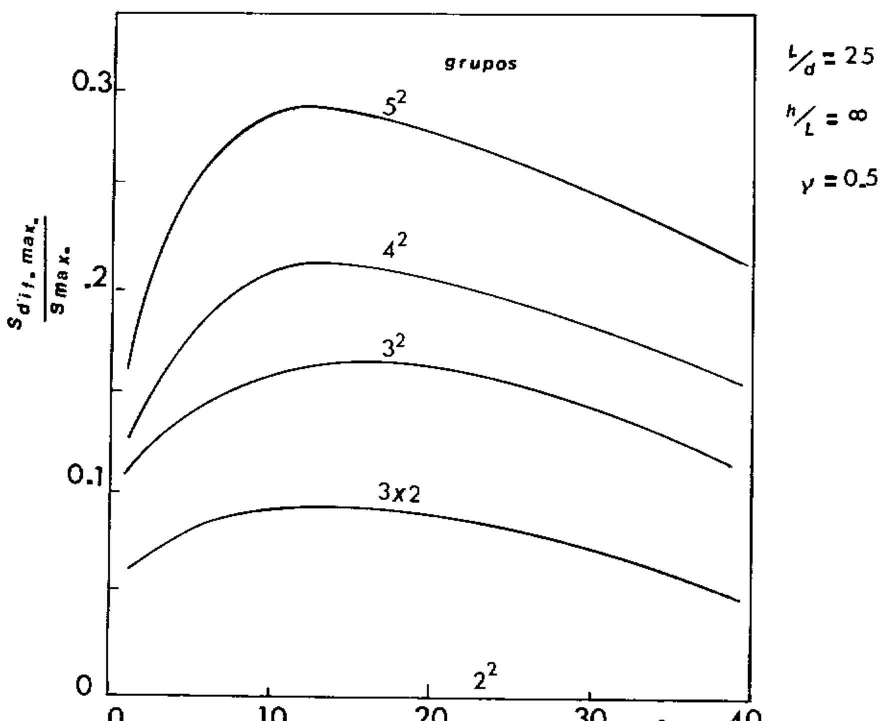


FIG. 4 . 9

O uso de um bloco flexível faz com que o máximo recalque aumente de 10 a 30% em relação ao bloco rígido. O máximo recalque diferencial para um grupo de 25 estacas pode ser cerca de 0,3 vezes o recalque máximo do grupo. Para qualquer grupo o recalque diferencial máximo é máximo para um espaçamento de cerca de 15 diâmetros.

A nosso ver, no caso de bloco flexível deve-se utilizar a equação (IV.7) para números quaisquer de estacas, verificando antes quais estacas vão influenciar sobre aquela que se está calculando o recalque. Isto será visto no cálculo de recalques que elaboramos no Capítulo 6.

4.2.2. KESHAVAN NAIR (1963)

Os métodos de projeto do grupo são baseados, em geral, numa relação empírica entre a carga de rutura para uma estaca isolada e a carga de rutura para um grupo de estacas semelhantes. A teoria explicada anteriormente para estaca isolada será estendida para o recalque do grupo, aplicando o princípio da superposição.

Quando uma estaca isolada é rodeada por um número de outras estacas, então obviamente, o material circundando a estaca não é homogêneo nem isotrópico, nem elástico, logo o princípio da superposição não é aplicável. No entanto, se cada estaca for trocada por uma coluna de solo imaginária, será possível aplicar o princípio da superposição.

Sejam duas estacas divididas em N seções cada. O deslocamento de qualquer seção dependerá da carga em todas as seções de ambas as estacas e:

$$S_{i1} = q_{01} \ \alpha_{i0i} + q_{11} \ \alpha_{i11} + \dots + q_{n1} \ \alpha_{in1} + q_{02} \ \alpha_{i02} + \\ + q_{n2} \ \alpha_{in2} \qquad \text{(IV.16)}$$

Assim teremos um sistema de 2(N+1) equações tendo os não conhecidos q_j. Se as estacas estão ligadas por um bloco rígido, o deslocamento em ambas as estacas será igual, isto é, $S_{i1} = S_{i2}$. Se admitirmos que o deslocamento é unitário, as relações entre cargas pode ser determinadas. Com a soma das cargas em todas as seções é igual à carga aplicada, os valores numéricos podem ser dados para a carga em cada seção. Assim, a carga total em cada estaca e o deslocamento do grupo podem ser calculados.

4.2.3. BUTTERFIELD E BANERJEE (1971)

Deste trabalho podemos tirar boa contribuição para o cálculo de recalque de grupos de estacas. A primeira parte do trabalho se refere a estacas isoladas e foi apresentado no ítem 3.2.1. 2.2 Essa análise foi estendida a grupos com algumas simplificações para reduzir a ordem das matrizes.

a) Desprezou-se a compatibilidade de deslocamentos radiais.

b) Reduziu-se o número de equações lineares ao simplificar-se considerando q_s e q_b independentes de Θ.

O recalque devido a m estacas espaçadas arbitrariamente:

$$S\{r,\Theta,z\} = \sum_{p=1}^{m} \left[\int_0^L \int_0^{2\pi} (q_s)_p \quad a \quad K \rho_1 \; (c,r_1,z) \; d\,\Theta\, d_c \right.$$

$$\left. + \int_0^b \int_0^{2\pi} (q_b)_p \quad \varepsilon K\rho \; (L,r_2,z) \; d\,\Theta\, d\varepsilon \right] \qquad (IV.17)$$

onde

$$r_1 = \left[r_p^{\,2} + a^2 - 2r_p \; a \cos \Theta_e \right]^{1/2}$$

$$r_2 = \left[r_p^{\,2} + \varepsilon^2 - 2r_p \; \varepsilon \cos \Theta_e \right]^{1/2}$$

$$r_p = \left[r^2 + s_p^{\,2} - 2r \; s_p \cos (\Theta-\Theta_p) \right]^{1/2}$$

$p = 1, 2, 3, \ldots, N$

S_p = distância da pª estaca à origem

m = número de estacas do grupo

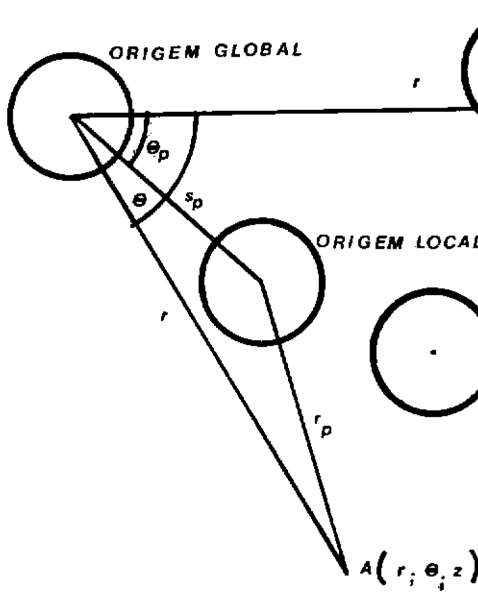


FIG.4.10

Se dividirmos o recalque em duas parcelas:

RECALQUE DE FUSTE:

$$(S_{ps})_{ij} = \sum_{p=1}^{m} \sum_{j=1}^{n} (q_s)_{jp} \; |KSS|_{ijpq} + \sum_{p=1}^{m} \sum_{j=1}^{n} (q_b)_{jp} \; |KBB|_{ijpq} \tag{IV.18}$$

RECALQUE DA BASE:

$$(S_{pp})_{iq} = \sum_{p=1}^{m} \sum_{j=1}^{n} (q_s)_{pj} \; |K_{SB}|_{ijpq} + \sum_{p=1}^{m} \sum_{j=1}^{n} (q_b)_{pj} \; |K_{BB}|_{ijpq} \tag{IV.19}$$

No anexo 3 encontramos vários gráficos (Fig. A.3.34A a A.3.34G) que foram extraídos do trabalho de Butterfield e Banerjee.

4.2.4. AOKI E LOPES (1975)

A análise feita por Aoki e Lopes, já referida no ítem 3.2.2.4., pode ser utilizada para calcular o recalque de grupos de estacas, ela faz possível conhecer linhas de iguais recalques. É utilizado o princípio da superposição.

Para pequenos espaçamentos entre estacas, os efeitos de superposição não se verificam. O grupo de estacas trabalha como um bloco (Poulos, 1968). Desse modo, pode-se seguir o método sugerido por Poulos (1977), ao qual nos referimos no ítem (4.2.1.).

4.3. MÉTODOS CONVENCIONAIS PARA CÁLCULO DO RECALQUE DO GRUPO

Um método aproximado para cálculo do recalque por adensamento causado por um grupo de estacas flutuantes consiste em considerar o grupo como um *radier* situado a 1/3 do comprimento das estacas a partir de suas pontas, sendo a área do *radier* a encerrada pelo perímetro do grupo. A carga é considerada distribuida nessa área e se espraia num ângulo de 30°, segundo um tronco de pirâmide.

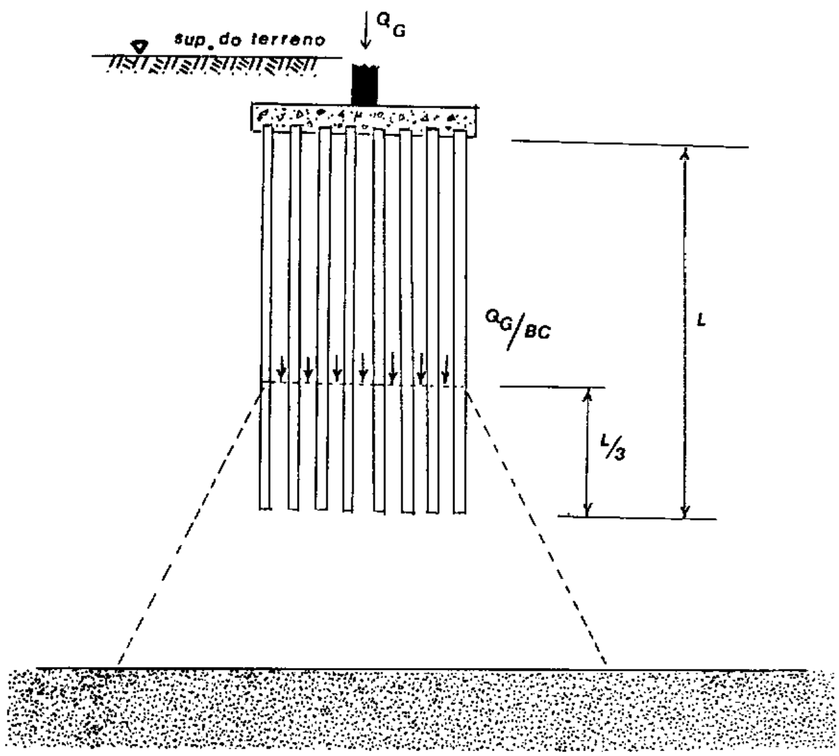
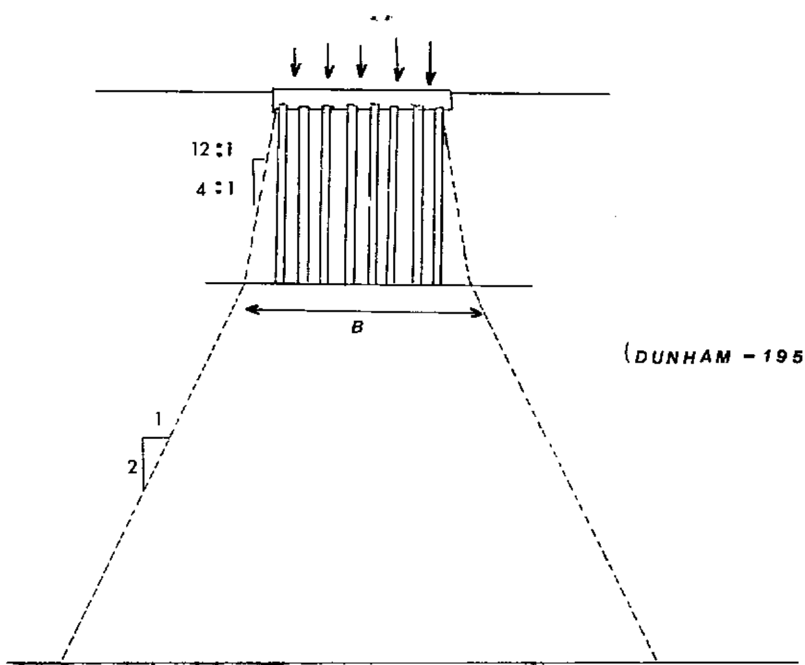


FIG.4.11

O cálculo do recalque é feito admitindo drenagem linear na argila (teoria uni-dimensional do adensamento) entre o plano da base e o estrato abaixo da argila, ou por fórmulas para cálculo de recalque imediato (areias e argilas pré-adensadas).

Outra aproximação representa o efeito do atrito lateral. Considere-se a carga se distribuindo conforme uma pirâmide do topo até as bases das estacas segundo uma inclinação de 12:1 a 4:1 (Dunham, 1950) sendo a primeira para argila muito mole e a última para argila rija. Abaixo das pontas das estacas a distribuição de carga se torna 2:1.

Tomlinson (1963) sugere que a carga possa ser considerada se distribuindo numa pirâmide indo do topo das estacas ao plano de 2/3 de profundidade a partir das pontas, sendo 4:1 a inclinação.



(DUNHAM - 1950)

4.12

Girault (1972) calcula o recalque no chamado *processo 1* considerando que só a camada de argila abaixo da ponta das estacas contribui para o recalque; a carga é considerada distribuida nas pontas das estacas uniformemente numa área igual a da fundação; a dispersão de carga no solo é calculada segundo Boussinesq.

Na discussão de seu trabalho ele diz que um exame de gráficos mostra que resultados do cálculo da distribuição de carga do grupo de estacas no solo pelas fórmulas de Mindlin, para pequenos espaçamentos (menores que 0,2L), muito pouco da carga se dispersa, e, desse modo grande parcela da carga das estacas é transferida para o solo dentro do grupo, mesmo para pequenas profundidades. E mais, para pequenos espaçamentos o solo é impedido de se comprimir significativamente. Combinando os efeitos, o solo dentro do grupo comporta-se como praticamente um sólido incompressível. Desse modo justifica-se bem a aplicação da carga na ponta das estacas e não a 2/3 da altura.

Se o espaçamento for maior, permitindo espraiamento da carga no solo, não se aplicaria o processo acima; nesse caso a aplicação das fórmulas de Mindlin trarão melhores resultados.

4.3.1. DALMATOV, SOTNIKOV, DOROSCHKEVICK E ZNAMENSKY(1973)

Doroschkevick e Znamensky desenvolveram o método da *camada equivalente* proposto por Tsytovich (1969), para o caso da carga atuar dentro do semi-espaço.

Segundo o método sugerido por Tsytovich, o problema tridimensional pode ser reduzido ao caso uni-dimensional de uma camada equivalente para uma fundação de dadas dimensões.

Segundo Boussinesq-Schleicher

$$S = w \frac{B\,(1-\nu^2)q}{E} \tag{IV.20}$$

onde

w fator de forma e rigidez

B largura da fundação

$$E = \frac{(1-\nu-2\nu^2)}{(1-\nu)} \quad \frac{1}{mv}$$

Substituindo em (IV.20) e chamando $\dfrac{(1-\nu)^2}{(1-2\nu)} = A$ (IV.21)

$$S = AwBm_vq \tag{IV.22}$$

A camada equivalente deverá ter uma altura:

$$h_s = A_W B \tag{IV.23}$$

e seu recalque final:

$$S_\infty = h_s \cdot m_v\, q \tag{IV.24}$$

Tsytovich dá uma tabela de valores de A_W para um coeficiente de Poisson de 0,3:

TABELA 4.4.

a/b	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	10.0
Aw_m	1.170	1.400	1.60	1.890	2.250	2.770
Aw_c	0.687	0.832	0.938	1.092	1.289	1.558
Aw_h	0.830	1.000	1.130	1.29	1.440	1.590

para ν = 0,1 o valor de Aw deve ser multiplicado por 0,83 e para ν = 0,4 por 1,46.

Aw_m recalque médio - semi-espaço homogêneo

Aw_c ponto no canto da área carregada

Aw_h quando aparece rocha a uma certa profundidade igual a espessura da zona ativa de compressão

O máximo valor da zona ativa é: $h_{max} = 2h_s$

Se o solo é estratificado, então o valor de m_v é dado por:

$$m_{va} = \frac{2}{h_a^2} \sum_{i=1}^{i=n} h_i \cdot m_{vi} \cdot Z_i \qquad \text{(IV.25)}$$

onde

h_i espessura da camada de solo

m_{vi} coeficiente de variação volumétrica na iª camada

Z_i distância do meio da camada à profundidade da zona ativa.

$$h_a = \frac{q - q_{est}}{q} \cdot 2h_s \qquad \text{(IV.26)}$$

onde

q pressão atuante

q_{est} resistência estrutural do solo (pressão de pré-adensamento)

Ao desenvolverem esse método para o caso de carga enterrada, Doroschkevick e Znamensky definiram o fator de forma e rigidez como K_o e K_c , dependendo se se quiser o recalque no centro ou nos cantos:

$$K_o = 2A + 2B\left(\ell n \frac{\sqrt{m^2n^2+m^2+16} + mn}{\sqrt{m^2n^2+m^2+16} - mn} + n\ \ell n \frac{\sqrt{m^2n^2+m^2+16} + m}{\sqrt{m^2n^2+m^2+16} - m}\right) +$$

$$+ \frac{8\ c}{\sqrt{m^2n^2+m^2+16}} \left(\frac{1}{m^2 + 16} + \frac{1}{m^2n^2+16}\right) + 4D\left(2 \text{ arcsen } \frac{4\ n}{\sqrt{m^2+16}\sqrt{n^2+1}}\right.$$

$$\left. + 2 \text{ arc sen } \frac{2}{\sqrt{m^2n^2+16}\ \sqrt{n^2+1}} - \pi\right) \qquad \text{(IV.27)}$$

$$K_c = A+B\left(\ell n \frac{\sqrt{m^2n^2+m^2+4} + mn}{\sqrt{m^2n^2+m^2+4} - mn} + n\,\ell n \frac{\sqrt{m^2n^2+m^2+4} + m}{\sqrt{m^2n^2+m^2+4} - m}\right. +$$

$$+ \frac{c}{\sqrt{m^2n^2+m^2+4}}\left(\frac{1}{m^2+4} + \frac{1}{m^2n^2+4}\right) + D\left(2 \text{ arc sen } \frac{2n}{\sqrt{n^2+1}\sqrt{m^2+4}}\right.$$

$$\left. + 2 \text{ arc sen } \frac{2}{\sqrt{n^2+1}\sqrt{m^2n^2+4}} - \pi\right) \qquad \text{(IV.28)}$$

$$A = \frac{(1+\nu)(4-3\nu)}{8\ \pi(1-\nu)}\left[\ell n\ (\sqrt{n^2+1} + n) + n\ell n \frac{\sqrt{n^2+1} + 1}{n}\right] \qquad \text{(IV.29)}$$

$$B = \frac{(1+\nu)(8\nu^2-12\nu+5)}{16\pi(1-\nu)} \qquad \text{(IV.30)}$$

$$C = \frac{mn\ (1+\nu)}{4\ \pi(1-\nu)} \qquad \text{(IV.31)}$$

$$D = \frac{(1+\nu)\ (2\nu-1)^2}{4\ \pi\ m\ (1-\nu)} \qquad \text{(IV.32)}$$

$$m = \frac{b}{h}$$

$$n = \frac{a}{b}$$

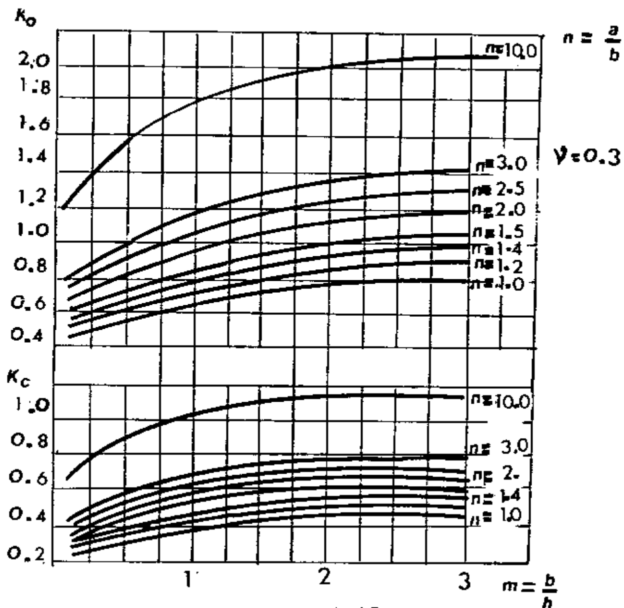


FIG. 4.13

O recalque total:

$$S_o = \frac{q\ B\ K_o}{E} \qquad \text{(IV.33)}$$

$$S_c = \frac{q\ B\ K_c}{E} \qquad \text{(IV.34)}$$

onde

q	carga uniformemente distribuida
B	largura da ārea retangular carregada
E	mōdulo de elasticidade do solo
K_o , K_c	definidos acima

Para fundações profundas não ē vālido $A = \frac{(1-\nu)^2}{1-2\nu}$,

mas definiu-se $\beta = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu}$, e

$$h_s^1 = \frac{K_o\ B}{\beta} \qquad \text{(IV.35)}$$

O recalque então será dado substituindo h_s por h_s^1 na eq. (IV.24).

Se em vez do recalque total se quiser a percentagem de recalque num dado tempo, aplique-se

$$U = 1 - B \frac{16}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \left(1 - \frac{2}{\pi n} \operatorname{sen} \frac{\pi n}{2}\right) \frac{1}{n^2} e^{-n^2 MT} \tag{IV.36}$$

$$S_t = U S_\infty \tag{IV.37}$$

onde

$$B = \frac{1}{1 + \dfrac{m_w n \beta_o}{m_v}}$$

$$M = \frac{\pi^2 C_v}{4 h_a^2}$$

$$C_v = \frac{K \beta_o}{\gamma_m m_v}$$

$$m_w = \frac{1 - I_w}{P_a}$$

I_w = grau de saturação

P_a = pressão atmosférica

β_o = parcela de pressão externa tomada pela pressão neutra no momento do carregamento

K = permeabilidade

γ_w = peso específico da água

Se o solo estiver totalmente saturado: $m_w=0$ e $B=1$ (teoria de Terzaghi).

Quando ocorre adensamento secundário:

$$S_t = \frac{1}{2} h_a m_v q_o \psi_t \qquad (IV.38)$$

$$\psi_t = \frac{1 - \frac{16}{\Pi^2} B \left(1-\frac{2}{\Pi}\right) e^{-MT} + \frac{\delta}{\delta_1} B \left\{ \left(1-e^{-\delta_1 t}\right) - \frac{16}{\Pi^2}\left(1-\frac{2}{\Pi}\right) \left[\frac{e^{-MT} - e^{-\delta_1 t}}{1 - M \frac{c_v}{\delta_1}} \right] \right\}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} \qquad (IV.39)$$

δ e δ_1 parâmetros experimentais do *creep*.

4.3.2. - GRUTEMAN, BARTOLOMEY *ET AL* (1973)
- ESTACAS EM LINHA

Faz uma análise dos recalques dependendo do tempo para solos argilosos de consistência rija a dura usando a teoria do *creep*, sendo o solo considerado um sistema de um componente.

$$S = (1+K_o)\ \frac{1}{D}\ tg^{-1}\ \frac{1}{B}\ Q(t) + A\left[Q_1 t_1{}^{1-\lambda} + Q_2 t_2{}^{1-\lambda} + \ldots + Q_n t_n{}^{1-\lambda}\right] \qquad (IV.41)$$

onde

$Q_1,\ Q_2,\ Q_3,\ldots,Q_n$ incrementos de carga correspondendo aos vetores tempo $t_1,\ t_2,\ldots,t_n$

K_o é um coeficiente que toma em conta a interação entre as estacas, é tirado do gráfico (Fig. 4.14)

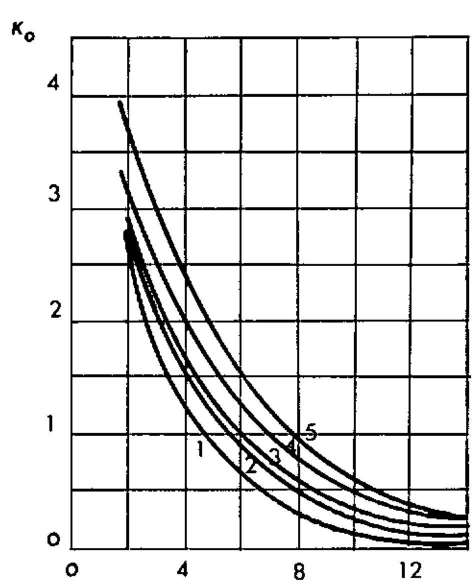


FIG. 4.14

Se a carga é constante:

$$S = (1 + K_o) \frac{1}{D} tg^{-1} \frac{Q}{B} \left[1 - At^{1-\lambda} \right] \qquad (IV.42)$$

onde

D : tirado de provas de cargas

$$D = \frac{1}{S_o} tg^{-1} \frac{Q}{B} \qquad (IV.43)$$

Sendo S_o o recalque medido logo após aplicação de Q.

B: está sendo estabelecido dos valores finais de tan, tan^{-1} e carga de rutura Q_f.

A: de um valor arbitrário t_1 do diagrama tempo x recalque ao qual corresponde um recalque S_1.

$$A = \frac{\frac{Q}{B} tg\ D\ S_1 - 1}{t^{1-\lambda}} \qquad (IV.44)$$

$\lambda = 0,7$

Para o caso de argilas moles, o problema de recalques dependendo do tempo foi resolvido para o adensamento primário. Os seguintes fatores são levados em conta: profundidade de aplicação da carga e o modo de sua transferência através da superfície lateral da fundação e no plano das pontas; tensões e deformações através da zona ativa; resistência estrutural do solo sob compressão e compressibilidade do fluido nos poros.

$$S_t = S_\infty U \qquad (IV.45)$$

$$S_\infty = \frac{Q}{\pi \bar{E}_1} C_o \qquad (IV.46)$$

$$E_1 = \frac{E}{1-\nu^2} \qquad (IV.47)$$

C_o gráfico da Fig. A.3.35 do anexo 3.

U é calculado para vários esquemas de projeto e compilado para valores de N_i que permitem determinar a duração do recalque.

Se a água drena para cima, da zona ativa para o plano das pontas das estacas:

$$N = \frac{\Pi^2}{4\,(Z_o - \ell)^2}\, C'_v \; t \qquad (IV.48)$$

$$t = \frac{4N\,(Z_o - \ell)^2}{\Pi^2\; C'_v} \qquad (IV.49)$$

$$C'_v = \frac{k\; E_1\; \delta_o\; (1 + \xi_o)}{2\,\gamma_a\;\left(\beta - \dfrac{E_1\; n}{E_w}\right)} \qquad (IV.50)$$

k :coeficiente de permeabilidade

$$\delta_o = \frac{\sigma - \sigma_{est}}{\sigma} \qquad (IV.51)$$

n :porosidade

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \qquad (IV.52)$$

$$\xi = \frac{\nu}{1-\nu} \qquad (IV.53)$$

E_w módulo de compressão volumétrica do gás nos po ros.

Segundo os autores, este método é bem aproximado, com precisão de 10 a 20% comparado com recalques medidos na obra.

CAPÍTULO V

OBSERVAÇÕES DE RECALQUES

5.1. ALGUMAS OBSERVAÇÕES DE RECALQUES EM ARGILAS - ENSAIOS EM MODELO E EM PROTÓTIPO.

Yu, Shu, Tong (1965) apresentaram dados de 14 edifícios em estacas sendo o período de observação de 3 a 4 anos. A fórmula utilizada para previsão de recalque:

$$S = \sum_{1}^{n} \frac{q_i \; h_i}{E_1} \qquad (V.1)$$

$$E_1 = \frac{1+e_1}{a} = \frac{q_2-q_1}{e_2-e_1} \; (1+e_1) \qquad (V.2)$$

q_i: acréscimo resultante da pressão vertical ao longo da linha central da fundação, na camada h_i dentro da zona de compressão, de acordo com Boussinesq. O limite inferior da zona de compressão é a profundidade onde o acréscimo de pressão é igual a 10% da pressão da terra sobrejacente. O módulo de compressão do solo é tirado de curvas de ensaios de edométricos(exq) tomando $q_1 = \gamma.z$ e $q_2 = \gamma.z + q.z$ e os valores correspondentes de e_1 e e_2 .

O recalque no tempo t foi considerado por extrapolação da curva hiperbólica, de acordo com Nichiporovich e Tsibulnik:

$$S_t = S \cdot \left(\frac{t}{a+t}\right) \qquad (V.3)$$

Comparações entre o recalque final e os valores de S extrapolados, indicaram boa aproximação, sendo que a maioria dos dados observados são para:

$$S = (1{,}5 \sim 0{,}7)\ S'$$

S recalque medido

S' recalque teórico

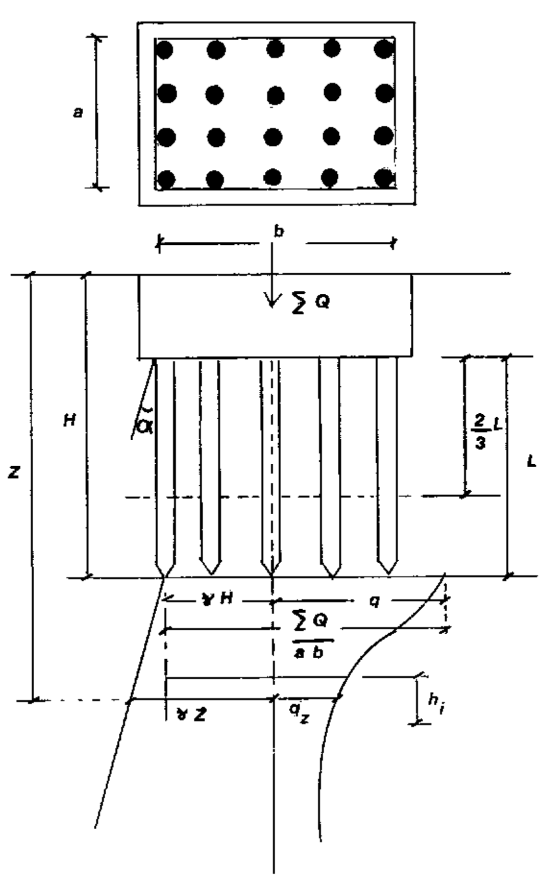


FIG.5.1

$\sum Q$ :: soma da carga da superestrutura, do peso da fundação e da massa de solo a x b x L incluindo as estacas, levando em conta a flutuação do nível da água.

