

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

PRÓ-REITORIA PARA ASSUNTOS DO INTERIOR

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA INJETADA DE PEQUENO

DIÂMETRO, UTILIZADA NO REFORÇO DE FUNDAÇÕES

por

MICHEL THEODORO DELLIS

CAMPINA GRANDE - PB





D357a Dellis, Michel Theodoro  
Análise do comportamento de uma estaca injetada de  
pequeno diâmetro utilizada no reforço de fundações / Michel  
Theodoro Dellis. - Campina Grande, 1987.  
230 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -  
Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e  
Tecnologia.

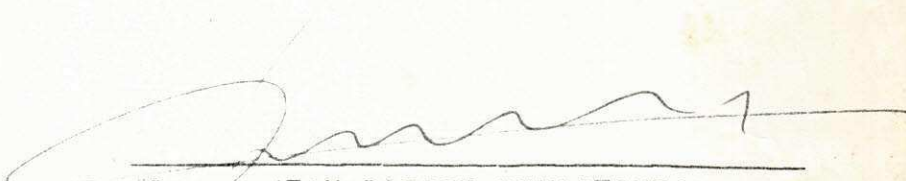
1. Estacas 2. Estaca Franki Standard (Carga) 3.  
Fundações 4. Geotecnia 5. Engenharia Civil 6. Dissertação  
I. Demartinecourt, Jean Pierre II. Universidade Federal da  
Paraíba - Campina Grande (PB) III. Título

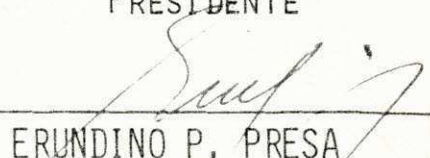
CDU 624.078.74(043)


ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA INJETADA DE  
PEQUENO DIÂMETRO UTILIZADA NO REFORÇO DE FUNDAÇÕES

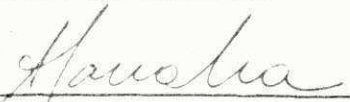
MICHEL THEODORO DELLIS

DISSERTAÇÃO APROVADA EM : 03 DE JULHO DE 1987

  
\_\_\_\_\_  
PROF. JEAN PIERRE DEMARTINECOURT  
PRESIDENTE

  
\_\_\_\_\_  
PROF. ERUNDINO P. PRESA  
EXAMINADOR EXTERNO

  
\_\_\_\_\_  
PROF. NORMANDO PERAZZO  
EXAMINADOR EXTERNO

  
\_\_\_\_\_  
PROF. AURO TANAKA  
EXAMINADOR INTERNO

CAMPINA GRANDE - PARAIBA

1987

MICHEL THEODORO DELLIS

"ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA  
ESTACA INJETADA DE PEQUENO  
DIÂMETRO UTILIZADA NO REFORÇO DE  
FUNDAÇÕES"

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CURSO  
DE Mestrado EM ENGENHARIA CIVIL  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
EM CUMPRIMENTO ÀS EXIGÊNCIAS  
PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

JEAN PIERRE DEMARTINECOURT

ORIENTADOR

CAMPINA GRANDE - PB

*Diss  
(24/08/1979)  
D. Theodoro Dellis  
obrigado*

*1. Lâminas  
2. entre trunks standard  
(borç)  
3. Furgões  
4. ...  
5. ...*

## INDICE

	PÁG.
DEDICATÓRIA .....	x
AGRADECIMENTOS .....	xi
RESUMO .....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
SIMBOLOGIA .....	xv
LISTA DE FIGURAS .....	xx
LISTA DE TABELAS .....	xxv
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO .....	1
1.1 - Principios do projeto de fundações .....	1
1.2 - Objetivos .....	3
1.3 - Programa de ensaios e metodologia utilizada .....	4
1.4 - Descrição sumária do trabalho .....	6

## CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - O ensaio pressiométrico e técnicas de previsão do comportamento de fundações profundas	
2.1.1 - O ensaio pressiométrico .....	8
2.1.2 - Histórico .....	8
2.1.3 - Descrição do equipamento	
a) A sonda .....	11
b) A unidade de controle .....	12
c) Fonte de pressão .....	13
2.1.4 - Metodologia executiva do ensaio	
a) Execução do furo .....	13
b) Enchimento e saturação do sistema .....	14
c) Calibrações	
c.1) Calibrações volumétricas .....	15
c.2) Calibrações de pressão .....	16
d) Execução do ensaio .....	17
2.1.5 - Interpretação dos resultados .....	18
2.1.6 - Obtenção dos parâmetros	
a) Determinação do módulo pressiométrico .	20
b) Determinação da pressão limite .....	22
2.1.7 - Capacidade de carga	

2.1.7.1 - Método de Ménard - Gambin(1963), Bâguelin et alli (1978) e Busta- mante e Gianceselli (1981)	
a) Resistência de ponta .....	25
b) Resistência lateral .....	27
c) Resistência total .....	28
2.1.7.2 - Método do Bustamante e Doix (1985)	
a) Resistência de ponta .....	28
b) Resistência lateral .....	29
 2.1.8 - Recalques	
2.1.8.1 - Obtenção das curvas $q \times w$ e $f \times w$	
a) Método de Ménard - Gambin (1963)	
a.1) Curva $q \times w$ .....	33
a.2) Curva $f \times w$ .....	34
b) Método de Frank - Bustamante (1983)	
b.1) Curva $q \times w$ .....	34
b.2) Curva $f \times w$ .....	35
2.1.8.2 - Curva carga x recalque .....	36
 2.2 - O ensaio cone penetrométrico estático	
2.2.1 - Introdução .....	37
2.2.2 - Histórico .....	38
2.2.3 - Descrição do equipamento	
a) Dispositivo de cravação .....	39

b) Material de sondagem .....	39
c) Dispositivo de medição .....	40
2.2.4 - Metodologia executiva do ensaio .....	40
2.2.5 - Interpretação dos resultados .....	41
2.2.6 - Obtenção dos parâmetros .....	42
2.2.7 - Capacidade de carga	
a) Resistência de ponta .....	42
b) Resistência lateral .....	43
c) Resistência total .....	45
2.2.8 - Recalques .....	45
2.3 - Sondagem à percussão - standard e rotativa - e dimensionamento de fundações	
2.3.1 - Introdução .....	48
2.3.2 - Histórico .....	48
2.3.3 - Descrição do equipamento e metodologia do ensaio .....	49
2.3.4 - Interpretação dos resultados .....	50
2.3.5 - Capacidade de carga	
a) Método de Meyerhof (1976)	
a.1) Determinação da tensão de ruptura de ponta da fundação $q_{max}$ (em solos não-coesivos, a partir de sondagens de penetração).....	52
a.2) Determinação do atrito lateral má- ximo, $f_{max}$ .....	53
b) Método de Dringenberg (1985) .....	55
c) Método de Costa Nunes (1987) .....	56



d) Método de Veloso (1976) .....	58
2.3.6 - Recalques	
a) Parcela devida ao encurtamento do trecho não ancorado, Sro. ....	60
b) Parcela devida ao encurtamento do trecho ancorado, Sra. ....	61
c) Parcela devida ao recalque do solo na ponta da EIPD, Ss. ....	61
2.4 - Estacas injetadas de pequeno diâmetro.	
2.4.1 - Definição .....	62
2.4.2 - Histórico .....	62
2.4.3 - Características	
2.4.3.1 - Materiais constituintes das EIPD	
a) Tubo de revestimento .....	64
b) Armadura interna .....	65
c) Tubo de injeção .....	66
d) Material aglutinante .....	66
2.4.4 - Emprego da EIPD .....	67
2.4.5 - Metodologia construtiva	
2.4.5.1 - Perfuração .....	68
2.4.5.2 - Execução do fuste .....	68
2.4.6 - Carregamento .....	70
2.5 - Estaca Franki Standard	
2.5.1 - Definição .....	70
2.5.2 - Histórico .....	70
2.5.3 - Características .....	71
2.5.4 - Metodologia construtiva .....	72

2.5.5 - Carregamento .....	73
2.6 - Prova de carga	
2.6.1 - Prova de carga instrumentada	
2.6.1.1 - Mobilização do atrito lateral e da curva de distribuição das cargas ao longo do fuste da estaca .....	76

### CAPÍTULO III - APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA

3.1 - Prova de carga na estaca Franki	
3.1.1 - Equipamentos utilizados .....	117
3.1.2 - Características da estaca .....	118
3.1.3 - Dados da prova de carga .....	119
3.2 - Prova de carga instrumentada na EIPD	
3.2.1 - Instrumentação utilizada .....	120
3.2.2 - Características da estaca .....	121
3.2.3 - Dados da prova de carga .....	122

### CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS

4.1 - Ensaios pressiométricos e dimensionamento das fundações	
4.1.1 - Obtenção dos parâmetros	

a) Determinação do módulo pressiométrico ..	136
b) Determinação da pressão limite .....	137
4.1.2 - Capacidade de carga .....	137
4.1.3 - Recalques	
4.1.3.1 - Programa de cálculo da curva carga - recalque e das curvas de mobilização .....	139
4.1.3.1.1 - Descrição do programa	140
4.2 - Ensaio de cone e dimensionamento das fundações	
4.2.1 - Capacidade de carga .....	142
4.2.2 - Recalques .....	142
4.3 - Sondagens à percussão e rotativas e dimensionamento das fundações	
4.3.1 - Capacidade de carga .....	144
4.3.2 - Recalques .....	145
4.4 - Ruptura por flambagem - estimativa da carga crítica de flambagem	
4.4.1 - Considerações efetuadas	
a) Primeira hipótese - determinante negativo $Q_0^2 < 4EIC$ .....	149
b) Segunda hipótese - determinante positivo $Q_0^2 \geq 4EIC$ .....	151
4.4.2 - Determinação do módulo de rigidez da EIPD .	154
4.4.3 - Módulo de reação horizontal do solo, $K_s$ ...	156
a) Critério de Bergfelt (1957) .....	156
b) Critério de Vésic (1961) .....	157

c) Critério de Bâguelin et alli (1978) ....	158
---	-----

## CAPÍTULO V - ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 - Prova de carga da EIPD .....	192
a) Funcionamento inadequado dos "strain-gages" ...	193
b) Ocorrência de flambagem .....	194
5.1.1 - Cálculo da carga crítica de flambagem, Qoc.	195
5.1.2 - Métodos de cálculo .....	196
5.1.2.1 - Métodos baseados nos resultados dos ensaios pressiométricos	
a) Método de Ménard-Gambin (1963)	196
b) Método de Bâguelin et alli (1978) .....	197
c) Método de Bustamante e Gianeselli (1981) .....	197
d) Método de Bustamante e Doix (1985) .....	197
e) Método de Frank - Bustamante (1983) .....	197
5.1.2.2 - Métodos baseados nos resultados dos ensaios de cone	
a) Método de deRuiter e Beringen (1979) .....	198
b) Método de Bustamante e Gianeselli (1981) .....	198
c) Método de Verbrugge (1979)....	198
5.1.2.3 - Métodos baseados nos resultados das sondagens à percussão	

a) Método de Dringenberg (1985) - Modificado .....	199
b) Método de Costa Nunes (1987) .	199
c) Método de Meyerhof (1976) ....	200
5.2 - Prova de carga da estaca Franki .....	200
5.2.1 - Métodos baseados nos resultados dos ensaios pressiométricos	
a) Método de Ménard-Gambin (1963).....	200
b) Método de Bâguelin et alli (1978) .....	201
c) Método de Bustamante e Gianceselli (1981)	201
d) Métodos de Frank - Bustamante (1983)....	201
5.2.2 - Métodos baseados nos resultados dos ensaios de cone	
a) Método de deRuitter e Beringen (1979) ...	201
b) Método de Bustamante e Gianceselli (1981)	202
5.2.3 - Métodos baseados nos resultados das sonda- gens à percussão	
a) Método de Meyerhof (1976) .....	202
b) Método de Veloso (1976). .....	202
CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES .....	203
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	206
ANEXO I .....	211

## DEDICATÓRIA

A meus pais, Theodoros e Luiza.

A meus irmãos Marcos e Mônica.

A minha avó, Ilza.

A Cristina pelo estímulo, ajuda

e compreensão.

## AGRADECIMENTOS

- Ao professor JEAN PIERRE DEMARTINECOURT, orientador do trabalho, pelo estímulo, apoio e sugestões.
- Ao professor AILTON DINIZ, pelo apoio na parte experimental.
- Ao professor TÁCIO CAMPOS, pelo estímulo e ajuda para que este trabalho se realizasse.
- Ao amigo SINVAL ANDRADE, pela amizade e companheirismo.
- Aos professores da Área de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil os quis, direta ou indiretamente, contribuíram na execução deste trabalho.
- À CAPES, pelo apoio financeiro prestado para a elaboração do trabalho.
- Aos funcionários do Departamento de Geotecnia, pelo apoio prestado para a elaboração deste trabalho.
- À funcionária JOSENIRA, do Laboratório de Solos II, pela colaboração na confecção deste trabalho.
- À TECNOSOLO S.A., pelo inestimável apoio tecnológico e financeiro, tornando possível este trabalho.

- Aos funcionários da TECNOSOLO, pelo apoio na confecção deste trabalho.
  
- Aos colegas da Universidade, em especial ARLINDO FILHO, pela colaboração na execução deste trabalho.
  
- Aos meus amigos que, direta ou indiretamente, colaboraram na execução deste trabalho.



## RESUMO

Neste trabalho, analisa-se o comportamento de uma estaca injetada de pequeno diâmetro, no tocante aos recalques, à capacidade de carga, mecanismo de transferência de cargas e modo de ruptura, visando a sua utilização como reforço de uma fundação, em estacas Franki standard.

Na primeira parte do trabalho, descrevem-se os equipamentos e ensaios utilizados, bem como o procedimento teórico para a interpretação dos resultados. Procede-se, também, uma explanação a respeito dos diversos métodos de previsão do comportamento de fundações profundas utilizados neste trabalho.

Analisa-se os resultados de duas provas de carga, uma na estaca Franki e outra na estaca injetada de pequeno diâmetro, com instrumentação ao longo do fuste.

Apresentam-se os resultados das previsões, para o comportamento das duas estacas, obtidos através de diversas proposições, comparando essas previsões com os resultados das provas de carga.

Com base nos resultados obtidos nas provas de carga e naqueles previstos pelos métodos teóricos, faz-se uma análise a respeito do comportamento das duas estacas estudadas.

## ABSTRACT

This dissertation studies two piles' behavior, a standard Franki pile and, in special, an injected micropile, in what concern about load capacity, settlement, load transfer mechanism and the manner the rupture occurs.

The first part is related with the equipments and the testing procedure used, and also with the theoretic procedure and the interpretation. The discuss about the several methods of deep foundations behavior prevision's is also presented.

The results of two load tests, one in the Franki pile and the other in the injected micropile, with the instrumentation along the pile, are analised.

The results prevision's for the two pile behavior's, obtained by several propositions, are presented and compaired with the load tests.

Based on this results, expected by the methods, an analysis about the two piles studied is presented.

## SIMBOLOGIA

- A - Área da seção da estaca
- $\alpha$  - Fator de ampliação do diâmetro
- $\alpha_c$  - Fator de capacidade de carga segundo Bustamante e Gianeseli (1981)
- c - Fator de conversão para a estimativa do módulo de reação horizontal do solo a partir de  $E_m$
- $\alpha_r$  - Coeficiente relógico
- $A_n$  - Área da seção transversal da estaca na profundidade onde está situado o "strain-gage"
- $A_p$  - Área da seção da ponta
- C - Coeficiente positivo dependente do meio elástico e do diâmetro da fundação
- $C_a$  - Aderência entre a calda e o solo
- $C_d$  - Coeficiente de deformação
- $C_u$  - Coesão aparente do solo
- $\Delta p$  - Variação de pressão na cavidade
- $\Delta V$  - Variação de volume na cavidade
- $\Delta W$  - Variação do comprimento do segmento
- $D_d$  - Diâmetro do furo
- $D_n$  - Diâmetro nominal da ancoragem ou diâmetro externo do tubo de moldagem
- $D_s$  - Diâmetro médio da fundação
- $D_{si}$  - Diâmetro médio da fundação na iésima camada
- $D_{sn}$  - Diâmetro médio da fundação entre as seções n e n-1
- i - Iésima camada
- E - Módulo de deformação axial da estaca

- Ee - Módulo de elasticidade do solo
- EI - Módulo de rigidez
- EIPD - Estaca injetada de pequeno diâmetro
- Em - Módulo pressiométrico do solo, segundo Ménard
- Eo - Módulo de elasticidade pressiométrico referente ao primeiro carregamento
- Er - Módulo de elasticidade pressiométrico referente ao recarregamento
- $\epsilon_n$  - Deformação específica do enesimo "strain-gage"
- F - Razão entre a área do êmbolo e a área da ponta do cone
- f - Atrito lateral unitário
- $\phi$  - Ângulo de atrito interno do solo
- fmax - Atrito lateral máximo
- fmaxa - Atrito lateral máximo no trecho ancorado
- fmaxi - Atrito lateral máximo na iésima camada
- fn - Atrito lateral médio
- G - Módulo de cisalhamento
- He - Profundidade de embutimento
- h - Profundidade do centro da ancoragem
- hi - Espessura da iésima camada
- k - Fator de capacidade de carga pressiométrica
- K - Coeficiente de empuxo lateral
- Km - Coeficiente de empuxo lateral médio
- Kc - Fator da capacidade de carga do cone
- Ko - Coeficiente de empuxo lateral no repouso
- Kp - Fator de capacidade de carga da ponta
- Ks - Módulo de reação lateral do solo
- L - Comprimento da EIPD na situação bi-rotulada
- Ll - Comprimento livre da peça

- la - Comprimento ancorado
- lai - Comprimento ancorado da iésima camada ancorada
- $\lambda$  - Fator de forma
- lc - Profundidade crítica
- ln - Distância onde está sendo calculado o recalque
- lo - Comprimento não ancorado
- lr - Comprimento da EIPD do topo (rotulado) até o começo do trecho injetado da estaca (engastado)
- lt - Comprimento total da fundação
- m - Momento fletor produzido pela densidade de reação lateral, v
- v - Coeficiente de Poisson
- N - Número de golpes do SPT
- nd - Fator de aumento do diâmetro da ancoragem devido à pressão de injeção
- nh - Fator de redução da profundidade para profundidades maiores que 9 m.
- nl - Fator de redução do comprimento da ancoragem devido ao fato de a pressão sobre a mesma não ser uniforme
- np - Aumento da pressão normal da resistência ao cisalhamento na interface calda-solo
- nsp - Número de camadas de solo protendidas
- P - Força de reação lateral do solo
- Pf - Pressão de fluência
- Pi - Pressão de injeção
- Pl - Pressão limite
- Pl\* - Pressão limite efetiva
- Ple\* - Pressão limite efetiva equivalente
- Pli\* - Pressão limite na iésima camada

- Pln\* - Pressão limite efetiva na enésima camada
- Po - Pressão horizontal existente antes da execução do furo
- Pt - Carga aplicada transversalmente em relação ao eixo da peça
- q - Tensão média exercida pela base da fundação no solo para um dado recalque
- qc - Resistência de ponta do cone
- qmax - Tensão de ruptura de ponta
- gov - Pressão total vertical existente na profundidade da base da fundação
- Q - Carga axial aplicada no topo do segmento
- Qo - Carga aplicada no topo da fundação
- Qvi - Carga atuante em cada seção
- r - Densidade de reação lateral
- R - Raio da estaca em metros
- Rc - Resistência à compressão simples
- Ro - Raio de referência
- rp - Resistência de ponta obtida no manômetro
- Rp - Resistência de ponta
- RT - Resistência total
- r'T - Resistência total lida no manômetro
- Tm - Tensão lida no manômetro
- om - Tensão vertical geostática média
- ov - Tensão vertical na profundidade do ensaio pressiométrico
- u - Massa específica do solo
- v - Deflexão horizontal da estaca na profundidade z
- V - Volume médio da cavidade durante a fase elástica
- Vf - Volume que define o fim do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica

- Vo - Volume inicial do furo
- Vs - Volume da sonda
- w - Variação do comprimento do segmento
- W - Recalque
- Wn - Recalque na enésima camada
- y - Deflexão da peça no sentido do carregamento
- Zi - Profundidade do iésimo "strain-gage"