Girault (1972) também relata boa aproximação entre recalques calculados e observados para um número de construções na cidade do México pelo método proposto por Yu, Shu, Tong, quando o espaçamento era menor que 25% do compromento das estacas.

Blessey (1970) diz que os recalques medidos para um número de estrutura de *NEW ORLEANS* variaram de 1/3 a 2/3 dos recalques estimados pelo cálculo como na figura do trapézio de 2:1.

Parker e Bayliss (1971) encontraram boa correlação entre recalques medidos e calculados para 4 silos de açúcar em *NORFOLK* (Inglaterra). As estacas foram cravadas em uma camada de areia sobre um depósito de argila de Londres altamente pré-adensada.

Quanto à utilização de modelo como tentativa de conhecer o comportamento carga-recalque de grupo de estaca no solo, temos resultados de vários pesquisadores, tais como: Whitaker(1957), Sowers, Martin, Wilson e Fausold (1961), Saffery e Tate (1965), Barden e Monckon (1970).

Whitaker (1957) realizou ensaios em modelos com bloco rígido, não em contato com o solo, em argila remoldada homogênea. Ele encontrou dois tipos de rutura: rutura em bloco e penetração individual das estacas. Para grupos com dado comprimento e número de estacas, havia um valor de espaçamento crítico para o qual o mecanismo de rutura mudava. O recalque relativo do grupo cresce rapidamente com o aumento do espaçamento das estacas quando o espaçamento é menor que 2 diâmetros e então ocorre a rutura do bloco. Quando o espaçamento excede a 2 diâmetros, o recalque relativo decresce com acréscimo do espaçamento e a rutura se dá por penetração individual das estacas.

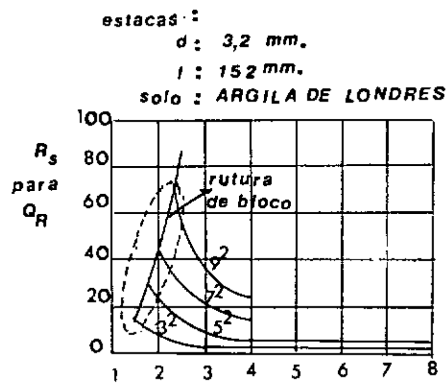


FIG. 5.2

Whitaker (1960) estabeleceu uma relação de recalque imediato de modelos com bloco acima da superfície e bloco assente ou enterrado no solo para metade da carga de rutura.

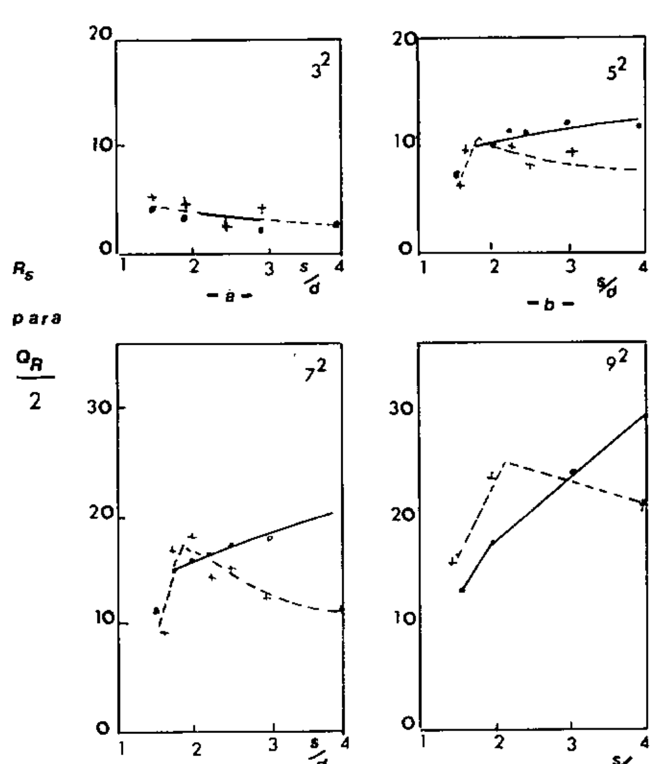


FIG. 5.3

Sowers, Martin, Wilson e Fausold (1961) com modelos de estacas de diâmetros de 0,5 in e de 1,21in, encontraram resultados muito parecidos com os obtidos por Whitaker (1957) conforme o gráfico da Fig. 5.4. (Mc Celland - 1972, pág. 126)

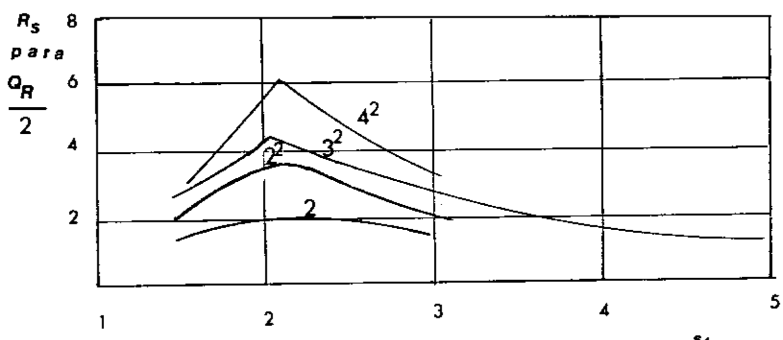


FIG.5.4

Para um dado grupo, a relação entre os recalques do grupo e da estaca isolada é máximo para o espaçamento crítico de 2 diâmetros.

Whitaker (1957), Sowers *et al* (1961), Saffery e Tate (1961) e Kondner (1962) têm usado modelos em argila amolgada manualmente, ficando restritos a argila mole (C_u = 0.6-1,36 lb/sq in), já que a compactação de camadas de argila rija requer baixa umidade e não há homogeneidade para a escala do modelo.

Barden e Monckton utilizaram a célula de adensamento ROWE de 20 in. de diâmetro para preparação pelo adensamento uni-dimensional de uma lama de argila saturada no laboratório. Assim, umidade e resistência são controladas pela pressão de adensamento. Uma argila de baixa platicidade foi misturada com água destilada até formar uma lama de umidade de 1,5 x limite de liquidez para assegurar completa saturação. Foi então submetida a adensamento numa célula ROWE usando dupla drenagem. A uniformidade da camada de argila foi testada tomando-se umidade a vá -

rias profundidades e em vários pontos no mesmo plano, e a resistência foi testada por um *vane* de laboratório.

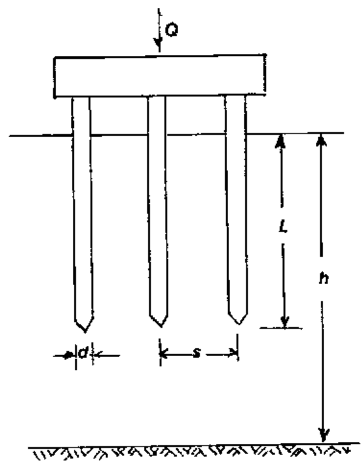


FIG.5 .5

Podemos ver nas Figuras 5.6 e 5.7 que para argilas rijas a curva de relação de recalque se aproxima bem com a curva teórica de Poulos (1968). Para grupos 5 x 5 também para argila mole, há boa aproximação, enquanto para grupo 3 x 3 não se tem boa aproximação com a teoria da elasticidade.

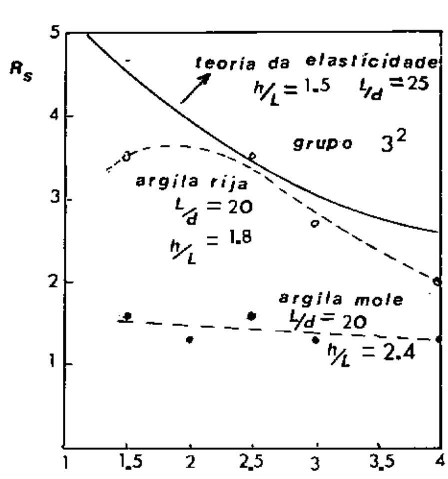


FIG.5.6

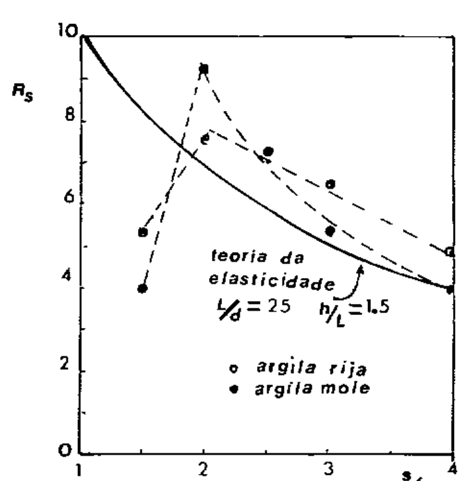


FIG.5.7

Na Figura 5.8. podemos ver as curvas teóricas para L/d = 25 e h/L = ∞ e para L/d = 25 e h/L = 1,5, para o caso de grupo quadrado 3 x 3. Resultados em modelos de Whitaker(1957) Sowers (1961), Saffery e Tate (1961) e Barden e Monckton (1970) estão colocados na figura.

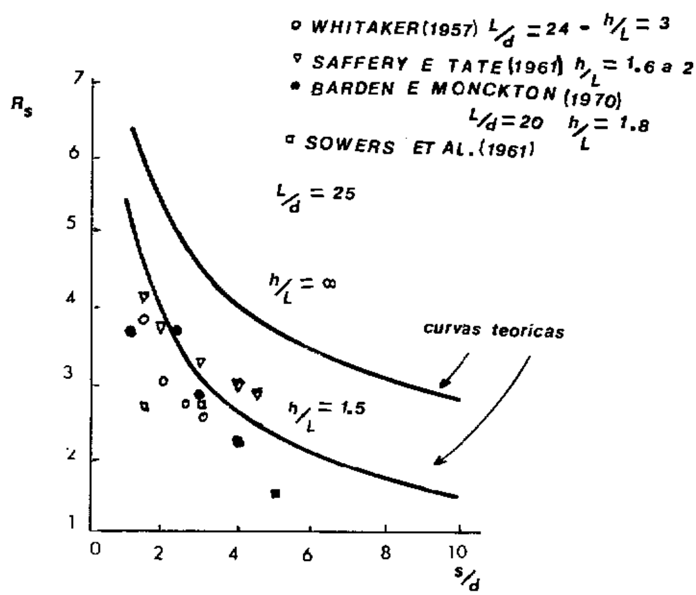


FIG.5.8

5.2. ALGUMAS OBSERVAÇÕES DE RECALQUES DE ESTACAS EM AREIA

A cravação de estacas em areia causa um acréscimo na compacidade do solo até uma distância de 6 a 7 diâmetros da estaca (Kézdi). Muitos estudaram a compactação que se produz em torno da estaca (Neyerhof (1959), Nishida (1961)).

A influência de uma estaca sobre a outra não é muito grande em solos não coesivos. Kézdi (1960) investigou esse efeito com estacas modelos de 33mm de diâmetro e 500mm de comprimento cravadas numa camada de areia compacta. Quando uma es taca era carregada, a estaca adjacente, sem carga, recalcava.

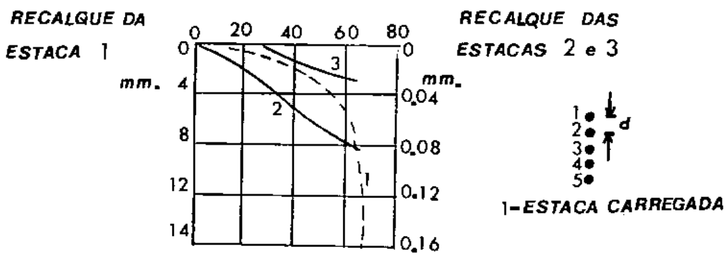


FIG. 5.9

(KEZDI - 1960)

Na Figura pode-se ver como recalcavam as estacas 2 e 3 não carregadas, quando a estaca 1 era carregada. A carga vai se transmitindo ao solo por atrito. Nota-se que as estacas não carregadas não recalcam mais quando o carga de rutura for atingida na estaca 1 e então a carga nesta estaca foi transferida quase só de ponta.

Kézdi observou também a influência do espaçamento, concluindo que não mais afetava uma estaca quando distava de 6 a 7 diâmetros da outra. Nishida encontrou que uma estaca cravada compacta o solo dentro de oito diâmetros da estaca.

Stuart e outros (1960) encontraram em modelos de areia que o recalque do grupo depende do espaçamento e pode-se ver na Figura a seguir que o recalque relativo para areia densa é máxima entre 2,5 e 3 diâmetros de espaçamento.

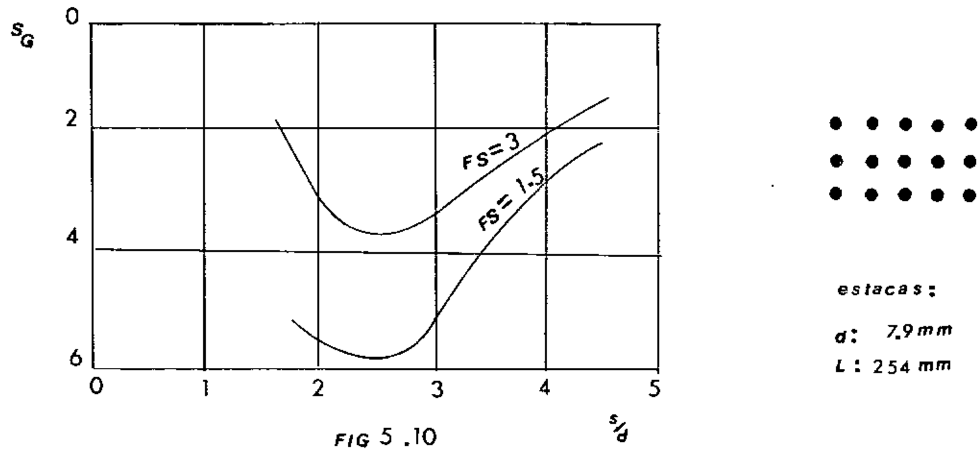
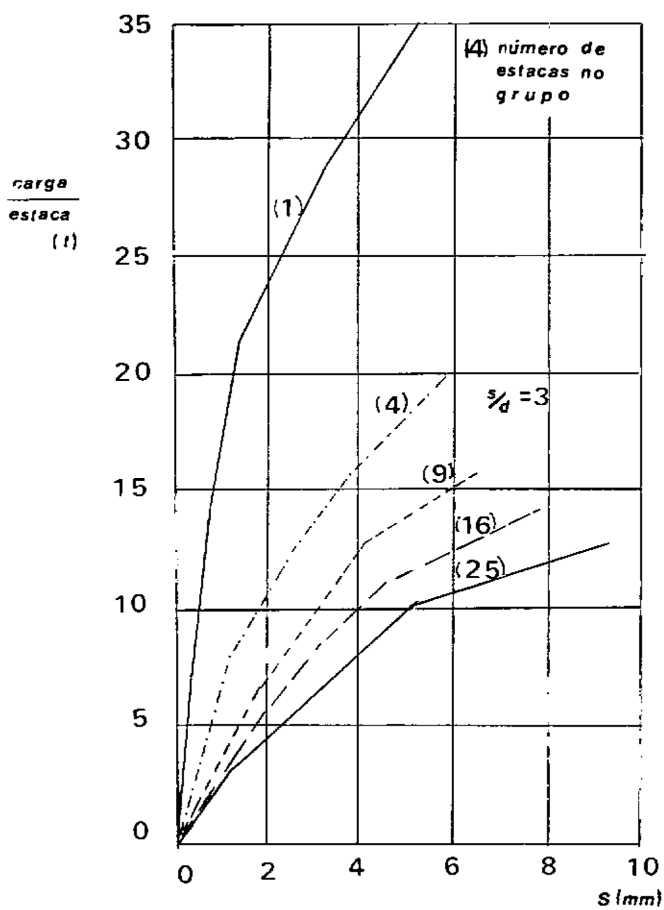


FIG 5 .10

Berezantev, Khristoforov e Golubkov (1961), mostraram resultados de testes de campo com estacas de 10,5 polegadas de diâmetro, enterradas 18 pés em areia de densidade média. Foram feitas provas de carga de estaca isolada e de grupos de 4, 9, 16 e 25 estacas com espaçamentos ente 3 a 6 diâmetros.



A medida que o tamanho do grupo crescia, a carga por estaca decrescia e o recalque para o mesmo crescia. O mesmo efeito pode ser obtido reduzindo o espaçamento.

Na Figura 5.12. as ordenadas representam as inclinações do diagrama da figura 5.11 e as abcissas as relações entre largura de fundação para diâmetros das estacas. As retas ditas de atrito são dadas pela inclinação dos trechos iniciais das curvas carga recalque e as retas ditas de ponta são definidas pela inclinação dos trechos finais.

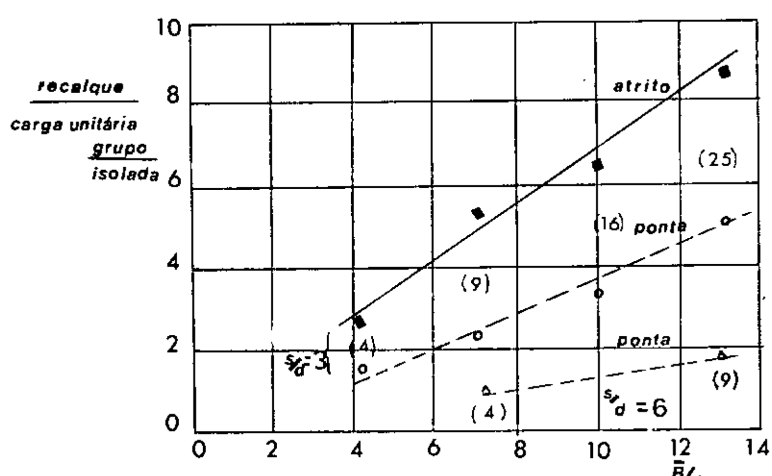


FIG.5.12

Berezantzev, Khristoforov e Golobkov (1961) chegaram à conclusão que o recalque é função da carga na estaca, da profundidade, do módulo de deformação do solo, da profundidade da zona de deformação (H_a) e da raiz quadrada da área que transmite a carga da estaca para o solo:

$$S = f\ (Q,\ D,\ E,\ H_a,\ \sqrt{A}) \qquad (V.4)$$

Eles acharam que o recalque não é afetado pelo número de estacas no grupo, desde que a área envolvente seja igual (Poulos, 1968, tem conclusão semelhante). O recalque de um gru po de estacas será $\sqrt{A_2}/\sqrt{A_1} \times S_{est}$ isolada com mesma carga.(Código Nacional para Polônia e Rússia). A_1 área para estaca isolada e A_2 para o grupo.

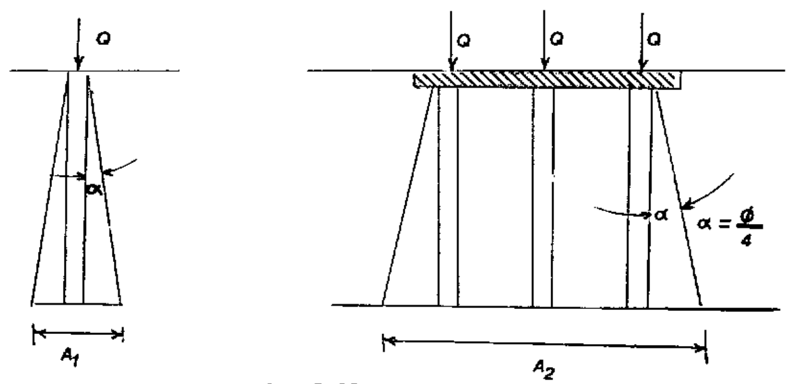


FIG.5.13

O atrito em torno da estaca forma um volume de solo compactado durante o recalque. Este volume toma parte da carga e transmite para o solo no plano das pontas das estacas sendo o restante transmitido pelas pontas. O volume depende de $\alpha = \phi/4$ que vai de 0 a 7^o, conforme a densidade do solo.

Skempton, Yassin e Gibson (1953) indicaram que o recalque de um grupo de estacas de atrito cresce com o acréscimo das dimensões do grupo.

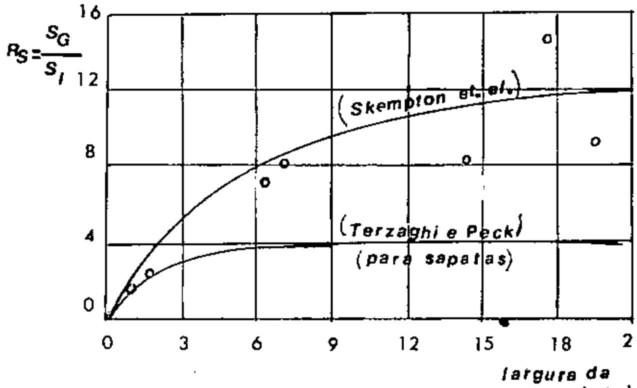


FIG.5.14

$$\frac{S_G}{S_1} = \frac{(4B + 9)^2}{(B + 12)^2} \quad \text{(B em ft)} \qquad (V.5)$$

S_1 dado da prova de carga (in).

Meyerhof (1959) estendeu em seu trabalho tomandoem conta a geometria do grupo.

$$\frac{S_G}{S_1} = \frac{s(5 - \frac{s}{3})}{(1 + \frac{1}{r})^2} \qquad (V.6)$$

s relação - espaçamento / diâmetro

r número de filas de estacas

Meyerhof indicou que os recalques de um grupo podem chegar a 20 vezes o recalque de uma estaca isolada. Ainda de acordo com Meyerhof (1959) pode-se estimar o recalque de uma estaca isolada cravada em areia pela expressão:

$$S = \frac{q}{qf} \quad \frac{B_1}{30} \qquad (V.7)$$

q pressão na base

qf capacidade de carga

B_1 diâmetro da base

Vésic (1961) sugeriu com base nos resultados de modelo de grande tamanho e da análise de Berezantev que o recalque relativo de um grupo de estacas é proporcional a $\sqrt{\bar{B}/d}$ onde

$\bar{B}$ largura do grupo de estacas

d diâmetro das estacas

$$\xi \simeq \sqrt{\bar{B}/d} \qquad (V.8)$$

$$\bar{S} = \xi S \qquad (V.9)$$

A Figura 5.15 apresenta resultados de ensaios obtidos por Vesic que levam à conclusão que há uma relação entre as relações de largura do grupo para o recalque e a relação de recalques do grupo para da estaca isolada. Mostra ainda a curva obtida por Berezantsev e outros (1961) sendo que essa se situa mais abaixo que a curva obtida por Vesic.

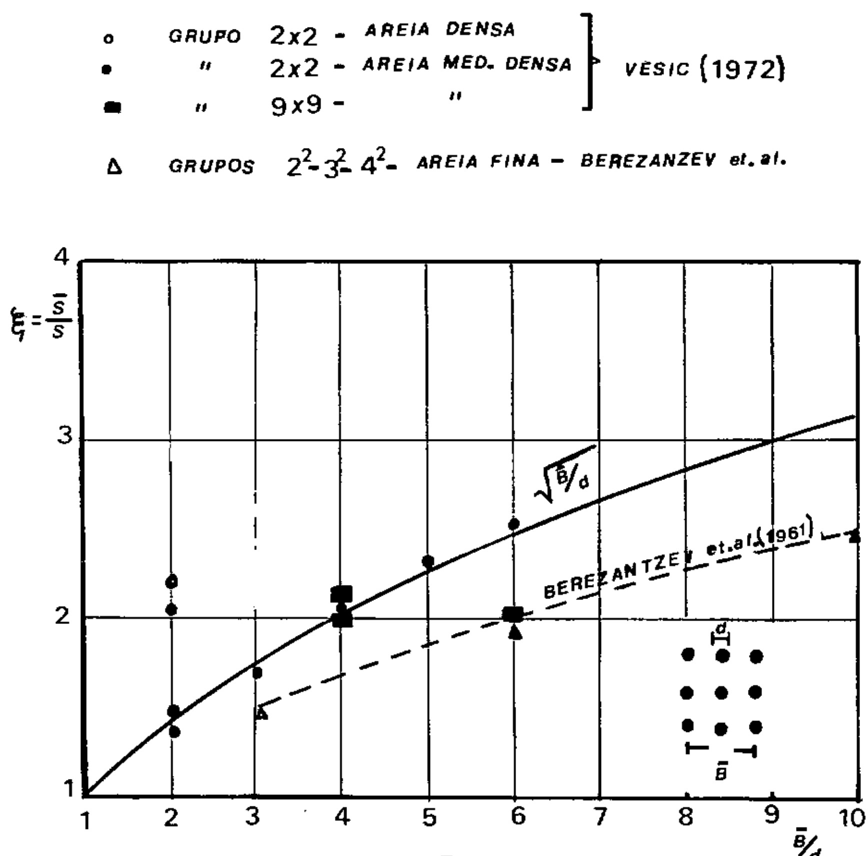


FIG.5.15

A seguir mostramos uma comparação de ensaios em areia com a teoria desenvolvida por Poulos (1968) (Aplicação da Teoria da Elasticidade).

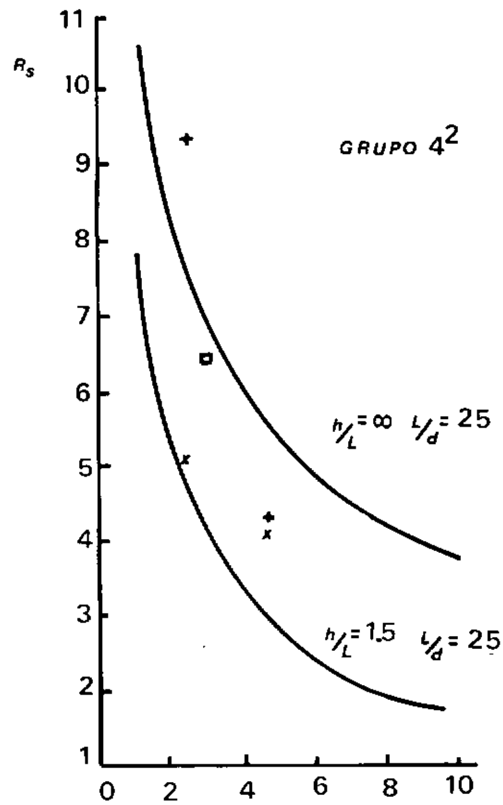


FIG.5.17A

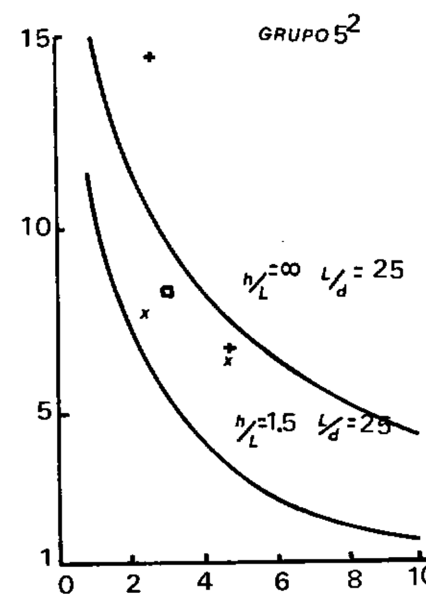


FIG.5.17 B

Parker e Bayliss (1971) encontraram boa correlação entre recalque medido e calculado pelo seguinte método:

O grupo é equivalente a uma fundação rasa fundada no último 1/3 a partir da ponta.

A compressibilidade do solo é dado pelo *deep sounding* (de Beer e Martins - 1957)

$$C = \frac{2}{3} \frac{q_c}{p'_o} \qquad (V.11)$$

p'_o pressão efetiva de terra sobre a camada

Se transferirmos para SPT, fazendo

$$q_c = nN \qquad (V.12)$$

$$C = \frac{3}{2} \times \frac{nN}{p'_o} \qquad (V.13)$$

O recalque pela fórmula:

$$S = \frac{H}{C} \ \ell_n \ \frac{p'_o + \Delta\sigma_z}{p'_o} \tag{V.14}$$

Outros métodos de recalque como uma fundação rasa em areia podem ser vistos em Jorden (1977). Mencionamos aqui os seguintes:

A) MEYERHOF (1965)

É uma modificação do método de Beer e Martins (1957) fazendo:

$$C = 1,9 \ \frac{q_c}{p'_o} \tag{V.15}$$

A fórmula do recalque é a mesma:

$$S = \frac{H}{C} \ \ell_n \ \frac{p'_o + \Delta\sigma_z}{p'_o} \tag{V.16}$$

Pode-se dividir o solo em várias camadas e calcular o recalque de cada camada e a soma total

$$S = \int_0^H \frac{1}{c} \ \ell_n \ \frac{p'_o + \sigma_z}{p'_o} \quad \Delta H \tag{V.17}$$

onde

p'_o pressão de terra (efetiva) em cada camada de espessura ΔH

$\Delta\sigma_z$ acréscimo de pressão em cada camada.

B)D'APPOLONIA E OUTROS (1970)

$$S = \frac{qB}{M} \ U_o U_1 \tag{V.18}$$

onde

$$M = \frac{E}{1 - \nu^2} \qquad (V.19)$$

$E = 196 + 7{,}9\ N(Kg/cm^2)$ areias não pré-carregadas (V.20)

$E = 416 + 10{,}9N\ (Kg/cm^2)$ areias pré-carregadas (V.21)

q = pressão onde ser quer o recalque

B = largura da fundação

Os fatores de influência são tirados dos gráficos

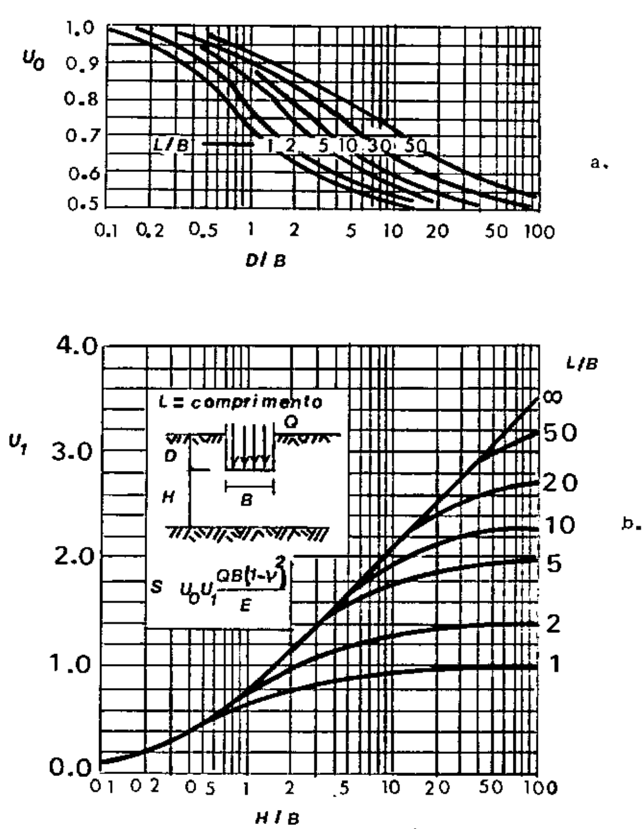


FIG.5.18

C) SCHMERTMANN (1970)

Apesar do método ser aplicável quando a profundidade da camada de areia se situe em torno de 2B, sendo B a largura da fundação, e apresentar resultados menores em quase 50% do método de De Beer e Martins (Jorden- 1977), transcrevemos resumidamente o método (Ver Winterkorn e Fang- Pág 155 e 156).

FÓRMULA:

$$S = C_1 \; C_2 \; \Delta_p \int_0^{2B} \frac{I_z}{E} \; \Delta H \qquad (V.22)$$

onde

$$C_1 = 1 - 0{,}5 \left(\frac{p_o}{\Delta_p}\right) \quad \text{corrige o alívio da escavação} \qquad (V.23)$$

$$C_2 = 1 + 0{,}2 \log \left(\frac{t}{0{,}1}\right) \quad \text{corrige o tempo (creep)} \qquad (V.24)$$

p_o = pressão devido à camada de terra ao nível da fundação.

Δ_p = acréscimo de pressão.

MÓDULO DE ELASTICIDADE

$$E = 2q_c$$

onde

q_c resistência de ponta do cone

PROCESSO:

1) Dividir o solo em camadas (ΔH)
2) Obter E para cada camada
3) Obter I_z do gráfico, para cada camada
4) Calcular C_1 e C_2 (Eq. V.23 e V.24)

5) Calcular o recalque para cada camada e somar (Eq. V.22)

GRÁFICO:

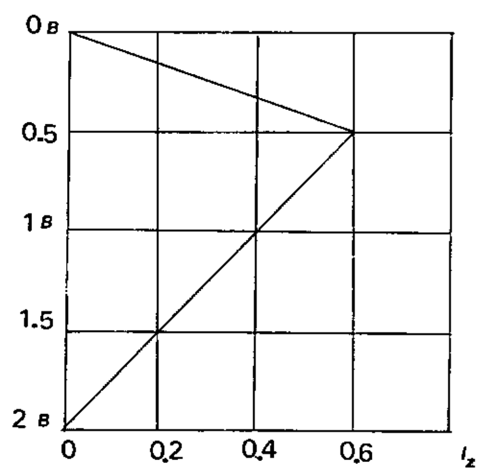


FIG. 5.19

NOTA: Se a camada incompressível estiver a uma profundidade menor que 2B, o gráfico será cortado na profundidade da camada incompressível.

Leonards(1972) fez a análise de resultados obtidos durante a construção de um edifício de 14 pavimentos. Nesse caso verificou-se que os recalques eram menores que os previstos no projeto. As estacas eram de 12 polegadas de diâmetro moldadas *in loco*, com 8 a 12 pés de comprimento. As pontas das estacas num grupo de 5,3 x 8,5 pés estavam sobre uma camada de cerca de 8 pés de areia muito densa.

O recalque para a carga de trabalho de 40 toneladas por estaca foi somente 0,2 polegadas, enquanto os recalques de provas de cargas de estacas isoladas deram 0,5 pol; 0,3 pol., e 0,15 pol. em três testes.

Baseando-se em quatro previsões de recalques, sugeridos por Terzaghi e Peck (1967), Skempton (1953), Meyerhof (1959) e Vesic (1967), o recalque do grupo deveria ser de 1,4 a 2 polegadas e não 0,2 in como foi encontrado.

1) TERZAGHI E PECK (1967)

$$R_s = \left| \frac{2\ B}{1+B} \right|^2 \simeq 3{,}2$$

2) SKEMPTON (1953)

$$R_s \simeq 4.0$$

3) MEYERHOF (1959)

$$R_s \simeq 7.0$$

4) VESIC (1967)

$$R_s = \sqrt{\frac{\bar{B}}{d}} = 2{,}8$$

Baseado na análise de Berezantzev e outros (1961), que leva em conta uma relativa distribuição de carga entre os lados e as pontas das estacas, a previsão de recalque então seria de 0,75 polegadas, mais próxima que os valores utilizados nas quatro acima, mas ainda longe do valor medido. Conclui-se que as correlações de recalque levando em conta somente a geometria do grupo podem levar o projetista a erros.

Koerner e Partos (1974) apresentam o caso de um edifício de 19 andares, assente sobre estacas tipo *FRANKI* num terreno arenoso de densidade média. Os recalques medidos em seis diferentes colunas do edifício foram comparados com tres teorias: a) teoria clássica da elasticidade; b) teorias de Poulos e

Davis utilizando as soluções de Mindlin; c) curvas empíricas correlacionando recalques de estacas isoladas com recalque do grupo (Meyerhof - 1959 e Skempton - 1953).

As estacas tinham um comprimento médio de 7.6m com diâmetro de 0,41m e alargamento na base (db ≃ 0.76m). Foram realizadas duas provas de carga com carga máxima de 240t (2 vezes a carga de trabalho). O recalque para a carga de 120t foi na média 0,23 polegadas (5,84mm).

Os resultados obtidos pode-se ver na tabela 5.1.

TABELA 5.1.

PROCESSO	ESTACA ISOLADA	GRUPO DE ESTACAS	
Teoria de Boussinesq	1.9	8.3	
Poulos e Davis	0.27		
Morgan e Poulos		3.2	1.0
Skempton		3.0	
Meyerhof		2.2	
Valores medidos	0.23	2.5	1.7

(*) Valores em polegadas 1in. ≃ 25.4mm

No capítulo seguinte apresentaremos algumas aplicações práticas dos métodos expostos, comparando os resultados dos cálculos com medições feitas.

CAPÍTULO VI

- APLICAÇÕES PRÁTICAS

Neste capítulo aplicaremos os diversos métodos de cálculo, expostos nos capítulos precedentes a casos de grupos de estacas cujos recalques reais foram medidos. Infelizmente, os dados disponíveis , isto é, resultados de provas de carga em estacas isoladas e em grupos dos quais estas estacas participem, são poucos.

6.1. ANÁLISE DOS RECALQUES DE UM RESERVATÓRIO EM ALAMOA-SANTOS

Trata-se de um reservatório cilíndrico cuja fundação é constituida por 97 estacas tubadas solidarizadas por uma placa de concreto armado de 1m de espessura (ver Fig. 6.1.). Na tabela 6.1. é apresentado um resumo de uma sondagem representativa, com indicação dos valores de E e ν adotados no cálculo dos recalques.

Na estaca nº 13 foi relizada uma prova de carga cujos resultados estão resumidos na Fig. 6.2.

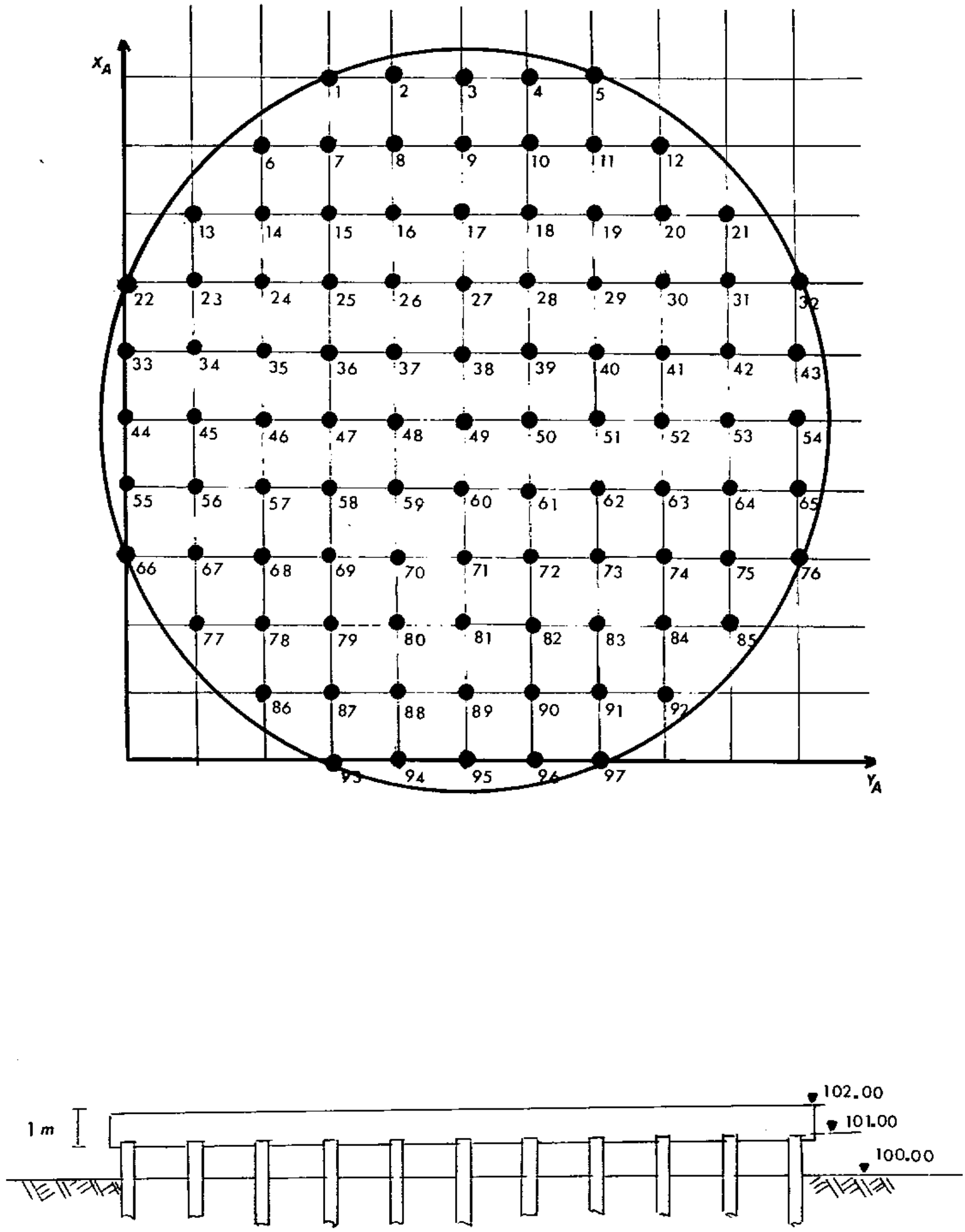


FIG.6.1

6.1.1. DADOS DO SOLO

Como vimos, no primeiro capítulo, o módulo de elasticidade tangente é a principal característica do solo que deve ser conhecida para um cálculo de recalques. Visto que só dispúnhamos de resultados de sondagem à percussão, o módulo de elasticidade foi obtido através de correlações:

$$E = 2\ q_c \quad \text{(SCHMERTMANN)}$$

ou

$$E = 2\ (1 + D_R^2)\ q_c \quad \text{(VESIC)}$$

A primeira fórmula foi utilizada para solos argilosos enquanto a última foi usada para areias, ou areias siltosas, sendo que a densidade relativa foi adotada através da tabela 2.3., sugerida por Meyerhof.

A correlação entre N e q_c foi tomada de acordo com Velloso (1959).

A tabela seguinte dá os valores de E e ν.

TABELA 6.1.

RESUMO DE UMA SONDAGEM E VALORES DE E E ν

PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	ALTURA DA CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO	SPT (MÉDIO)	E (tf/m^2)	ν
0,00 - 3,00	3,00	Areia Argilosa	2	245	0,3
3,00 - 20,00	17,60	Argila silto arenosa	2	130	0,5
20,60 - 22,00	1,40	Areia siltosa	4	700	0,25
22,00 - 28,60	6,60	Argila silto arenosa	4	300	0,45
28,60 - 31,20	2,60	Areia argilosa	9	1350	0,30
31,20 - 35,80	4,60	Areia siltosa	18	4300	0,25
35,80 - 42,30	6,50	Argila silto arenosa	8	550	0,40
42,30 - 50,00	7,70	Areia siltosa	50	14500	0,25

6.1.2. DADOS DA ESTACA

ESTACA TUBADA

Diâmetro Externo: 18" (0,4572 m)

Camisa: Chapa de 3/8" (0,0095 m)

Diâmetro interno: 17 1/4" (0,4382 m)

Concreto: 150 kgf/cm^2

Para determinação do encurtamento elástico da estaca a área considerada foi a homogeneizada para aço:

área de aço: $\dfrac{\pi\ (0{,}4572^2 - 0{,}4382^2)}{4} = 0{,}0134\ m^2$

área do concreto: $\pi\ \dfrac{0{,}4382^2}{4} = 0{,}1508\ m^2$

área homogeneizada: $A_H = A_A - \dfrac{A_c}{10} = 0{,}0134 + \dfrac{0{,}1508}{10} = 0{,}0285 m^2$

diâmetro: $D_H = \sqrt{\dfrac{4 \times 0{,}0285}{\pi}} = 0{,}1905\ m$

6.1.3. RECALQUE DA ESTACA ISOLADA

A - PROVA DE CARGA

Da Figura 6.2. - CURVA CARGA-RECALQUE- podemos tirar que para a carga de trabalho de 152 t o recalque da prova de carga é 8,3 mm.

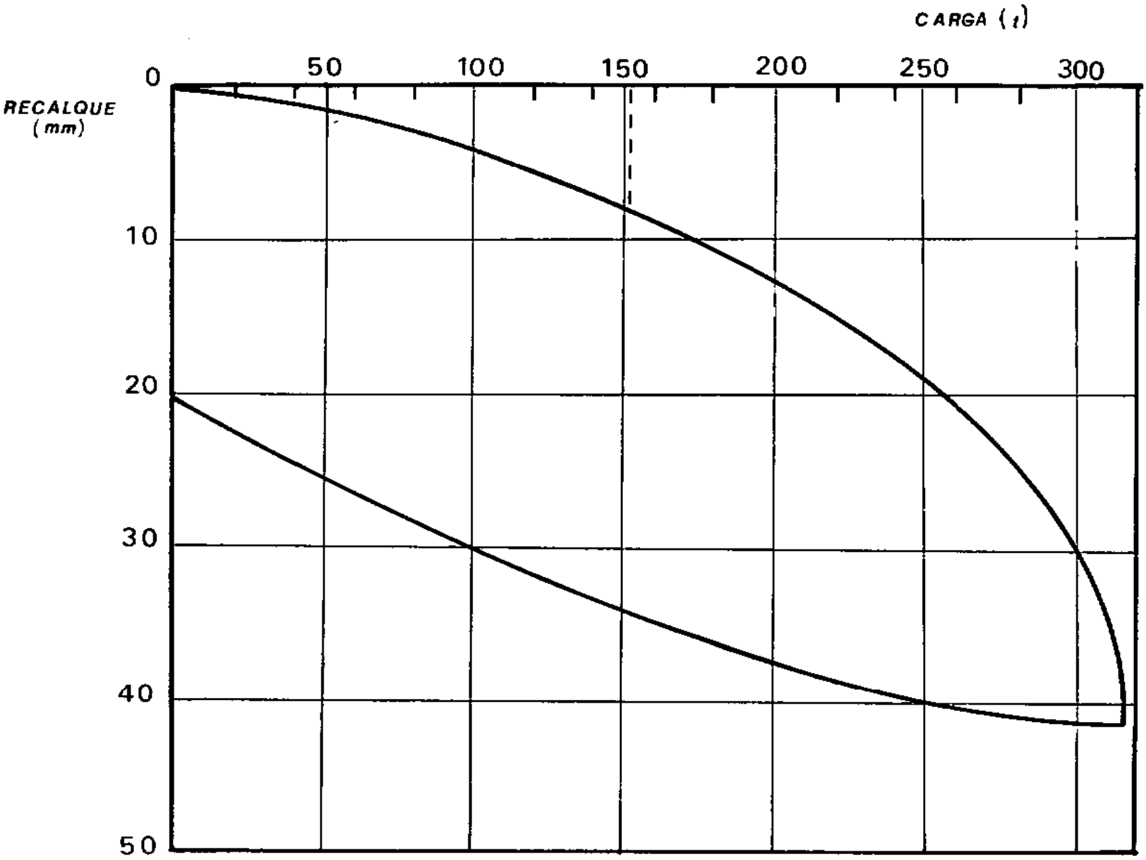


FIG-6.2

A carga de rutura, extrapolada através da equação de Van Der Veen para os dados da prova de carga foi de 338,017t.

B - CÁLCULO CONVENCIONAL

Nesse primeiro cálculo consideraremos que o recalque total é dado pela soma de três parcelas:

- encurtamento elástico (S_s)
- recalque do solo devido à carga na ponta da estaca (S_{pp})
- recalque do solo devido às cargas de atrito ao

longo do fuste (S_{ps}).

$$S_t = S_s + S_{pp} + S_{ps}$$

O encurtamento elástico foi dado pela fórmula III.43 citada em Vesic (1969-1975):

$$S_s = (Q_p + \alpha Q_s) \frac{L}{E_e . A_e}$$

Como no presente caso a distribuição das tensões cisalhantes a partir da profundidade de 20 m, pode ser considerada constante ao longo do fuste, o valor de α foi tomado igual a 0,5 (ver Fig. 2.8.). Considerando que nos 20m superiores praticamente não houve transferência de carga para o solo, e considerando que praticamente nenhuma carga chega à ponta da estaca, então:

$$S_s = 0 + \left| \frac{152 \times 20}{21.500.000 \times 0{,}0285} + \frac{0{,}5 \times 152 \times 25}{21.500.000 \times 0{,}0285} \right|$$

$$S_s = 8{,}06 \text{ mm}$$

O recalque do solo devido à carga na ponta da estaca é zero, pois nesse nível de carregamento a carga não atingiu a ponta.

A parcela de recalque devida às cargas ao longo do fuste foi obtida através da equação de Mindlin. Do método de determinação da capacidade de carga de Aoki e Velloso (1975) podemos ter a distribuição do atrito total. (Fig. 6.3).

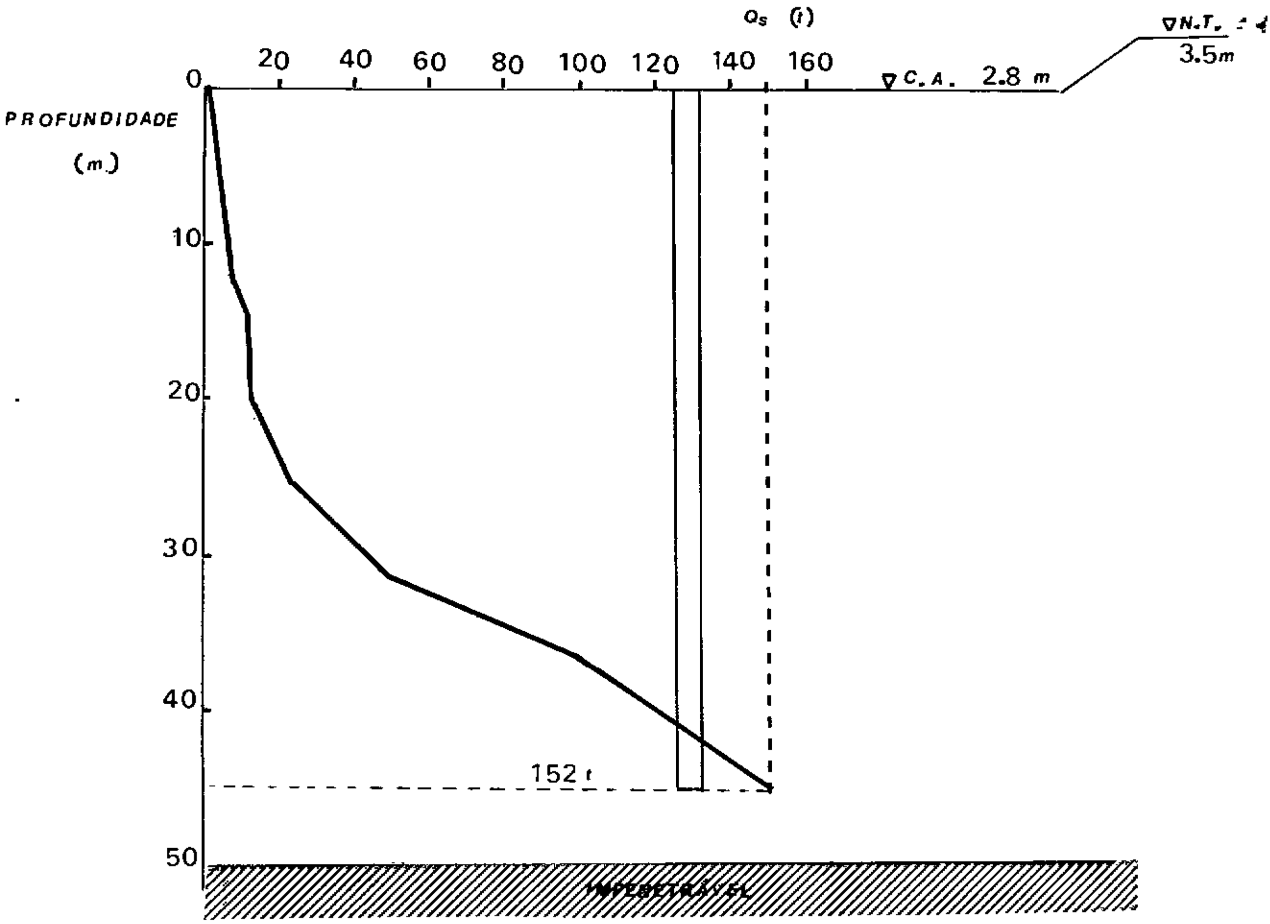


FIG. 6.3

Utilizando o *"programa para cálculo de recalque"* no mini-computador *WANG* da *ESTACAS FRANKI*, obtivemos, para recalque, devido à distribuição de atrito lateral, 0,28mm. De outro modo, para uma avaliação rápida consideramos a carga concentrada numa linha e não distribuida através da área do fuste, e a resultante aplicada no centro geométrico da figura de distribuição de atrito, considerada triangular, e calculamos diretamente pela equação de Mindlin, valendo-nos da aproximação de Steinbrenner (1934) para levar em conta a presença da camada resistente.

$$S_{ps} = \frac{Q}{16\pi G(1-\nu)} \left[I^{\infty} - I^{h} \right]$$

$$S_{ps} = \frac{152}{16\ \pi\ \frac{14500}{2(1+0,3)}(1-0,3)} \left[0,67-0,31 \right] \simeq 0,26mm$$

O recalque total:

$$S = 8,06 + 0,28 = 8,34mm$$

C - CÁLCULOS BASEADOS NA TEORIA DA ELASTICIDADE

Os seguintes métodos são baseados na teoria da elasticidade com a utilização das equações de Mindlin. Faremos três tentativas de cálculo utilizando em cada uma um módulo de elasticidade. Na primeira consideraremos um módulo que é médiaponderada dos módulos das diversas camadas (ver cálculo semelhante para fundação superficial em Whinterkorn e Fang - pág.153). Na segunda tentativa faremos a aproximação de Palmer e Barber - comprimento de estaca equivalente.Na última faremos um estudo retroativo, conforme Poulos (1968). Esta última servirá para se ter uma idéia das diferenças entre os diversos métodos utilizados.

C.1. - NAIR, K.

Tomando-se o valor da relação L/r entramos na Figura A.3.10 e tiramos o valor de $\frac{E\ s\ r}{Q}$:

$$L/r = 197 \rightarrow \text{Fig. A.3.10.} \rightarrow \frac{E\ s\ r}{Q} = 0,023$$

a) $E_{med} = 2890\ t/m^2$

$$S = \frac{0{,}023 \times 152}{2890 \times 0{,}23} = 5{,}26\,mm$$

$$S_t = S_s + S$$

$$S_t = 8{,}06 + 5{,}26 = 13{,}76\ mm$$

b)

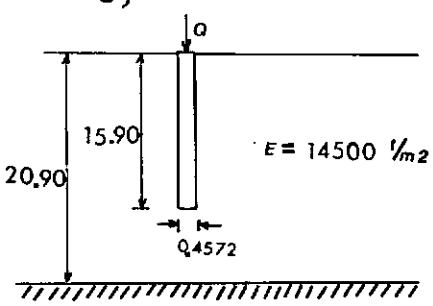


FIG. 6.4

$$\frac{h}{L} = \frac{20{,}90}{15{,}90} = 1{,}31$$

$$\frac{L}{d} = \frac{15{,}90}{0{,}4572} = 35$$

$$\frac{L}{r} = 70$$

$$\frac{L}{r} = 70 \rightarrow \text{Fig. A.3.10} \rightarrow \frac{E\ s\ r}{Q} = 0{,}031$$

$$S = \frac{0{,}031 \times 152}{14500 \times 0{,}23} = 1{,}41\ mm$$

$$S_t = S_s + S$$

$$S_t = 8{,}06 + 1{,}41 = 9{,}47\,mm$$

c)

$$S = \frac{Q\ I_s}{E\ L} \qquad E = \frac{Q\ I_s}{S\ L}$$

recalque medido: 8,3mm

recalque do solo : 8,3 - 8,06 ≃ 0,24

$$I_s = 1{,}7 \quad : \quad (\text{Fig. A.3.2.})$$

logo:

$$E = \frac{152 \times 1{,}7}{0{,}00024 \times 45} = 23926 \ t/m^2$$

$$\frac{L}{r} = 197 \rightarrow \text{Fig. A.3.10.} \rightarrow \frac{E\ s\ r}{Q} = 0{,}023$$

$$S = \frac{0{,}023 \times 152}{23926 \times 0{,}23} = 0{,}64 \ mm$$

$$S_t = S_s + S$$

$$S_t = 8{,}06 + 0{,}64 = 8{,}7 \ mm$$

C.2. - BUTTERFIELD E BANERJEE

a) $E = 2890 \ t/m^2$

$$L/d = 98 \rightarrow \text{Fig. A.3.16} \rightarrow \frac{Q}{S\ G\ D} = 65 \ (\lambda{=}6000)$$

$$S = \frac{152}{65 \times \frac{2890}{2{,}6} \times 0{,}4572} = 4{,}6 \ mm$$

$$S_t = S_s + S$$

$$S_t = 8{,}06 + 4{,}6 = 12{,}66 \ mm$$

b) $E = 14500 \ t/m^2$

$$L/d = 35 \rightarrow \text{Fig. A.3.16} \rightarrow \frac{Q}{S\ G\ d} = 50$$

$$S = \frac{152}{50 \times \frac{14500}{2,5} \times 0,4572} = 1,15 \text{ mm}$$

$$S_t = S_s + S$$

$$S_t = 8,06 + 1,15 = 9,21 \text{ mm}$$

c) $E = 23926 \ t/m^2$

$L/d = 98 \rightarrow$ Fig. A.3.16 $\rightarrow \dfrac{Q}{S\ G\ d} = 65$

$$S = \frac{152}{65 \times \frac{23926}{2,6} \times 0,4572} = 0,56 \text{ mm}$$

$$S_t = S_s + S$$

$$S_t = 8,06 + 0,56 = 8,62 \text{ mm}$$

C.3. - POULOS E DAVIS

a) $E = 2890 \ t/m^2$

$L/d = 98$, $h/L = 1,11 \rightarrow$ interpolando das Figs, A.3.2. e A.3.3. $\rightarrow I_s = 1,70$

$$S = \frac{152 \times 1,7}{2890 \times 45} = 1,99 \text{ mm}$$

$$S_t = S_s + S$$

$$S_t = 8,06 + 1,99 = 10,55 \text{ mm}$$

b) $E = 14\ 500\ t/m^2$

$L/d = 35$, $h/L = 1,31$ → interpolando das Figs. A.3.2. e A.3.3 → $I_s = 1,35$

$$S = \frac{152 \times 1,35}{14500 \times 15,9} = 0,89$$

$$S_t = S_s + S$$

$$S_t = 8,06 + 0,89 = 8,95mm$$

c) $E = 23926\ t/m^2$

Não é necessário calcular pois E foi tirado deste método no ítem c.1.(c).

D. DISCUSSÃO

TABELA 6.2. - QUADRO COMPARATIVO

M É T O D O	RECALQUES EM mm			
		DIFERENTES MÓDULOS		
		MÉDIA POND.	PALMER E BARBER	DA PROVA DE CARGA
Convencional	8,34	-	-	-
Nair	-	13,76	9,47	8,70
Butterfield e Banerjee	-	12,66	9,21	8,62
Poulos e Davis	-	10,05	8,95	-
Prova de Carga	8,30	-	-	-

A Tabela 6.2 resume os diversos resultados obtidos através do cálculo e os compara com os resultados da prova de carga. Verificamos que o *método convencional* e os métodos baseados na Teoria da elasticidade, entrando-se com os valores de E obtidos da prova de carga, conduzem aos resultados mais aproximados.

6.1.4. - RECALQUE DO GRUPO DE ESTACAS

As primeiras tentativas de cálculo de recalque de grupo foram feitas por Skempton (1953) e Meyerhof (1959). No entanto, muitos projetistas podem cometer grandes enganos se utilizarem esses métodos sem examinar as condições do solo. Eles levam em conta somente a geometria admitindo que a camada de solo abaixo da ponta das estacas, ao longo de todo o bulbo de pressões do grupo, seja uniforme e de mesmas carcterísticas que o solo abrangido pelo bulbo de uma estaca.

No presente caso, como o recalque do solo é uma parcela muito pequena em relação do encurtamento elástico, apesar do bulbo ser interrompido pela camada resistente, a aplicação desses métodos dá valores próximos aos medidos.