## LISTA DE FIGURAS

	PÁG.
CAPÍTULO I	
Figura 1.1 - Planta de localização do Viaduto Índio Piragibe (João Pessoa - PB) .....	7
CAPÍTULO II	
Figura 2.1 - Esquema do pressiômetro .....	79
Figura 2.2 - Esquema da sonda pressiométrica .....	80
Figura 2.3 - Curva teórica típica obtida no ensaio pressiométrico .....	81
Figura 2.4 - Curva pressiométrica típica .....	82
Figura 2.5 - Gráfico para determinação do fator de capacidade de carga k (Ménard - Gambin, 1963) .....	83
Figura 2.6a- Gráfico para determinação do fator de capacidade de carga k, para estacas cravadas (Bâguelin et alli, 1978) .....	84
Figura 2.6b- Gráficos para determinação do fator de capacidade de carga k, para estacas escavadas (Bâguelin et alli, 1978) .....	85
Figura 2.7 - Gráfico para determinação do fator de capacidade de carga k, (Bustamante e Gianceselli, 1981)	86
Figura 2.8 - Gráfico para determinação do atrito lateral máximo (Ménard - Gambin, 1963) .....	87
Figura 2.9 - Gráfico para determinação do atrito lateral máximo (Bâguelin et alli 1978) .....	88



Figura 2.10- Gráfico para determinação do atrito lateral máximo(Bustamante e Gianceselli, 1981) .....	89
Figura 2.11- Ábaco para o cálculo de $f_{max}$ em argilas e e siltes .....	90
Figura 2.12- Ábaco para o cálculo de $f_{max}$ em calcários, margas e margo-calcários .....	90
Figura 2.13- Ábaco para o cálculo de $f_{max}$ em rochas alteradas e fragmentadas .....	90
Figura 2.14- Ábaco para o cálculo de $f_s$ em areia e pedregulho .....	91
Figura 2.15- Curva " $q \times w$ " e " $f \times w$ " (Ménard - Gambin, 1963)	92
Figura 2.16- Curva " $q \times w$ " e " $f \times w$ " (Frank e Bustamante, 1983) .....	93
Figura 2.17- Gráfico para determinação do valor de $q_{max}$ para estacas em areia (deRuiten e Beringen, 1979) .....	94
Figura 2.18- Gráfico para determinação do valor de $q_{max}$ para estacas em areia (deRuiten e Beringen, 1979) .....	95
Figura 2.19- Curvas " $q \times w$ " e " $f \times w$ " (Verbrugge, 1979) ....	96
Figura 2.20- Equipamentos para sondagem à percussão .....	97
Figura 2.21- Equipamentos para sondagem rotativa .....	98
Figura 2.22- Estaca injetada de pequeno diâmetro .....	99
Figura 2.23- Detalhes de uma estaca injetada de pequeno diâmetro .....	100
Figura 2.24- Possível problema de execução de estacas Franki	101
Figura 2.25- Metodologia construtiva padrão da Estaca Franki	102

## CAPÍTULO III

Figura 3.1 - Planta de localização dos ensaios .....	124
Figura 3.2 - Esquema de montagem da prova de carga na estaca Franki .....	125
Figura 3.3 - Esquema de montagem da prova de carga na EIPD .	126
Figura 3.4 - Curva carga x recalque obtida na prova de carga na estaca Franki .....	127
Figura 3.5 - Esquema de montagem dos defletômetros mecânicos	128
Figura 3.6 - Esquema de montagem dos "strain-gages" .....	129
Figura 3.7 - Curva de carga x recalque obtida na prova de carga na EIPD .....	130
Figura 3.8 - Curvas de mobilização do atrito lateral unitário, fornecidas pelos "strain-gages" .....	131
Figura 3.9 - Curva de mobilização do atrito lateral unitário, fornecida pelos "strain-gages" a uma profundidade de 22,00m .....	132
Figura 3.10- Curva de mobilização do atrito lateral unitário, fornecida pelos "strain-gages" a uma profundidade de 24,15m .....	133
Figura 3.11- Curva de distribuição das cargas ao longo do fuste da EIPD .....	134

## CAPÍTULO IV

Figura 4.1 - Perfil geotécnico .....	160
Figura 4.2a- Curva pressão - volume obtida no ensaio pressiométrico realizado na profundidade de	

14,75m .....	161
Figura 4.2b- Curva pressão - volume obtida no ensaio pressiométrico realizado na profundidade de 14,75m(levando em conta a pressão hidrostática)	162
Figura 4.3 - Gráfico da curva de correção de perda de pressão obtida no ensaio pressiométrico realizado na profundidade de 14,75 m .....	163
Figura 4.4 - Gráfico da curva de correção de perdas de volu- me obtido no ensaio pressiométrico realizado à profundidade de 14,75m .....	164
Figura 4.5 - Gráfico da curva bruta obtida no ensaio pressiométrico realizado na profundidade de 14,75m .....	165
Figura 4.6 - Perfil pressiométrico do furo - A .....	166
Figura 4.7 - Perfil pressiométrico do furo - B .....	167
Figura 4.8 - Média ponderada dos parâmetros pressiométricos obtidos nos furos A e B .....	168
Figura 4.9 - Método log-log de extrapolação de $P_l$ .....	169
Figura 4.10- Curvas de mobilização do atrito lateral unitá- rio a uma profundidade de 2,85m .....	170
Figura 4.11- Curvas de mobilização do atrito lateral unitá- rio a uma profundidade de 5,67m .....	170
Figura 4.12- Curvas de mobilização do atrito lateral unitá- rio a uma profundidade de 9,0m .....	171
Figura 4.13- Curvas de mobilização do atrito lateral unitá- rio a uma profundidade de 12,75m .....	171
Figura 4.14- Curvas de mobilização do atrito lateral unitá- rio a uma profundidade de 16,75m .....	172
Figura 4.15- Curvas de mobilização do atrito lateral unitá-	

rio a uma profundidade de 20,10m .....	172
Figura 4.16- Curvas de mobilização do atrito lateral unitário a uma profundidade de 22,0m .....	173
Figura 4.17- Curvas de mobilização do atrito lateral unitário a uma profundidade de 24,15m .....	174
Figura 4.18- Curvas carga-recalque da EIPD .....	175
Figura 4.19- Curvas carga-recalque da estaca Franki 45D.....	176
Figura 4.20- Perfil cone penetrométrico do furo D-1 .....	177
Figura 4.21- Perfil cone penetrométrico do furo D-2 .....	178
Figura 4.22- Perfil da sondagem à percussão e rotativa sm-01	179
Figura 4.23- Perfil da sondagem à percussão e rotativa SM-02	180
Figura 4.24- Esquema do modelo proposto para a EIPD .....	181
Figura 4.25- Determinação do valor do módulo de reação horizontal do solo, $K_s$ .....	182

## LISTA DE TABELAS

	PÁG.
CAPÍTULO II	
Tabela 2.1 - Categorias de solos para a determinação do fator de capacidade de carga, k (Bustamante e Gianceselli, 1981) .....	103
Tabela 2.2 - Tipo de solo para determinação do fator de capacidade de carga k (Ménard- Gambin, 1963)	104
Tabela 2.3 - Escolha da curva para determinação do atrito lateral máximo, fmax (Bustamante e Gianceselli, 1981) .....	105
Tabela 2.4 - Tabela para determinação do valor de $\alpha$ (Bustamante e Doix, 1985) .....	106
Tabela 2.5 - Classificação dos solos proposta por Bustamante e Doix (1985) .....	107
Tabela 2.6 - Determinação do valor do coeficiente reológico (Ménard - Gambin, 1963) .....	108
Tabela 2.7 - Coeficiente de deformação Cd- Método de Ménard- Gambin (1963) .....	109
Tabela 2.8 - Tabela para determinação de qmax e fmax (deRuiten e Beringen, 1979) .....	110
Tabela 2.9 - Tabela para obtenção de fmax e dos fatores de capacidade de carga de ponta e lateral do cone (Bustamante e Gianceselli, 1981) .....	111
Tabela 2.10- Valores de fmax recomendados por Verbrugge (1979) para estacas em solos coesivos .....	112
Tabela 2.11- Valores de fmax recomendados por Verbrugge	

(1979) para estacas em solos não coesivos .....	113
Tabela 2.12- Capacidade de carga usual das EIPD .....	114
Tabela 2.13- Características mecânicas da armadura interna, usual das EIPD .....	115
Tabela 2.14- Principais características de algumas estacas Franki .....	116

#### CAPÍTULO IV

Tabela 4.1 - Valores de $P_1^*$ e $E_m$ (média entre os furos A e B)	183
Tabela 4.2 - Capacidade de carga da EIPD segundo diferentes proposições (utilizando os resultados dos ensaios pressiométricos).....	184
Tabela 4.3 - Capacidade de carga da estaca Franki segundo diferentes proposições (utilizando os re- sultados dos ensaios pressiométricos) .....	185
Tabela 4.4 - Capacidade de carga da EIPD segundo diferentes proposições (utilizando os resultados dos ensaios cone penetrométricos) .....	186
Tabela 4.5 - Capacidade de carga da estaca Franki segundo diferentes proposições (utilizando os re- sultados dos ensaios cone penetrométricos) .....	187
Tabela 4.6 - Capacidade de carga da EIPD segundo diferentes proposições (utilizando os resultados das sondagens à percussão e correlações com a cone penetrometria) .....	188
Tabela 4.7 - Capacidade de carga da estaca Franki segundo diferentes proposições (utilizando os re- sultados das sondagens à percussão e	

correlações com a cone penetrometria).....	189
Tabela 4.8 - Fator de conversão para a estimativa do módulo de reação horizontal do subsolo $K_s$ , a partir de Em .....	190
Tabela 4.9 - Carga crítica de flambagem segundo diversas pro posições .....	191

## Capítulo I

### INTRODUÇÃO

#### 1.1 - Princípios do projeto de fundações

Em uma conferência pronunciada em 1964 por Cambefort, o conferencista e especialista em fundações afirmou que naquela época, não se sabia ainda prever a capacidade de carga de uma estaca. Nessa mesma conferência, o autor criticou o uso exclusivo das características limites, coesão aparente,  $C_u$ , e ângulo de atrito interno do solo,  $\phi$ , para estudar o comportamento de uma estaca isolada carregada verticalmente e cravada em um solo, até mesmo homogêneo. Ele sugeriu o uso de outros parâmetros os quais poderiam ser avaliados a partir de um ensaio de carregamento de uma estaca, podendo essas características ser função de vários parâmetros, inclusive os parâmetros  $C_u$  e  $\phi$ . Ele sugeriu ainda que esses novos parâmetros, uma vez identificados durante um vasto programa de ensaios de carregamento de estacas, fossem medidos a partir de ensaios realizados em laboratório sobre amostras indeformadas.

Tais futuros ensaios de laboratório mencionados por Cambefort nunca foram definidos e desenvolvidos. Deve-se lembrar que, naquela época, estávamos no auge do uso de ensaios de laboratório dentro da mecânica dos solos. A não utilização desses ensaios de laboratório, sugeridos por Cambefort, se deve



principalmente à dificuldade de ensaiar, no laboratório, amostras indeformadas. Esta é uma das razões pelas quais, durante a década de 60, as pesquisas foram orientadas para a utilização de ensaios "in situ" no dimensionamento das fundações profundas. O dimensionamento das fundações passou a ser feito também com outros parâmetros geotécnicos incluindo, além dos parâmetros de cisalhamento do solo, por exemplo, parâmetros de deformação das camadas do solo.

Um exemplo dessa preocupação, em elasto-plasticidade (critério de Tresca), é dado pela expressão da pressão limite,  $P_l$ , de expansão de uma cavidade cilíndrica (ensaio pressiométrico).

$$P_l = P_o + C_u [1 + \ln G / C_u ]$$

Onde aparece, além da coesão aparente,  $C_u$ , a pressão efetiva horizontal existente antes da execução do furo,  $P_o$ , e um parâmetro de deformação,  $G$  (módulo de cisalhamento). A quantidade  $P_l$  entra diretamente, tanto no cálculo da resistência de ponta quanto no do valor do atrito lateral solo-estaca, durante a avaliação da capacidade de carga de uma estaca a partir de um perfil pressiométrico.

Foram desenvolvidas pesquisas experimentais, visando obter métodos de cálculo confiáveis a partir dos ensaios "in situ" existentes (pressiométricos, cone penetrométricos, sondagens a percussão, etc). Neste trabalho são abordados, dentre outros, os

métodos de Ménard-Gambin(1963), Bâguelin et alli (1978), Bustamante e Gianceselli 1981) e Costa Nunes (1987).

Esses métodos de previsão de capacidade de carga em estacas continuam a ser aperfeiçoados e revisados, tanto com o intuito de abranger novas técnicas de fundações profundas, como para levar à obtenção de resultados mais precisos no cálculo da capacidade de carga e recalques das fundações profundas. Tais métodos devem ser testados e confrontados com a realidade sempre que for possível. Com esse objetivo, devem-se fazer ensaios de carregamento das fundações de modo a conhecer seu comportamento real.

Foi com essa ótica que se realizaram dois ensaios de capacidade de carga em estacas isoladas, a partir dos quais se desenvolveu esse trabalho de dissertação.

## 1.2 - Objetivos

Este trabalho consiste no estudo do comportamento de duas estacas, sendo uma estaca Franki e uma estaca injetada de pequeno diâmetro, no que diz respeito à previsão da capacidade de carga, recalques, mecanismo de ruptura e de transferência de carga através das diversas camadas atravessadas pelas referidas estacas.

A estaca injetada de pequeno diâmetro é executada através

de perfuração do solo, sendo que o fuste da estaca é composto por tirantes de aço e nata de cimento injetada sob pressão. Este tipo de estaca tem um diâmetro da ordem de 10 a 25cm.

### 1.3 - Programa de ensaios e metodologia utilizada

O presente trabalho teve como campo experimental a área onde está assente o Viaduto Indio Piragibe, cidade de João Pessoa, no estado da Paraíba, conforme pode ser visto na figura 1.1.

Após a execução das fundações do referido viaduto verificou-se, através de provas de carga, que algumas das estacas Franki standard - tipo de fundação adotado- não suportavam as cargas para as quais haviam sido projetadas. Optou-se pela utilização de estacas injetadas de pequeno diâmetro, a fim de proceder ao reforço das fundações.

Para esse trabalho, foram realizados ensaios pressiométricos, ensaios de penetração de cone estático, sondagens à percussão e rotativa e uma prova de carga instrumentada na estaca injetada de pequeno diâmetro com medição das deformações ao longo do fuste da estaca.

Os resultados da prova de carga em uma estaca Franki (sem medição das deformações ao longo do fuste da estaca) foram fornecidos pela empresa executora da obra e também serão analisa-

dos nesse trabalho.

Este trabalho foi elaborado de acordo com a seguinte metodologia:

- realização de ensaios geotécnicos de campo no mesmo local em que foram executadas as estacas (ensaios pressiométricos, ensaios de cone estático e sondagens à percussão e rotativa);
- realização de uma prova de carga instrumentada com medida das deformações em uma estaca injetada, que serviu como reforço para uma fundação composta por estacas Franki;
- previsão da capacidade de carga de cada estaca, a partir dos resultados dos ensaios de campo e usando várias proposições, confrontando-as com o resultado obtido na respectiva prova de carga;
- previsão da curva carga-recalque de cada estaca, a partir dos resultados dos ensaios de campo e usando as técnicas existentes, confrontando-as com a curva obtida na respectiva prova de carga;
- cálculo da repartição da carga total em atrito lateral, ao longo do fuste da estaca instrumentada, e resistência de ponta, a partir dos resultados das medições das deformações ao longo do fuste;
- análise do modo de ruptura da estaca injetada, a partir dos

resultados obtidos na prova de carga instrumentada.

#### 1.4 - Descrição sumária do trabalho

No capítulo 02 faz-se uma revisão bibliográfica sobre estacas injetadas de pequeno diâmetro, estacas Franki standard, o ensaio pressiométrico, o ensaio de cone estático, sondagem mista, provas de carga instrumentadas e sobre as diferentes teorias do dimensionamento de fundações profundas e de previsão do seu comportamento.

No capítulo 03 são apresentados e analisados os resultados da prova de carga executada na estaca Franki e da prova de carga da estaca injetada.

No capítulo 04 são apresentados os resultados obtidos através dos ensaios pressiométricos e de cone e das sondagens mistas. São apresentadas ainda as condições específicas de realização dos ensaios.

No capítulo 05 é feita a análise comparativa entre os resultados previstos através das formulações teóricas e aqueles obtidos nas provas de carga.

No capítulo 06 são apresentadas as principais conclusões deste trabalho.



## Capítulo II

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O objetivo desse capítulo é fazer uma revisão bibliográfica das técnicas empregadas no decorrer do presente trabalho de dissertação.

#### 2.1 - O ensaio pressiométrico e técnicas de previsão do comportamento de fundações profundas

##### 2.1.1 - O ensaio pressiométrico

O ensaio pressiométrico é útil na engenharia de fundações para os diversos tipos de solos e fundações, já que esse ensaio reproduz, de modo aproximado, o estado de tensões e solicitações de diversos tipos de fundações nos solos.

De acordo com Bâguelin et alli (1978), no cálculo dos problemas de estabilidade de talude e empuxos de terra, o método pressiométrico vem sendo suplantado em qualidade por outras formas de ensaio, sendo porém muito útil no caso de fundações carregadas lateralmente e de ancoragens.

##### 2.1.2-Histórico

O pressiômetro, tal como é hoje conhecido, teve seu surgimento devido a Louis Mênard que, em 1954, necessitando medir as características tensão-deformação do solo, partiu para o desenvolvimento do pressiômetro o qual passou a ser utilizado industrialmente em 1957.

Se conceituarmos, porém, o pressiômetro, como sendo um instrumento que aplica pressão hidráulica (líquido ou gás) nas paredes de um furo de sondagem, a fim de medir as características de tensão-deformação do solo, temos que o primeiro pressiômetro foi desenvolvido em 1930 por Kogler (1933). Esse equipamento não teve utilização prática devido à dificuldade de interpretação de seus resultados.

Uma diferença fundamental entre o equipamento de Kogler e o de Mênard é que esse último tem três cilindros ou câmaras superpostas ao invés de uma única câmara longa existente no equipamento de Kogler. As câmaras possuem uma membrana flexível que fica limitada no topo e na base por anéis de aço os quais também delimitam um cilindro de aço que é recoberto pela membrana flexível. As câmaras do topo e do fundo visam proteger a câmara central, reduzindo os efeitos causados pelo comprimento finito da célula central, permitindo desse modo que a célula central expanda-se exclusivamente na direção radial. A expansão radial gera uma solicitação de deformação plana em torno da célula central. A célula central é utilizada desse modo como a célula de medição enquanto que as demais funcionam como células de guarda.



A existência desse estado de deformação plana facilita muito a interpretação do ensaio pressiométrico. Assumindo o solo como um meio elástico pode-se utilizar a teoria de Lamé (1852) para o cálculo do módulo de elasticidade. Assumindo um comportamento elasto-plástico para o solo, pode-se utilizar a solução de Bishop, Hill e Mott (1945) associada ao critério de ruptura de Tresca, para a obtenção da resistência ao cisalhamento, num material sem atrito.

Em 1963, a publicação Sols-Soils apresentou os primeiros gráficos e equações com aplicação no projeto de fundações utilizando o pressiômetro.

Em 1973, a Universidade de Cambridge passou a operar uma nova versão do pressiômetro auto-perfurante, a qual recebeu o nome de Camkometer.

Estudos efetuados por Wroth e Hughes (1973) em blocos de caolim apresentaram resultados indicando que o amolgamento causado pela inserção do pressiômetro auto-perfurante, em solos moles, é pequena; verificou-se também que a deformação da membrana é quase que exclusivamente radial, gerando assim um estado de deformação plana.

Nos últimos anos vem sendo dada particular atenção à melhoria dos instrumentos de medição, objetivando maior precisão e confiabilidade dos resultados. Tem-se procurado um

maior desenvolvimento e aperfeiçoamento da interpretação dos resultados, bem como melhorar a técnica de execução dos ensaios, padronizando-a e levando a um amolgamento mínimo do solo.