A) SKEMPTON (1953)

$$R_s = \frac{(4B + 9)^2}{(B + 12)^2} = 13,34$$

$S_G = S_1 x R_s$ $\qquad S_1 \simeq 0,24 \rightarrow S_G = 0,24 x 13,34 + 8,06 = 11,26mm$

S_1: da prova de carga(subtraindo o encurtamento elástico)

B) MEYERHOF (1959)

$$R_s = \frac{s\ (5-\frac{s}{3})}{\left[1+\frac{1}{r}\right]^2} = \frac{6{,}09\ (5-\frac{6{,}09}{3})}{\left[1+\frac{1}{10}\right]^2} \simeq 14{,}95$$

$$S_G = 0{,}24 \times 14{,}95 + 8{,}06 = 11{,}65 \text{ mm}$$

s = relação entre espaçamento e diâmetro

r = número de filas de estacas.

C) POULOS (1977)

FATOR DE INTERAÇÃO "α"

Utilizando a simplificação de Palmer e Barber:

$L = 15{,}90$ $\qquad h/L = 1{,}31$

$H = 20{,}90$ $\qquad L/d = 35$

O gráfico que dá "α" em função de h/L é para $L/d = 25$ mas do gráfico de "α" em função de L/d (para $h/L = \infty$), $\alpha_{L/d=35} \simeq$ $\simeq$ 5% maior que $\alpha_{L/d=25}$. Logo:

$$\alpha_{L/d=35} = 1{,}05 \times \alpha_{L/d=25}$$

Só haverá influência de uma estaca sobre outra se α for maior que 0,001, para tal, "d/s" tem que ser maior que 0,03 e "s" menor que 15,24m.

A tabela a seguir mostra, para as estacas que possam influir na estaca 54, os valores de α. Como o princípio da superposição é aplicado, o somatório dará o valor da relação entre recalque do grupo para recalque da estaca isolada.

Na tabela as colunas correspondem a:

Coluna 1 : numeração das estacas

Coluna 2 : espaçamento "s"

Coluna 3 : relação entre diâmetro e espaçamento (d/s)

Coluna 4 : α para L/d = 25 (do gráfico da Figura 4.4)

Coluna 5 : correção de α para L/d multiplicando pelo número de estacas

Coluna 6 : fator de correção devido ao coeficiente de Poisson ser diferente de 0,5. ($N\nu$) (Do gráfico da Fig. A.3.30.b).

Coluna 7 : (Coluna 6) x (Coluna 5)

TABELA 6.3.

1	2	3	4	5	6	7
ESTACAS	S(m)	d/s	α_{25}	$\alpha_{35} \times n$	$N\nu$	5 x 6
49	14	0,033	0,01	0,0105	1,20	0,013
50	11,2	0,041	0,02	0,0210	1,18	0,025
51	8,4	0,054	0,04	0,0420	1,15	0,048
31-75-41-63	6,26	0,073	0,05	0,2100	1,12	0,235
32-76-52	5,6	0,0816	0,06	0,1890	1,11	0,210
42-64	3,96	0,1155	0,08	0,1680	1,10	0,185
43-65-53	2,8	0,1633	0,10	0,3150	1,08	0,340
61-39	11,54	0,040	0,02	0,0420	1,18	0,050
54	0	-	-	-	-	1,00
38-60	14,28	0,032	0,010	0,0210	1,20	0,025
21-85-40-62	8,85	0,052	0,040	0,1680	1,15	0,193
20-84-29-73	10,10	0,045	0,025	0,1050	1,17	0,123
12-92-28-72	12,52	0,037	0,015	0,0630	1,19	0,075
30-74	7,92	0,058	0,045	0,0945	1,15	0,109
19-83	11,88	0,038	0,018	0,0378	1,19	0,045
18-82-11-91	14,00	0,033	0,010	0,0420	1,20	0,050
27-31	15,08	0,030	0,005	0,0105	1,21	0,013
SOMA						2,74

$$S_G = S_1 \times 2{,}74 + S_s$$

$$S_1 \rightarrow \text{item } 5.1.3.C.3.(b) \rightarrow S_1 = 0{,}89\text{mm}$$

$$S_G = 0{,}89 \times 2{,}74 + 8{,}06 = 10{,}50 \text{ mm}$$

D) MÉTODO CONVENCIONAL

Os métodos a seguir considerarão que o recalque do grupo será igual ao recalque de uma sapata assente à profundidade da ponta das estacas sendo que a carga atuante será igual a "nx P" (97x152t), e para simplificar, a distribuição de pressões abaixo das pontas das estacas será a do método de 2.1. (poder-se-ia utilizar a distribuição de Boussinesq).

A área onde suporemos que estará distribuida a carga será um pouco maior que a área da fundação (Berzantzev et.al. - 1961). Consideraremos um ângulo "α" a partir da profundidadede 20 m onde a transferência de carga para o solo passa a ser significativa. Conforme Berenzantzev, consideraremos que "α" será igual a $\phi/4$ (ϕ: ângulo de atrito do solo). No caso presente tomamos "α" igual a 7^o.

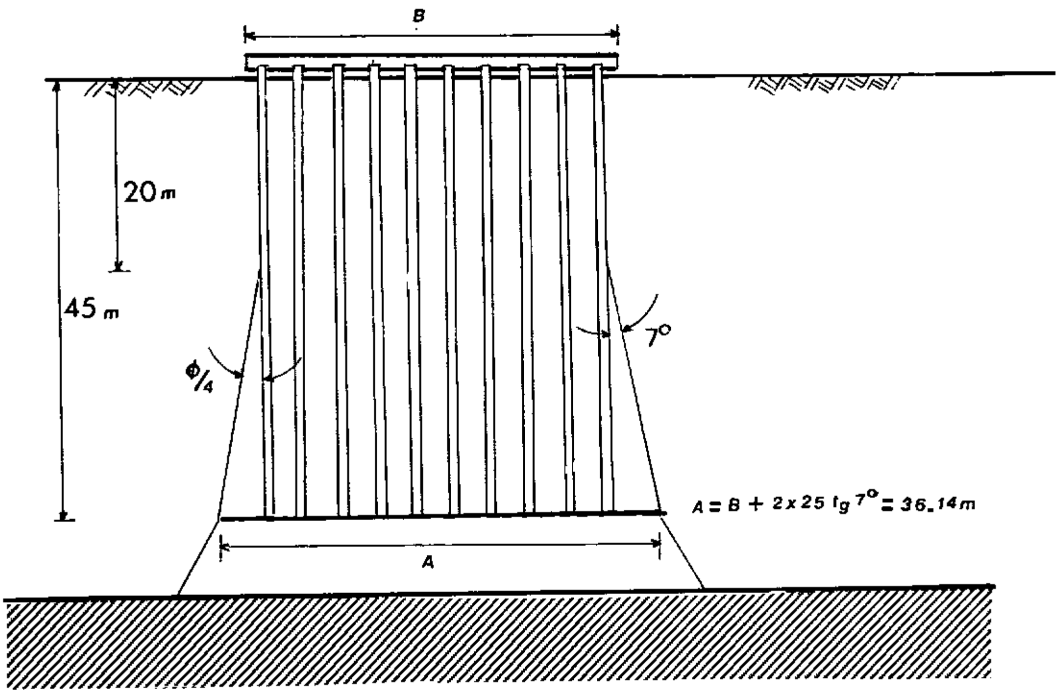


FIGURA 6.5.

Distribuição de pressões abaixo das pontas das estacas segungo o método aproximado 2.1.:

PROFUNDIDADE (m)	ACRÉSCIMO DE PRESSÃO($\Delta\sigma_z$) t/m^2	N	PRESSÃO DE TERRA (p_o) $\gamma' H$ (t/m^2)
45,0	14,37	35	≃ 45,0
45,5	13,92	38,7	45,5
46,5	13,09	55,5	46,5
47,5	12,32	62	47,5
48,5	11,59	75	48,5
49,5	10,91	90	49,5

Utilizaremos três métodos para cálculo do recalque, todos eles citados em Jorden (1977).

D.1. DE BEER E MARTINS(1957), DE BEER (1965)

$$S = \int_0^H \frac{H}{C} \ \ell n \ \frac{p_o + \Delta\sigma_z}{p_o}$$

$$C = \frac{1,5 \ q_c}{p_o} = \frac{1,5x8Nx10}{p_o}$$ $q_c \simeq 8N$ (areia siltosa. -Velloso-1959)

PROFUNDIDADE (m)	C	S (mm)
45,5	102	2,65
46,5	143	1,75
47,5	157	1,46
48,5	186	1,13
49,5	218	0,92
		7,91

$$S_t = 7,91 + 8,06 \simeq 15,97 \text{ mm}$$

D.2. - MEYERHOF (1965)

(Modificação no método anterior)

$$C = \frac{1,9 \ q_c}{p_o} = \frac{1,9x8xNx10}{p_o}$$ $(p_o = t/m^2)$

PROFUNDIDADE	C	S
45,5	130	2,08
46,5	181	1,38
47,5	198	1,16
48,5	235	0,89
49,5	276	0,72
		6,23

$$S_t = 6,23 + 8,06 \simeq 14,29\text{mm}$$

D.3. D'APPOLONIA

$$S = q_b \frac{B}{M} U_o U_1$$

onde

$M = \dfrac{E}{1-\nu^2}$ $\quad E = 2\ q_c \simeq 14500$ (foi utilizada a simplificação de Barber)

B = largura da fundação

q pressão ao nível da ponta das estacas

U_o tirado do gráfico da Fig. 5.18.a

U_1 tirado do gráfico da Fig. 5.18.b

$$\frac{H}{B} = \frac{4,19}{30} \simeq 0,14$$

GRAF. 5.18.b $\quad U_1 \simeq 0,13$

$$\frac{L}{B} = 1$$

$$\frac{L}{B} = 1$$

GRAF. 5.18.a $\quad U_o \simeq 0,7$

$$\frac{D}{B} = 1,25$$

$$S = \frac{14,35 \times 36,14 \times 0,13 \times 0,7\ (1-0,25^2)}{14500} = 3,05 \text{ mm}$$

$$S_t = 3,05 + 8,06 \simeq 11,11 \text{ mm}$$

E. AOKI E LOPES (1975)

a) Listagem do programa: anexo II

b) Entrada de dados

A) - 1 Cartão: NUMPT, NUMEL, NC (3I10)

NUMPT: número de pontos em estudo

NUMEL: número de elementos da fundação

NC : número de camadas

B) - MASSA DE DADOS: (número de cartões igual a NC)

H(I), RE(I), RM(I), (8F10,0)

H : espessura da camada

RE: módulo de elasticidade

RMI: coeficiente de Poisson

C) MASSA DE DADOS (número de cartões igual a NUMEL)

Cada cartão conterá, em formato (4I10,4F10.0):

ICODE(J), N_1(J), N_2(J), N_3(J); PSHAF(J), PBASE(J), RATIO(J), D_1(J)

onde

ICODE: tipo de fundação. Se circular, ICODE=1; se retangular, ICODE=2.

N_1 : número de divisões da circunferência

N_2 : número de divisões do raio

N_3 : número de divisões da parte com atrito

PSHAF : carga transmitida pelo fuste

PBASE: carga transmitida pela base

RATIO: relação entre a parcela de atrito em D_1 para a parcela de atrito em D_2. RATIO=1: distribuição uniforme de atrito lateral; RATIO=0: distribuição triangular.

D) SE ICODE = 1 (CILÍNDRICO)

$D_2(J)$, $X_A(J)$, $Y_A(J)$, $Z_A(J)$, RSHAFT(J), RBASE(J)

SE ICODE = 2 (PRISMÁTICO)

$D_2(J)$, $X_A(J)$, $Y_A(J)$, $Z_A(J)$, A(J), B(J), ALFA(J)

E) MASSA DE DADOS (Número de cartões igual a NUMPT)

XPT, YPT, ZPT (8F10.0)

RESULTADOS: (ver fim do anexo II)

RESUMINDO:

XPT(m)	YPT(m)	ZPT(m)	S(mm)	S_e(mm)	S_t(mm)	OBSERVAÇÕES
14,0	14,0	46,5	3,12	8,06	11,18	Centro do Tanque
14,0	16,8	46,5	3,09	8,06	11,15	-
14,0	29,4	46,5	1,77	8,06	9,83	Periferia do Tanque
14,0	30,8	46,5	1,46	-	1,46	Recalque do Solo
14,0	33,6	46,5	1,04	-	1,04	Recalque do Solo
14,0	36,4	46,5	0,78	-	0,78	Recalque do Solo

F. DISCUSSÃO

A figura a seguir mostra a localização dos pinos de medições de recalque, com os valores medidos.

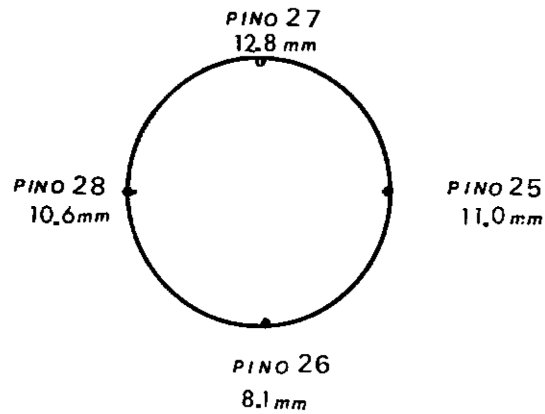


FIG.6.6

Um valor médio das medidas será 10,63mm

A tabela a seguir resume os valores calculados pelos diversos métodos:

TABELA 6.4.

PROCESSO	VALOR CALCULADO (mm)	$\frac{S\ calc}{S\ med}$
Skempton	11,26	1,06
Meyerhof (1959)	11,65	1,10
Poulos	10,50	0,99
Aoki e Lopes	9,83	0,92
De Beer	15,97	1,50
Meyerhof (1965)	14,29	1,34
D'Appolonia	11,11	1,05

Novamente chamaremos atenção para o fato de que apesar dos métodos de Skempton (1953) e Meyerhof(1959) terem dado bons resultados nesse exemplo,eles não levam em conta a transferência de carga, e só devem ser aplicados se o bulbo de pressões do grupo estiver totalmente imerso no mesmo terreno que o bulbo de pressões da estaca.

Dos métodos ditos convencionais, apenas o de D'Appolonia conduziu a um resultado satisfatório. Observamos que,na aplicação desse método, supusemos a carga total aplicada no nível das pontas das estacas, procedimento esse aconselhado por Girault (1972), quando o espaçamento entre estacas for menor que 20% dos seus comprimentos. Além disso, a área de distribuição das cargas foi considerada um pouco maior que a área delimitada pelo grupo, conforme recomendam Berezantzev et.al. (1961).

O método de Aoki e Lopes (1975) conduziu, também, a um resultado satisfatório.

A melhor aproximação foi obtida pelo método de Poulos (1968-1977).

6.2. ANÁLISE DO EXEMPLO DE KOERNER E PARTOS (1974)

Koerner e Partos (1974) apresentaram previsão de recalques segundo as seguintes teorias: (1) Teoria da elasticidade Clássica; (2) Aplicação das Novas Soluções pela Teoria da Elasticidade por Poulos e Davis (1968); (3) Utilização de Curvas Empíricas Relacionando o Recalque do Grupo de Uma Estaca Isolada - Skempton (1953) e Meyerhof (1959).

6.2.1. - OBJETIVO

Nosso intento é analisar o mesmo problema através do programa para cálculo de recalques considerando as diversas camadas de solos diferentes, pelo método de Aoki e Lopes (1975).

6.2.2. - DADOS

A) MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade foi obtido através da seguinte correlação:

$$E = 2\,(1 + {D_r}^2)\,q_c$$

Como dispomos unicamente dos valores de N(SPT), utilizamos a correlação:

$$q_c = n \,.\, N$$

Os valores de n foram tirados da curva da Fig. 1.7.

Os valores dos coeficientes de Poisson foram tirados da Tab. 2.9.

TABELA 6.5.

ESPESSURA DA CAMADA (m)	Nº DE GOLPES N	MÓDULO DE ELASTICIDADE (kgf/cm^2)	COEFICIENTE DE POISSON
1.3	4.0	300	0,3
1.3	15.0	1500	0,3
3.4	3.5	160	0,45
11.0	22.0	2190	0,25
14.0	140	22000	0,25

B) ESTACAS

As estacas são do tipo FRANKI com as seguintes dimensões para efeito de cálculo:

COMPRIMENTO: 7,6m

DIÂM. DO FUSTE: 0,41m

DIÂM. DA BASE : 0,76m

C) PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS

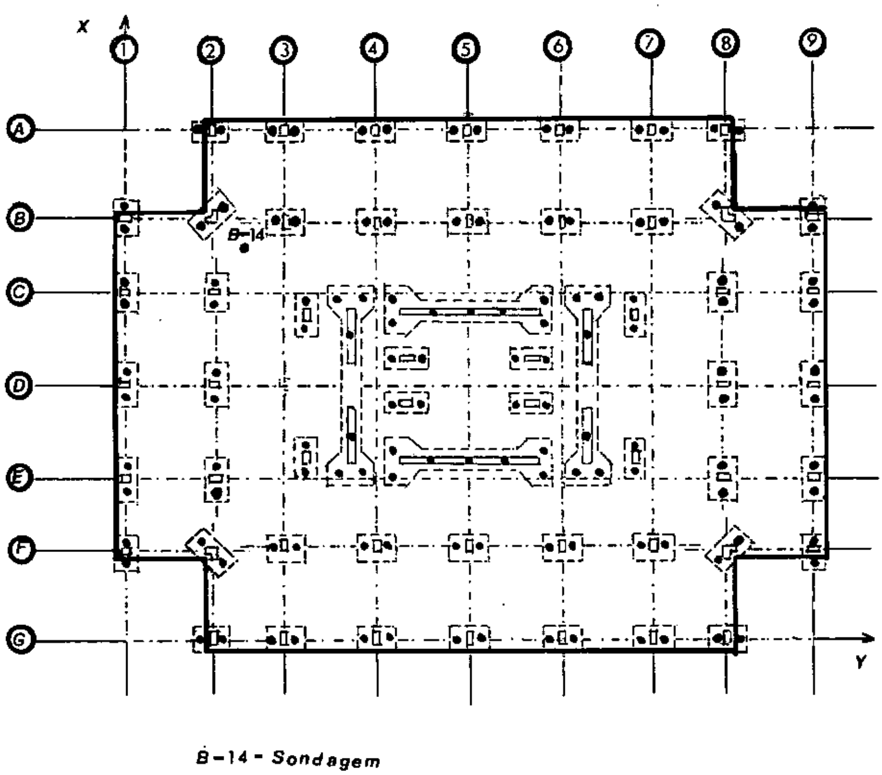


FIG.6.7

D) CARGA

A carga de trabalho por estaca foi considerada 120 toneladas. O atrito lateral foi estimado segundo o método de capacidade de carga Aoki e Velloso (1975), sendo que a carga ficou assim dividida:

PARCELA DE PONTA: 108 t

PARCELA DE ATRITO: 12 t

6.2.3. - LISTAGEM DO PROGRAMA: Ver anexo II

6.2.4. - RESULTADOS

A) RECALQUE DO SOLO:

COMPUTATION OF SETTLEMENTS IN A STRATIFIED MEDIUM
NUMBER OF POINTS UNDER STUDY= 5
NUMBER OF FOUNDATION ELEMENTS= 130
NUMBER OF LAYERS= 5

SOIL PROFILE

H	E	MI
1.30	300.00	0.30
1.30	1500.00	0.30
3.90	160.00	0.45
11.00	2190.00	0.25
14.00	22000.00	0.25

FOUNDATION ELEMENTS

TYPE	XA	YA	ZA	FSHAP	PBASE	RATIO	D1	D2	N1	N2	N3	RB-L	RB-B
1	24.38	4.11	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	5.03	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	8.06	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	7.16	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	11.73	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	12.65	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	15.30	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	17.22	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	20.28	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	21.86	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	25.44	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	26.39	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	28.56	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	24.38	29.42	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.35	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	20.27	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.35	4.11	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	20.27	4.73	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	7.16	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	5.08	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	11.73	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	12.65	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	16.30	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	17.22	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	20.93	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	21.65	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	24.83	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.81	25.75	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	20.27	28.56	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.35	29.42	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	19.35	33.53	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	20.27	33.53	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	16.30	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	17.22	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	16.30	4.57	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	17.22	4.57	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	16.30	28.96	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	17.22	28.96	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	16.30	33.53	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	17.22	33.53	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	11.73	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	12.65	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	11.73	4.57	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	12.65	4.57	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	11.73	28.96	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	12.65	28.96	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	11.73	33.53	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	12.65	33.53	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	7.16	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	8.08	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	7.16	4.57	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	8.08	4.57	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	7.16	28.96	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	8.08	28.96	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	7.16	33.53	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	8.08	33.53	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.11	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	5.03	0.00	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.11	4.11	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	5.03	4.73	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.57	7.16	7.600	18.0	102.0	0.00	0.10	7.60	5	5	6	0.21	0.38

1	[illegible]	[illegible]	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.57	11.73	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.57	12.65	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.57	16.30	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.57	17.22	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.57	20.93	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.57	21.85	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.57	24.83	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.57	25.75	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.11	28.07	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	5.03	28.99	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	4.11	4.58	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	5.03	3.58	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	4.12	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	5.04	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	8.09	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	7.47	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	11.73	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	12.95	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	16.30	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	17.20	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	20.88	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	21.80	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	25.44	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	26.36	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	28.50	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	0.00	29.42	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	14.78	9.14	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	15.70	9.14	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	8.68	9.14	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	9.60	9.14	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	14.78	24.38	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	15.70	24.38	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	8.68	24.38	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	9.60	24.38	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	13.72	13.26	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	13.72	14.18	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	10.67	13.26	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	10.67	14.18	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	13.72	19.35	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	13.72	20.27	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	10.67	19.35	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	10.67	20.27	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	16.76	10.21	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	16.76	11.13	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	15.24	10.67	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	9.14	10.67	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	7.62	10.21	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	7.62	11.13	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	16.76	22.40	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	16.76	23.32	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	15.74	22.86	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	9.14	22.86	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	7.62	22.40	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	7.62	23.32	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	14.78	12.80	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	15.70	12.80	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	15.24	15.84	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	15.24	16.76	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	15.24	17.65	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	14.78	19.81	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	15.70	19.81	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	8.68	12.80	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	9.60	12.80	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	9.14	15.84	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	9.14	16.76	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	9.14	17.68	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	8.68	19.81	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38
1	9.60	19.81	7.600	18.0	102.0	0.00	0.00	7.60	5	5	6	0.21	0.38

FINAL RESULTS

XPT	YPT	ZPT	
24.380	16.760	7.600	0.060326
12.190	7.620	7.600	0.055582
12.190	33.530	7.600	0.055646
7.620	6.096	7.600	0.059561
7.620	21.330	7.600	0.069374
7.620	25.900	7.600	0.054549

B) ENCURTAMENTO ELÁSTICO:

$$S_s = \frac{Q_p L}{A_e E_e} + \frac{0{,}5\ Q_s\ L}{A_e\ E_e}$$

$$S_s = \frac{108 \times 7.6}{\frac{\pi \times 0{,}41^2}{4} \times 2.500.000} + \frac{0{,}5 \times 12 \times 7.6}{\frac{\pi \times 0{,}41^2}{4} \times 2.500.000} = 2{,}63\text{mm}$$

C) RECALQUE TOTAL

TABELA 6.6.

XPT (m)	YPT (m)	ZPT (m)	S_t (mm)
24,38	16,76	7.6	62,96
12,19	7,62	7.6	58,01
12,19	33,53	7.6	58,28
7.62	0,00	7.6	62,21
7.62	21,33	7.6	72,00
7.62	25,90	7.6	57,18
MÉDIO			61,77

D) DISCUSSÃO

O método de Aoki e Lopes (1975) deu ótimo resultado no cálculo de recalque do grupo, pois, se compararmos o valor médio calculado: 61,77mm, com o recalque médio medido na obra: 63,5mm podemos var a boa aproximação.

Quanto aos recalques diferenciais, os resultados do cálculo foram diferentes dos medidos, e concluimos que se deve ao fato de que consideramos as estacas igualmente carregadas e no entanto a distribuição de carga entre as estacas pode ser diferente. Além disso consideramos dados de uma única sondagem para toda a área carregada.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Quanto ao recalque de estacas isoladas, o único caso analisado nos mostrou que o método convencional e os métodos baseados na Teoria da Elasticidade, sobretudo se entrarmos com o E obtido em prova de carga, conduzem aos resultados mais aproximados. Entretanto, nesse caso (estaca isolada) nada melhor que uma prova de carga para definir o comportamento da estaca.

Infelizmente, por falta de dados, só pudemos analizar dois casos de recalques de grupos de estacas.

Uma análise um tanto trabalhosa foi a de Poulos (1968-1977), mas deu ótimos resultados comparando os valores medidos.

O método de Aoki e Lopes (1975) baseado na integração numérica das equações de Mindlin e adotando-se parâmetros de solo tirados de correlações, deu ótimos resultados mediante a utilização do programa elaborado pelo Eng. Álvaro Maia da Costa.

Ressaltemos que no caso analisado no ítem 6.1. a parcela prponderante do recalque corresponde ao encurtamento da estaca em si. O cálculo foi baseado na distribuição da resistência lateral definida pelo critério de Aoki-Velloso (1975) que foi admitida como triangular (taxa de atrito lateral unitária constante).

Como sugestões para pesquisa indicamos, antes de mais nada, a medição de recalques de grupos de estacas com maior frequência. Em seguida, o estudo do módulo de elasticidade do solo, em particular, a influência da tensão confinante.

Para grandes grupos aconselhamos o uso do programa elaborado por Álvaro Maia da Costa, enquanto para grupos pequenos já existe um programa elaborado para o mini-computador "WANG" das Estacas Franki, que está mais atualizado, por permite utilizar o diagrama de resistência lateral, em vez de considerar distribuição linear ao longo do fuste. A vantagem do programa sobre o método de Poulos, é que se pode levar em conta as condições de múltiplas camadas, seus módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson, a geometria, a presença de camada incompressível. Por isso, desde que se disponha de um computador digital, é a melhor solução que encontramos.

ANEXO I

```
FILE  8=DADOS,UNIT=READER
FILE  5=IMPRESS,UNIT=PRINTER
C----------------------------------------------------------------------------
C  PROGRAMA PRINCIPAL
C----------------------------------------------------------------------------
      REAL MI
      DIMENSION ICODE(200),N1(200),N2(200),N3(200),PSHAF(200),
     *PBASE(200),RATIO(200),D1(200),D2(200),XA(200),YA(200),
     *ZA(200),A(200),B(200),ALFA(200),RSHAF(200),RBASE(200),
     *XM(5),YM(5),DIM(5),NN(4),H(10),RE(10),RMI(10),RDT(200)
      COMMON/AA/ZZB,C,MI,R1,R2,P,PI,E,G
      COMMON/BB/W
      COMMON/CC/XPT,YPT,ZPT,XA,YA,ZA,N1,N2 ,NUMEL,A ,B,ICODE,D1,
     *D2,PBASE,PSHAF,RBASE,RSHAF,N3,ALFA,DT,RATIO
      IR=8
      IW=5
      PI=3.141592654
      WRITE(IW,101)
  101 FORMAT(1H1,5X,'COMPUTATION OF SETTLEMENTS IN A STRATIFIED
     *MEDIUM:)
  600 READ(IR,90 ,END=1000)NUMPT,NUMEL,NC
   90 FORMAT(3I10)
      WRITE(IW,202)NUMPT,NUMEL,NC
  202 FORMAT(5X,'NUMBER OF POINTS UNDER STUDY=',I5,/,
     *5X,'NUMBER OF FOUNDATION ELEMENTS=',I5,/,
     *5X,'NUMBER OF LAYERS=',I5,///)
      WRITE(IW,500)
  500 FORMAT(//10X,'SOIL  PROFILE',
     */18X,'H',9X,'E',6X,'MI')
      DO100I=1,NC
      READ(IR,9)H(I),RE(I),RMI(I)
    9 FORMAT(8F10.0)
      WRITE(IW,501)H(I),RE(I),RMI(I)
  501 FORMAT(/10X,3F10.2)
  100 CONTINUE
      WRITE(IW,13)
   13 FORMAT(1H1)
      WRITE(IW,303)
  303 FORMAT(5X,'FOUNDATION ELEMENTS',/1X,'TYPE        XA          YA
     *ZA      PSHAF    PBASE    RATIO     D1         D2         N1      N2
     *N3       RS-L       RB-B       ALFA:,/)
      DO150J=1,NUMEL
      READ(IR,8)ICODE(J),N1(J),N2(J),N3(J),
     *PSHAF(J),PBASE(J),RATIO(J),D1(J)
    8 FORMAT(4I10,4F10.0)
      IF(ICODE(J).EQ.2)GO TO 209
      READ(IR,9)D2(J),XA(J),YA(J),ZA(J),RSHAF(J),RBASE(J)
      WRITE(IW,404)ICODE(J),XA(J),YA(J),ZA(J),PSHAF(J),PBASE(J),
     *RATIO(J),D1(J),D2(J),N1(J),N2(J),N3(J),RSHAF(J),RBASE(J)
  404 FORMAT(2X,I1,6X,F6.2,3X,F6.2,3X,F6.3,F8.1,F8.1,3X,F5.2,3X,
```

```
   *F5.2,3X,F5.2,3X,I3,3X,I3,3X,I3,3X,F5.2,3X,F5.2,3X,F5.2)
    GO TO 150
209 READ(IR,9)D2(J),XA(J),YA(J),ZA(J),A(J), B(J),ALFA(J)
    WRITE(IW,406)ICODE(J),XA(J),YA(J),ZA(J),PSHAF(J),PBASE(J),
   *RATIO(J),D1(J),D2(J),N1(J),N2(J),N3(J),A(J),B(J),ALFA(J)
406 FORMAT(2X,I1,6X,F6.2,3X,F6.2,3X,F6.2,F8.1,F8.1,3X,F5.2,3X,
   *F5.2,3X,F5.2,3X,I3,3X,I3,3X,I3,3X,F5.2,3X,F5.2,3X,F5.2)
150 CONTINUE
    WRITE(IW,505)
505 FORMAT(///,5X,'FINAL RESULTS',/,
   *13X,'XPT',8X,'YPT',7X,'ZPT',8X,'W')
 12 FORMAT(10X,3F10.3,F10.6)
    DO200JJ=1,NUMPT
    READ(IR,9)XPT,YPT,ZPT
    ZPTR=ZPT
    ICONT=0
    CH1=0
    CH1R=0
    SR=0
    DO800II=1,NC
    SR=SR+H(II)
    IF(SR.LT.ZPT)GO TO 800
802 IF(CH1.NE.0)GO TO 801
    ICONT=ICONT+1
    DIF=SR-ZPT
    E=RE(II)
    MI=RMI(II)
    G=E/(2*(1+MI))
    CALL CALC
    RDT(ICONT)=DT
    CH1=1
    IF(DIF.EQ.0)GO TO 800
    GO TO 802
801 ZPT=SR
804 ICONT=ICONT+1
    IF(CH1R.EQ.0)GO TO 803
    IIR=II+1
    E=RE(IIR)
    MI=RMI(IIR)
    G=E/(2*(1+MI))
    CALL CALC
    RDT(ICONT)=DT
    CH1R=0
    GO TO 800
803 IIR=II
    CH1R=1
    E=RE(IIR)
    MI=RMI(IIR)
    G=E/(2*(1+MI))
    CALL CALC
```

```
      RDT(ICONT)=DT
      IF(II.EQ.MC)GO TO 800
      GO TO 804
  800 CONTINUE
      SUM=0
      DO805IJ1=1,ICONT,2
  805 SUM=SUM+(RDT(IJ1)-RDT(IJ1+1))
      WRITE(IW,12)XPT,YPT,ZPTR,SUM
  200 CONTINUE
      GOTO600
 1000 STOP
      END
C*****************************************************************
      SUBROUTINE STRESS
      REAL MI
C*****************************************************************
      COMMON/AA/Z,C, MI,R1,R2,P,PI,E,G
      COMMON/BB/W
      W=P/(16*PI*G*(1-MI))*((3-4*MI)/R1+(8*(1-MI)**2-(3-4*MI))/R2
     *+(Z-C)**2/R1**3+((3-4*MI)*(Z+C)**2-2*C*Z)/R2**3+(6*C*Z*(Z+C
     *)**2)/R2**5)
      RETURN
      END
      SUBROUTINE CALC
      REAL MI
      DIMENSION ICODE(200),N1(200),N2(200),N3(200),PSHAF(200),
     *PBASE(200),RATIO(200),D1(200),D2(200),XA(200),YA(200),
     *ZA(200),A(200),B(200),ALFA(200),RSHAF(200),RBASE(200),
     *XM(5),YM(5),DIM(5),NN(4)
      COMMON/CC/XPT,YPT,ZPT,XA,YA,ZA,N1,N2 ,NUMEL,A ,B,ICODE,D1,
     *D2,PBASE,PSHAF,RBASE,RSHAF,N3,ALFA,DT,RATIO
      COMMON/AA/ZZB,C,MI,R1,R2,P,PI,E,G
      COMMON/BB/W
      ZZB=ZPT
      DT=0
      DO100JK=1,NUMEL
      DB=0
      DF=0
C-----INICIO
      IF(ICODE(JK).EQ.2)GO TO 220
C-----------------------------------------------------------------
C-----ELEMENTO CILINDRICO
C-----------------------------------------------------------------
      R0=SQRT((XA(JK)-XPT)**2+(YA(JK)-YPT)**2)
      TETA=PI/N1(JK)
      ALFA2=PI/2
      IF(YA(JK).NE.YPT)ALFA2=ATAN((XA(JK)-XPT)/(YA(JK)-YPT))
      P=PBASE(JK)/(N1(JK)*N2(JK))
      C=ZA(JK)
      N11=N1(JK)
```

```
      N22=N2(JK)
      DO1I=1,N11
      BETA=PI*(2*I-1)/N1(JK)
      DO1J=1,N22
      RO=2*SIN(TETA)/(3*TETA)*RBASE(JK)/SQRT(N2(JK))*(J*SQRT(J)-
     *(J-1)*SQRT(J-1))
      R=SQRT(RO**2+RO**2-2*RO*RO*COS((2*I-1)*PI/N1(JK)))
      R1=SQRT(R**2+(ZPT-C)**2)
      R2=SQRT(R**2+(ZPT+C)**2)
      CALL STRESS
    1 DB=DB+W
      IF(PSHAF(JK).EQ.0)GO TO 205
C-----------------------------------------------------------------------
      F2=2*PSHAF(JK)/(N1(JK)*(1+RATIO(JK))*(D2(JK)-D1(JK)))
      F1=RATIO(JK)*F2
      P=(D2(JK)-D1(JK))/(2*N3(JK))*(2*F1-(2.*K-1)/N3(JK)*(F1-F2))
      N33=N3(JK)
      DO2K=1,N33
      C=D1(JK)+(D2(JK)-D1(JK))/N3(JK)*(K-1)+(D2(JK)-D1(JK))/
     *N3(JK)*(F1+(
     *F1-F2)*(1-3.*K)/(3*N3(JK)))/(2*F1-(F1-F2)*(2.*K-1)/N3(JK))
      DO2I=1,N11
      BETA=PI*(2*I-1)/N1(JK)
      R=SQRT((RO**2+RSHAF(JK)**2-2*RO*RSHAF(JK)*COS(BETA)))
      R1=SQRT(R**2+(ZPT-C)**2)
      R2=SQRT(R**2+(ZPT+C)**2)
      CALL STRESS
    2 DF=DF+W
      GOTO205
C-----------------------------------------------------------------------
C-----ELEMENTO PRISMATICO
C-----------------------------------------------------------------------
  220 P=PBASE(JK)/(N1(JK)*N2(JK))
      C=ZA(JK)
      N11=N1(JK)
      N22=N2(JK)
      DO6I=1,N11
      DO6J=1,N22
      R=((XA(JK)-XPT+A(JK)*COS(ALFA(JK))*(2*I-1)/(2*N1(JK))-B(JK)
     **SIN(ALFA(JK))*(2*J-1)/(2*N2(JK)))**2+(YA(JK)-YPT+A(JK)*SIN
     *(ALFA(JK))*(2*I-1)/(2*N1(JK))+B(JK)*COS(ALFA(JK))*(2*J-1)/
     *(2*N2(JK)))**2)
      R=SQRT(R)
      R1=SQRT(R**2+(ZPT-C)**2)
      R2=SQRT(R**2+(ZPT+C)**2)
      CALL STRESS
    6 DB=DB+W
      IF(PSHAF(JK).EQ.0)GO TO 205
C-----------------------------------------------------------------------
      XM(1)=XA(JK)
```

```
      XM(2)=XA(JK)+A(JK)*COS(ALFA(JK))
      XM(3)=XM(2)-B(JK)*SIN(ALFA(JK))
      XM(4)=XA(JK)-B(JK)*SIN(ALFA(JK))
      XM(5)=XM(1)
      YM(1)=YA(JK)
      YM(2)=YA(JK)+A(JK)*SIN(ALFA(JK))
      YM(3)=YM(2)+B(JK)*COS(ALFA(JK))
      YM(4)=YA(JK)+B(JK)*COS(ALFA(JK))
      YM(5)=YM(1)
      NN(1)=N1(JK)
      NN(2)=N2(JK)
       NN(3)=N1(JK)
      NN(4)=N2(JK)
      DIM(1)=A(JK)
      DIM(2)=B(JK)
      DIM(3)=A(JK)
      DIM(4)=B(JK)
      DO3JL=1,4
      PP=(PSHAF(JK)*DIM(JL))/(2*(A(JK)+B(JK)))
      F2=2*PP/(NN(JL)*(1+RATIO(JK))*(D2(JK)-D1(JK)))
      F1=RATIO(JK)*F2
      N33=N3(JK)
      DO4K=1,N33
      P=(D2(JK)-D1(JK))/(2*N3(JK))*(2*F1-(2.*K-1)/N3(JK)*(F1-F2))
      C=D1(JK)+(D2(JK)-D1(JK))/N3(JK)*(K-1)+(D2(JK)-D1(JK))/
     *N3(JK)*(F1+(F1-F2)*(1-3.*K)/(3*N3(JK)))/(2*F1-(F1-F2)*(2.*
     *K-1)/N3(JK))
      NNN=NN(JL)
      DO4II=1,NNN
      XI=XM(JL)+(2*II-1)*(XM(JL+1)-XM(JL))/(2*NN(JL))
       YI=YM(JL)+(2*II-1)*(YM(JL+1)-YM(JL))/(2*NN(JL))
      R=SQRT((XI-XPT)**2+(YI-YPT)**2)
      R1=SQRT(R**2+(ZPT-C)**2)
      R2=SQRT(R**2+(ZPT+C)**2)
      CALL STRESS
    4 DF=DF+W
    3 CONTINUE
C-----------------------------------------------------------------------
  205 DB=DB+DF
      DT=DT+DB
  100 CONTINUE
      RETURN
      END
```

Análise de recalques do reservatório cilíndrico em ALAMOA-SANTOS

COMPUTATION OF SETTLEMENTS IN A STRATIFIED REGION.
NUMBER OF POINTS UNDER STUDY= 11
NUMBER OF FOUNDATION ELEMENTS= 97
NUMBER OF LAYERS= 8

SOIL PROFILE

H	E	MI
3.00	245.00	0.30
17.60	130.00	0.50
1.40	700.00	0.25
6.60	300.00	0.45
2.60	1 250.00	0.30
4.60	1 300.00	0.25
6.50	550.00	0.40
7.70	1 500.00	0.25

FOUNDATION ELEMENTS

TYPE	XA	YA	ZA	PSHAF	PBASE	RATIO	D1	D2	N1	N2	N3	RS-L	RH-G
1	28.00	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	28.00	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	28.00	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	28.00	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	28.00	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	25.20	5.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	25.20	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	25.20	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	25.20	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	25.20	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	25.20	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	25.20	22.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	22.40	2.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	22.40	5.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	22.40	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	22.40	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	22.40	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	22.40	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	22.40	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	22.40	22.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	22.40	25.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	0.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	2.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	5.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	22.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	25.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	19.60	28.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	0.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	2.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	5.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	22.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	25.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	16.80	28.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	0.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	2.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	5.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	22.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	25.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	14.00	28.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	0.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	2.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	5.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	22.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	25.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	11.20	28.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23

1	8.40	0.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	2.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	5.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	22.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	25.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	8.40	28.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	5.60	2.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	5.60	5.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	5.60	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	5.60	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	5.60	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	5.60	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	5.60	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	5.60	22.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	5.60	25.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	2.80	5.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	2.80	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	2.80	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	2.80	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	2.80	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	2.80	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	2.80	22.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	0.00	8.40	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	0.00	11.20	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	0.00	14.00	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	0.00	16.80	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23
1	0.00	19.60	45.000	150.0	10.0	0.00	20.00	45.00	5	5	25	0.23	0.23

FINAL RESULTS

XPT	YPT	ZPT	W
14.000	30.800	46.500	0.001466
14.000	14.000	46.500	0.003117
14.000	29.400	46.500	0.001765
14.000	16.800	46.500	0.003087
14.000	13.500	46.500	0.001041
14.000	34.400	46.500	0.000793

ANEXO II

PROBLEMA DE MINDLIN

- Carga vertical concentrada abaixo da superfície de uma massa semi-infinita (Mindlin, 1936). (Fig. 1)

$$\sigma_x = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)}\left[\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} - \frac{3x^2(z-c)}{R_1^5} + \frac{(1-2\nu)[3(z-c)-4\nu(z+c)]}{R_2^3}\right.$$

$$- \frac{3(3-4\nu)x^2(z-c)-6c(z+c)[(1-2\nu)z-2\nu c]}{R_2^5} - \frac{30cx^2(z+c)}{R_2^7} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \times$$

$$\left.\times \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{x^2}{R_2^2}\right)\right] \qquad \text{(A.II-1)}$$

$$\sigma_y = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)}\left[\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} - \frac{3y^2(z-c)}{R_1^5} + \frac{(1-2\nu)[3(z-c)-4\nu(z+c)]}{R_2^3}\right.$$

$$- \frac{3(3-4\nu)y^2(z-c)-6c(z+c)[(1-2\nu)z-2\nu c]}{R_2^5} - \frac{30cy^2z(z+c)}{R_2^7} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)}$$

$$\left.\times \left(1 - \frac{y^2}{R_2\,(R_2+z+c)} - \frac{y^2}{R_2^2}\right)\right] \qquad \text{(A.II-2)}$$

$$\sigma_r = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)}\left[\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} - \frac{(1-2\nu)(z+7c)}{R_2^3} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+1)} - \right.$$

$$- \frac{3r^2(z-c)}{R_1^5} + \frac{6c(1-2\quad)(z+c)^2-6c^2(z+c)-3(3-4\nu)r^2(z-c)}{R_2^5} -$$

$$\left. - \frac{30cr^2z(z+c)}{R_2^7}\right] \qquad \text{(A.II-7)}$$

$$\sigma_\Theta = \frac{-P(1-2\nu)}{8\quad(1-\nu)}\left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)-6c}{R_2^3} - \frac{4(1-\nu)}{R_2(R_2+z+c)} + \right.$$

$$\left. + \frac{6c(z+c)^2}{R_2^5} - \frac{6c^2(z+c)}{(1-2\nu)R_2^5}\right] \qquad \text{(A.II-8)}$$

$$\tau_{rz} = \frac{-Pr}{8\quad(1-\nu)}\left[-\frac{1-2\nu}{R_3^1} + \frac{1-2\nu}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} - \right.$$

$$\left. - \frac{3(3-4\quad)z(z+c) - 3c(3z+c)}{R_2^5} - \frac{30cz(7+c)^2}{R_2^7}\right] \qquad \text{(A.II-9)}$$

$$\sigma_z = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)}\left[- \frac{(1-2\nu)\ (z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} - \right.$$

$$\left. - \frac{3(3-4\nu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} - \frac{30\ cz(z+c)^3}{R_2^7} \right] \quad \text{(A.II-3)}$$

$$\tau_{yz} = \frac{-Py}{8\pi(1-\nu)}\left[- \frac{1-2\nu}{R_1^3} + \frac{1-2\nu}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c)-3c(3z+c)}{R_5^2} \right.$$

$$\left. - \frac{30cz(z+c)^2}{R_2^7} \right] \quad \text{(A.II-4)}$$

$$\tau_{zx} = \frac{-Px}{8\pi(1-\nu)}\left[- \frac{1-2\nu}{R_1^3} + \frac{1-2\nu}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c)-3c(3z+c)}{R_2^5} \right.$$

$$\left. - \frac{30cz(z+c)^2}{R_2^7} \right] \quad \text{(A.II-5)}$$

$$\tau_{xy} = \frac{-Pxy}{8\pi(1-\nu)}\left[- \frac{3(z-c)}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)(z-c)}{R_2^5} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2^2(R_2+z+c)} \right.$$

$$\left. \left(\frac{1}{R_2+\ z+\ c} + \frac{1}{R_2} \right) - \frac{30cz(z+c)}{R_2^7} \right] \quad \text{(A.II-6)}$$

$$\rho_r = \frac{Pr}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} + \right.$$

$$\left. + \frac{6\ cz\ (z+c)}{R_2^5} \right] \qquad \text{(A.II-10)}$$

$$\rho_z = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2-(3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \right.$$

$$\left. + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2-2\ c\ z}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \qquad \text{(A.II-11)}$$

ANEXO III

GRÁFICOS E FÓRMULAS PARA CÁLCULO DE RECALQUES E TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE ESTACAS ISOLADAS

A.III.1. ESTACAS FLUTUANTES

A.III.1.1. ESTACAS INCOMPRESSÍVEIS:

A.III.1.1.1. POULOS E DAVIS (1968)

A seguinte fórmula serve para calcular recalques de estacas isoladas:

$$s = \frac{Q}{L \cdot E_s} I_s$$

Os valores de I_s podem ser obtidos, dependendo das condições do solo, da seguinte maneira:

- estaca numa massa de solo finita:

  Fig. A.3.1. - $\nu = 0,5$

  A.3.2. - $\nu = 0,4$

  A.3.3. - $\nu = 0,2$

  A.3.4. - $\nu = 0$

- estaca numa massa de solo semi-infinita: A.3.7.

A figura A.3.5. mostra a percentagem de carga tomada pela base, para valores de coeficiente de Poisson de 0,5 a zero; a figura A.3.6. mostra como ocorre a distribuição do atrito lateral com a profundidade.

As figuras A.3.8. e A.3.9. mostram o efeito do alargamento de base.

- A.3.8. - nos recalques
- A.3.9. - na transferência de carga

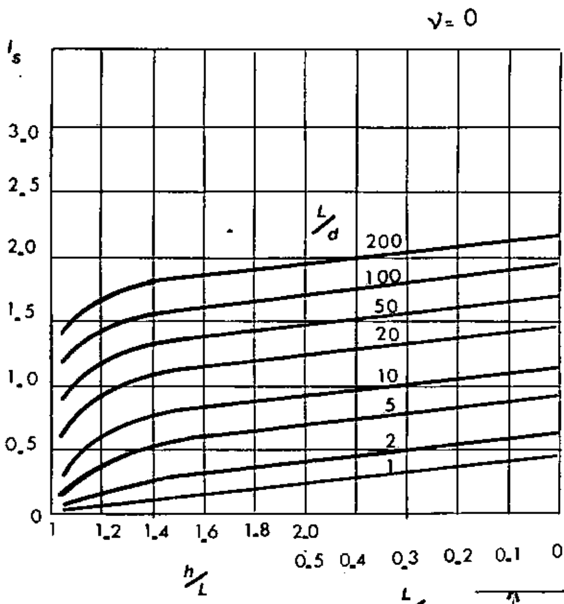
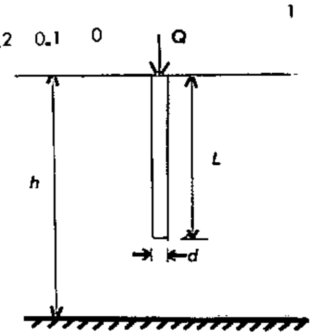


FIG. A3.1



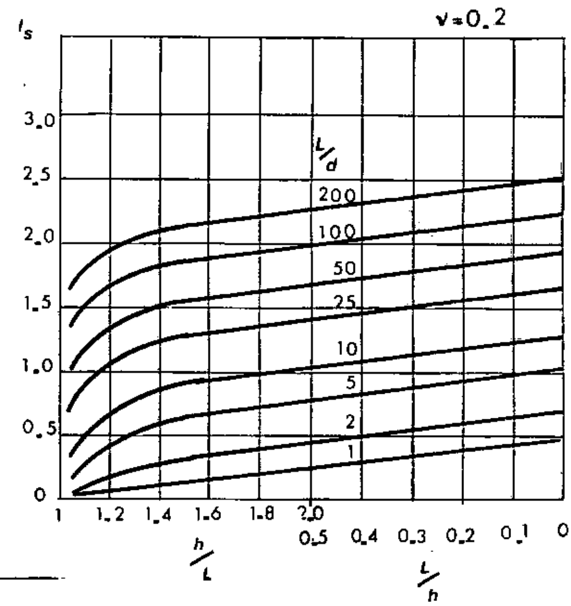


FIG. A3.2

$$S = \frac{Q}{L\ E_s} I_s$$

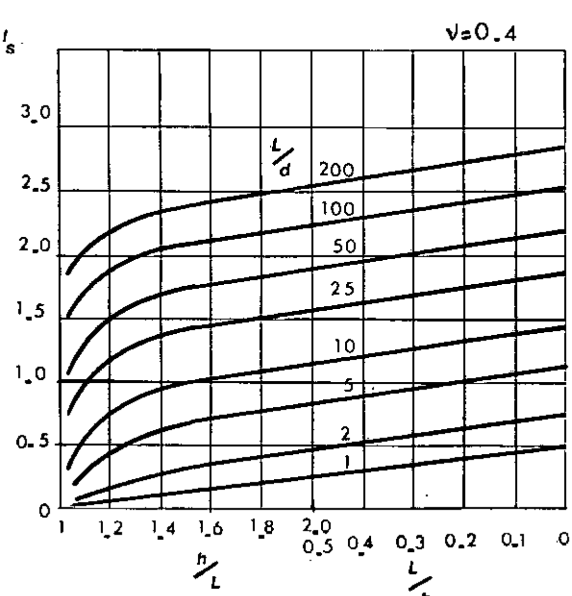


FIG. A3.3

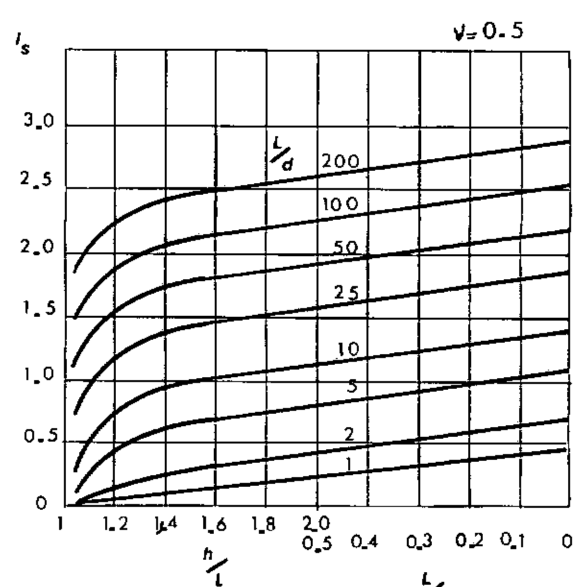


FIG. A3.4

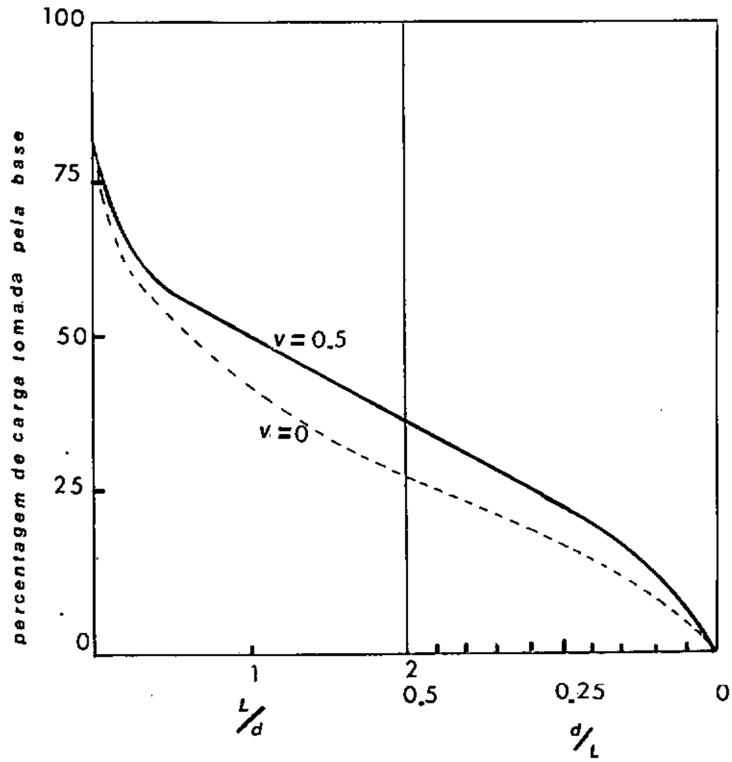


FIG.A3.5

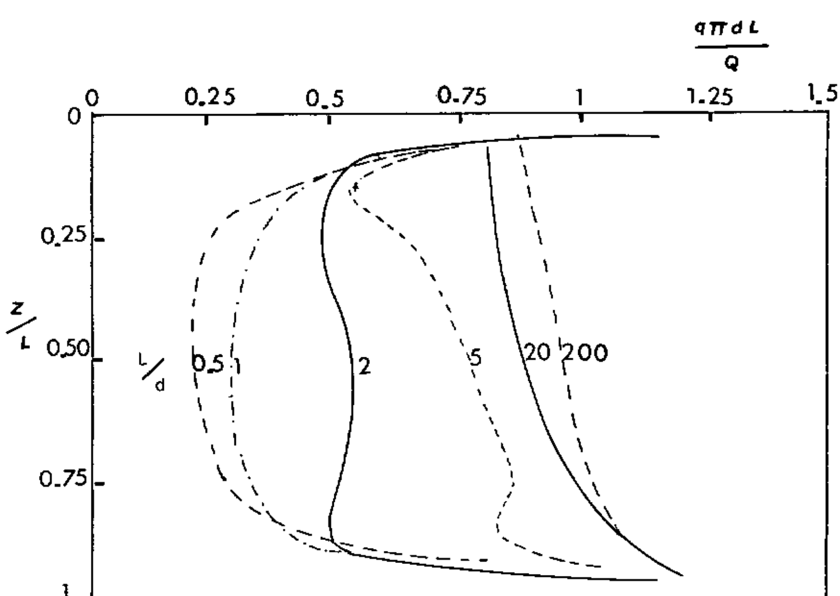


FIG. A3.6

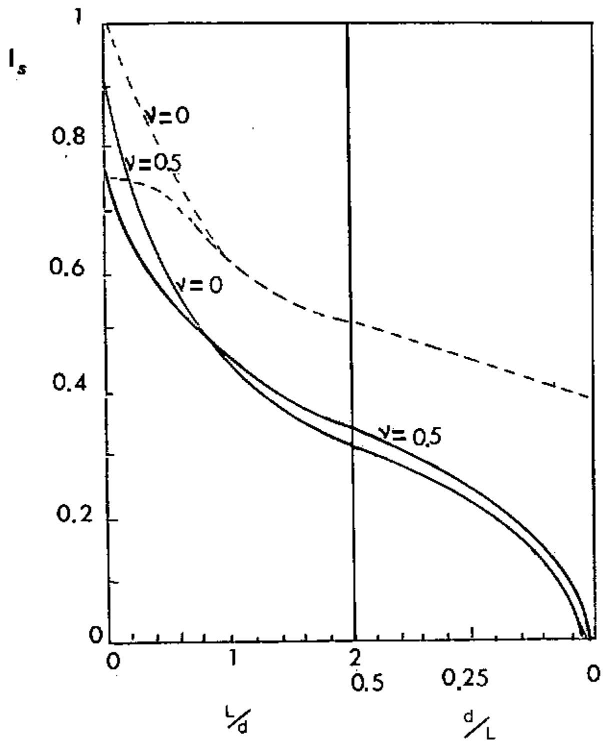


FIG. A3.7

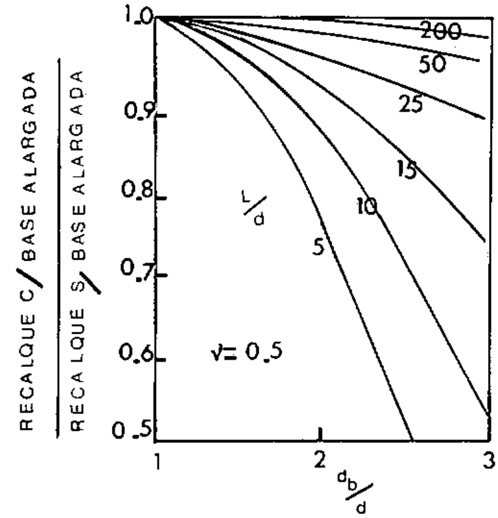


FIG. A3.8

estaca rugosa

estaca lisa

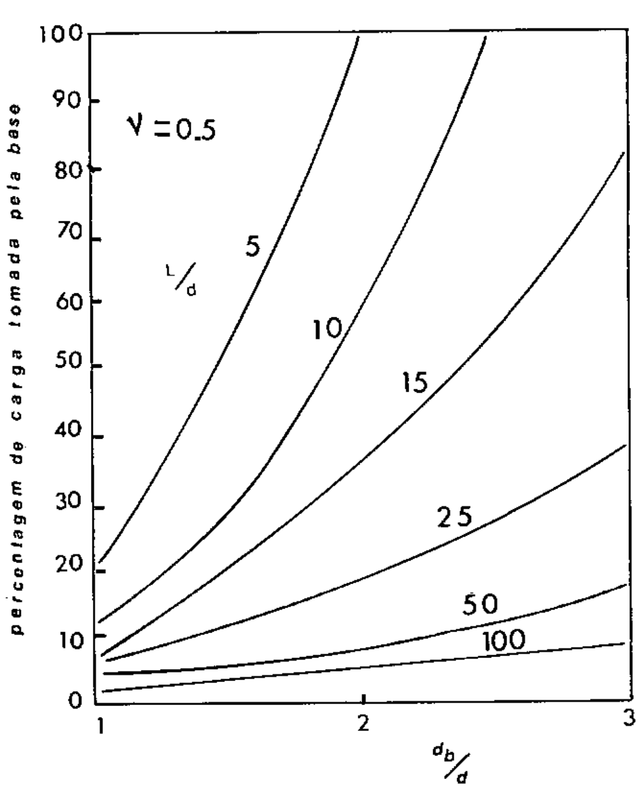


FIG. A3.9

A.III.1.1.2. - KESHAVAN NAIR (1963)

Na figura A.3.10., entrando com valores da relação entre o comprimento e o raio da estaca, obtém-se a relação:

$$\frac{E \,.\, s \,.\, r}{Q}$$

e daí pode-se ter o recalque s

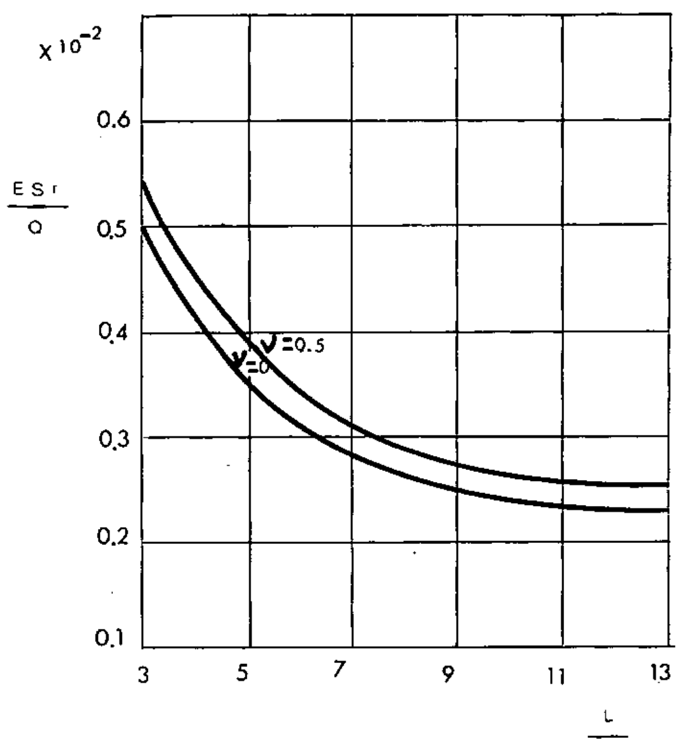


FIG. A3.10

A.III.1.1.3. - TRANSFERÊNCIA DE CARGA-SALAS E BELZUNCE (1965)

Para a solução desse problema Salas e Belzunce dividiram a estaca em 20 segmentos e consideraram o atrito como cargas concentradas sobre o centro de cada segmento.

$$q = a_{1m} \cdot Q$$

sendo a_{1m} obtido da resolução, por diferenças finitas da integral:

$$q \simeq \int_{c=(m-1)\frac{L}{20}}^{\frac{mL}{20}} f(c)\, dc$$

TABELA A.3.1.

m	v=0	v=0,25	v=0,50
1	0,02704	0,03400	0,04156
2	0,03668	0,03981	0,04287
3	0,04001	0,04191	0,04355
4	0,04202	0,04320	0,04411
5	0,04350	0,04417	0,04460
6	0,04467	0,04490	0,04511
7	0,04567	0,04565	0,04554
8	0,04656	0,04635	0,04603
9	0,04740	0,04709	0,04652
10	0,04821	0,04765	0,04704
11	0,04904	0,04838	0,04759
12	0,04989	0,04911	0,04824
13	0,05082	0,04991	0,04895
14	0,05188	0,05079	0,04981
15	0,05312	0,05200	0,05086
16	0,05466	0,05338	0,05225
17	0,05673	0,05531	0,05406
18	0,05983	0,05830	0,05692
19	0,06559	0,06387	0,06226
20	0,08666	0,08422	0,08213

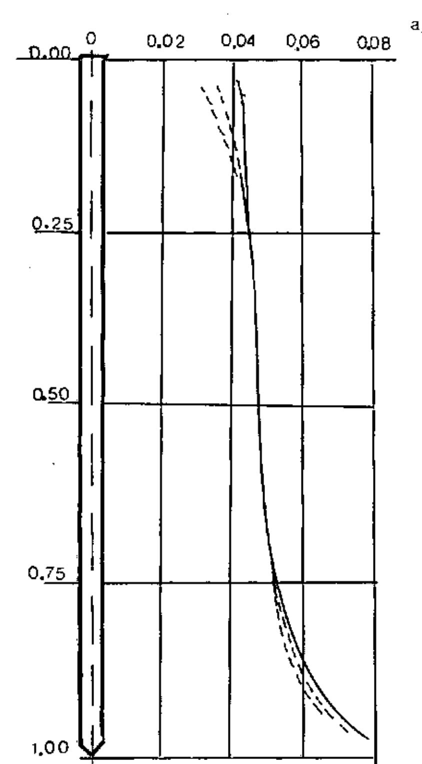


FIG.A3.11

A.III.1.2. - ESTACAS COMPRESSÍVEIS

A.III.1.2.1. - MATTES E POULOS (1969)

- estaca numa massa de solo semi-infinita: Fig. A.3.12
- estaca numa massa de solo finita: Fig. A3.13., para uma relação entre comprimento e diâmetro igual a 25.
- transferência de carga: Fig. A.3.14.
- efeito do alargamento da base: Fig. A.3.15.