### 2.1.3 - Descrição do equipamento

O pressiômetro existe em diversas versões, as quais são alterações do modelo básico fabricado por Ménard. Dentre os vários tipos existentes pode-se citar o pressiômetro autofurador, o pressiômetro desenvolvido na Universidade de Alberta, Canadá, o pressiômetro da Universidade do Texas (Texam Pressuremeter), e os pressiômetros Ménard.

Existem três modelos básicos do pressiômetro Ménard, E, GB e GC, os quais diferem entre si pela capacidade de pressão, facilidade de manuseio, precisão dos resultados e método de operação do equipamento. O pressiômetro, conforme indicado na figura 2.1, consiste de três partes: sonda, unidade de controle e a tubulação. Descreve-se a seguir, os principais componentes dos pressiômetros Ménard.

#### a) A sonda

Usa-se água para pressionar a cavidade e para medir o resultado da variação de volume. A sonda fica contida num dispositivo inflado de borracha flexível e impermeável que preenche a cavidade e define sua extensão. A sonda propriamente dita é composta de uma célula de medição protegida no topo e na base por

células de guarda. Estas últimas são também infladas com gás ou água pressurizada e fazem com que a célula de medição seja impedida de expandir ocupando todo o volume do furo. Vide figura 2.1.

Na célula central os deslocamentos são exclusivamente radiais, e devido à grande flexibilidade da membrana geram uma pressão uniforme nas paredes do furo, caracterizando assim um estado plano de deformações no solo em torno da célula central.

O núcleo da sonda é formado por tubos de aço que conferem rigidez à estrutura e por estruturas de vedação e tubulações. Vide figura 2.2.

#### b) A unidade de controle

A unidade de controle fica montada num quadro metálico colocado numa caixa que fica apoiada no terreno através de pernas retráteis. Sua localização deve ser protegida das intempéries.

Contém as seguintes partes essenciais:

- tubulações transparentes através das quais se controla o volume de água existente nas células;
- válvulas de controle de pressão e passagem de gás e água;
- manômetros indicadores da pressão nas células;
- tubulações que conectam as diversas partes.

A unidade de controle conecta-se à sonda nos tipos GB e GC

através de um cabo coaxial que leva e traz a água e por uma tubulação que permite a injeção do gás. A fonte de pressão une-se à unidade de controle através de tubulação reforçada capaz de resistir à pressão utilizada.

#### c) Fonte de pressão

A fonte de pressão consiste numa garrafa cilíndrica contendo geralmente gás carbônico, oxigênio ou nitrogênio.

Uma descrição mais detalhada a respeito dos pressiômetros existentes pode ser encontrada em Bâguelin et alli (1978).

#### 2.1.4 - Metodologia do ensaio

O ensaio pressiométrico obedece a regras de execução padronizadas podendo ser dividido em três etapas distintas.

##### a) Execução do furo

A correta execução do furo é fator fundamental para a realização de um ensaio correto.

Existem duas maneiras básicas de se introduzir a sonda no solo:

- inserção direta da sonda no solo, através de cravação

estática;

- execução prévia do furo e descida da sonda.

As pesquisas de Bâguelin et alli (1978) indicaram que o furo deve ser calibrado, de modo que tenha diâmetro levemente superior ao diâmetro da sonda, seja retilíneo e as paredes do furo devem ser o menos amolgadas possível, já que o amolgamento interfere diretamente nos resultados do ensaio.

Bâguelin et alli (1978) evidenciaram que a execução do furo influi na interpretação dos resultados do ensaio, da seguinte maneira:

- Furo apertado - impossibilita a medição da tensão horizontal de repouso,  $P_0$ , e dificulta o cálculo do módulo de elasticidade;
- Furo bem calibrado - é possível a determinação do módulo pressiométrico e da pressão limite pressiométrica;
- Furo largo - impossibilita a medição da pressão limite do terreno, por limitação do volume de expansão da sonda.

#### b) Enchimento e saturação do sistema

A sonda, tubulações e circuitos devem ser preenchidos com água limpa e deairada. A obtenção de água deairada é necessária já que, com a elevação de pressão, as bolhas são dissolvidas,

indicando uma variação volumétrica irreal do solo. Conforme recomendações de Toledo (1986), é necessário verificar frequentemente o equipamento quanto à saturação e perdas por vazamento. Essas verificações devem ser efetuadas sempre que ocorrer:

- a) desenvolvimento de vácuo nos sistemas que contêm água;
- b) súbita redução de pressão no sistema;
- c) realização de ensaios de carregamento cíclico;
- d) realização de ensaios de longa duração.

### c) Calibrações

As variações de pressão e volume obtidas durante o ensaio fornecem uma curva bruta pressão x volume, que deve ser corrigida quanto à perdas de volume e de pressão inerentes ao aparelho.

#### c.1) Calibrações volumétricas

O ensaio pressiométrico acarreta diversas perdas volumétricas durante a sua execução, tais como a expansão da tubulação que conecta a sonda à unidade de controle, a compressibilidade das membranas de borracha interna e externa e a compressibilidade da água.

A calibração consiste em colocar a sonda dentro de um tubo cilíndrico indeformável, com diâmetro interno pouco maior que o diâmetro externo da sonda, a seguir infla-se a sonda até que ela esteja inteiramente em contato com as paredes do tubo;

nesse ponto assume-se que a sonda não pode mais inflar devido à indeformabilidade do tubo e ao fato que toda a variação volumétrica observada quando aumentamos a pressão é devida às perdas volumétricas. Desse modo, são dados acréscimos de pressão e anotadas as variações volumétricas, de modo semelhante ao da execução do ensaio.

#### c.2) Calibrações de pressão

As membranas de borracha da sonda, bem como as palhetas metálicas que por vezes as recobrem, possuem uma rigidez que faz com que a pressão que chega ao solo seja menor que a pressão lida no manômetro, já que uma parte da pressão aplicada é consumida para deformar as membranas. Com intuito de compensar essa perda de pressão faz-se a calibração.

A calibração consiste em colocar a sonda ao ar livre, e por meio de cerca de 08 a 10 incrementos de pressão deixa-se que a sonda infle livremente. Plota-se a curva pressão x variação de volume de modo semelhante ao adotado quando da execução do ensaio no solo. Deve-se levar em conta a pressão hidrostática devido a diferença entre o nível do manômetro de leitura e o meio da célula de medição.

A calibração deve ser repetida toda vez que membranas novas sejam colocadas e a cada cinco ensaios pelo menos, devido à variação na rigidez da membrana gerada pelo uso.

As curvas de calibração obtidas devem ser utilizadas para

corrigir as curvas pressão - volume fornecidas pelos ensaios.

d) Execução do ensaio

Uma vez tendo sido realizadas as calibrações, a sonda deve ser inserida no furo. É recomendável que o tempo decorrido entre a conclusão do furo e a inserção da sonda no furo seja o menor possível, a fim de minimizar os problemas de expansão do solo ou desmoronamento das paredes do furo.

Deve ser efetuado um ensaio a cada metro ou quando ocorrer mudança na estratigrafia do terreno, sendo que o espaçamento mínimo entre dois ensaios consecutivos deve ser de 50cm, espaço esse requerido para que os resultados de um ensaio não interfiram no ensaio subsequente.

Após a colocação da sonda na profundidade do ensaio abre-se o medidor de volume para que a pressão atmosférica entre no sistema equalizando-o.

O ensaio padrão é executado com dez incrementos de pressão, sendo que no décimo incremento deve-se atingir a pressão limite que é definida quando o furo dobra de volume.

É recomendável que o ensaio consista em um mínimo de oito incrementos, por questão de precisão, e em um máximo de 14, por questão de rapidez na execução do ensaio.

Estima-se a pressão limite e iniciam-se os incrementos de



pressão, que devem ser de 1/10 do valor da pressão limite. São feitas leituras da variação volumétrica a uma determinada pressão, mantida constante, no tempo de 15, 30 e 60 segundos, em seguida aumenta-se a pressão e fazem-se novas leituras volumétricas. O ensaio é interrompido quando o volume inicial do furo,  $V_0$ , é dobrado ou, não se conseguindo isso (furo muito largo), quando a variação volumétrica se aproxima do limite do medidor de volume.

O gráfico pressão x deformação (corrigido) é obtido a partir das leituras de pressão e de volume (correspondente ao tempo de 60 segundos), levando em conta as devidas correções de volume e pressão.

A figura 2.3 mostra a forma de uma curva típica.

#### 2.1.5-Interpretação dos resultados

Utilizando as leituras de pressão e as respectivas variações volumétricas, juntamente com as correções das perdas volumétricas e de pressão, obtém-se a curva corrigida.

Numa curva corrigida pressão - volume distinguem-se três trechos:

- trecho de recarregamento do solo amolgado próximo às paredes do furo, o qual é limitado pela pressão atmosférica, em seu limite

inferior, e pela pressão horizontal existente antes da execução do furo,  $P_o$ , em seu limite superior;

- trecho pseudo-elástico, que mostra uma relação aproximadamente linear entre a variação de pressão e o volume injetado na célula de medição. Fica compreendido entre  $P_o$  e a pressão onde o solo deixa de ter um comportamento "elástico" em relação ao carregamento, isto é, a pressão de fluência,  $P_f$ , passando a apresentar fluência. Nesse trecho, aplica-se a Teoria da Elasticidade;
- trecho plástico no qual o solo passa a apresentar um comportamento plástico, atingindo gradualmente a ruptura.

A curva pressão - volume corrigida fornece os seguintes dados:

- $V_o$  - ponto da curva em que a mesma passa a ter uma trajetória aproximadamente retilínea, indicando o início do trecho pseudo-elástico do solo e o término da fase de recarregamento do solo;
- $V_f$  - ponto da curva onde a mesma passa a ter um comportamento não "retilíneo", pseudo-elástico, passando, a partir daí, a mostrar um comportamento plástico do solo;
- $P_l$  - pressão limite que corresponde ao ponto em que o medidor de volume indica um volume injetado de  $2V_o + V_s$ , sendo

$V_s$  o volume de sonda e  $V_o$  o volume inicial do furo.

- $E_m$  - módulo pressiométrico do solo, determinado a partir do trecho pseudo-elástico da curva.
- $P_f$  - pressão de fluência correspondente ao volume injetado,  $V_f$ , ou seja, no fim do trecho pseudo-elástico.
- $K_o$  - coeficiente de empuxo no repouso, obtido de forma aproximada através da pressão horizontal,  $P_o$ , correspondente ao  $V_o$ . É assumido que nesse ponto o solo retornou ao seu estado de tensões de repouso. A definição precisa do volume  $V_o$  é difícil, especialmente no caso de solos moles.  $K_o = P_o / \sigma_v$ , sendo  $\sigma_v$  a tensão total vertical na profundidade do ensaio.

$\uparrow$   
? efetiva

$$K_o = \frac{P_{ho}}{\sigma'_{v_o}} \quad (\text{definição})$$

- $P_l^*$  - pressão limite efetiva que é dada pela diferença da  $P_l$  obtida no gráfico (correspondente a  $2 V_o + V_s$ ) em relação à pressão horizontal no repouso (correspondente a  $V_o$ ), isto é,  $P_l^* = P_l - P_o$ .

A curva típica do ensaio, juntamente com alguns desses parâmetros, é mostrada na figura 2.4.

#### 2.1.6 - Obtenção dos parâmetros

a) Determinação do módulo pressiométrico.

O módulo pressiométrico é obtido a partir do trecho pseudo-elástico da curva corrigida. A linearidade da curva nesse trecho é associada com um comportamento elástico-linear do solo. Desse modo, assumindo-se o solo como um meio elástico e infinito e aplicando-se a solução da Teoria da Elasticidade para expansão de cavidades cilíndricas, temos, segundo Lamé (1852), a seguinte expressão:

$$G = V \cdot \Delta P / \Delta V$$

Onde:

G é o módulo de cisalhamento

$\Delta P$  é a variação de pressão na cavidade

$\Delta V$  é a variação de volume da cavidade

V é o volume médio da cavidade durante a fase elástica. Sendo que:  $V = V_s + (V_o + V_f) / 2$

Para um meio de comportamento elástico-linear, tem-se:

$$E = 2G (1 + \nu), \text{ onde:}$$

E é o módulo de elasticidade

$\nu$  é o coeficiente de Poisson

Ménard (1967) sugere que se adote  $\nu = 0,33$ , como regra geral, e assim obtém-se o módulo de deformação de Ménard,  $E_m$ , através da seguinte expressão:

$$E_m = 2,66 G$$

$$E_m = 2,66 [ V_s + (V_f + V_o) / 2 ] \cdot [(P_f - P_o) / (V_f - V_o)]$$

#### b) Determinação da pressão limite

A estimativa da pressão limite depende do modo como o furo pressiométrico tenha sido executado.

Nos casos em que se obtém um furo bem calibrado, adota-se o procedimento indicado no item 2.1.5.

Quando o diâmetro do furo é bem maior que o diâmetro da sonda, não permitindo assim que se atinga o dobro do volume inicial do furo, o qual é indicativo da pressão limite, pode-se adotar um processo de extrapolação da curva pressiométrica, conhecido como método "log x log" (Bâguelin et alli, 1978).

O método log x log consiste em colocar num gráfico os valores da pressão corrigida no eixo das ordenadas, em escala logarítmica, e a razão entre a variação volumétrica do ensaio e o volume inicial no eixo das abcissas, também em escala logarítmica. No seu trecho final, o gráfico se assemelha a uma reta que, prolongando-se até a abcissa 1,0, corresponde ao valor da pressão limite.

O método log x log é recomendado em ensaios onde já se tenham alcançado pressões onde o material já tenha ultrapassado o trecho de comportamento pseudo-elástico. Esse método não deve ser utilizado na interpretação de resultados de ensaios em rocha, quando não se atinge a pressão limite, já que o mecanismo

de ruptura da rocha se assemelha ao de uma ruptura frágil.

O critério de Frohlich (1934) pode ser utilizado no caso de ensaios pressiométricos realizados em rochas. Esse critério correlaciona a resistência a compressão simples,  $R_c$ , com a ruptura da amostra carregada diametralmente, a partir do centro, ruptura essa que se assemelha àquela produzida pelo pressiômetro, permitindo assim a obtenção da pressão limite. Onde:

$$P_1^* = R_c/2.$$

Os parâmetros dos ensaios pressiométricos, são utilizados no dimensionamento de fundações, através de expressões semi-empíricas.

O módulo pressiométrico pode ser correlacionado com a deformabilidade do solo e a pressão limite com a carga de ruptura do solo. Essas correlações permitem, por sua vez, prever os recalques e a capacidade de carga de uma fundação.

Apresentamos a seguir alguns métodos de análise para o dimensionamento de fundações profundas sujeitas a carga vertical, adaptando-os, quando necessário, ao caso específico de estacas injetadas de pequeno diâmetro.

#### 2.1.7 - Capacidade de carga

Um carregamento vertical no topo de uma estaca é suportado

pela resistência do solo na base da estaca, o qual resiste até uma tensão de ruptura de ponta  $q_{max}$ , e pelo atrito lateral desenvolvido ao longo do fuste, o qual é função do atrito lateral máximo,  $f_{max}$ .

Os valores de  $q_{max}$  e  $f_{max}$  podem ser estimados por meio de correlações com o valor da pressão limite efetiva equivalente,  $P_{le}^*$ , obtida através do pressiômetro.

As correlações entre  $P_{le}^*$ ,  $f_{max}$  e  $q_{max}$  dependem de fatores como:

- natureza do solo;
- tipo de fundação;
- profundidade de embutimento;
- dimensão da fundação;
- modo de execução da fundação.

Em geral provas de cargas instrumentadas têm sido realizadas para se obter correlações, entre esses fatores e os parâmetros  $P_{le}^*$ ,  $q_{max}$  e  $f_{max}$ .

Nesse trabalho, para o cálculo de capacidade de carga, utilizamos os métodos de Ménard-Gambin (1963), Bâguelin et alli (1978), Bustamante e Gianceselli (1981) e Bustamante e Doix (1985).

Considera-se aqui o caso geral, isto é, a situação de um terreno estratificado com diferentes características em cada camada.

2.1.7.1 - Método de Ménard - Gambin(1963), Bâguelin et alli (1978) e Bustamante e Gianceselli (1981)

a) Resistência de ponta

A expressão para o cálculo da resistência de ponta é dada pela seguinte expressão:

$$R_p = A_p \cdot q_{max}$$

Onde:

$A_p$  é a área da seção da ponta

$q_{max}$  é a tensão de ruptura de ponta calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$q_{max} = k \cdot P_{le}^* + q_{ov}$$

Onde:

$k$  é o fator de capacidade de carga pressiométrico

$q_{ov}$  é a pressão total vertical geostática existente na profundidade da ponta da fundação

A pressão limite efetiva equivalente,  $P_{le}^*$ , é obtida através da média geométrica entre os valores das pressões limites efetivas das camadas de solo situadas numa faixa cujo limite superior está a uma altura de  $1,5 \cdot D_s$  da ponta da fundação e



o limite inferior a  $1,5.D_s$  da ponta da fundação ( $D_s$  é o diâmetro médio da fundação).

O valor da pressão limite efetiva equivalente,  $P_{le}^*$ , é dado pela seguinte expressão:

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{11}^* \cdot P_{12}^* \cdot \dots \cdot P_{1n}^*}$$

Onde:

$P_{1n}^*$  é a pressão limite efetiva na  $n$ ésima camada

$n$  é o número de camadas

Para o cálculo do fator de capacidade de carga pressiométrico,  $k$ , é necessário a determinação da profundidade de embutimento equivalente,  $H_e$ , a qual é fornecida pela seguinte expressão:

$$H_e = \sum_{i=1}^n (h_i \cdot P_{li}^* / P_{le}^*)$$

Onde:

$h_i$  é a espessura da  $i$ ésima camada

$P_{li}^*$  é a pressão limite efetiva na  $i$ ésima camada

$P_{le}^*$  é a pressão limite efetiva equivalente calculada pela fórmula precedente.

As tabelas 2.1 e 2.2 mostram a classificação de solos proposta por Bustamante e Gianceselli (1981) e por Ménard-Gambin (1963), respectivamente.

As figuras 2.5 a 2.7 apresentam os valores de  $k$ , calculados por Ménard - Gambin (1963), Bâguelin et alli (1978) e Bustamante e Gianceselli (1981).

#### b) Resistência lateral

A resistência lateral,  $R_l$ , é dada pela seguinte expressão:

$$R_l = \sum_{i=1}^n \overbrace{\pi \cdot D_{si} \cdot h_i \cdot f_{maxi}}^{\text{Produto}}$$

Onde:

$D_{si}$  é o diâmetro médio da fundação na  $i$ ésima camada

$n$  é o número de camadas

$h_i$  é a espessura da  $i$ ésima camada

$f_{maxi}$  é o atrito lateral máximo na  $i$ ésima camada

$i$  é a  $i$ ésima camada

A tabela 2.3 apresenta a metodologia para a escolha da curva de determinação do valor de  $f_{max}$ , conforme pode ser visto na figura 2.10 (Bustamante e Gianceselli, 1981).

As figuras 2.8 a 2.10 apresentam os valores de  $f_{max}$  propostos, por cada método, para diferentes condições locais. O

método de Ménard-Gambin (1963) propõe que, no caso de estacas com paredes externas de aço, haja uma redução nos valores encontrados através da curva A da figura 2.8, de 20% em solos coesivos e 30% em solos arenosos.

#### c) Resistência Total

A resistência total é dada pela seguinte expressão:

$$RT = R_p + R_l$$

#### 2.1.7.2 - Método de Bustamante e Doix (1985)

O método de Bustamante e Doix (1985) considera o caso específico de estacas injetadas de pequeno diâmetro.

É levada em conta a protensão do solo devida a injeção de argamassa ou nata de cimento sob pressão, melhorando as características de resistência do solo.

Esse método é válido também para o cálculo de tirantes.