FATOR DE RIGIDEZ

$$K = \frac{E_e}{E_s} R_A$$

R_A é a relação entre a área da seção cheia para área real.

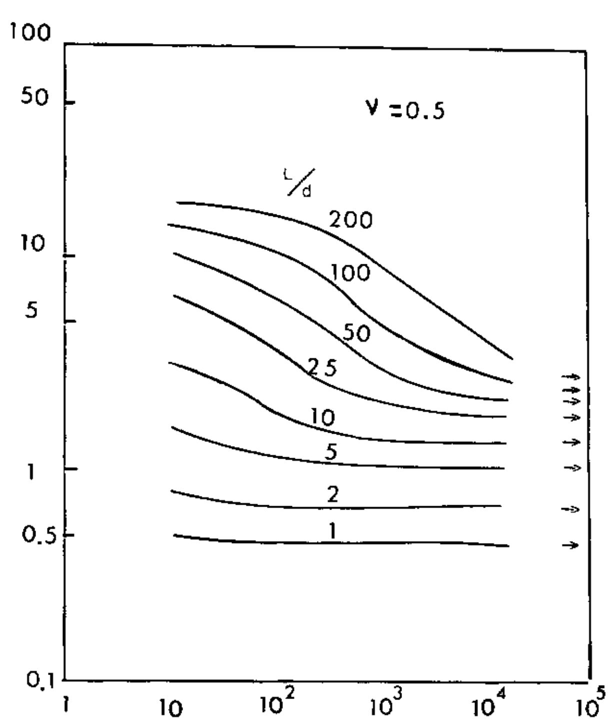


FIG.A3.12

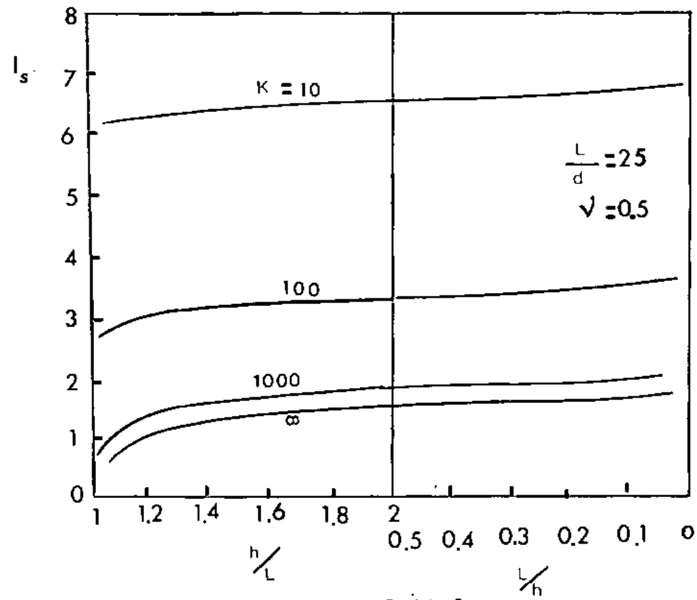


FIG. A3.13

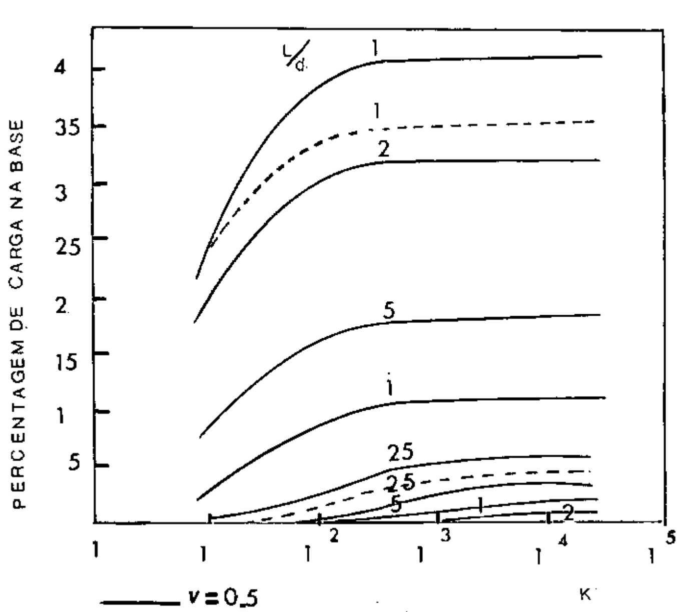


FIG. A3.14

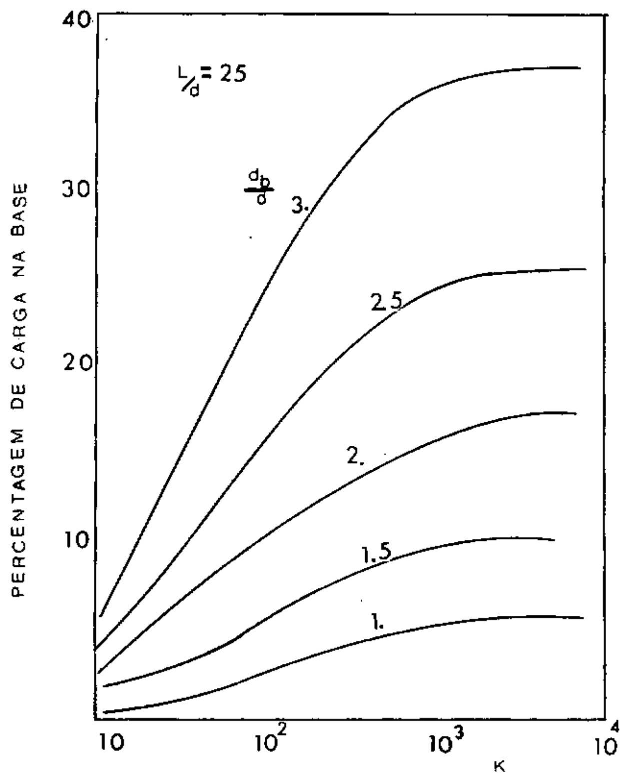


FIG.A3.15

A.III.1.2.2. - BUTTERFIELD E BANERJEE (1971)

Na figua A.3.16., entrando-se com relação L/d pode-se obter:

$$\frac{Q}{S\ .\ G\ .\ d}$$

para vários valores de λ (E_e/G)

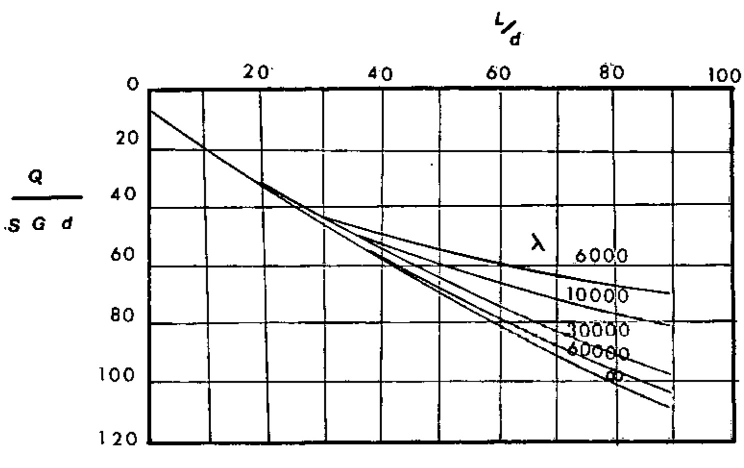
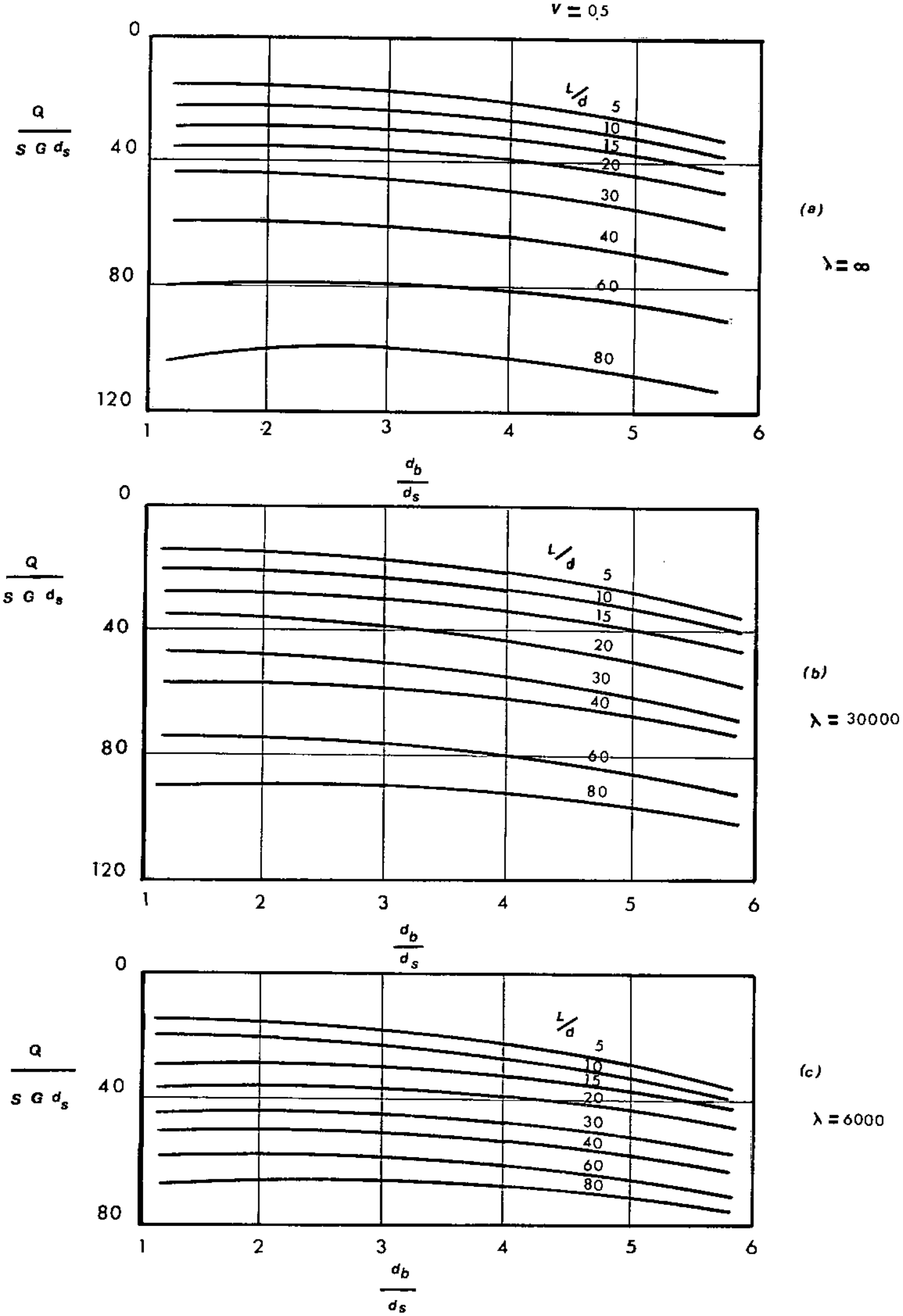


FIG. A.3.16



V = 0.5
Q / S G d_s
L/d
5
10
15
20
30
40
60
80
0
40
80
120
1
2
3
4
5
6
d_b / d_s
(a)
λ = ∞
(b)
λ = 30000
(c)
λ = 6000

FIG. A. 3. 17

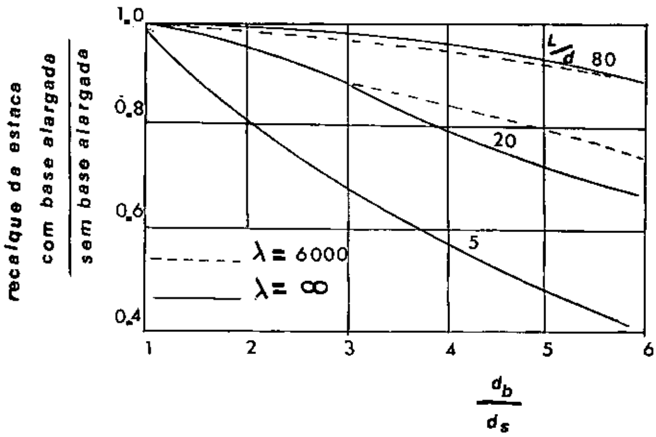


FIG. A3.18

A.III.2.3. ESTACA DE PONTA NUM ESTRATO RÍGIDO POULOS E MATTES (1969)

$$S = \frac{Q\ L}{A_e\ E_e}\ I_s$$

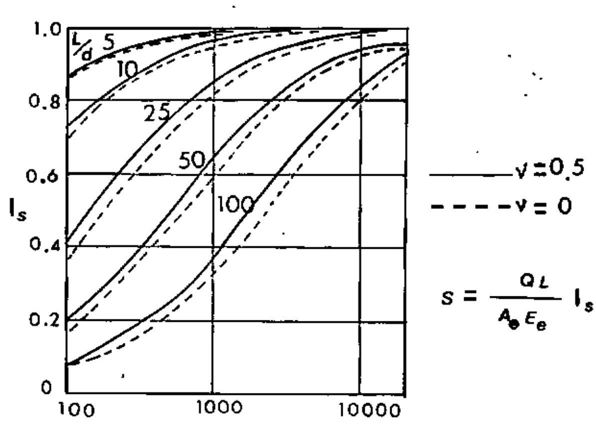


FIG . A3.19

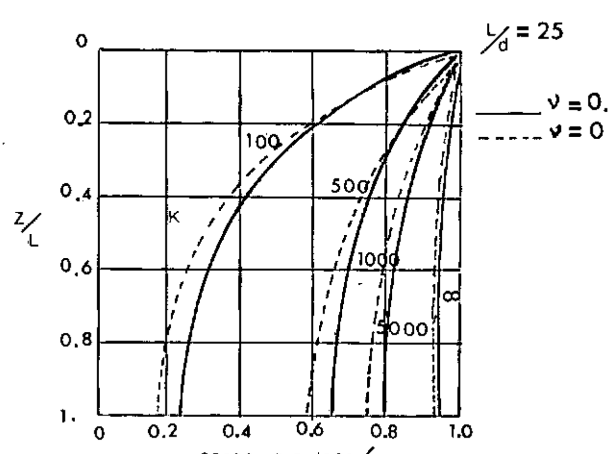


FIG . A3.20

A.III.3. SIMPLIFICAÇÃO PARA CÁLCULO DE RECALQUES DE ESTACAS

Poulos (1972) apresenta uma simplificação para o cálculo de recalques baseada nos trabalhos: Poulos e Davis(1968) Mattes e Poulos (1969) e Poulos e Mattes (1969). As soluções elásticas são sumarizadas para o recalque na cabeça da estaca e para a percentagem de carga transferida para a base. As figuras (A.3.21.a) e (A.3.21.b) correlacionam respectivamente o recalque e a carga transferida para a base com relação L/d para estacas de base alargada de 2 ou 3 diâmetros do fuste, além de estaca sem base alargada, sendo a estaca considerada INCOMPRESSÍVEL, (Fatores I_1 e β_1).

Cada um dos seguintes fatores é considerado para correção da primeira suposição:

a- FATORES QUE LEVAM EM CONTA A COMPRESSIBILIDADE DA ESTACA

$$R_K = \frac{\text{recalque da estaca incompressível}}{\text{recalque da estaca compressível}}$$

$$C_K = \frac{\text{carga na base para estaca compressível}}{\text{carga na base para estaca incompressível}}$$

b- FATOR QUE LEVA EM CONTA QUE A CAMADA DE SOLO É FINITA

$$R_h = \frac{\text{recalque da estaca numa camada de altura h}}{\text{recalque da estaca num maciço semi-infinito}}$$

c- FATORES QUE LEVAM EM CONTA A EXISTÊNCIA DE UMA CAMADA RESISTENTE NA BASE DA ESTACA

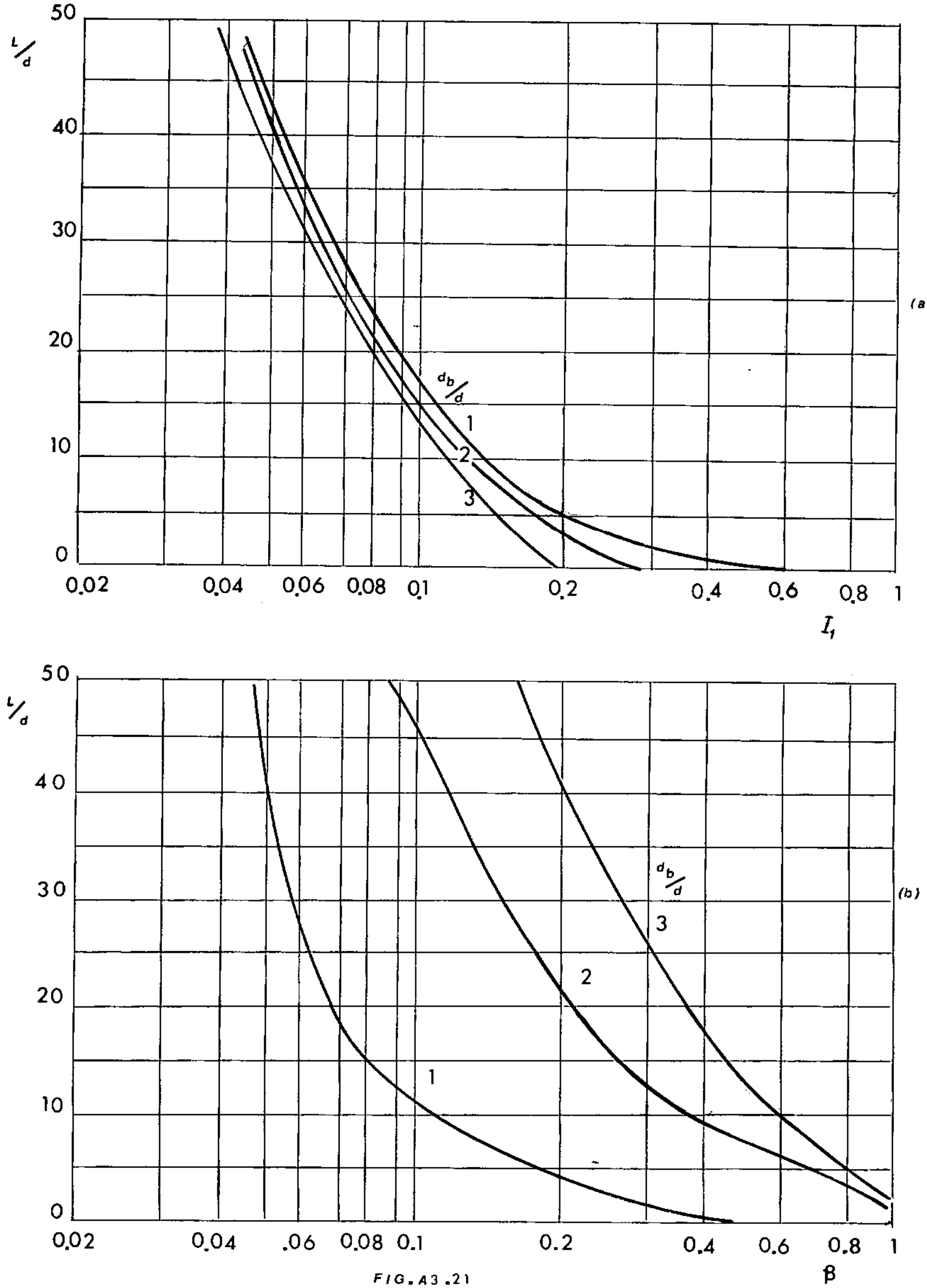
C_b e R_b

*FATOR DE INFLUÊNCIA A UTILIZAR:

$$I = I_1 \; R_K \; R_h \qquad\qquad I = I_1 \; R_K \; R_b$$

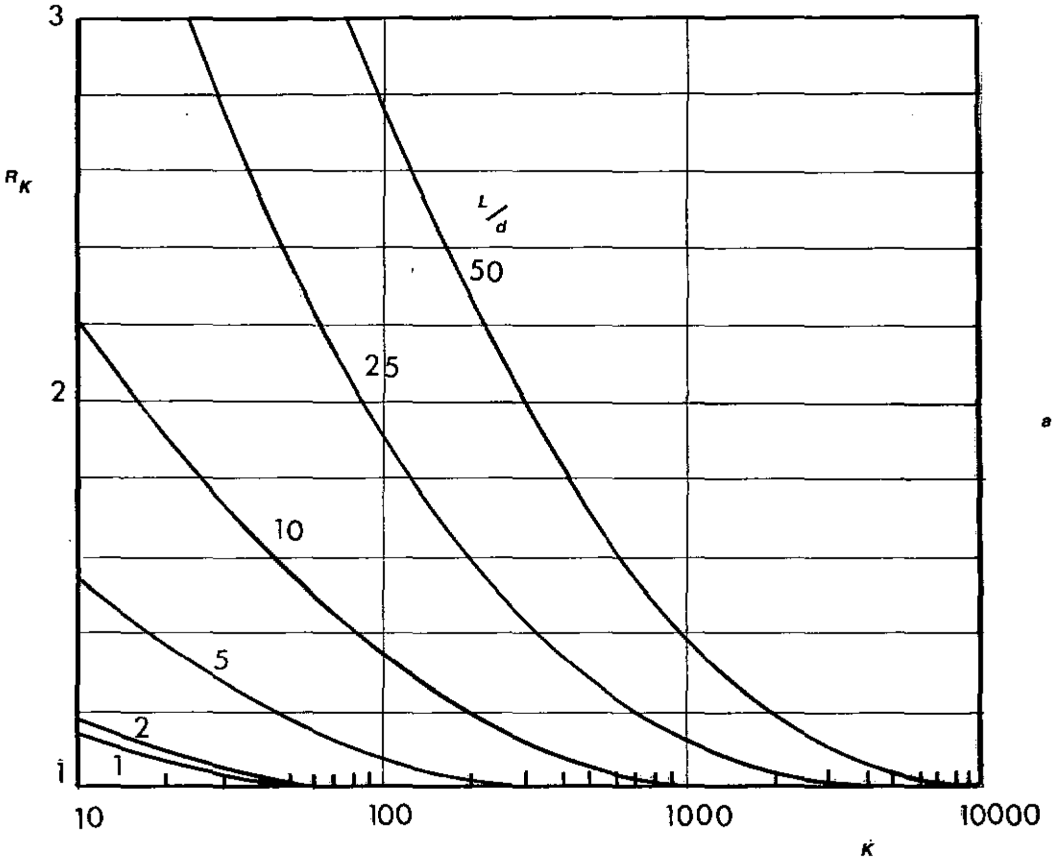
*FATOR DE TRANSFERÊNCIA:

$$\beta = \beta_1 \; C_K \; C_b$$



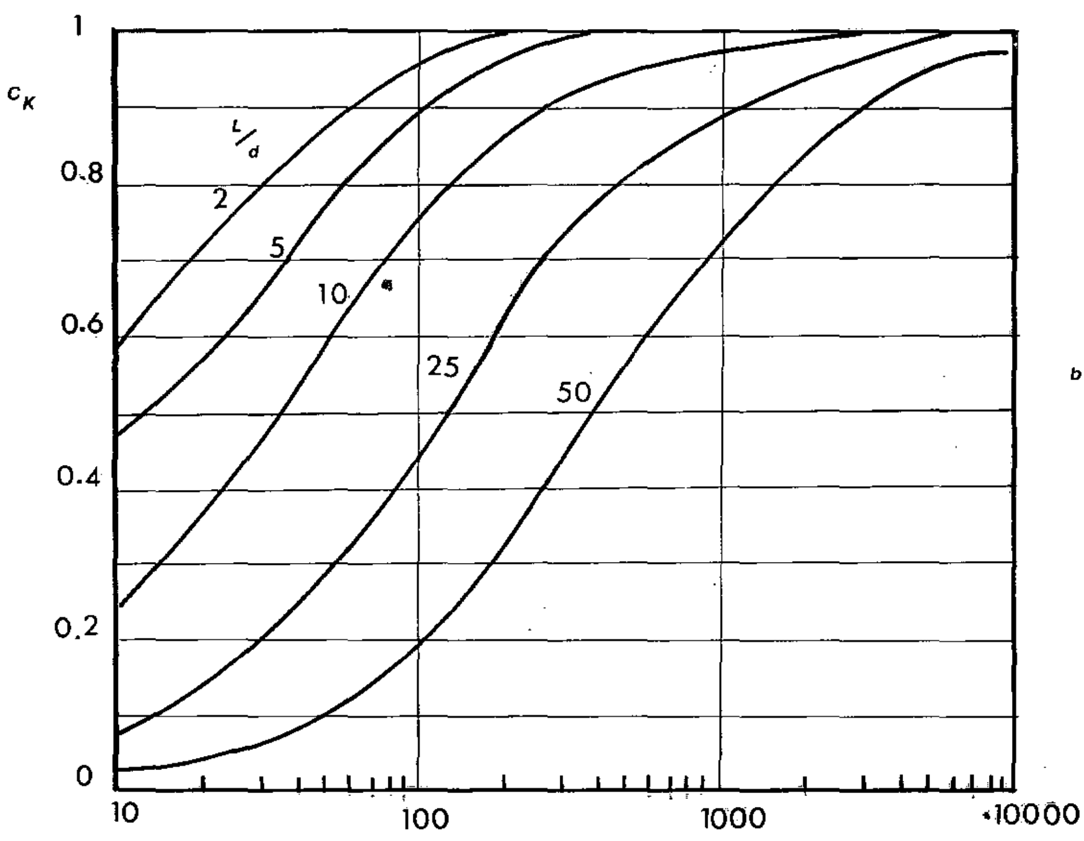
L/d
50
40
30
20
10
0
0.02
0.04
0.06
0.08
0.1
0.2
0.4
0.6
0.8
1
I_1
d_b/d
1
2
3
(a)
L/d
50
40
30
20
10
0
0.02
0.04
.06
0.08
0.1
0.2
0.4
0.6
0.8
1
β
d_b/d
1
2
3
(b)

FIG. A3.21



3
R_K
L/d
50
25
2
10
5
2
1
1
10
100
1000
10000
K

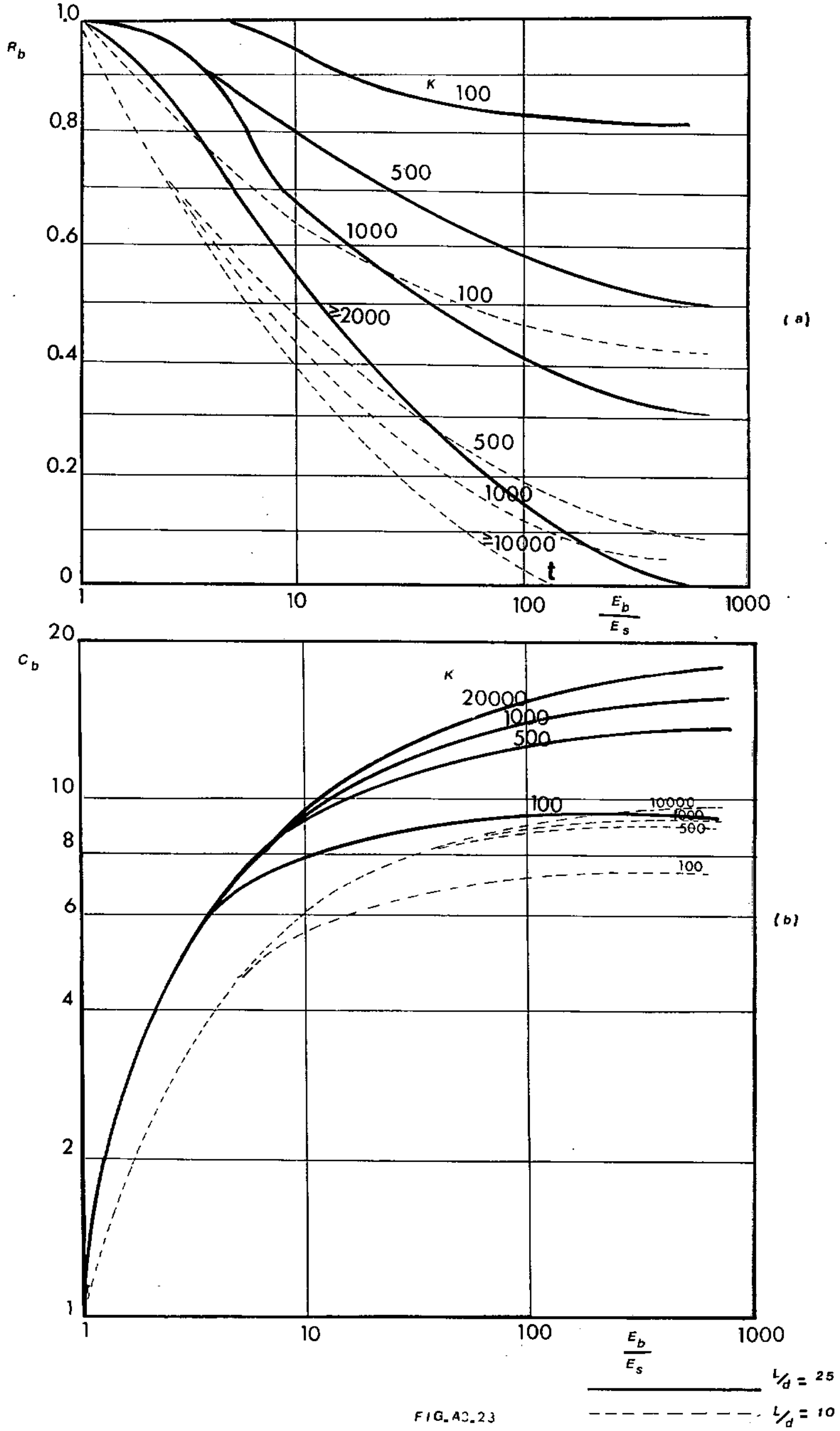
a)



1
C_K
L/d
0.8
2
5
10
0.6
25
50
0.4
0.2
0
10
100
1000
10000
K

b)

FIG. A3.22



R_b
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
K 100
500
1000
100
≥2000
500
1000
≥10000
t
1
10
100
1000
$\frac{E_b}{E_s}$
(a)
C_b
20
10
8
6
4
2
1
K
20000
1000
500
100
10000
1000
500
100
(b)
$L/d = 25$
$L/d = 10$

FIG. A3.23

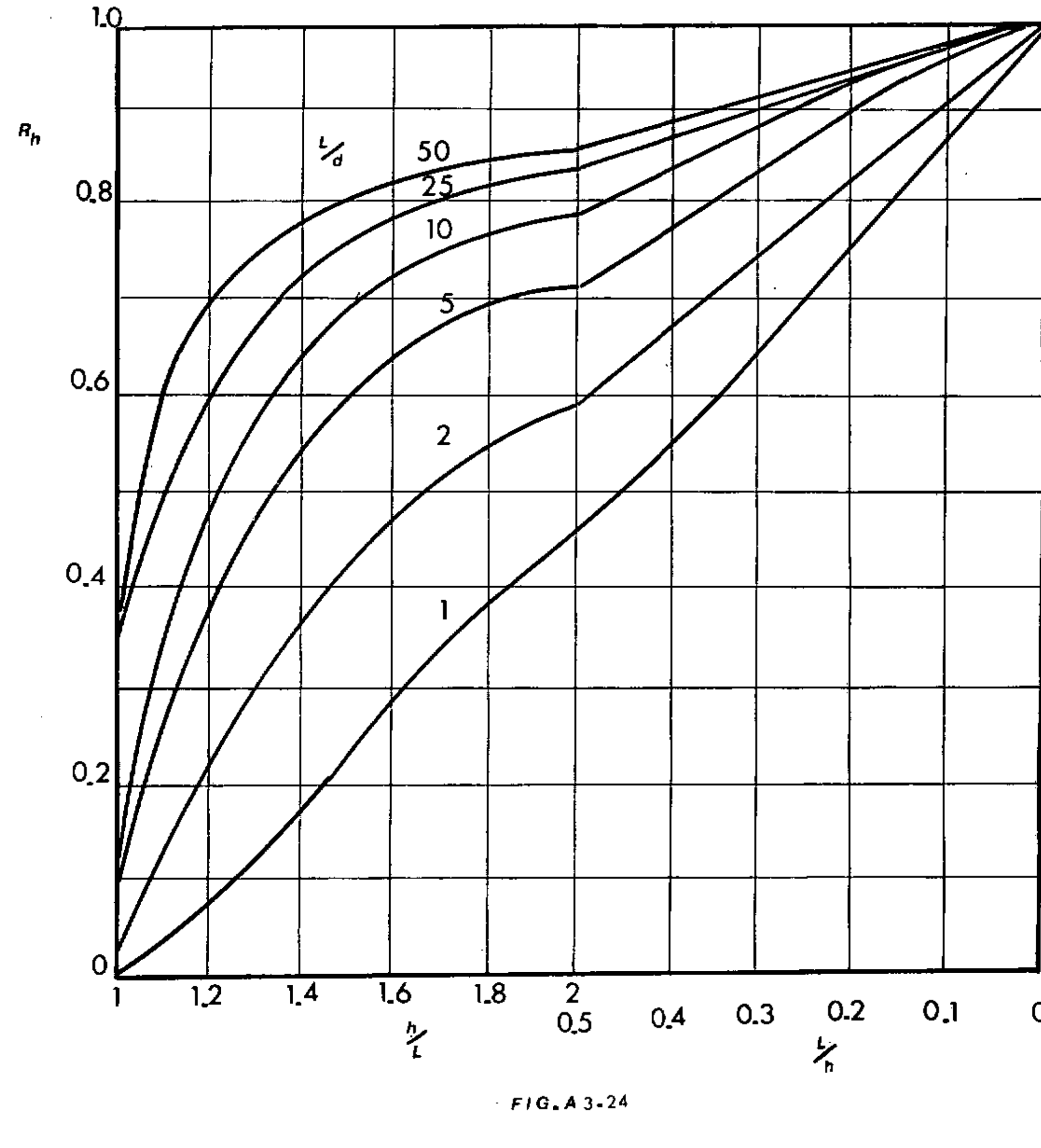


FIG. A 3-24

A.III.4. - DETERMINAÇÃO DE RECALQUE ATRAVÉS DOS DIAGRAMAS DE INFLUÊNCIA DE ANTUNES MARTINS (GRILLO, 1948)

- Tensões

$$\sigma_{zp} = \frac{Q_p}{L^2} I_p$$

$$\sigma_{z1} = \frac{Q_s}{L^2} I_s$$

$$I_p \text{ e } I_s = f(m = \frac{z}{L} ; n = \frac{x}{L}) \text{ (da fig: A.3.26)}$$

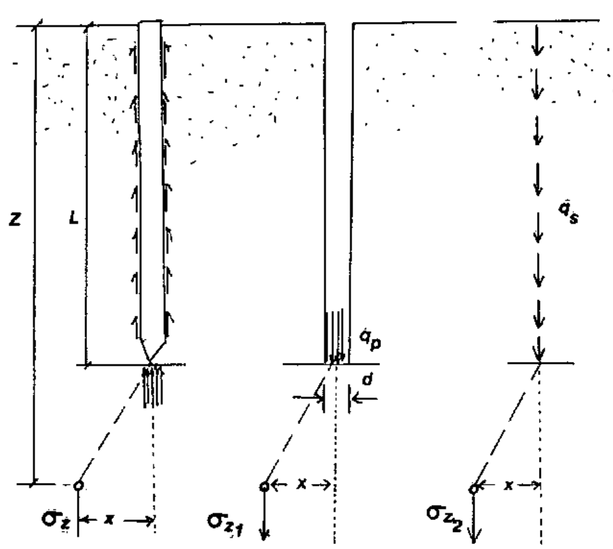


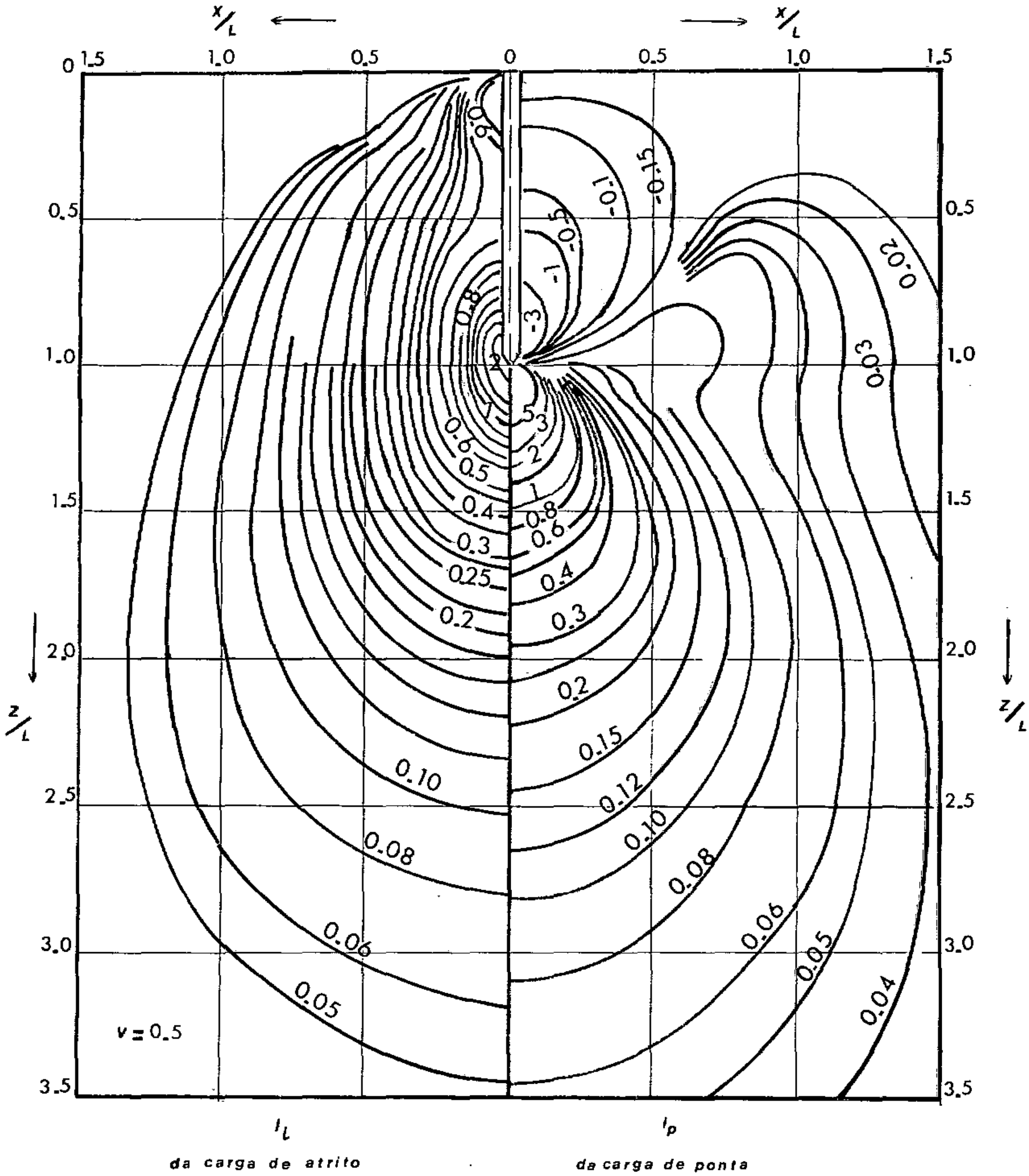
FIG. A3. 25

- Recalques

$$S_p = \frac{1}{E} \int \sigma_{zp} \, dz = \frac{Q_p}{L^2 E} \int I_p \, dz$$

$$S_L = \frac{1}{E} \int \sigma_{z\ell} \, dz = \frac{Q_L}{L^2 E} \int I_\ell \, dz$$

$$S = S_p + S_\ell$$



FATORES DE INFLUÊNCIA PARA TENSÕES VERTICAIS

FIG. A3.26

A.III.5. COOKE (1974)

ESTIMATIVA DE RECALQUE DE UMA ESTACA FLUTUANTE COM UMA CARGA Q, SENDO Q_r A CARGA DE RUTURA

$$S = 0{,}01 \; \frac{Q}{Q_r} \; . \; B$$

B largura ou diâmetro

A.III.6. CASSAN (1966)

RECALQUE

$$S = \frac{4\;Q}{\pi\; d} \; \frac{1 + \frac{R}{a d E_e} \; tg\;h\;a\;L}{R + a\;d\;E_e\;tg\;h\;a\;L}$$

$$d^2 = \frac{4\;B}{d\;E_e}$$

* SE aL É PEQUENO:

$$S = \frac{4\;Q}{\pi\; d} \; \frac{1 + \frac{R}{E_e} \; \frac{L}{d}}{R + 4B\;h}$$

* B : estacas escavadas = 0,00417 E (Kgf/cm^3)

estacas cravadas = 0,0125 E (Kgf/cm^3)

* R : estacas escavadas = $\frac{6\;E}{1+V}$

estacas cravadas = $\frac{18E}{1+V}$

* E : média harmônica dos módulos pressiométricos

TRASNFERÊNCIA DE CARGA

$$q_p = q_o \; \cos\;h\;aL - a\;E_e\;S\;sen\;h\;aL$$

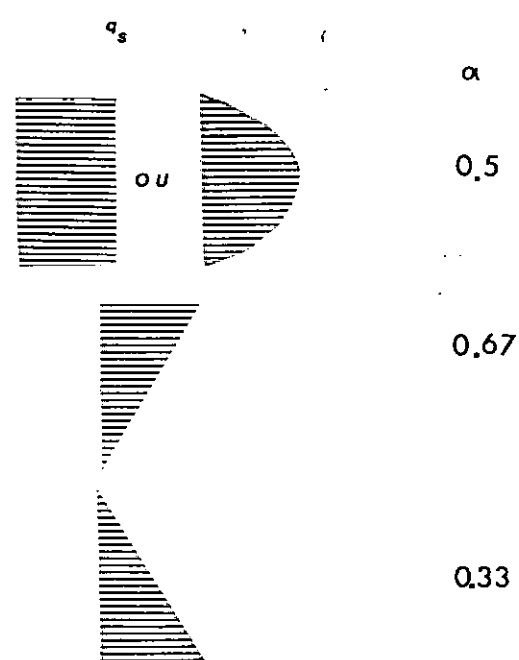
$$q_{s_x} = B\;S\;\cos\;h\;ax - \frac{q_o B}{a\;E_e}\;sen\;h\;ax$$

A.III.7. VESIC

$$S = S_s + S_{pp} + S_{ps}$$

$$S_s = (Q_p + \alpha\, Q_s)\ \frac{L}{A_e\ E_e}$$

α depende da distribuição das tensões cisalhantes ao longo do fuste



$$S_{pp} = \frac{q_p\ .\ d}{E_s^*}\ I_{pp}$$

$$S_{ps} = \frac{q_s\ .\ d}{E_s^*}\ I_{ps}$$

$$* \ E_s^* = \frac{1-2V_s}{(1-V_s)^2} \cdot \frac{1}{mv}$$

$$* \ I_{pp} = 0{,}54$$

$$* \ I_{ps} = 2 + 0{,}35\ \sqrt{L/d}$$

Para a parcela de recalque de ponta ainda recomendamos a utilização da fórmula de Camberfort, simplificada por Cassan:

$$S_{pp} = \frac{q_p . q_b}{R}$$

GRÁFICOS E TABELAS PARA UTILIZAR NO CÁLCULO DE RECALQUE DE GRUPOS DE ESTACAS

A.III.8. POULOS (1968-1977)

$$S_i = S_1 \left(\sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^{m} Q_j \, \alpha_{ij} + Q_i \right)$$

onde

S_i recalque numa estaca i do grupo

S_1 recalque de uma estaca isolada com carga unitária

Q_j carga numa estaca j

Q_i carga numa estaca i

α_{ij} fator de interação

PARA ESTACAS FLUTUANTES:

α_F : Fig.A.3.27

PARA ESTACAS DE PONTA ASSENTES NUM ESTRATO RÍGIDO:

α_E : Fig. A.3.28

PARA ESTACAS DE PONTA ASSENTES NUM ESTRATO RESISTENTE:

$$\alpha = \alpha_F - F_E\,(\alpha_F - \alpha_E)$$

FATOR REDUÇÃO DE INTERAÇÃO:

F_E : Fig. A.3.29

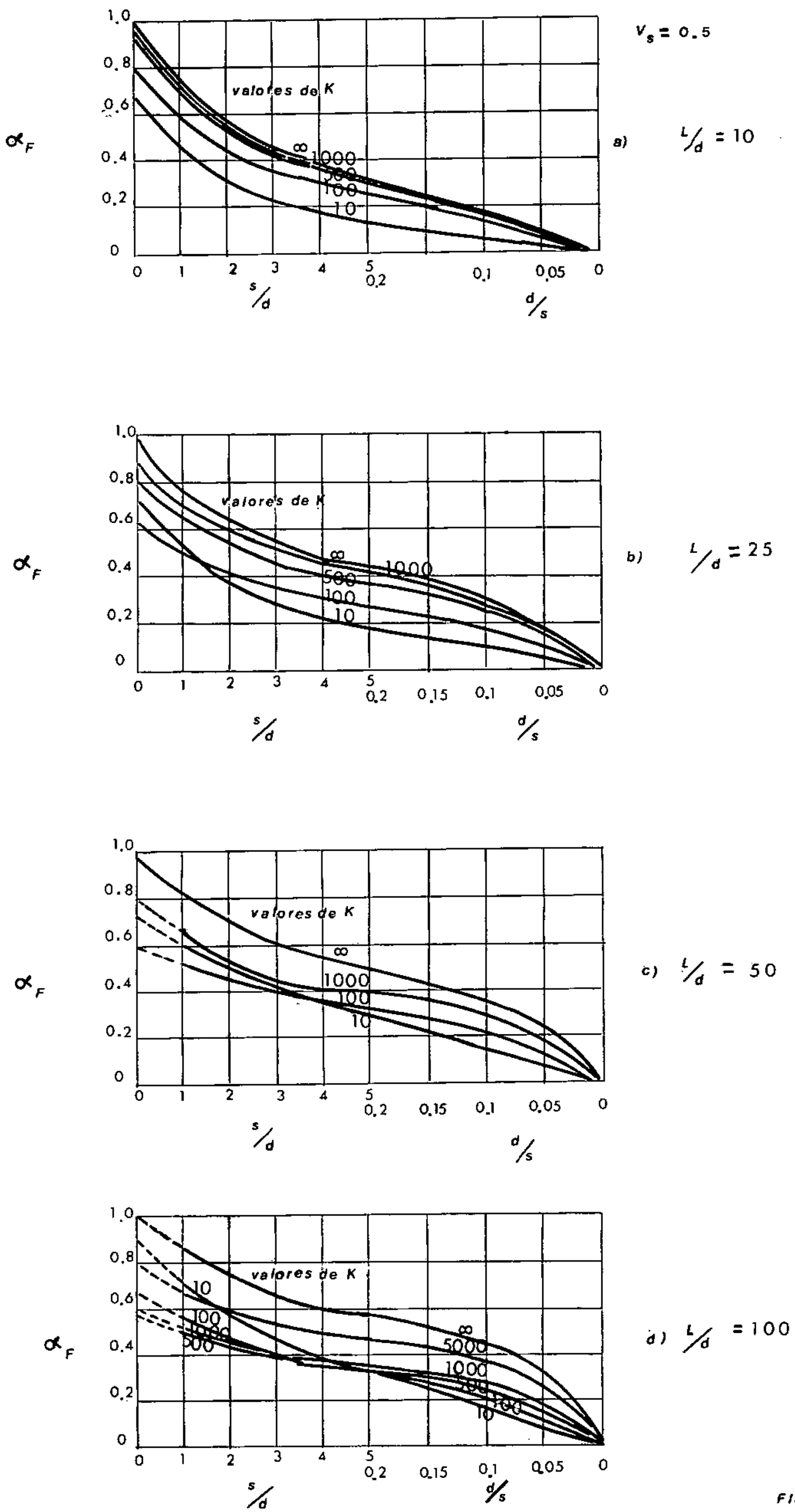
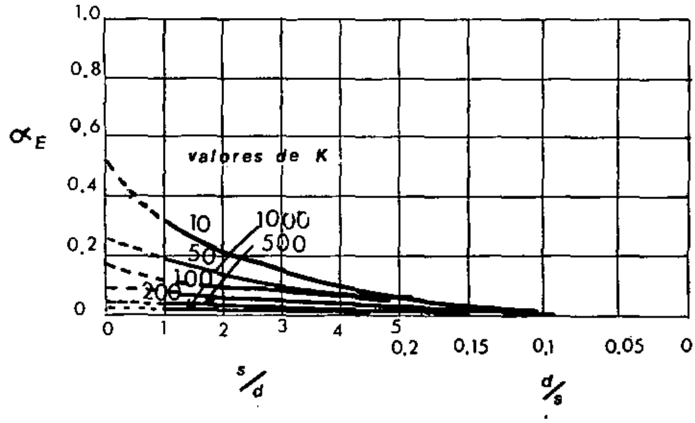
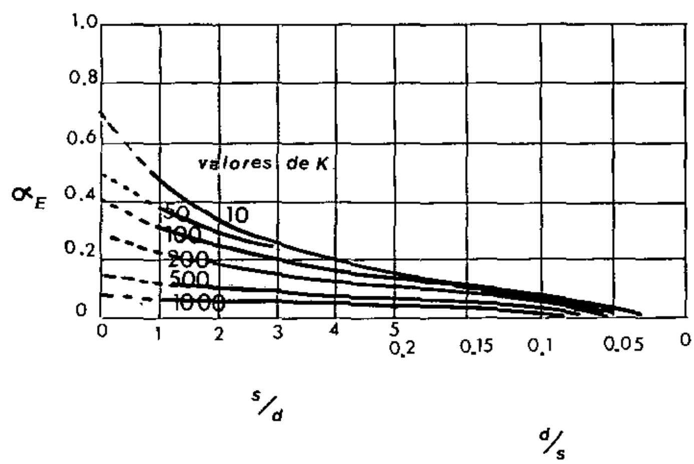


FIG.A3.27

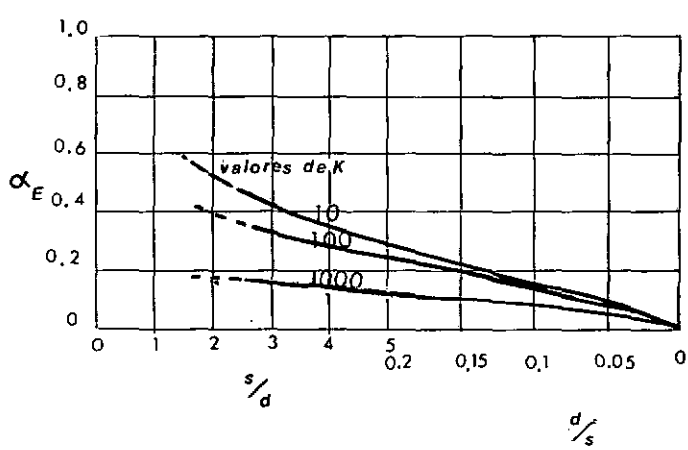
$\nu_s = 0.5$



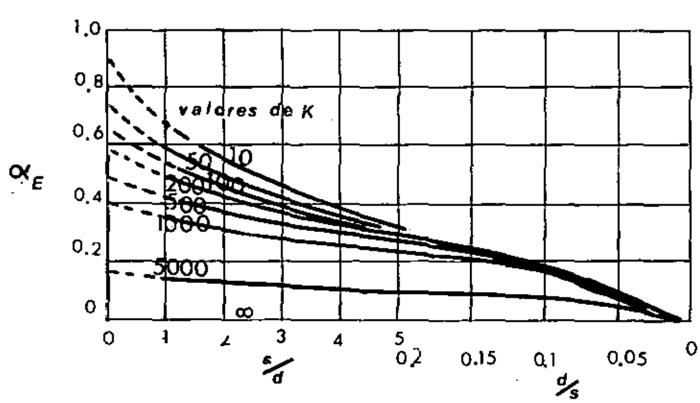
a) $L/d = 10$



b) $L/d = 25$



c) $L/d = 50$



d) $L/d = 100$

FIG. A3.28

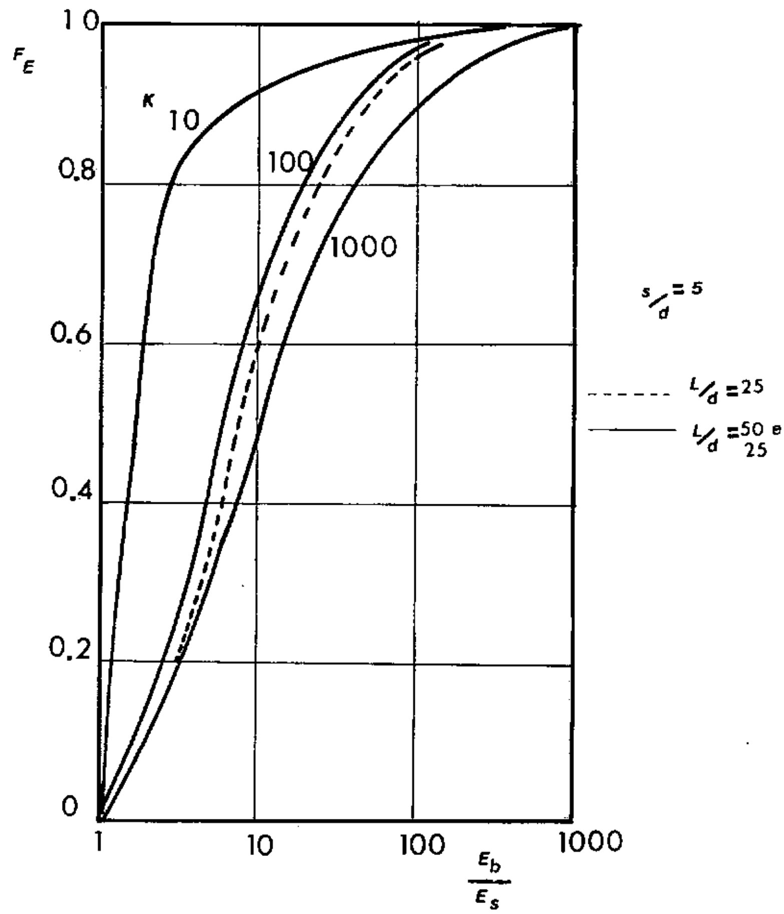
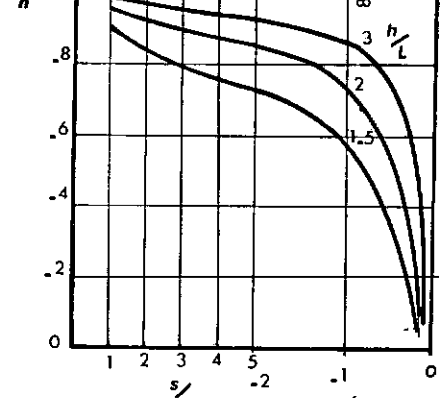


FIG. A3.29

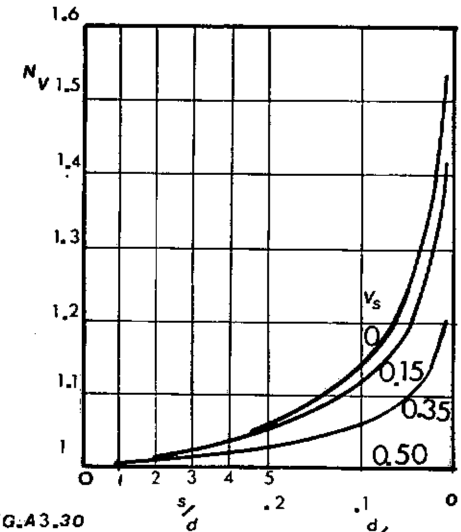
F A T O R E S D E C O R R E Ç Ã O

N_h: para efeito da camada de profundidade finita

N_V: para efeito do coeficiente de POISSON



a)



b)

FIG. A3.30

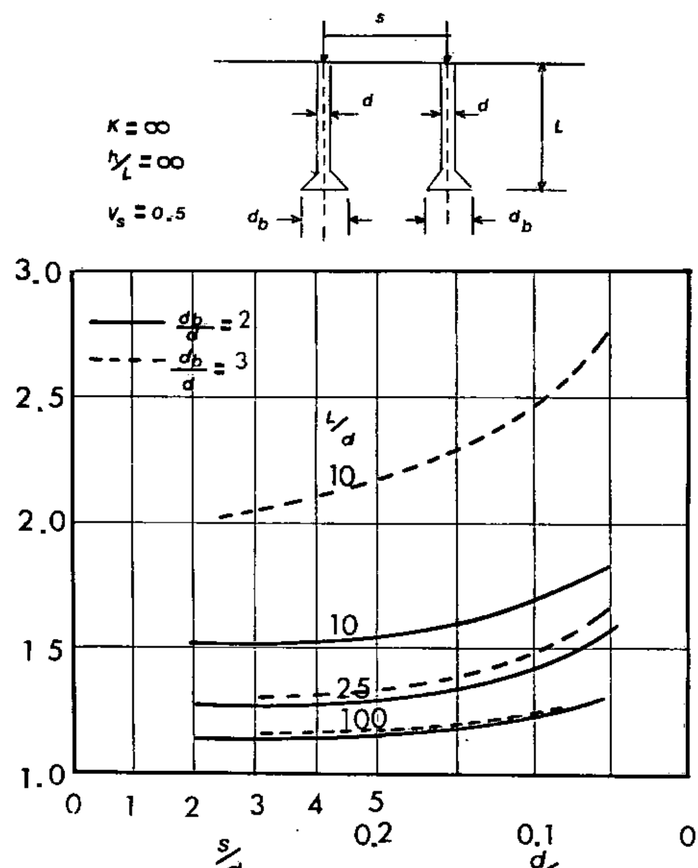

s
d
d
L
K = ∞
h/L = ∞
νs = 0.5
db
db
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
db/d = 2
db/d = 3
L/d
10
10
25
100
0
1
2
3
4
5
0.2
0.1
0
s/d
d/s

FIG. A3.31

TABELA A.3.2.