#### a) Resistência de ponta

A partir de observações de caráter empírico-estatístico, Bustamante e Doix (1985) propõem uma das seguintes expressões para o cálculo da resistência de ponta:

$$R_p = 0,15 \cdot R_l \quad (1)$$

ou

$$R_p = A_p \cdot K_p \cdot P_l \quad (2)$$

Onde:

$A_p$  é área da seção da ponta

$P_l$  é a pressão limite (na base)

$K_p$  é o fator de capacidade de carga da ponta, podendo assumir os seguintes valores:

1,2 em areias e pedregulhos

1,6 em argilas

1,8 em argilas e margas

1,5 em rochas alteradas ou fragmentadas.

A expressão (1) geralmente é utilizada para estacas cuja ponta esteja assente em solo, sendo que o valor da relação entre a resistência de ponta e a resistência lateral (15%) foi obtido a partir de um tratamento estatístico de diversos ensaios efetuados.

A expressão (2) é utilizada nos casos de estacas cuja ponta esteja assente em rocha ou quando são conhecidas as características de resistência do material situado sob a ponta da estaca.

b) Resistência lateral

A resistência lateral,  $R_l$ , é dada pela seguinte expressão:

$$R_l = \sum_{i=1}^{nsp} .D_{si} . f_{maxi} . l_{ai}$$

Onde:

$nsp$  é o número de camadas de solo pretendidas

$l_{ai}$  é o comprimento ancorado na  $i$ ésima camada ancorada

$f_{maxi}$  é o atrito lateral máximo na  $i$ ésima camada ancorada

$D_{si}$  é o diâmetro médio da fundação na  $i$ ésima camada, dado pela seguinte expressão:

$$D_{si} = D_d . \alpha$$

Onde:

$D_d$  é o diâmetro do furo

$\alpha$  é o fator de ampliação do diâmetro e que depende da natureza do solo, do tipo da injeção e da pressão de injeção.

A tabela 2.4 apresenta os valores de  $\alpha$  propostos pelos autores, na qual se consideram dois tipos de injeção, a saber:

IRS - injeção repetitiva seletiva - A injeção se dá através de válvulas colocadas ao longo do fuste, podendo-se injetar várias vezes numa mesma válvula. Pode-se escolher a válvula a ser injetada, através de um obturador duplo.

IGU - injeção global única. A injeção se dá de maneira

simultânea em todas as válvulas e de uma única vez.

Bustamante e Doix (1985) propõem que, para estacas executadas de acordo com o tipo de injeção IRS, utilize-se a pressão de injeção,  $P_i$ , maior que a pressão limite obtida no pressiômetro.

O valor do atrito lateral máximo,  $f_{max}$ , é influenciado pelos seguintes fatores:

- tipo de solo;
- tipo de injeção;
- resistência do solo.

As figuras 2.11 a 2.14 apresentam os valores de  $f_{max}$ . A tabela 2.5 apresenta a classificação dos solos proposta por Bustamante e Doix (1985).

#### 2.1.8 - Recalques

Para a determinação dos recalques de uma fundação profunda é necessário o conhecimento do mecanismo de transferência das cargas da fundação para o solo. A fim de determinarmos esse mecanismo, é necessário o conhecimento das características estruturais da fundação, do módulo de deformação e resistência a ruptura dos materiais da fundação e das características mecânicas do solo, resistência e módulo de deformação.

A determinação dos recalques depende de duas etapas:

inicialmente com a obtenção das curvas  $q \times w$  e  $f \times w$  e posteriormente com a obtenção da curva carga  $\times$  recalque.

#### 2.1.8.1 - Obtenção das curvas $q \times w$ e $f \times w$

A curva  $q \times w$  é a curva de mobilização de tensão na base da fundação, onde  $q$  é a tensão média exercida pela base da fundação no solo para um dado recalque  $w$ . A curva  $f \times w$  é a curva de mobilização do atrito ao longo do fuste da fundação onde  $f$  é o atrito lateral unitário desenvolvido entre a fundação e o solo, para um dado recalque  $w$ . Os valores para os quais o solo atinge o máximo do atrito (máximo da força cisalhante lateral unitária) e o escoamento são  $f_{max}$  e  $q_{max}$ , respectivamente.

Para o cálculo das curvas  $q \times w$  e  $f \times w$  foram utilizados os métodos de Ménard-Gambin (1963) e o de Frank - Bustamante (1983).

##### a) Método de Ménard-Gambin (1963).

Este método adota um modelo elástico-plástico para o comportamento do solo, conforme a figura 2.15.

Os valores de plastificação,  $q_{max}$  e  $f_{max}$ , isto é, os valores máximos de  $q$  e de  $f$  são obtidos através do procedimento descrito no item 2.1.7.1.

A inclinação do trecho elástico é dada por:

## a.1) Curva q x w

## - Estacas escavadas

Para  $R \leq 0,30\text{m} \rightarrow q/w = 2 \cdot E_m / \lambda R$

Para  $0,30 \leq R \leq 0,75\text{m} \rightarrow q/w = 2 \cdot E_m / [R_0 (\lambda R / R_0)^{\alpha_r}]$ , onde:

$R_0 = 0,30\text{m}$  (raio de referência)

## - Estacas cravadas

Para  $R \leq 0,75\text{m} \rightarrow q/w = 2 E_r / \lambda^{\alpha_r} \cdot R$ ,

Onde:

$E_m$  é módulo pressiométrico do solo segundo Ménard

$R$  é o raio da estaca (em metros)

$\alpha_r$  é o coeficiente reológico (vide tabela 2.6)

$\lambda$  é o fator de forma, o qual assume os respectivos valores:

1,0 no caso de fundação circular;

1,12 no caso de fundação quadrada;

1,53 para fundações cuja relação entre o comprimento e a largura seja igual a 2,0;

2,65 para fundações cuja relação entre o comprimento e a largura seja igual a 10.



Er é o módulo de elasticidade pressiométrico referente ao recarregamento do solo. Er é obtido quando, após a execução do ensaio pressiométrico, reduz-se a pressão na sonda e torna-se então a inflá-la, obtendo, desse modo, as características de recompressão do solo.

#### a.2) Curva f x w

Para  $R \leq 0,30m \rightarrow f/w = Em/Cd.R$

Para  $R > 0,30m \rightarrow f/w = Em/[Cd.Ro(R/Ro)^{\alpha C}]$ , onde:

Cd é o coeficiente de deformação dependente da relação  $lt/R$  e do método de instalação da estaca (vide tabela 2.7).

lt é o comprimento total da fundação.

#### b) Método de Frank-Bustamante (1983)

Assume um modelo bielástico-plástico para o comportamento do solo, conforme a figura 2.16.

Os valores de plastificação,  $q_{max}$  e  $f_{max}$ , isto é, os valores máximos de  $q$  e de  $f$  são obtidos através do procedimento descrito no item 2.1.7.1.

A inclinação dos dois trechos elásticos é dada pelas seguintes expressões:

#### b.1) Curva q x w

O trecho elástico está dividido em trecho inicial, cujo limite é dado pela metade do valor de  $q_{max}$ , e o segundo trecho, cujo limite é dado pelo valor de  $q_{max}$ .

Trecho inicial (até  $q_{max}/2$ )

$$q/w = 5,5 \text{ Em/R}$$

Segundo trecho:

$$\Delta q / \Delta w = 1,1 \text{ Em/R}$$

b.2) Curva  $f \times w$

Trecho inicial

$$f/w = 2,5 \text{ Em/R}$$

Trecho final

$$\Delta f / \Delta w = 0,5 \text{ Em/R}$$

Onde:

$\Delta q$  é a variação de  $q$

$\Delta f$  é a variação de  $f$

$\Delta w$  é a variação de  $w$

$E_m$  é o módulo pressiométrico, segundo Ménard

$R$  é o raio da estaca (em metros)

Os valores da tensão de ruptura de ponta,  $q_{max}$ , e do atrito lateral máximo,  $f_{max}$ , são obtidos através da proposição de Bustamante e Gianeselli (1981).

#### 2.1.8.2 - Curva Carga X Recalque

Utilizando os dados fornecidos pelas curvas  $q \times w$  e  $f \times w$ , obtém-se a curva carga x recalque através do seguinte procedimento:

1. Divide-se a fundação em segmentos (cerca de 10 no mínimo).
2. Assume-se a tensão na ponta. Essa tensão tem que ser menor que a tensão de ruptura de ponta,  $q_{max}$ .
3. Lê-se o recalque correspondente através da curva  $q \times w$ .
4. Considera-se que a carga no segmento mais próximo à ponta é igual à carga na ponta.
5. Calcula-se a compressão do segmento  $n$  sob carga, através de:  $\Delta W = Q_n/AE$ , onde:
  - $\Delta W$  é a variação do comprimento do segmento
  - $Q$  é a carga axial aplicada no topo do segmento
  - $L$  é o comprimento do segmento
  - $A$  é a área do segmento
  - $E$  é o módulo de deformação axial da estaca.

6. Calcula-se o recalque do topo do segmento  $n$  através de:

$$W_n = W_{n-1} + \Delta W$$

7. Usa-se a curva  $f \times w$  para obter-se o valor de  $f$  no segmento  $n$ , correspondente ao recalque  $w$  neste mesmo segmento.
8. Calcula-se a carga no segmento  $(n-1)$ ,  $Q(n-1)$ , através de:  
$$Q(n-1) = f_n \cdot h_n \cdot \pi \cdot D_{sn} + Q_n$$

Onde:

$f_n$  é o atrito lateral médio

$h_n$  é a espessura da enésima camada

$D_{sn}$  é o diâmetro médio da fundação entre as seções  $n$  e  $n-1$

$Q_n$  é a carga na enésima seção

9. Repete-se o procedimento indicado nos itens 4 a 8 até o segmento do topo. A carga e o recalque do topo da fundação fornecem um ponto da curva carga - recalque.
10. Repete-se o procedimento indicado nos itens de 1 a 9, assumindo outros valores de pressão na ponta, e assim obtém-se a curva carga - recalque.

## 2.2 - O ensaio de penetração do cone estático

### 2.2.1 - Introdução

O ensaio é essencialmente estático, consistindo na cravação contínua de um elemento cilíndrico com ponta cônica, assemelhando-se à solicitação exercida por fundações profundas. Esse tipo de ensaio tem o inconveniente de não fornecer amostras do terreno ensaiado.

### 2.2.2 - Histórico

Em 1917 foi utilizado, pelo departamento de rodovias da Suécia ( Sanglerat,1972), para controle da construção de aterros rodoviários, um equipamento que pode ser considerado o precursor do cone estático atual. O equipamento consistia num cilindro que era cravado no solo através de cargas de 50,150,250,500 e 1000KN.Quando o solo resistia à penetração do cilindro sob a ação de 1000KN, a compactação do aterro era aprovada.

O cone estático, na concepção como é hoje conhecido, foi desenvolvido no período entre 1932 e 1937, na Holanda, por Barentsen (1936).

Segundo Berberian (1986), a partir da década de 60, passou-se a utilizar um tipo de cone elétrico, munido de "load cells" (dispositivo de medição de esforços por meio de extensômetros elétricos), que permite a obtenção simultânea das resistências de ponta do cone  $q_c$ , e o atrito lateral,  $f_s$ .

Em meados da década de 70, foi desenvolvido um cone elétrico que mede a pressão neutra, sendo conhecido como piezocone. Esse equipamento permite o monitoramento do excesso de

pressão neutra gerado durante a cravação do cone, bem como a observação da dissipação do excesso de pressão neutra com o tempo, após a parada da sonda. Um dos primeiros pesquisadores a utilizar o piezocone foi Torstensson (1975).

### 2.2.3 - Descrição do equipamento

Descreve-se a seguir o equipamento necessário à execução do ensaio de penetração com o cone mecânico.

#### a) Dispositivo de cravação

Consiste de uma máquina de cravação sobre a qual as hastes de cravação reagem, permitindo a cravação do cone no solo. A cravação é feita através de um mecanismo de engrenagens e manivelas, acionadas manualmente ou por meio de um macaco hidráulico alimentado por uma bomba a uma velocidade constante.

#### b) Material de sondagem

Compõe-se de hastes, tubos de aço e o cone. O cone possui um ângulo no vértice de 60 graus e área projetada da base de  $10\text{cm}^2$ . Através do deslocamento independente da ponta em relação às paredes laterais (curso de 4cm), é possível a medição da resistência de ponta,  $q_c$ , de modo direto.

### c) Dispositivo de medição

Compõe-se de uma placa de aço sobre a qual as hastes exercem pressão, a qual é indicada em dois manômetros sobre a máquina de cravação. Podem também ser utilizados anéis dinamométricos ou dispositivos elétricos.

Uma descrição detalhada dos diversos tipos de equipamentos pode ser encontrada em Sanglerat (1972).

#### 2.2.4 - Metodologia de execução do ensaio

- a) Estaciona-se e ancora-se a máquina de cravação no local da sondagem. A ancoragem pode ser obtida através da reação de tirantes, trados helicoidais ou sobrecarga.
- b) Efetua-se a primeira leitura da resistência total, cravando-se o conjunto hastes-cone (ponta) 25cm no terreno. O equipamento utilizado geralmente possui dois manômetros sendo um para altas e o outro para baixas pressões.
- c) Efetua-se a primeira leitura da resistência de ponta  $R_p$ , cravando-se somente o cone através da haste interna (curso 4cm) a uma velocidade o mais constante possível (tolerância de 25%).
- d) Efetua-se uma nova medida de resistência total, descendo-se o revestimento até o cone e cravando o conjunto mais 25cm.

- e) As operações c e d são repetidas alternadamente até que se atinja a profundidade pré-estabelecida em projeto ou até o limite de impenetrabilidade do ensaio.

#### 2.2.5 - Interpretação dos resultados

A cada 25cm de cravação anota-se o valor de pico atingido no manômetro. A resistência total,  $r_T$ , é dada por:

$$r_T = T_m \cdot A_e, \text{ onde:}$$

$T_m$  é a tensão lida no manômetro

$A_e$  é a área do êmbolo

A resistência de ponta do cone,  $q_c$ , é dada pela seguinte expressão:

$$q_c = r_p \cdot F, \text{ onde:}$$

$F$  é a razão entre a área do êmbolo e a área da ponta do cone.

$r_p$  é a resistência de ponta lida no manômetro

O atrito lateral unitário,  $f$ , é obtido através da diferença entre a carga total e a carga de ponta. Assim, temos:

$$f = (r_T - q_c \cdot A_p) / A_l$$



Onde:

$A_p$  é a área da seção da ponta

$A_l$  é a área lateral das hastes de sondagem

#### 2.2.6 - Obtenção dos parâmetros

Os parâmetros obtidos através do ensaio de cone estático, com uso do cone mecânico, são a resistência de ponta do cone,  $q_c$ , e o atrito lateral unitário,  $f$ , os quais são obtidos através do procedimento indicado no item 2.2.5.

#### 2.2.7 - Capacidade de carga

Neste trabalho são enfocadas as proposições de deRuijter e Beringen (1979) e de Bustamante e Gianceselli (1981) para o cálculo da capacidade de carga a partir de resultados obtidos com o ensaio de cone estático.

Considera-se neste trabalho o caso geral, isto é, a situação de um terreno estratificado com diferentes características em cada camada.

##### a) Resistência de ponta

A resistência de ponta,  $R_p$ , é dada pela seguinte

expressão:

$$R_p = q_{\max} \cdot A_p$$

Onde:

$q_{\max}$  é a tensão de ruptura da ponta

$A_p$  é a área da seção da ponta.

No método de deRuitter e Beringen (1979) a determinação do valor de  $q_{\max}$ , conforme pode ser observado na tabela 2.8 e nas figuras 2.17 e 2.18, é influenciada pelos seguintes fatores:

- resistência de ponta do cone,  $q_c$ ;
- tipo de solo;
- razão de pré-consolidação do solo, OCR;
- diâmetro da fundação.

No método de Bustamante e Gianeselli (1981) a determinação do valor de  $q_{\max}$ , conforme pode ser observado na tabela 2.9, é influenciada pelos seguintes fatores:

- resistência de ponta do cone,  $q_c$ ;
- tipo de solo;
- consistência ou compacidade do solo;
- modo de instalação da fundação.

b) Resistência lateral

A resistência lateral é dada pela seguinte expressão:

$$R_l = \sum^n \pi \cdot D_{si} \cdot f_{maxi} \cdot h_i, \text{ onde:}$$

$f_{maxi}$  é o atrito lateral máximo da  $i$ ésima camada.

$D_{si}$  é o diâmetro médio da fundação na  $i$ ésima camada.

$h_i$  é a espessura da  $i$ ésima camada

$n$  é o número de camadas

Conforme pode ser visto na tabela 2.7, a determinação do valor de  $f_{max}$ , no método de deRuiter e Berigen (1979), é influenciada pelos seguintes fatores:

- resistência de ponta do cone,  $q_c$ ;
- tipo de solo;
- razão de pré-consolidação do solo, OCR;
- tipo de solicitação.

O valor de  $f_{max}$ , no método de Bustamante e Gianeselli (1981), é dado pela seguinte expressão:

$$f_{max} = \frac{q_c}{\alpha} \quad \text{onde:}$$

Onde:

$q_c$  é a resistência de ponta do cone

$\alpha$  é o fator de capacidade de carga segundo Bustamante e Gianeselli (1981).

No método de Bustamante e Gianceselli (1981), conforme pode ser observado na tabela 2.9, o valor de  $\alpha$  e por conseguinte o valor de  $f_{max}$  é influenciado pelos seguintes fatores:

- resistência de ponta do cone,  $q_c$ ;
- tipo do solo;
- modo de instalação da fundação;
- pressão de injeção;
- material da fundação.

c) Resistência total

A resistência total,  $R_T$ , é dada pela seguinte expressão:

$$R_T = R_p + R_l$$

O valor de  $q_{max}$  no método de Bustamante e Gianceselli (1981) é dado pela seguinte expressão:

$$q_{max} = k_c \cdot q_c, \text{ onde:}$$

$k_c$  é o fator de capacidade de carga do cone

$q_c$  é a resistência de ponta do cone.

#### 2.2.8 - Recalques

Para a obtenção da curva carga x recalque, é necessário o conhecimento do mecanismo de transferência das cargas da fundação

para o solo. Adotam-se aqui as mesmas considerações e procedimentos relatados no item 2.1.8.

Neste trabalho é abordado o método de previsão de recalques proposto por Verbrugge (1981).

O método adota um modelo elasto-plástico para o comportamento do solo e utiliza os resultados do ensaio do cone para a determinação das curvas  $q \times w$  e  $f \times w$ . A figura 2.19 mostra a representação gráfica das curvas  $q \times w$  e  $f \times w$ .

A inclinação do trecho elástico das curvas  $q \times w$  e  $f \times w$  é dada pelas seguintes expressões:

$$q/w = 3,125.Ee/Ds$$

e

$$f/w = 0,22 Ee/Ds$$

Onde:

$Ds$  é o diâmetro médio da fundação

$Ee$  é o módulo de elasticidade do solo

Para estacas escavadas, o valor de  $Ee$  é dado pela seguinte expressão:

$$Ee = (36 + .0204651qc)107.5 \text{ (em Kpa)}$$

Para estacas cravadas, o valor de  $E_e$  é dado pela seguinte expressão:

$$E_e = (36 + .0204651q_c) 322.5 \text{ (em KPa)}$$

Estas expressões para o cálculo de  $E_e$  são recomendadas para valores de  $q_c \geq 440 \text{ KPa}$ .

O valor de plastificação da curva  $q \times w$ , isto é, o valor de  $q_{max}$  não é determinado através desse método. Neste trabalho sugere-se adotar o valor de  $q_{max}$  determinado por Bustamante e Gianeselli (1981), conforme Briaud (1983).

O valor de plastificação da curva  $f \times w$ , isto é, o valor de  $f_{max}$ , é determinado através das tabelas 2.10 e 2.11. Desse modo verifica-se que, na determinação de  $f_{max}$  através de Verbrugge (1981), é levada em conta a influência dos seguintes fatores:

- resistência de ponta do cone,  $q_c$ ;
- tipo de solo;
- modo de instalação da fundação;
- material da fundação;
- tipo de cone utilizado.

2.3 - Sondagem à percussão e rotativa - dimensionamento de fundações

### 2.3.1 - Introdução

Trata-se de um ensaio rápido e de baixo custo, cuja principal vantagem é reunir numa só operação a coleta de amostras deformadas e a medição da resistência do solo através do índice de resistência à penetração, NSPT.

Este ensaio permite correlações, a nível local, do NSPT e do tipo de solo, com diversas características mecânicas do solo.

### 2.3.2 - Histórico

Até o século XIX as sondagens do subsolo eram efetuadas com ferramentas cravadas no solo através de circulação de água. A ponta cortante desagregava o solo, que era transportado para cima, através da água.

Em 1902, o americano Charles Gow introduziu o método de amostragem a seco, utilizando um amostrador constituído por um tubo com 25,4mm de diâmetro e 30cm de comprimento com ponta aberta e corte biselado. O amostrador era cravado no solo através de um pilão com 500N de peso. Esse equipamento constituiu-se assim no primeiro instrumento com características semelhantes

àquele utilizado atualmente.

Berberian (1986), relata que em 1930 passou a ser utilizado um amostrador que possuía duas meias-cavas que facilitavam a extração da amostra, sendo cravado através de um peso de 635N em queda livre de 76,2cm, anotando-se o número de golpes necessários à cravação de 30,5cm, após uma cravação inicial de 15,2 cm. A esse número de golpes convencionou-se chamar N, isto é, número de golpes do SPT.

Com o decorrer dos anos surgiram diferentes diâmetros de amostradores, os quais são cravados com diferentes energias de cravação.

### 2.3.3 - Descrição do equipamento e metodologia do ensaio

A descrição detalhada do equipamento bem como da metodologia do ensaio é encontrada na NBR 1211 (1979).

Alguns dos equipamentos utilizados em sondagens à percussão e em sondagens rotativas podem ser vistos nas figuras 2.20 e 2.21, respectivamente.

Quando se procede a paralização da sondagem à percussão, de acordo com as prescrições da NBR 1211 (1979), pode se fazer necessária a continuação da sondagem, a fim de se conhecer as características das camadas mais profundas. Inicia-se então, a partir dessa profundidade, a sondagem rotativa.



As sondagens rotativas, segundo deLima (1979), têm como objetivo principal a obtenção do testemunho, isto é, as amostras da rocha, e permitem a identificação de descontinuidades do maciço, bem como a realização de ensaios "in situ", tais como o ensaio de perda d'água.

Sondagem mista pode ser definida como aquela que é efetuada à percussão em todos os tipos de terrenos penetráveis por esse processo e executada através de sonda rotativa nos materiais impenetráveis à percussão.

A descrição dos equipamentos geralmente utilizados nas sondagens rotativas pode ser encontrada em deLima (1979).

#### 2.3.4 - Interpretação dos resultados

A sondagem fornece as características táteis-visuais do solo e o NSPT. Para o dimensionamento de uma fundação os parâmetros necessários são: coesão aparente do solo,  $C_u$ , o ângulo de atrito interno do solo,  $\phi$ , o coeficiente de empuxo no repouso,  $K_0$ , o atrito lateral máximo,  $f_{max}$ , os quais são obtidos a partir de correlações com as características do solo fornecidas pela sondagem. As correlações utilizadas neste trabalho são comentadas a seguir.

#### 2.3.5 - Capacidade de carga

Os métodos de previsão do comportamento de fundações

utilizando o SPT e correlações também levam em conta as condições específicas de cada situação.

Neste trabalho são utilizadas as proposições de Dringenberg (1985), Veloso (1976), Costa Nunes (1987) e Meyerhof (1976) adaptadas, quando necessário, às condições específicas do problema.

a) Método de Meyerhof (1976)

O método limita-se ao cálculo da carga de ruptura, com as tensões de ruptura de ponta,  $q_{max}$ , e lateral,  $f_{max}$ , sendo determinadas com base na teoria rígido/plástica, adaptadas, porém à experiência. No cálculo da tensão de ruptura de ponta,  $q_{max}$ , esse método utiliza também o resultado do ensaio de cone.

A capacidade de carga é dada pela seguinte expressão:

$$R_T = R_p + R_l$$

Onde:

$R_T$  é a resistência total

$R_l$  é a resistência lateral dada por:

$$R_l = \sum \pi \cdot D_{si} \cdot f_{maxi} \cdot h_i$$

$R_p$  é a resistência de ponta dada por:

$$R_p = q_{max} \cdot A_p$$

$A_p$  é a área da seção da ponta

$q_{max}$  é a tensão vertical de ruptura na ponta

$f_{maxi}$  é o atrito lateral máximo atuante na iésima camada

$D_{si}$  é o diâmetro médio da fundação na iésima camada

A profundidade em que  $q_{max}$  atinge seu valor máximo, não aumentando mais a partir dessa profundidade, recebe o nome de profundidade crítica, a qual é função da relação entre a profundidade crítica,  $l_c$ , e o diâmetro médio da fundação,  $D_s$ , e do tipo de solo.

a.1) Determinação da tensão de ruptura de ponta da fundação,  $q_{max}$ , (em solos não-coesivos, a partir de sondagens de penetração)

O valor de  $q_{max}$  é correlacionado com o valor de  $q_c$  levando em conta a diferença entre os diâmetros da fundação e do cone. Segundo de Beer (1963), o cone estático e a fundação atingem a mesma resistência,  $q_{max} = q_c$ , nas suas profundidades críticas. Fixando a profundidade crítica,  $l_c$ , como sendo igual a  $10 \cdot D_s$  tem-se a seguinte expressão para o cálculo da tensão de ruptura de ponta,  $q_{max}$ :

$$q_{max} = \frac{q_c \cdot l_c}{10 D_s} \leq q_c$$

Até  $(l_c/D_s)$  igual a 10,  $q_{max}$  cresce linearmente com  $l_c$  até o valor de  $q_c$  e torna-se constante abaixo da profundidade

crítica.

a.2) Determinação do atrito lateral máximo,  $f_{max}$

- Em solos não coesivos

O valor de  $f_{max}$  é dado pela seguinte expressão:

$$f_{max} = K_m \cdot \sigma_m \cdot \text{tg } \phi \leq f_{max \text{ crit}}$$

Onde:

$K_m$  é o coeficiente de empuxo lateral médio. Esse coeficiente leva em conta a variação do estado de tensões no terreno devido ao modo de instalação da fundação, a compressibilidade do solo, o diâmetro da fundação e o coeficiente de empuxo no repouso,  $k_0$ .

$\sigma_m$  é a tensão vertical geostática média (existente antes da execução da fundação).

$\phi$  é o ângulo de atrito do solo levando em conta a compressibilidade do solo e o modo de instalação da fundação.

$f_{max \text{ crit}}$  é o atrito lateral máximo crítico, isto é, o atrito lateral máximo encontrado na profundidade crítica,  $l_c$ .

O valor exato de  $\sigma_m$  e  $K_m$  é dado pelas seguintes expressões:

$$\sigma_m = \frac{1}{K_m} \int_0^{l_c} \sigma_m(z) dz$$

e

$$K_m = \frac{1}{\sigma_m} \int_0^{l_c} K(z) \sigma_m(z) dz$$

Onde:

$K$  é o coeficiente de empuxo lateral

- Em solos coesivos

Levando em conta as modificações causadas no terreno devido a cravação ou perfuração da estaca, obtém-se para o cálculo de  $f_{max}$  a seguinte expressão:

$$f_{max} = \beta \cdot \sigma_m \leq C_u$$

$$\text{sendo } \beta = K_m \cdot \text{tg} \phi$$

Onde:

$C_u$  é a coesão aparente do solo.

Em terrenos argilosos moles a rijos, o modo de instalação da fundação não altera significativamente o valor do coeficiente de empuxo no repouso,  $K_0$ ; desse modo, o valor de  $k$  é aproximadamente igual a  $k_0$ . Neste tipo de terreno, utilizando a fórmula de Jaky (1948), o valor de  $\beta$  pode ser obtido através da

seguinte expressão:

$$\beta = (1 - \text{sen } \phi) \text{ tg}$$

Em argilas muito rijas a duras, para a estimativa de  $K_m$ , Meyerhof (1976) propõe a seguinte expressão:

$$K_m = k_o (1 - \text{sen } \phi) \sqrt{\text{OCR}}$$

Onde:

OCR é a razão de pré-consolidação do solo.

b) Método de Dringenberg (1985)

Dringenberg (1985) considera que, devido ao pequeno diâmetro das estacas injetadas, geralmente pode-se desprezar a influência da resistência de ponta no cálculo da capacidade de carga.

Dringenberg (1985) considera que, devido a esbeltez da EIPD e ao fato de num terreno onde a primeira camada é a menos resistente (caso mais comum) e a profundidade crítica ser insignificante em relação à espessura dessa camada, o valor do atrito lateral máximo no trecho não ancorado pode ser considerado como constante.

No trecho ancorado, Dringenberg sugere que se fixe o valor do atrito lateral unitário máximo igual a 300 Kpa, desde que a

resistência do terreno natural no ensaio SPT seja  $5 \leq N \leq 10$ , a injeção seja efetuada por etapas e a pressão final de injeção  $P_i$ , seja maior que 125 Kpa.

A resistência lateral  $R_l$ , é dada por:

$$R_l = l_o \cdot f_{\max o} \cdot \pi \cdot D_s + l_a \cdot f_{\max a} \cdot \pi \cdot D_s, \text{ onde:}$$

$l_o$  é o comprimento não ancorado.

$l_a$  é o comprimento ancorado

$f_{\max o}$  é o atrito lateral máximo no trecho não ancorado

$f_{\max a}$  é o atrito lateral máximo no trecho ancorado.

$D_s$  é o diâmetro médio da fundação

Utilizando o critério de Meyerhof (1976), o valor de  $f_{\max o}$  pode ser relacionado com os resultados das sondagens à percussão ou com o valor da coesão aparente do solo, através das seguintes expressões:

$$f_{\max o} = 2N \text{ (Kpa)}$$

ou

$$f_{\max o} = \alpha c \cdot C_u, \text{ onde:}$$

$N$  é o número de golpes do SPT

$C_u$  é a coesão aparente do solo

$\alpha c$  é o coeficiente de correlação tomado geralmente igual a 0,8.

#### c) Método de Costa Nunes (1987)

O comportamento de uma EIPD se assemelha com o de uma ancoragem protendida convencional. Partindo dessa consideração

e de trabalhos como os de Ostermayer e Werner (1972) e Jelineck e Ostermayer (1975), Costa Nunes propôs a seguinte expressão para o cálculo da capacidade de carga lateral,  $R_l$ , das EIPD:

$$R_l = \pi \cdot D_n \cdot n_d \cdot l_a \cdot n_l \cdot (c_a + u \cdot h \cdot n_h \cdot n_p \cdot \text{tg} \phi), \text{ onde:}$$

$R_l$  é a resistência lateral

$D_n$  é o diâmetro nominal da ancoragem ou diâmetro externo do tubo de moldagem.

$n_d$  é o fator de aumento de diâmetro da ancoragem devido à pressão de injeção. Segundo Ostermayer e Werner (1972) esse aumento é da ordem de duas vezes o diâmetro médio do grão do solo mais um acréscimo de 5mm. Pode-se geralmente desprezar esse efeito; desse modo adota-se  $n_d$  igual a 1,0.

$l_a$  é o comprimento do trecho ancorado

$n_l$  é o fator de redução do comprimento da ancoragem devido ao fato de a pressão sobre a mesma não ser uniforme. Para comprimentos moderados, até cerca de 8m, pode ser adotado igual a 1.

$c_a$  é a aderência entre calda e solo. Face à irregularidade do bulbo, pode-se adotar  $c_a$  igual à coesão aparente do solo,  $c_u$ .

$u$  é a massa específica do solo

$h$  é a profundidade do centro da ancoragem

$n_h$  é o fator de redução da profundidade para profundidades maiores do que 9m. Geralmente, pode-se adotar  $n_h = 1,0$

$n_p$  é o fator de aumento da pressão normal da resistência ao cisalhamento na interface calda-solo. O trabalho de Costa Nunes (1966) fornece condições para a estimativa do valor de  $n_p$ .



$\phi$  é o ângulo de atrito do solo.

O presente método não leva em conta a colaboração da resistência de ponta no cálculo da capacidade de carga das EIPD.

d) Método de Veloso (1976)

O método considera que o valor da tensão de ruptura de ponta,  $q_{max}$ , em uma estaca de seção circular ou quadrada, cravada no interior de uma camada homogênea de areia, pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$q_{max} = \sigma'v' \cdot N_q \leq q_l$$

Onde:

$\sigma'v'$  é a tensão vertical efetiva

$N_q$  é um fator de capacidade de carga, dependente do ângulo de atrito do solo e da razão entre a profundidade de embutimento,  $H_e$ , e o diâmetro médio da estaca,  $D_s$ .

$q_l$  é um valor limite, podendo ser definido como:

$$q_l = 55 \cdot q_c \tan \phi \quad (\text{em Kpa}), \text{ onde } \phi \text{ é o ângulo de atrito do solo.}$$

Veloso (1976) concluiu que  $N_q$  tende a crescer quase que

linearmente com o aumento de  $H_e/D_s$ , para uma mesma areia, até atingir o valor máximo, numa profundidade  $H_e$ , cerca de metade da profundidade crítica. Abaixo da profundidade crítica, o valor de  $q_{max}$  iguala-se ao valor de  $q_l$ .

No caso de estacas escavadas, Veloso (1976) indica que o valor de  $q_{max}$  é da ordem de metade a um terço do valor encontrado para estacas cravadas. No caso particular das estacas Franki (devido a sua grande energia de cravação), o valor de  $q_{max}$  é o dobro do valor encontrado para as demais estacas cravadas.

A partir dessas observações, Veloso (1976) sugere que para estacas cravadas em camadas resistentes homogêneas, acima de uma profundidade crítica, admitida da ordem de  $10.D_s$ , o valor de  $q_{max}$  pode ser obtido, de modo conservador, através da seguinte expressão:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{q_l \cdot H_e}{10 \cdot D_s} \leq q_l$$

Utilizando o ensaio de cone, Veloso (1976) assume que  $q_l$  é igual a  $q_c$  e assim obtém a seguinte expressão:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{q_c \cdot H_e}{10 \cdot D_s} \leq q_c$$

Admitindo, para areias,  $q_c = 430.N$  (em KPa), Veloso (1976) obtém a seguinte expressão em função do número de golpes  $N$  do ensaio à percussão:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{430.N.H_e}{D_s} \leq 430.N$$

### 2.3.6 - Recalques

Aborda-se neste trabalho o método proposto por Dringenberg (1985) o qual se caracteriza por ser um método teórico-experimental.

Dringenberg (1985) leva em conta três parcelas diferentes que contribuem no valor total do recalque ou sejam:

a) Parcela devida ao encurtamento do trecho não ancorado,  $S_{ro}$ .

O encurtamento do trecho não ancorado é dado pela seguinte expressão:

$$S_{ro} = \frac{2Q_o - \pi . D_s . l_o . f_{maxo}}{2A.E} . l_o$$

Onde:

$Q_0$  é a carga aplicada no topo da fundação

$D_s$  é o diâmetro médio da fundação

$l_0$  é o comprimento do trecho não ancorado

$f_{max}$  é o atrito lateral máximo no trecho não ancorado.

$A$  é a área da seção da estaca.

$E$  é o módulo de deformação axial da estaca.

b) Parcela devida ao encurtamento do trecho ancorado,  $S_{ra}$ .

O valor do encurtamento do trecho ancorado,  $S_{ra}$ , é dado pela seguinte expressão:

$$S_{ra} = \frac{Q_0 - f_{max} \cdot D_s \cdot l_0 \cdot \pi}{2 \cdot A \cdot E} \cdot l_a$$

Onde:

$l_a$  é o comprimento do trecho ancorado

c) Parcela devida ao recalque do solo na ponta da EIPD,  $S_s$ .

Dringenberg (1985), utilizando um modelo elástico e fazendo uso das fórmulas de Mindlin (1936), para carregamento no interior de uma massa de solo de extensão semi-infinita, concluiu que, para as características das EIPD (dimensões e carregamento), o recalque do solo, na ponta da EIPD,  $S_s$ , geralmente é da ordem

de 0,30cm.

O recalque total,  $S_{rt}$ , é dado pela seguinte expressão:

$$S_{rt} = S_r + S_{ra} + S_s$$

## 2.4 - Estacas injetadas de pequeno diâmetro

### 2.4.1 - Definição

A ABNT através da NBR6122 (1986) define estaca injetada de pequeno diâmetro, como aquela executada através de injeção sob pressão de produto aglutinante, normalmente nata de cimento.

Num sentido mais amplo, pode-se definir estaca injetada de pequeno diâmetro como um tendão metálico, constituído por barras, tubos ou fios, introduzido num furo e fixado ao terreno através de injeção de material aglutinante, sob pressão. Possui um diâmetro mínimo de cerca de 10cm e máximo de cerca de 25cm. Neste trabalho nos referimos, à estaca injetada de pequeno diâmetro como EIPD.

### 2.4.2 - Histórico

A utilização das EIPD remonta ao final da década de 50, na

Itália (Cabral, 1986).

As primeiras EIPD tinham uma carga de trabalho reduzida em relação à capacidade de carga. O aumento da carga de trabalho deve-se à evolução da técnica construtiva e dos métodos de cálculo.

A introdução das EIPD no Brasil deve-se a Costa Nunes (1977) e data de meados da década de 70. A utilização das EIPD vêm se acentuando nos últimos anos, como mais uma alternativa à execução de fundações profundas.

#### 2.4.3 - Características

A injeção de nata de cimento sob pressão induz efeitos favoráveis ao aumento da capacidade de carga, de diferentes maneiras:

- por compactação, gerando uma melhoria da resistência do terreno adjacente à estaca;
- por compactação, tornando os terrenos inicialmente fofos, dilatantes, levando assim a um acréscimo da tensão normal horizontal entre o solo e a estaca;
- por protensão alterando o estado inicial de tensões, através da protensão. Isso leva a um aumento das tensões normais sobre o trecho injetado, aumentando, por isso, a resistência por atrito nesse trecho;

- por aumento do diâmetro do bulbo da EIPD.

Esses efeitos permitem que as EIPD apresentem elevada capacidade de carga em relação a seu diâmetro, inclusive quanto à tração, visto que a EIPD trabalha basicamente por atrito. A tabela 2.12 mostra os valores de carga de trabalho geralmente suportados pelas EIPD, função de suas dimensões.

#### 2.4.3.1-Materiais constituintes das EIPD

As partes que compõem a EIPD são vistas nas figuras 2.22 e 2.23 e são relacionadas a seguir.

##### a) Tubo de revestimento

O tubo de revestimento é geralmente constituído de tubo de aço Schedule 40, ou Din 2440, com diâmetro variando de 4" a 10". É utilizado com as seguintes finalidades:

- garantir a estabilidade do furo em terrenos com tendência ao desmoronamento;
- possibilitar a existência de um trecho não ancorado;
- permitir a injeção, sob grande pressão, do fuste da estaca;
- aumentar a capacidade de carga vertical e aumentar a carga

crítica de flambagem;

- reduzir a ação do atrito negativo, através da utilização de tubo de PVC.

O tubo Schedule 40 tem tensão de escoamento da ordem de 250 MPa e módulo de elasticidade da ordem de 210 GPa.

A emenda entre tubos sucessivos é feita através de luva ou solda de topo.

b) Armadura interna.

Conforme a NBR 6122 (1986), a presença de armadura interna só é obrigatória quando a tensão normal sobre a estaca é maior que 5 MPa.

Geralmente são utilizados fios (tendão metálico sem "ranhuras", liso, ao longo de seu comprimento) ou barras de aço. Algumas características mecânicas das barras e fios, são vistas na tabela 2.13.

A finalidade da armadura é aumentar a capacidade de carga da estaca.

É conveniente a utilização de tratamento anti-corrosivo da armação. Em virtude da influência da corrosão sob tensão ser maior no caso de utilização de fios, é preferível a utilização de barras de aço.



As barras ou fios são mantidos espaçados uns dos outros, ao longo do fuste, por meio de espaçadores.

c) Tubo de injeção

O tubo é feito de PVC, deve ter diâmetro tal que permita a injeção do material e não ocupe muito espaço.

Ao longo do comprimento do tubo, que deve ir até o fundo do furo, são executados furos, em volta dos quais são colocadas membranas de borracha, funcionando como "manchetes" que permitem a injeção do material aglutinante.