VALORES DE R_S PARA ESTACAS FLUTUANTES NUM MACIÇO UNIFORME - BLOCOS DE COROAMENTO RÍGIDO

nº de estacas no grupo		4				9				16				25			
L/d		K															
	s/d	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	4.42	4.48	3.76	5.49	6.40	6.53	4.75	7.20	8.48	8.68
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85	2.26	3.25	3.74	3.82	2.68	3.98	4.70	4.75
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99	1.63	2.14	2.46	2.46	1.85	2.53	2.95	2.95
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29	4.22	5.38	7.44	8.10	5.40	7.25	9.28	11.25
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74	2.46	3.54	4.96	5.34	2.95	4.48	6.50	7.03
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73	1.74	2.46	3.42	3.63	1.98	2.98	4.28	4.50
50	2	2.43	2.31	2.56	3.01	3.91	3.79	4.52	5.66	5.58	5.65	7.05	8.94	7.26	7.65	9.91	12.66
	5	1.73	1.81	2.10	2.44	2.46	2.75	3.52	4.29	3.16	3.72	5.11	6.37	3.88	4.74	6.64	8.67
	10	1.38	1.50	1.78	2.04	1.74	2.04	2.72	3.29	2.08	2.59	3.73	4.65	2.49	3.16	4.76	6.04
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	8.40	10.25	14.35
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.55
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.88

TABELA A.3.3.

VALORES DE R_S PARA ESTACAS DE PONTA ASSENTES NUM ESTRATO RÍGIDO

nº de estacas no grupo		4				9				16				25			
L/d	s/d	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00	2.38	1.43	1.00	1.00	2.70	1.63	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00	1.30	1.14	1.02	1.00	1.33	1.15	1.03	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.03	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00	3.70	3.28	1.33	1.00	4.48	4.13	1.50	1.00
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.56	1.00	1.94	2.00	1.23	1.00	2.15	2.23	1.28	1.00
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.50	1.30	1.33	1.07	1.00	1.33	1.38	1.08	1.00
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00	5.83	5.27	2.63	1.00	7.62	7.06	3.41	1.00
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00	3.28	3.38	2.16	1.00	4.04	4.23	2.63	1.00
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.81	1.46	1.00	2.20	2.29	1.71	1.00	2.62	2.71	1.97	1.00
100	2	2.51	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00	6.24	5.89	4.61	1.00	8.18	7.93	6.40	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00	3.54	3.74	3.47	1.00	4.33	4.68	4.45	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00	2.21	2.48	1.53	1.00	2.53	2.98	3.10	1.00

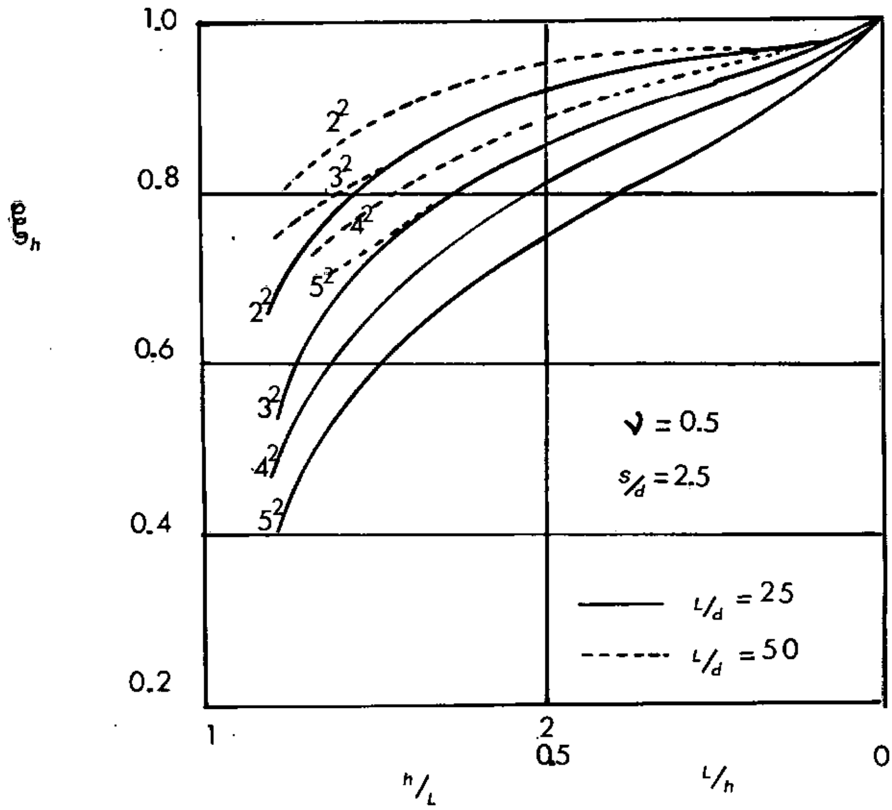


FIG. A3.32

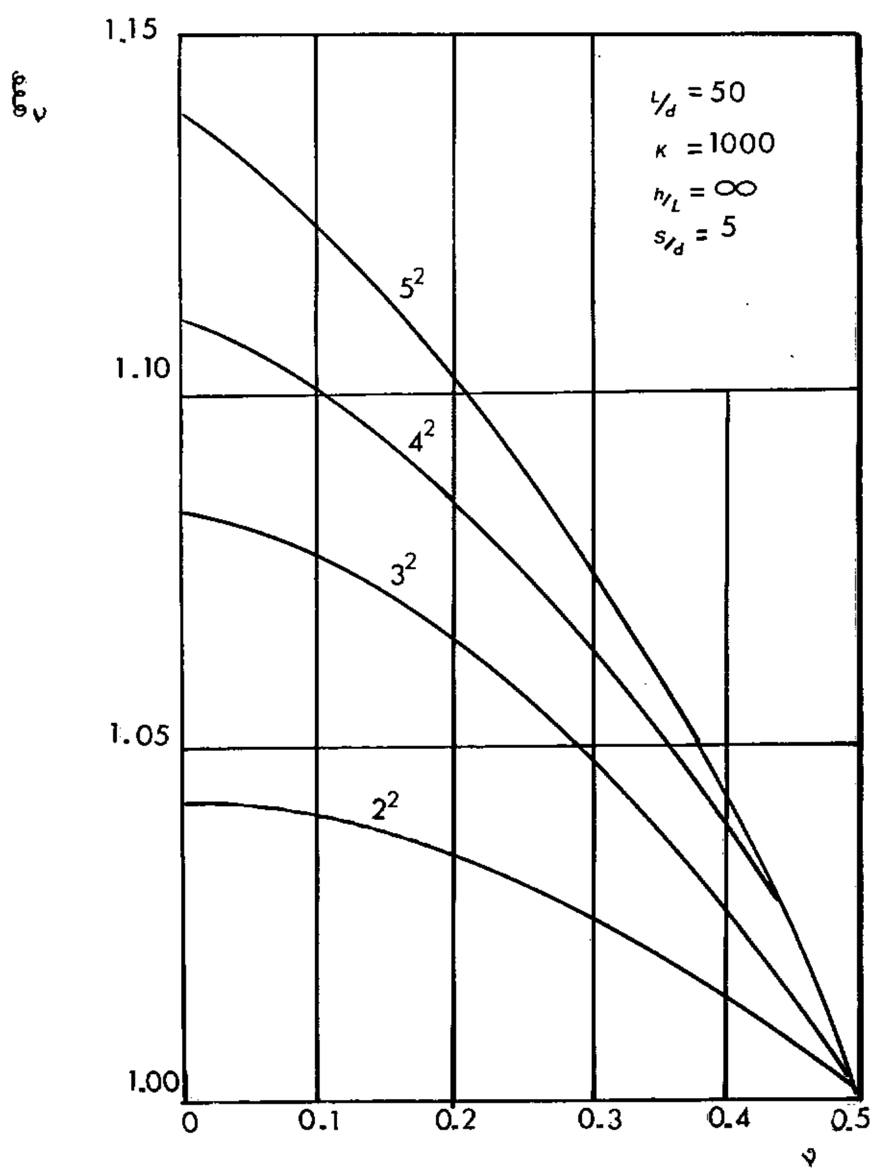


FIG. A3.33

A.III.9 - BUTTERFIELD E BANERJEE

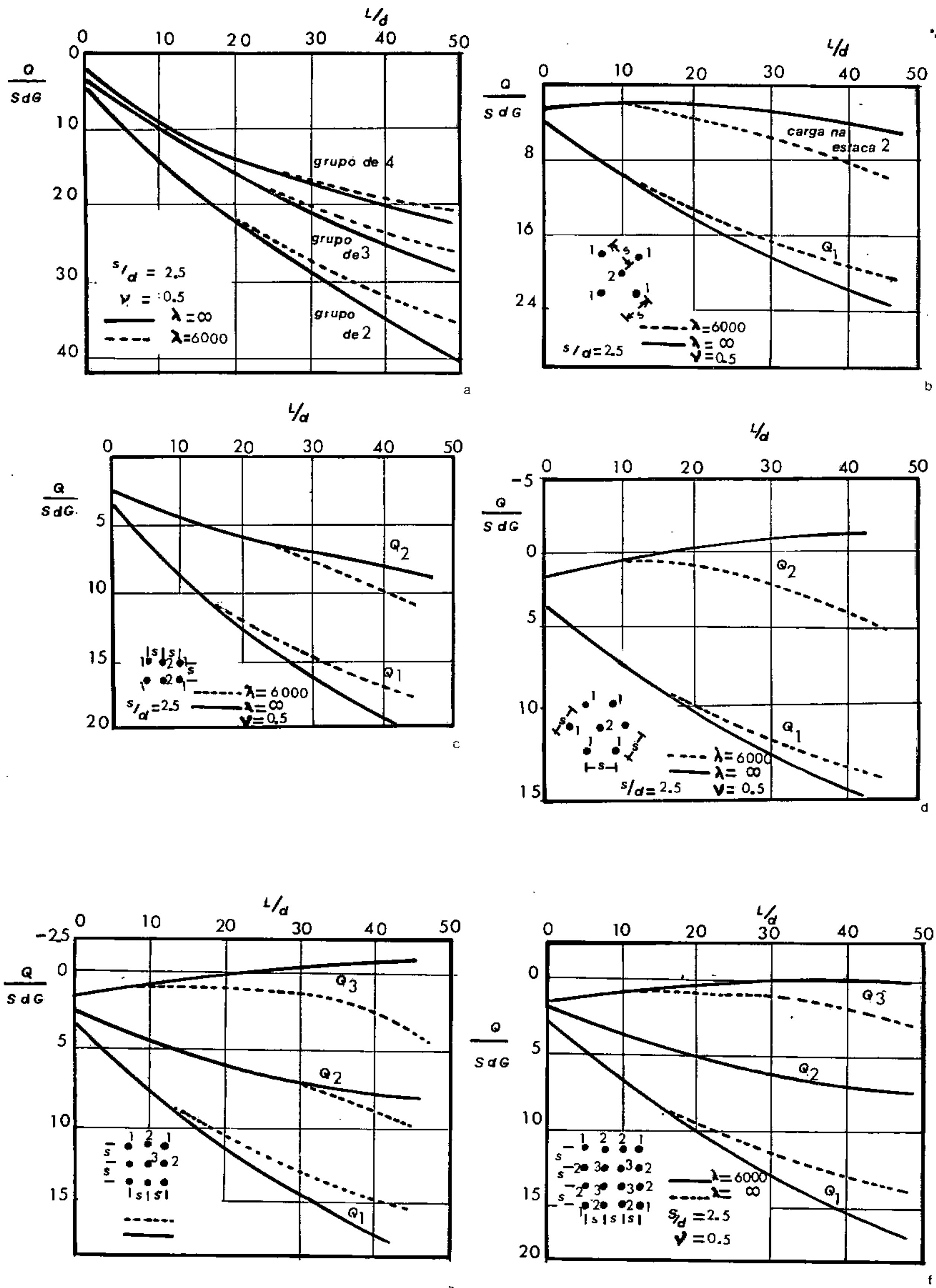


FIG. A3.34

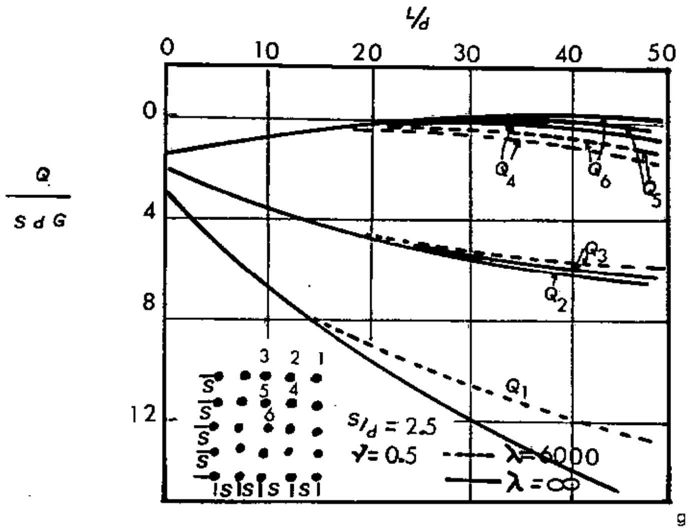


FIG.A3.34g

A.III-10. BARTOLOMEY et. al. (1973)

RECALQUE DE UMA LINHA DE ESTACAS

$$S = \frac{Q}{\pi E_1} \sum_{n=1}^{3} \left[a_n W_n(Z) + b_n W_n(Z) \right] - \sum_{n=1}^{3} \left[a_n W_n(Z_o) + b_n W_n(Z_o) \right]$$

$$S = \frac{Q}{\pi E_1} C_o$$

$$E_1 = \frac{E}{1-\nu^2}$$

O gráfico da Fig. A.3.35 dá valores de C_o em função de Z_o/L e b/L.

Z_o : limite da zona ativa (L+3b)

b : largura da fundação

L : comprimento das estacas

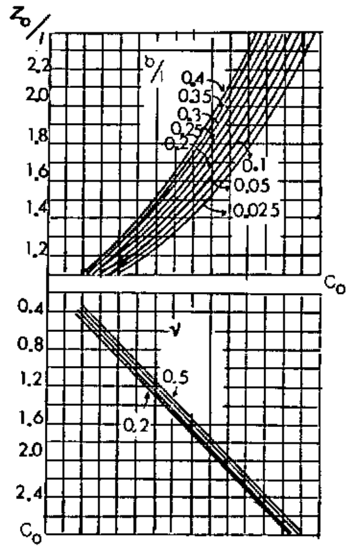


FIG. A3 .35

A.III. 11 DOROSCHKEVICK E BARTOLOMEY

(TSYTOVICH - 1965)

$$S = \frac{Q}{\pi E_1 L} \quad \sum_{n=1}^{2} A_n W_n + b w_3 + 2 \ell_n \frac{Z_o}{L}$$

$$\sum_{n=1}^{2} A_n W_n + b\ w_3 = C(n)$$

$$S = \frac{Q}{\pi E_1 L} \left(C(n) + Z\ \ell_n \frac{Z_o}{L} \right)$$

TABELA A.3.3. $|C(n)|$

ν	n	d/L=0,025	d/L=0,035	d/L=0,050
0.3	0	1.391	1.361	1.325
	1	1.403	1.390	1.347
	2	1.405	1.382	1.352
0.35	0	1.466	1.437	1.401
	1	1.480	1.455	1.419
	2	1.477	1.453	1.426
0.4	0	1.545	1.517	1.481
	1	1.634	1.639	1.645
	2	1.560	1.536	1.503

BIBLIOGRAFIA

1. AOKI, N.; LOPES, F.R., (1975) - "Estimating Stresses and Settlements Due to Deep Foundations by the Theory of Elasticity"
Proceedings Vth Pan.Conf.on Soil Mech. and Found. Engrg. - Argentina - Tomo I

2. AOKI, N.; VELLOSO, D. de A. (1975)- "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles"
Proceedings Vth Pan.Conf. on Soil. Mech. and Found. Engrg. - Argentina - Tomo I.

3. BARDEN L.; MONCKTON M.F. (1971) - "Tests on Model Pile Group in Soft and Stiff Clay"
Tecnhical Notes - Geotechnique, vol. XX, nº 1 - march.

4. BARKAN (1962) - "Dynamics of Bases and Foundations"
Mc. Graw-Hill Book Co., N. York.

5. BARTOLOMEY, A.A., (1973) - "Pile Foundation Analysis Based on Allowable Settlements"
Proceedings, 8th International Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. - Moscow - pp. 139-136

6. BEREZANTZEV, V.G., KRISTOFOROV,V.S.; GOLUBKOV, V.N., (1961) - "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundation"
Proceedings, 5th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. - Paris, vol. II, pp 11-15

7. BOWLES, J. E., (1968) - "Foundation Analysis and Design"
Mc. Graw - Hill Book Co. N. York

8. BROMS, B. B. (1972) - "Settlements of Pile Groups"
Proceedings of the Specialty Confer. on Performance of Earth and Earth-Suported Structure - Vol.III, pp. 181-199

9. BROMS, B. B., HILL, L. (1973) - "Pile Foundations for the Kuwait Towers"
Proceedings, 8th Internat. Conf. of Soil Mech. and Found. Engrg. Moscow vol. 2.1 , pp.33-38

10. BULLEN, F.R., (1958) - "Phenomena Connected with the Settlement of Driven Piles"
Geotechnique, vol. 8, pp. 121-133.

11. BURLAND, J.B.; BUTLER, F.G.; DUNICAN, P. (1966) - "The Behaviour and Design of Large Diameter Bored Piles in Stiff Clay"
Proceedings, Symposium on Large Bored Piles, London, England - pp. 51-71

12. BUTTERFIELD,R.; BANERJEE, P. K., (1971) - "The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups"
Geotechnique, 21 nº 1, 43-60

13. CAMBERFORT, H.,(1964) - "Essai Sur Le comportement en Terrain Homogène des Pieux Isolés et des Groupes de Pieux"
Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, nº 204 - Dec.

14. CAMBERFORT, H., (1965) - "Pieux et Groupes de Pieux en Terrain Homogène"
Proceedings, 6th Internat. Conf. on Soil Mech. and Found Engrg, Montreal

15. CASSAN, M., (1966) - "Settlement of Piles : Synthesis of Recent Research Work"
Sols, Soils, nº 18-19 - pp 43-58.

16. COYLE, H.M.; REESE, L.C., (1966) - "Load Transfer for Axially Laaded Piles in Clay"
Journal of the Soil Mechanics and Found. Division, Asce, vol. 92, SM2, p. 1

17. DALMATOV, B.I.; SOTNIKOV, S.N.; DOROSHKEVICH,N.M.; ZNAMENSKI, V.V.; (1973) - "Investigation of Soil Deformation in Foundation Beds of Structures"
Proceedings, 8th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg, Moscow, vol. 2.1, pp 55-60

18. DOROSHKEVICH, N.M.; BARTOLOMEY, A.A., (1965) (por Tsytovich)
"Discussion" - 6th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg- Montreal

19. GIRAULT, P., (1972) - "Settlement of Some Piled Foundations in Mexico"
Proceedings of the Specialty Conf. on Pardue University - Lafayette - Indiana - Asce.

20. GUY DE CASTRO (1970), - "Deformabilidade das Fundações e sua Consideração no Cálculo das Estruturas"
Memória nº 353 - LNEC - Lisboa

21. HANSEN, J.B., (1965) - "The Philosophy of Foundation Design: Design Criteria, Safety Factors and Settlements Limits"
Proceedings of a Symposium Held at Duke University, April 5/6

22. JANBU, N., (1963) - "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests"
Proceedings: Problems of Settlements and Compressibility of Soils-European Conference on Soil Mech. and Foundation Engrg.

23. JORDEN, E.E., (1977) - "Settlement in Sand - Methods of Calculating and factors affecting"
Ground Engineering - Jan.

24. KÊZDI, A., (1974) - "Handbook of Soil Mechanics - Soil Physics"
Elsevier Scientific Publishing Co. p.229

25. KOERNER,R.M.; PARTOS,A., (1974) - "Settlement of Pile Foundation in Granular Soil"
Journal of the Geotechnical eng. Division - Asce 100 - March - pp.265-278

26. LEONARDS, G.A., (1962) - "Foundation Engineering"
Mc. Graw Hill Book Co.

27. LEONARDS, G.A., (1972) - "Settlement of Pile Foundation in Granular Soil"
Proceedings the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures-Pardve University - Laffayette, Indiana, Asce pp.1169

28. MATTES, N.S.; POULOS, H.G., (1969) - "Settlement of Single Compressible Pile"
Journal of the Soil Mechanics and Found. Division Asce, vol. 95, nº SM1, Proc. Paper 6356 Jan - pp.189-207

29. McCLELLAND, B., (1972) - "Design and Performance of Deep Foundations"
Proceedings of the Specialty Conference - Pardve University - Lafayette, Indiana - Asce.

30. MEYERHOF, G.G., (1959) - "Compaction of Sand and Bearing Capacity of Piles"
Journal of the Soil Mech. and Found. Division, Asce, vol 85, nº SM6, Proc. Paper 2292

31. MELLO, V.F.B., (1971) - "The Standard Penetration Test"
Proceedings of 4th Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Found. Engrg - Vol. 1 - State of the Art - San Juan - Puerto Rico - June

32. MÊNARD, L. (1965) - "Règles pour le calcul de la force postante et du tassement des fondations en fonction des résultants pressionétique
Proc. of the 6th int.Conf. of Soil Mech. and Found. Engrg - Montreal - 1965

33. MÊNARD, L., (1975), "The Interpretation of Pressuremeter Test Results"
Sols, Soils, nº 26.

34. MORGAN, J.R., POULOS, M.G., (1968) - "Stability and Settlement of Deep Foundations"

Soil Mechanics - Selected Topics, I.K. LEE, American Publishing Co. Inc., New York, pp. 528-609

35. NAIR, K., (1963) - "Load Settlement and Load Transfer Characteristics of a Friction Pile Subject to a Vertical Load"
Proceedings III Conf. Pan. Mec. Sol. Y Found. - Caracas.

36. NOEL, J.G., SAGE, R. (1974) - "Mathematical Model of Single Pile"
Journal of the Geotechnical engineering Division Technical Notes.

37. PARKER E BAYLISS, (1971) - "The Settlement Behaviour of a Group of Large Silos on Piled Foundations"
Proceedings of the Conf. Organized by the Instituition of Civil Engineerings in London - Behaviour of Piles - pp.59-70

38. PECK, R., (1965) - "Bering Capacity and Settlement Certainties and Uncertainties"
Proceedings of a Symposium Held at Duke University - April 5/6

39. POULOS, H.G., (1968) - "Analysis of the Settlement of Pile Groups"
Geotechnique, vol. 18, pp 449-471

40. POULOS, H.G., (1972) - "Load-Settlement Prediction for Piles and Piers"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.

41. POULOS, H.G., (1974) - "Settlement of Pile Groups Bearing on Stiffer Strata"
Journal of the Geotechnical Eng. Division - Technical Notes.

42. POULOS, H. G., (1977) - "Estimation of Pile Group Settlement"
Ground Engineering

43. POULOS, H.G., DAVIS, E.H., (1968) - "The Settlement of Behaviour of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers"
Geotechnique 18, nº 3, pp 351-371

44. POULOS, H.G.; DAVIS, E.H., (1973) - "Theory of Piles in Swelling and Shrinking Soils"
Proceedings, 8th Internat. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. Moscow - vol. 2.1- pp.169-176

45. POULOS, H.G.; DAVIS, E.H., (1973) - "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics"
John Wiley & Sons, Inc.

46. POULOS, H.G.; MATTES, N.S., (1969) - "The Behaviour of Axially Loaded And-Bearing Piles"
Geotechnique, 19 nº 2, pp 285-300

47. SALAS,R., BELZUNCE, (1965) - "Résolution Theorique de la Distribuition des Forces dans des Pieux"
Proceedings, 6th Internat. Conf. on Soil Mech.

and Found. Eng, Montreal, Canada pp 309-313

48. SAMUEL GEFFEN, JORDAN, M. AMIR, (1974) - "Effect of Construction Procedure on Doad-Carrying Behaviour of Single Pile and Piers"

49. TERZAGHI, K.; PECK, R.B., (1967) - "Soil Mechanics in Engineering Pratice"
John Wiley and Sons, N. York (2nd edition)

50. THURMAN,A.G.; D'APPOLONIA, E., (1965) - "Computed Movement of Friction and End-Bearing Piles Embedded in Uniform and Stratified Soils"
Proceedings, 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engrg. - Montreal, pp.323-327

51. TSYTOVICH, N.A., (1969) - "The Development of the Equivalent Layer Method of Predicting Settlements-in- on The Engineering Method of Predicting Foundation Settlement and its Application"
7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. - Mexico

52. VESIC, A.S., (1965) - "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand"
Duke University Durhan, N.C., pp-53-68

53. VESIC, A.S., (1969) - "Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand"
Performance of Deep Foundations Astm - Spec. Techn. Publ. nº 444 - pp 171-222

54. VESIC, A.S., (1970) - "Test on Instrumented Piles, Ogecchee River Site"-Journal of the Soil Mech. and Found. Division Asce, vol. 96, nº SM2,March -Proc.paper 7170, pp 561-584

55. VESIC, A.S., (1975) - "Principles of Pile Foundations Design" Duke University - Soil Mech. Series nº 38

56. VERBRUGGE, J. C., (1976) - "L'Essai de Penetration Standard le Calcul des Fondations Profondes" -Eur. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg - Austria - pp 597-602

57. WHITAKER, T. (1957) - "Experiments with Model Piles in Groups" Geotechnique, nº 7, p 147

58. WHITAKER, T.,(1976) - "The Design of Piled Foundation" Pergamon Press - 2nd Edition Cap.7

59. WHITAKER, T., COOKE,R., (1971) - "An Investigation of the Shaft and Base Resistances of Large Bored Piles in London Clay" Symposium on Large Bored Piles The Inst. of Civil Engineering - London

60. WINTERKORN, H., FANG, H.Y., (1975) - "Foundation Engineering Handbook" Cap. 19 - "Pile Foundation" (A. KÈZDI) - pp 556-600

61. WITUM, Z., STARZEWNSKI, K., (1972) - "Soil Mechanics in Foundation Engineering" Int. Textbook Company Limited - p 126

62. YU, SHU, TONG, (1965) - "Settlement Analysis of Pile Foundations in Shangai"
Proceedings, 6th. Internat. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg - Montreal
vol. 2- pp 356-359

*CITAÇÕES

1. BARATA, F. E. (1962) - "Tentativa de Racionalização do Problema de Taxa Admissível de Fundações Diretas"
   Tese de Docência Livre - EEUFRJ.

2. COYLE, H.M.; SULAIMAN, I. H., (1967) - "Skin Friction for Steel Piles in Sand"
   Journal of the Soil Mech. and Found. Division, Asce, vol 93, nº SM6, Proc. paper 5590, Nov., pp 261-278

3. D'APPOLONIA, D.J., et.al. (1970) - "Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand"
   Journal of the Soil Mech. and Found. Division, Asce, SM2, March, pp 754-761

4. De BEER, E., (1965) - "Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand"

5. GIROUD, J.P., (1972) - "Tables Pour Le Calcul Des Fondations"
   Dunod Paris - Tome 1, p 10

6. MEYERHOF, G.G. (1965) - "Shallow Foundations", Asce, SM2, vol 91, March, p 21

7. MINDLIN,R. D., (1936) - "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid"
   Physics, vol 7, pp 195-202

8. NISHIDA, Y., (1965) - "Determination of Stresses Around a Compaction Piles"
   Proc. 5th I.C.S.M.F.E. - Paris

* Esta bibliografia não foi pesquisada pelo autor, foi citada na lista bibliográfica anterior.

9. NISHIDA, Y. , (1964) - "The Elastic Settlement of a Pile in the Ground"
Soil Idn. 5,31

10. PALMER, L.A.; BARBER, E.S., (1940) - "Soil Displacement Under a Circular Loaded Area"
Proc. High. Res. Board, vol 20, pp 279-286;
Discussion pp 319-332

11. SCHMERTMANN, J. H., (1970) - "Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand"
Asce, vol 96, SM3, p 1011

12. SCHULTZE,E., MENZEBACH, E. (1961) - "Standard Penetration Test and Compressibility Soils"
Proc. 5th ICSM FE - Paris, vol I p 527

13. SEED, H.B.; REESE, L.C., (1955) - "The Action of Soft Clay Along Friction Piles", Proc. AM. Soc. Civ. Engrg, 8L, paper nº 842

14. SKEMPTON, A.W. (1953) - "Discussion on Piles and Pile Foundations", Proc. 3th ICSMFE, vol III, p. 172

15. SOWERS, G.F.; MARTIN,C.B.; WILSON, L. & FOULSOLD, M. (1961) "The Bearing Capacity of Friction Pile Groups in Homogeneous Clay From Model Studies"
Proceedings 5th ICSMFE - Paris, vol 2, 155

16. STEINBREENER, W., (1934) - "Tafeln Zur Setzungberechnung"
Die Strase, vol 1, p 121

17. ZEEVAERT, L. (1972) - "Boundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions"
Van Nostand Reinhold Co., p 47