As "manchetes" são colocadas ao longo de todo o fuste da estaca, permitindo um melhor controle da qualidade da injeção.

Através do tubo de injeção é possível a reinjeção posterior da estaca.

d) Material Aglutinante

O material aglutinante deve ter as seguintes características:

- fluidez;
- adesão;
- resistência;

- resistência à agressividade do meio;
- não agressividade em relação ao aço e ao PVC.

Os materiais que normalmente são utilizados, e que atendem a essas características, são a argamassa de cimento e a nata de cimento, com maior utilização desta última, em virtude sua melhor fluidez.

#### 2.4.4 - Emprego da EIPD.

As EIPD constituem um tipo de fundação, cujas principais vantagens são as seguintes:

- elevada capacidade de carga tanto à tração como à compressão;
- possibilidade de uso de equipamentos de pequeno porte na execução, permitindo a utilização da EIPD em locais de pequeno pé-direito e espaço reduzido;
- inexistência de grandes vibrações no solo durante a perfuração;
- rapidez de execução.

Em vista dessas vantagens as EIPD têm sido empregadas em;

- reforço de fundações;
- locais de difícil acesso a equipamentos pesados;
- plataformas off-shore;
- fundações sujeitas a esforços de tração e compressão, de modo intermitente;
- construções vizinhas em estado precário;

- locais com existência de atrito negativo.

#### 2.4.5 - Metodologia Construtiva

##### 2.4.5.1 - Perfuração

O processo de perfuração deve ser tal que garanta a linearidade do furo, bem como a sua correta inclinação.

A perfuração pode ser a seco, com lavagem de água, ou com utilização de lama bentonítica. O processo de perfuração é executado por meio de rotação ou misto, com rotação e percussão.

Dependendo das condições do terreno, a perfuração é feita com ou sem uso de tubo de revestimento.

O diâmetro do furo é, geralmente, ligeiramente maior que o diâmetro nominal da estaca; isso é feito de modo a compensar a deformação das paredes do furo gerada pelo alívio das tensões no solo e para facilitar a descida do tubo de revestimento.

##### 2.4.5.2 - Execução do fuste

Na execução do fuste existem maneiras diferentes de se proceder, pois isso é função das características específicas da estaca.

Apresenta-se a seguir, um dos possíveis modos de execução do fuste, com uso do tubo de revestimento.

Execução:

- colocação de tubo de aço, com o diâmetro especificado, perfurado a cada x metros para dar passagem à nata de cimento. Os furos do tubo de revestimento possuem válvulas que permitem o controle da injeção;
- lavagem do furo de baixo para cima;
- execução de uma base de cimento utilizando-se um tubo metálico provido de um obturador duplo, que permite selecionar o trecho a ser injetado;
- injeção, 24 horas depois, da nata de cimento através da primeira válvula. Forma-se desse modo, uma bainha entre o tubo e o terreno;
- lavagem do interior do tubo de injeção;
- colocação da armadura;
- enchimento do fuste da estaca com nata de cimento;
- lavagem do interior do tubo;
- injeção, 24 horas depois, da nata de cimento, através das

diversas válvulas. A ancoragem é formada com o rompimento da bainha;

- lavagem do interior do tubo de injeção.

#### 2.4.6 - Carregamento

Conforme a NBR 6121 (1980), após um período de, no mínimo, 15 dias, a não ser que se use cimento de alta resistência inicial ou aditivos, pode-se proceder o carregamento da estaca.

### 2.5 - Estaca Franki standard

#### 2.5.1 - Definição

De acordo com a NBR 6122 (1986), a estaca Franki standard é aquela cravada por percussão através de um molde ou ela própria é introduzida no terreno por golpes de martelo (de gravidade, de explosão, de vapor ou de ar comprimido).

#### 2.5.2 - Histórico

Essa estaca foi idealizada por Edgar Frankgnoul.

A execução de uma estaca tipo Franki, remonta a 1910 na cidade de Liège, Bélgica.

A estaca Franki foi introduzida no Brasil em 1935 na cidade do Rio de Janeiro.

A técnica empregada vem sendo aperfeiçoada, no que diz respeito à melhoria da qualidade do concreto, garantia da verticalidade, linearidade e integridade do fuste e estanqueidade em relação à presença de lençol freático.

### 2.5.3 - Características

A cravação, no solo, de uma massa de areia e brita, gera uma compactação que melhora as características de resistência do solo.

O alargamento da base da estaca permite um aumento da resistência de ponta, devido a melhor distribuição de tensões.

A rugosidade do fuste, associada à melhoria das características do solo, gerada pela cravação, permite que a estaca trabalhe com elevada capacidade de carga lateral.

A elevada energia de cravação causa vibrações no terreno.

Em depósitos de argila mole, ao se cravar uma estaca próxima de outra recentemente concluída, pode ocorrer o deslocamento dessa última, em virtude do movimento lateral da argila mole (figura 2.24).

A tabela 2.14 mostra as principais características de algumas estacas.

#### 2.5.4-Metodologia construtiva.

A metodologia construtiva da estaca Franki standard sofre algumas variações de acordo com as características executivas de cada local.

O processo executivo básico de uma estaca Franki standard consiste no seguinte:

- posiciona-se o molde do revestimento de aço e coloca-se, no seu interior, uma quantidade (cerca de 1m de altura) de concreto seco, areia e pedras que se apiloam de encontro ao terreno para constituir uma bucha estanque. O pilão, quando em queda livre deve ter um peso de 10 a 30 KN;
- crava-se a bucha e o molde. O molde é arrastado pela bucha devido ao atrito que esta desenvolve nas paredes do tubo (molde);
- crava-se até se atingir a profundidade desejada. Prende-se o

molde à torre do bate-estaca, coloca-se mais concreto no interior do molde e, com o pilão caindo de uma altura suficiente, provoca-se a expulsão da bucha. Deve-se ter o cuidado de manter dentro do molde uma pequena altura de concreto para garantir a sua estanqueidade quanto a uma possível infiltração de água. Em seguida, coloca-se mais concreto no interior do tubo, apiloando-o com grande energia, a fim de formar a base alargada.

- coloca-se a armação e concretiza-se a estaca em pequenos trechos, cada um dos quais é fortemente apilado, retirando-se concomitantemente o molde até que toda a estaca esteja concretada. A armação consiste de barras longitudinais envoltas por uma espiral. O concreto deve ter, segundo a NBR 6122 (1986), um fator água-cimento da ordem de 0,40 a 0,45 e deve ser lançado através de tremonha. Deve-se tomar cuidado para que exista sempre um trecho de concreto dentro do revestimento (figura 2.25).

O comprimento máximo normal da estaca Franki é de 50 vezes o seu diâmetro, podendo, todavia, alcançar maiores profundidades.

#### 2.5.5 - Carregamento

A estaca Franki standard só pode receber carga após um prazo de, no mínimo, 15 dias após a sua execução, conforme estabelece a NBR 6122 (1986).



## 2.6 - Prova de Carga

A prova de carga consiste na aplicação de carga na fundação ou diretamente no solo, sob condições de carregamento controladas ao mesmo tempo em que é feita a medição dos deslocamentos.

De acordo com a NBR 6122 (1986), sua execução tem por objetivo a determinação por meios diretos das características de deformação e resistência do terreno e/ou de elementos estruturais de fundação. Deve-se reproduzir no ensaio o tipo de sollicitação, seja através de cargas verticais à compressão ou à tração, cargas horizontais ou qualquer outro tipo de sollicitação, cuja atuação seja prevista durante o funcionamento da fundação.

A NBR 6121 (1980) determina os procedimentos a serem adotados na execução de uma prova de carga, enquanto que a interpretação do ensaio deve ser feita de acordo com a NBR 6122 (1986).

Numa prova de carga vertical convencional sobre uma estaca faz-se a medição dos recalques no topo da estaca, geralmente através de dois extensômetros, sendo desse modo instrumentada. É prática, porém, nos referirmos a prova de carga instrumentada como aquela que, além dos extensômetros de topo, conta com outro instrumento de medição, ou sejam: célula de carga (medida da carga atuante em determinada profundidade), extensômetros elétricos (medida das deformações longitudinais da fundação) ("strain-gages") ou inclinômetro (medida dos deslocamentos horizontais),

geralmente dispostos ao longo do fuste e/ou na base da estaca .

#### 2.6.1 - Prova de Carga Instrumentada

A execução de uma prova de carga instrumentada, geralmente, tem como objetivo a determinação do mecanismo de transferência de cargas da fundação para o solo.

A instrumentação, possibilita medição das parcelas de carga absorvidas pelo solo, ao longo do fuste, em diversos estágios de carga. Obtém-se, desse modo, os valores da carga atuante na fundação em cada profundidade, para os diversos estágios de carga, além das curvas de mobilização do atrito lateral ao longo do fuste, para diferentes estágios de carga.

Existem vários dispositivos para a medição da variação da carga com a profundidade. A técnica mais difundida consiste na colagem de "strain-gages" sobre a armação da fundação. Esta técnica tem o inconveniente de não possibilitar o reaproveitamento dos "strain-gages".

Bustamante e Jézéquel (1975) desenvolveram um sistema que permite a reutilização dos "strain-gages". Esse sistema consiste basicamente numa sequência de "strain-gages" e bloqueadores. Os "strain-gages" e os bloqueadores ficam conectados a uma espécie de haste. O sistema é introduzido num furo previamente executado. Os bloqueadores são inflados de encontro às paredes do furo, e a seguir são medidas as deformações dos "strain-gages" localizados

entre os bloqueadores quando do carregamento da fundação. Após a execução da prova de carga, os bloqueadores são deflatados, e o sistema (haste - "strain-gages" - bloqueadores) é retirado do furo para posterior reutilização.

Uma outra técnica consiste na utilização de um dispositivo conhecido como "tell-tales". Esse dispositivo consiste basicamente na medição dos deslocamentos que ocorrem numa fundação quando carregada, em diferentes profundidades. Para a medição dos deslocamentos em cada profundidade, é aberto um furo que se prolonga até o topo da fundação no qual é inserido um dispositivo de medição, que pode ser, por exemplo, uma haste metálica. O dispositivo fica assente no fundo do furo e vai até o topo da fundação onde, durante o carregamento, tem seus deslocamentos medidos.

#### 2.6.1.1 - Mobilização do atrito lateral e distribuição das cargas ao longo do fuste de uma estaca.

A obtenção das curvas mobilização do atrito lateral e da curva de distribuição das cargas ao longo do fuste, para cada estágio de carga é possível através do seguinte procedimento:

- 1) Obtém-se diretamente as deformações específicas,  $\xi_i$ , de cada "strain-gage" através de suas respectivas alterações de resistência.
- 2) Obtém-se a carga atuante em cada seção,  $Q_{vi}$ , através de:  
$$Q_{vi} = \xi_i \cdot A \cdot E$$
 onde E é o módulo de deformação axial da

estaca, e A a área de seção da mesma.

77.

3) Plota-se, num gráfico Q x Z, o par  $Q_{vi}$  e  $Z_i$ , onde  $Z_i$  é a profundidade do iésimo "strain-gage". Desse modo, obtém-se um ponto da curva de distribuição das cargas verticais ao longo do fuste da estaca.

4) Obtém-se o atrito lateral médio,  $f_n$ , e seu respectivo recalque,  $W_n$ , atuantes entre dois pares de "strain-gages" consecutivos através das seguintes expressões:

$$f_n = \frac{\xi_n \cdot E \cdot A_n - \xi_{n-1} \cdot E \cdot A_{n-1}}{D_{sn} \cdot d_n}$$

$$W_n = \sum_{i=1}^n \xi_i \cdot L_i$$

Onde:

$\xi_n$  é a deformação específica do enésimo "strain-gage"

E é o módulo de deformação axial da estaca

$A_n$  é a área da seção transversal da estaca na profundidade onde está situado o "strain-gage".

$D_{sn}$  é o diâmetro médio da fundação entre as seções (n) e (n-1)

$d_n$  é a distância entre as seções (n) e (n-1)

$n$  é o número de seções.

$L_i$  é a profundidade onde está se calculando o recalque.

- 5) Plota-se num gráfico  $f \times w$ , o par  $f_n$  e  $w_n$ , obtendo-se um ponto da curva de mobilização do atrito lateral na profundidade  $L_i$ .
- 6) Repete-se o enunciado dos itens 1 a 5 para a obtenção do conjunto de curvas de distribuição das cargas ao longo do fuste da estaca, e a geração da curva de mobilização do atrito lateral para cada trecho da estaca entre dois "strain-gages" consecutivos.

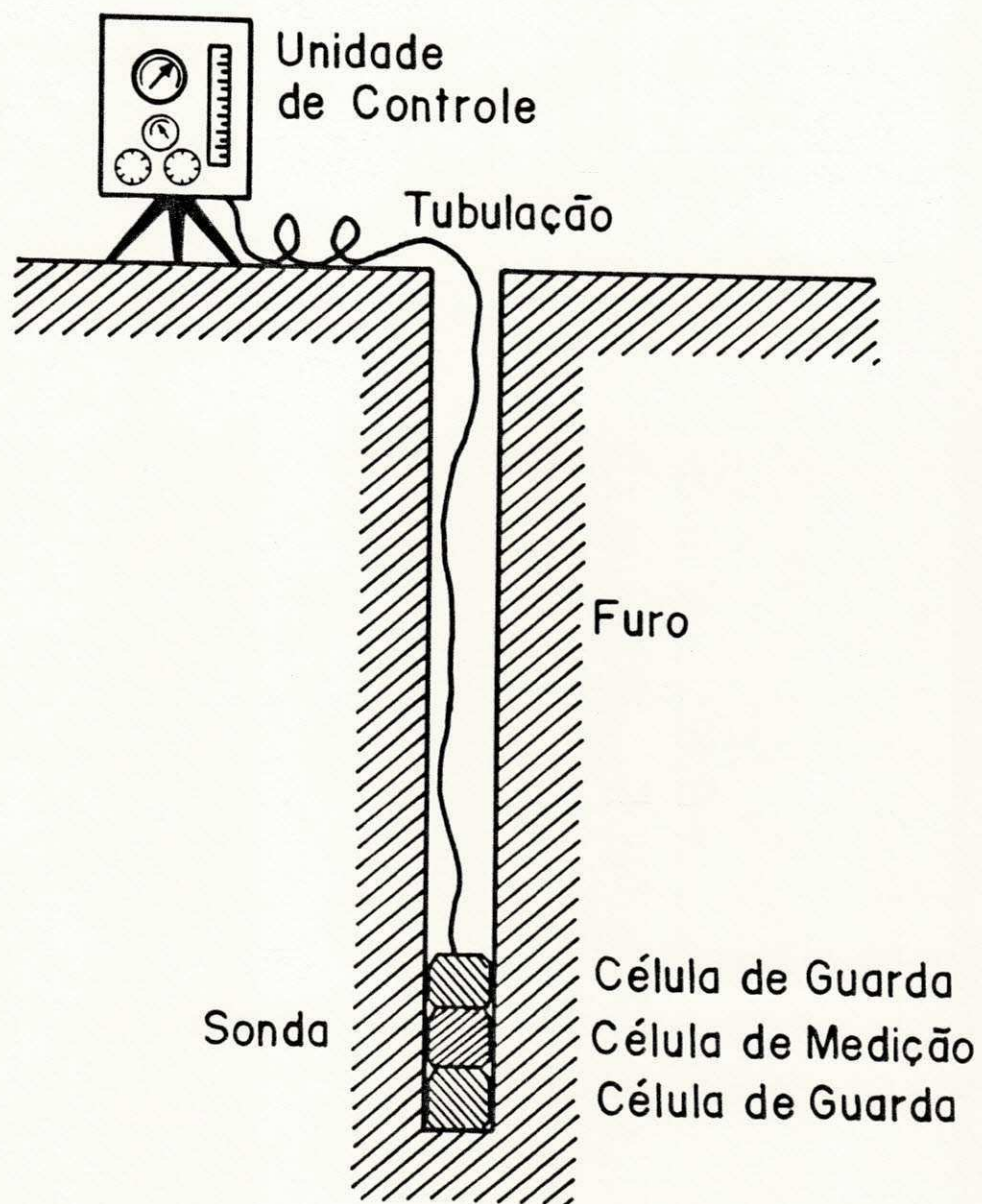


Fig.2.1- Esquema do Pressiômetro

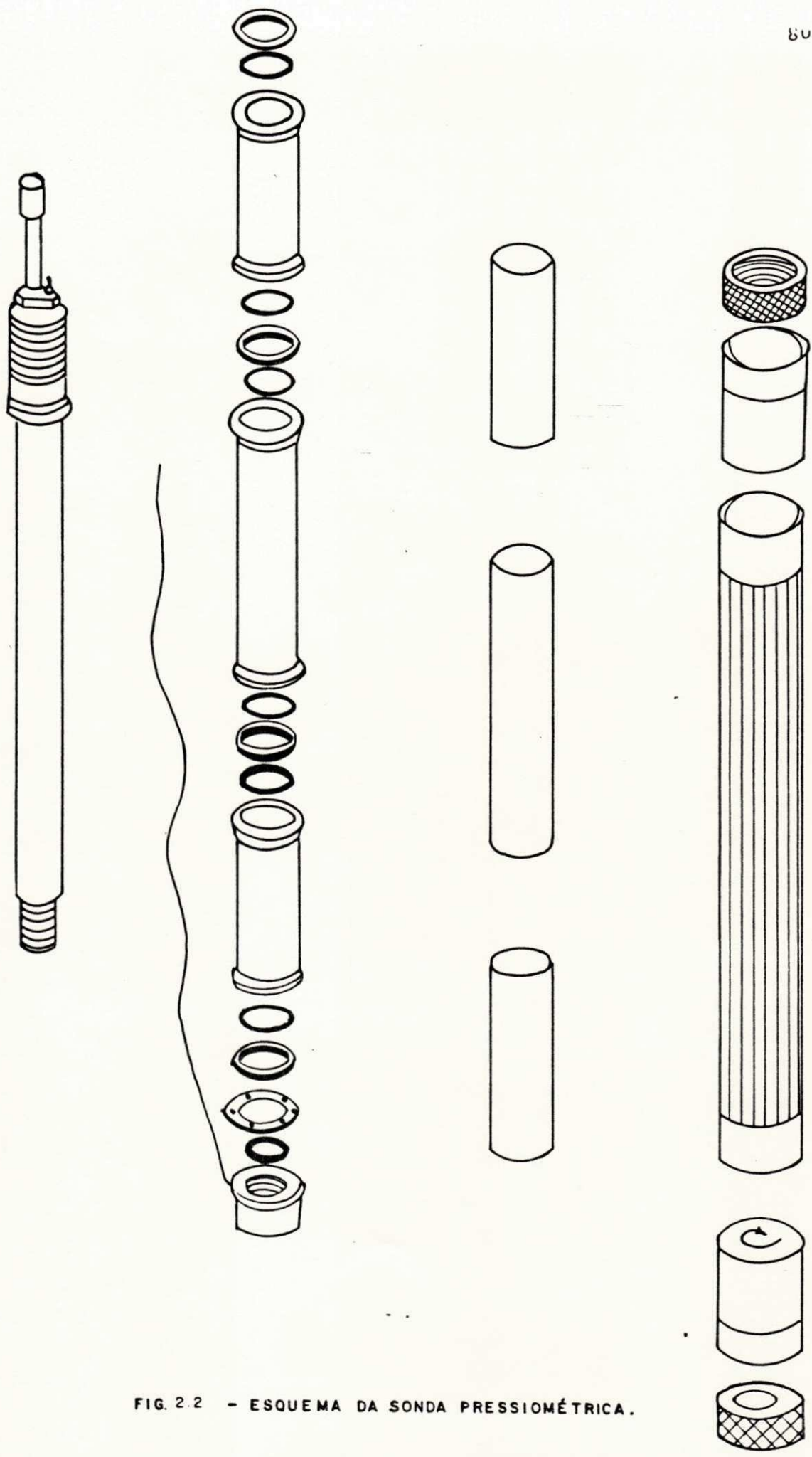


FIG. 2 2 - ESQUEMA DA SONDA PRESSIOMÉTRICA.

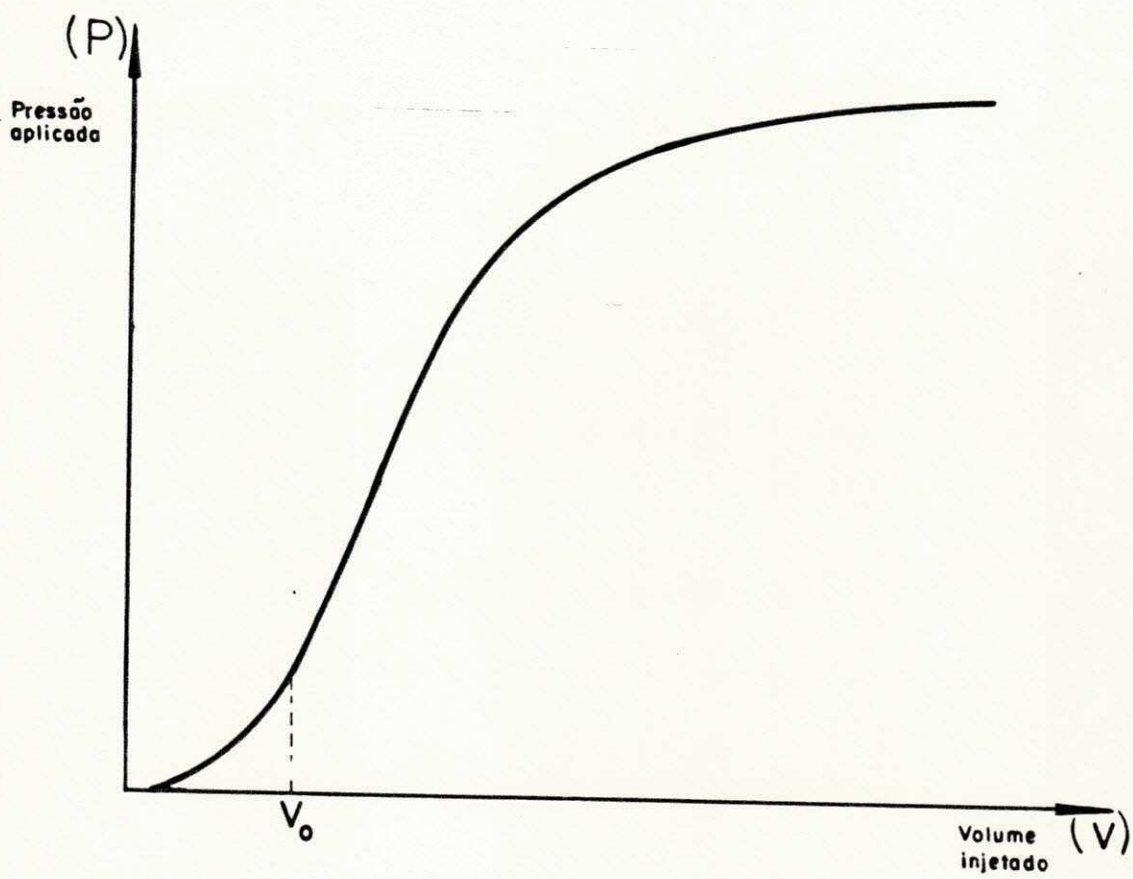


Fig 2.3 - Curva teórica típica obtida no ensaio pressiometrico.



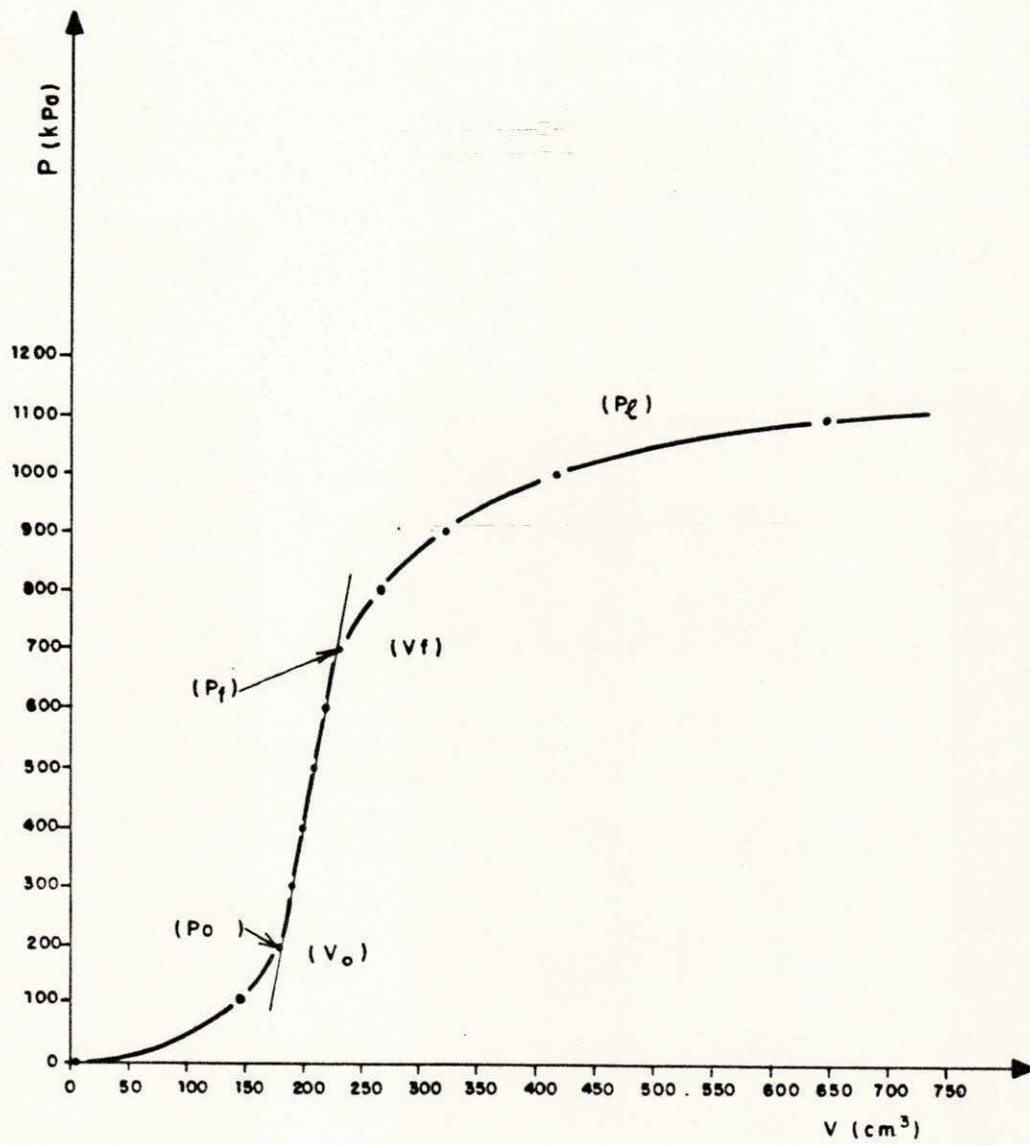


Fig. 2.4- Curva pressiométrica típica.

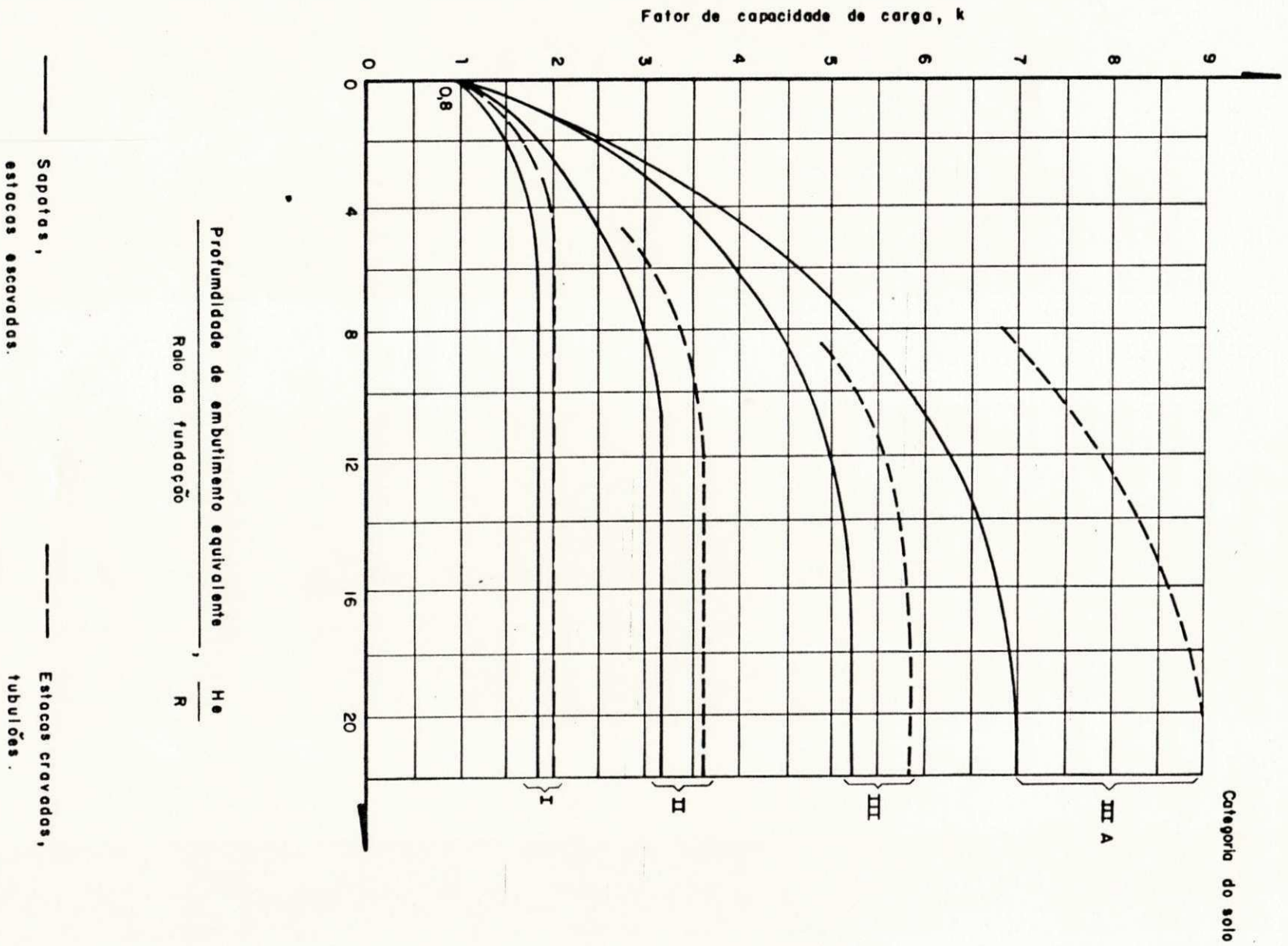


Figura 2.5 - Gráfico para determinação do fator de capacidade de carga, k (Ménard - Gambir, 1963)

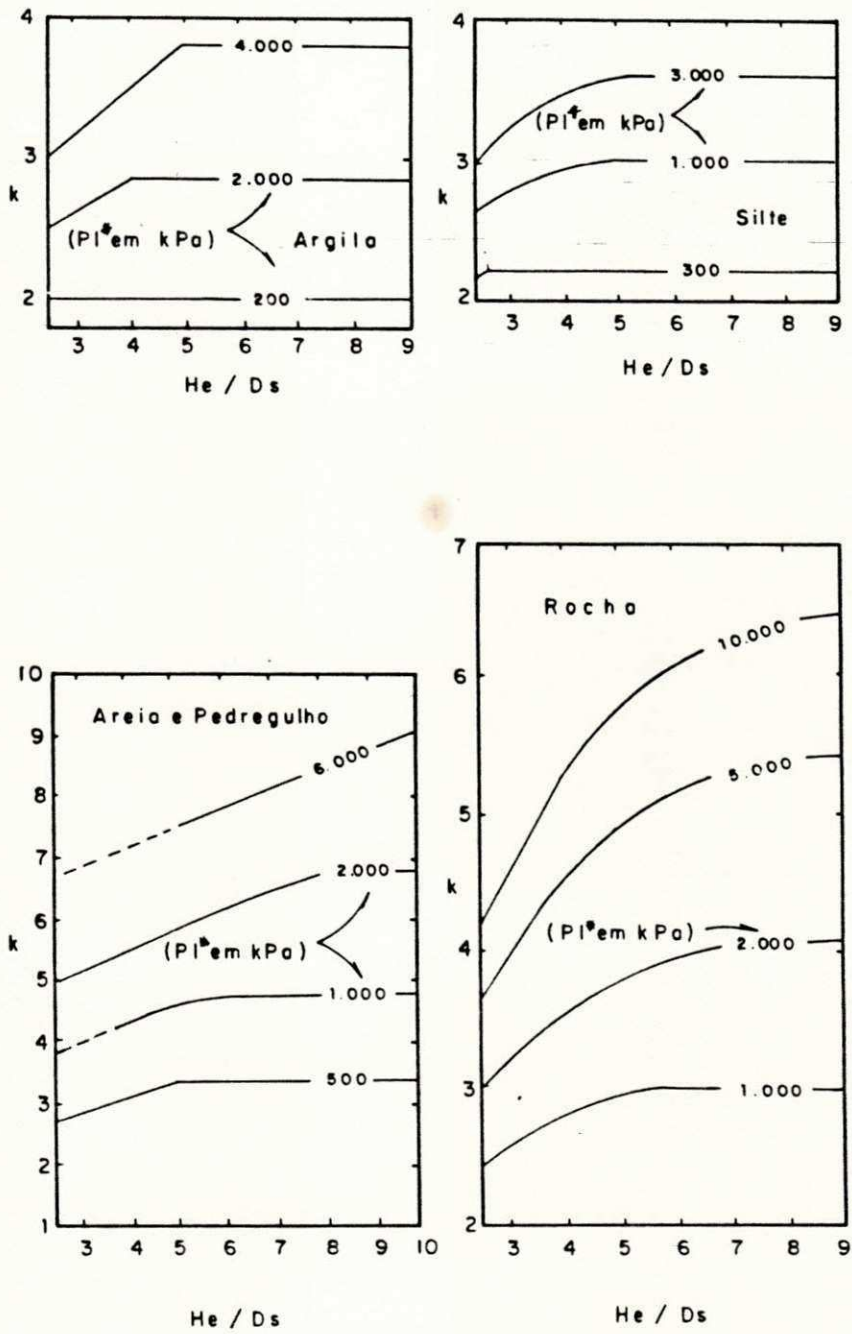
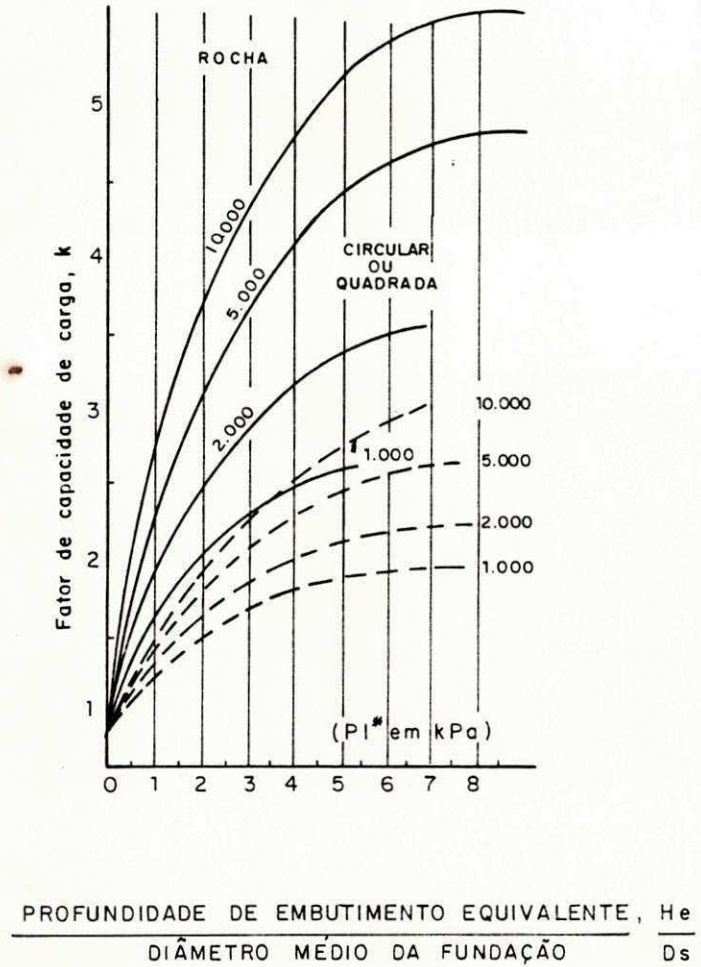
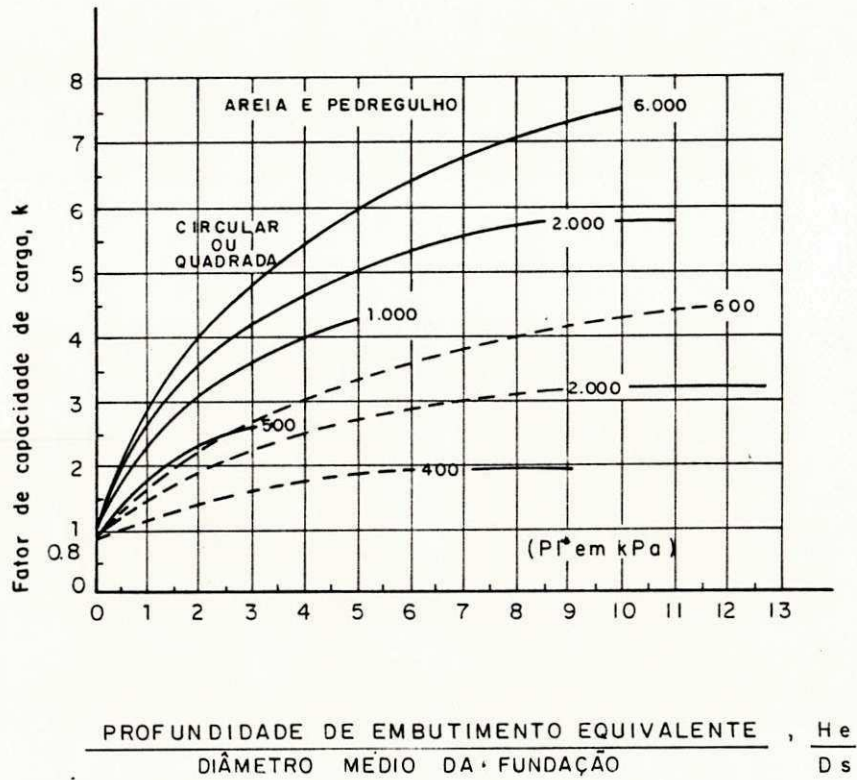
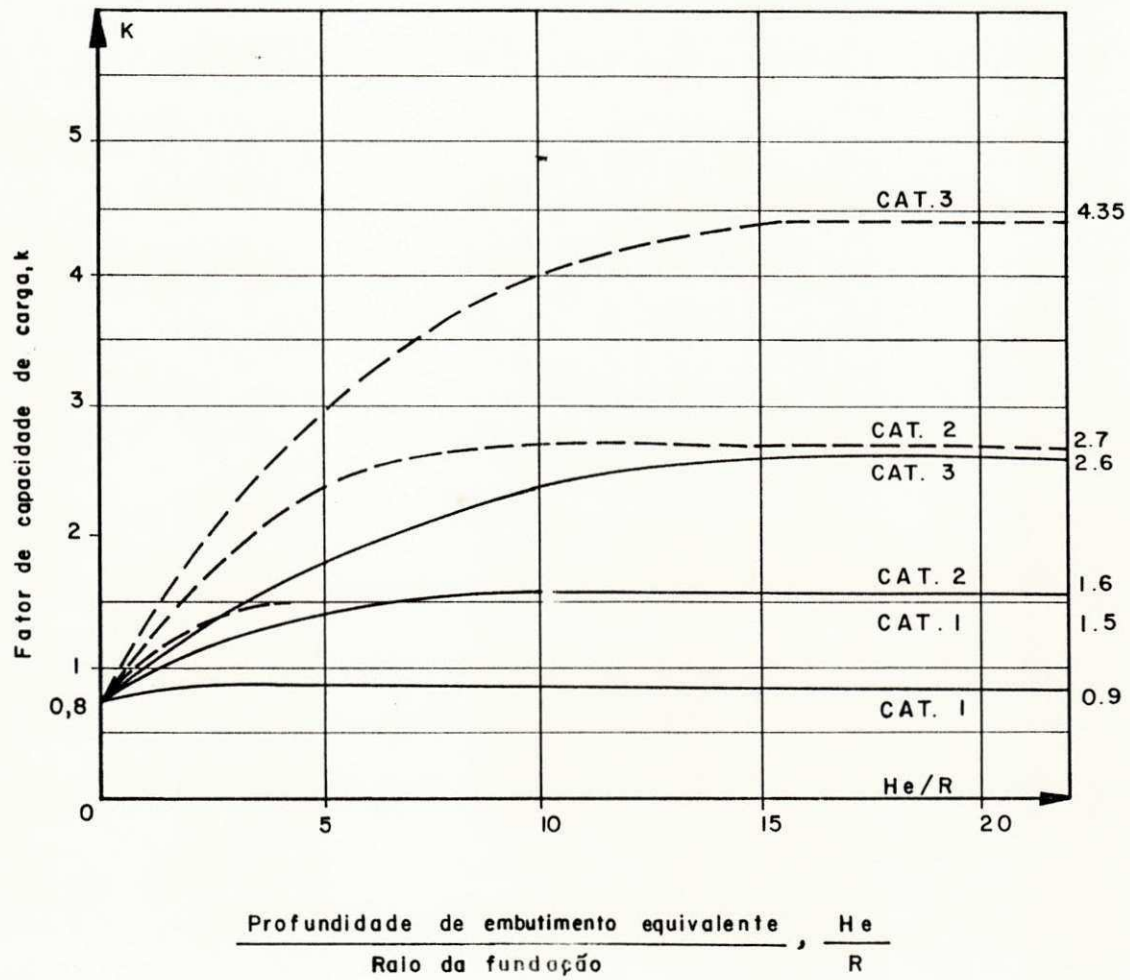


Fig.2.6 a - GRÁFICOS PARA DETERMINAÇÃO DO FATOR DE CAPACIDADE DE CARGA,  $k$  PARA ESTACAS CRAVADAS ( BA'GUELIN ET ALLI, 1978 )

Fig. 2.6b - GRÁFICOS PARA DETERMINAÇÃO DO FATOR DE CAPACIDADE DE CARGA PARA ESTACAS ESCAVADAS (BÁGUELIN ET ALII 1978)





— Grupo I - Estacas escavadas  
 - - - Grupo II - Estacas cravadas

FIGURA 27 - GRÁFICO PARA DETERMINAÇÃO DO FATOR DE CAPACIDADE DE CARGA,  $k$  ( BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1981 )

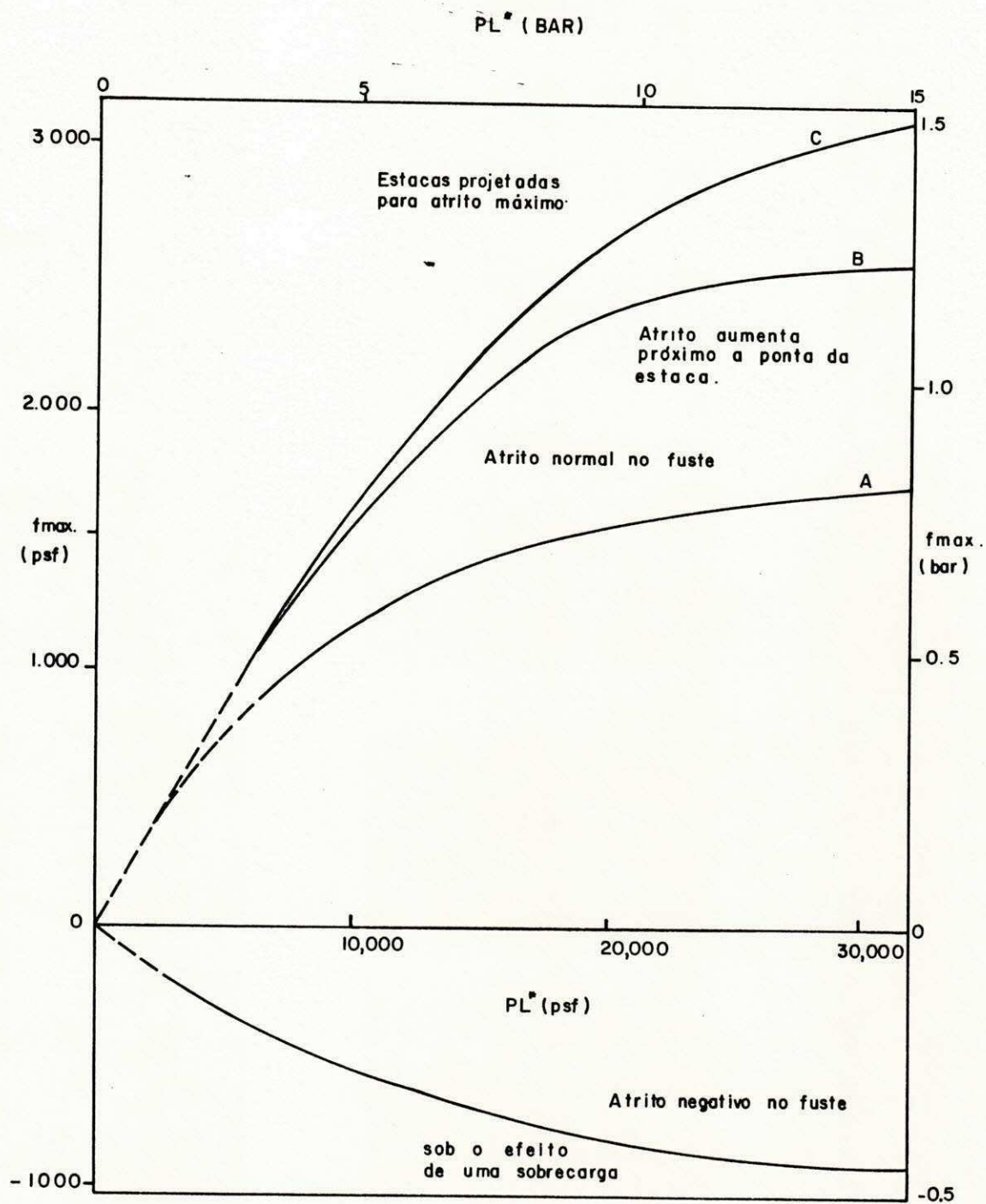
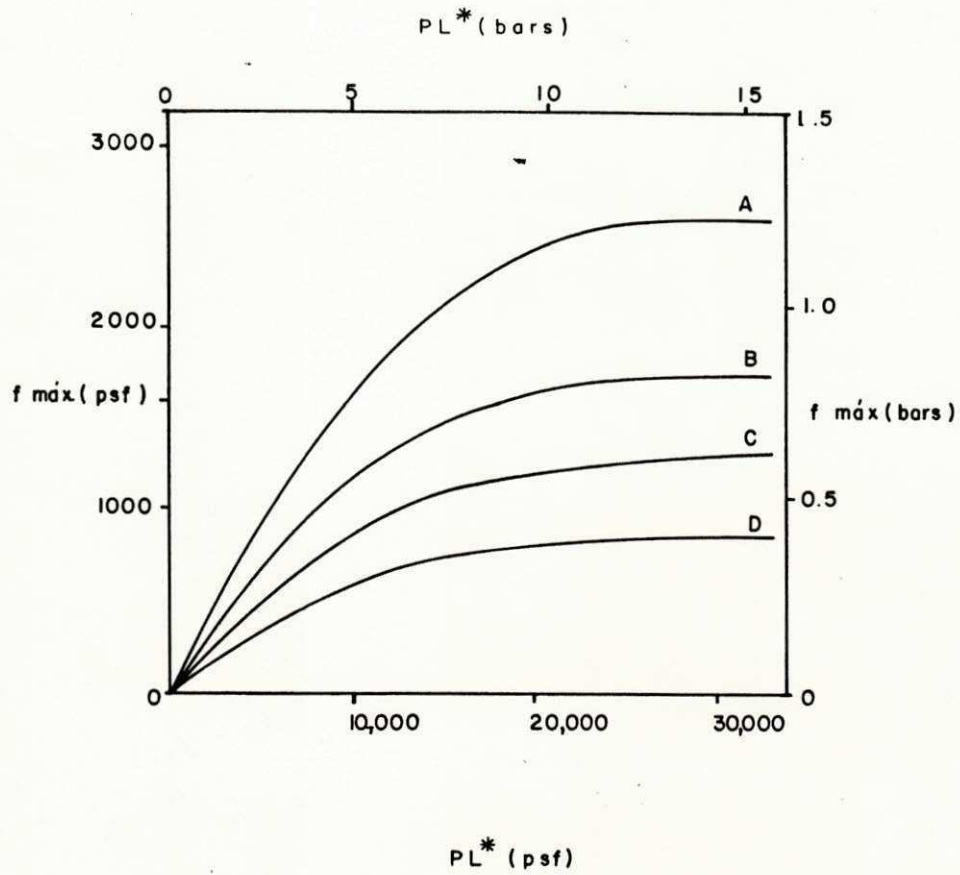


FIGURA 2.8 - GRÁFICO PARA DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL MÁXIMO (MÉNARD - GAMBIN, 1963)



- A - Deslocamento/concreto/granular
- B - Sem deslocamento/concreto/solo qualquer ou deslocamento/aço/granular ou deslocamento/concreto/coesivo.
- C - Deslocamento/aço/coesivo.
- D - Sem deslocamento/aço/solo qualquer.

FIGURA 2.9 -GRÁFICO PARA DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL MÁXIMO (BÁGUELIN ET ALLI, 1978)

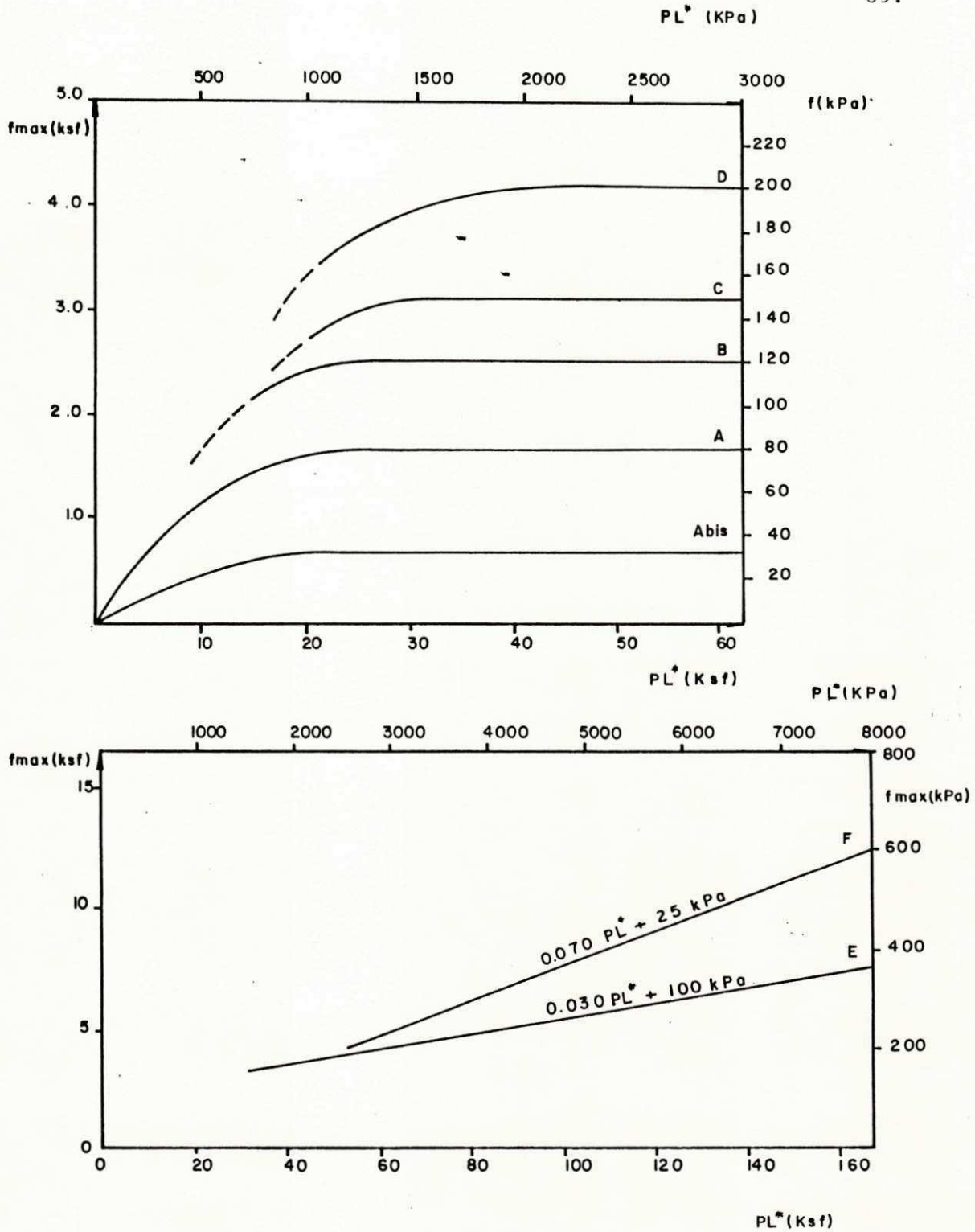


FIGURA 2.10- GRÁFICO PARA DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL MÁXIMO (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1981)



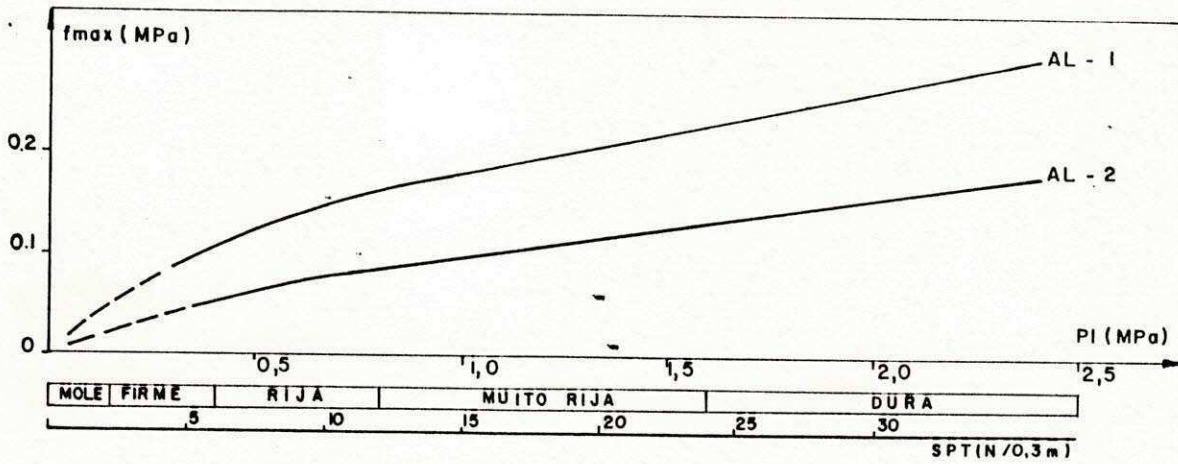


FIG.2.11 — ÁBACO PARA O CÁLCULO DE  $f_{max}$  EM ARGILAS E SILTES. (BUSTAMANTE E DOIX, 1985).

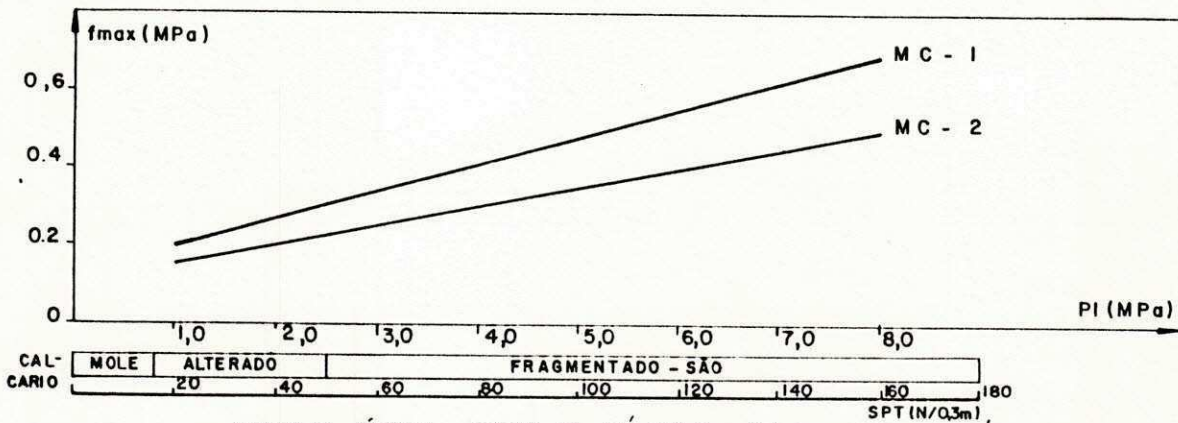


FIG.2.12 ÁBACO PARA O CÁLCULO DE  $f_{max}$  EM CALCÁRIOS, MARGAS E MARGO-CALCÁRIOS (BUSTAMANTE E DOIX, 1985).

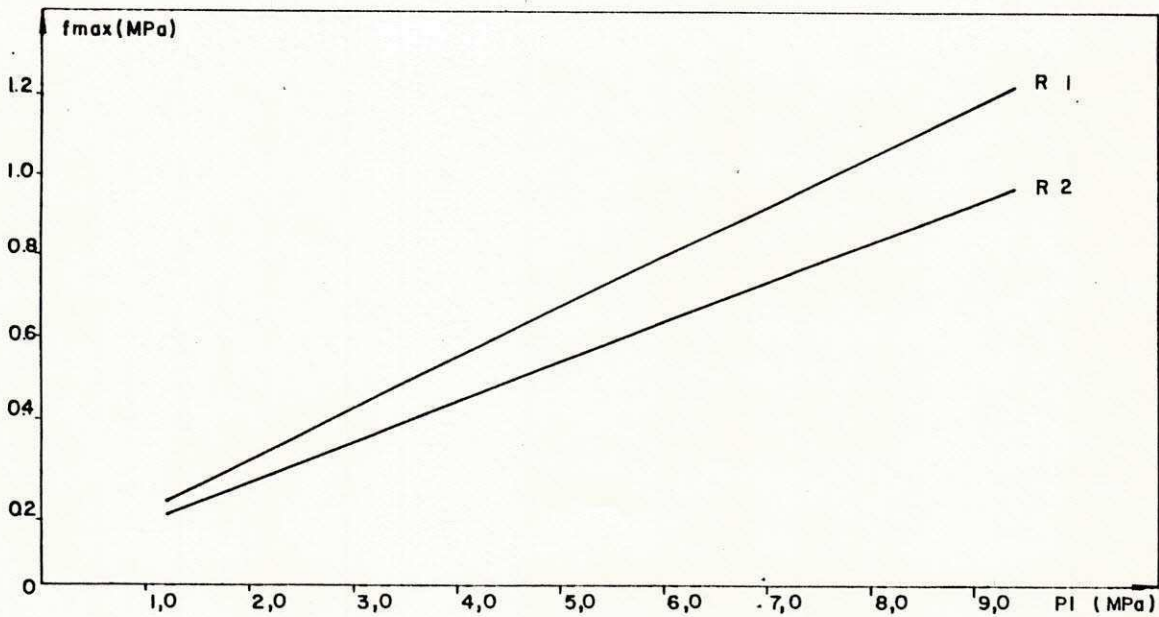


FIG.2.13-ÁBACO PARA O CÁLCULO DE  $f_{max}$  EM ROCHAS ALTERADAS E FRAGMENTADAS (BUSTAMANTE E DOIX, 1985).

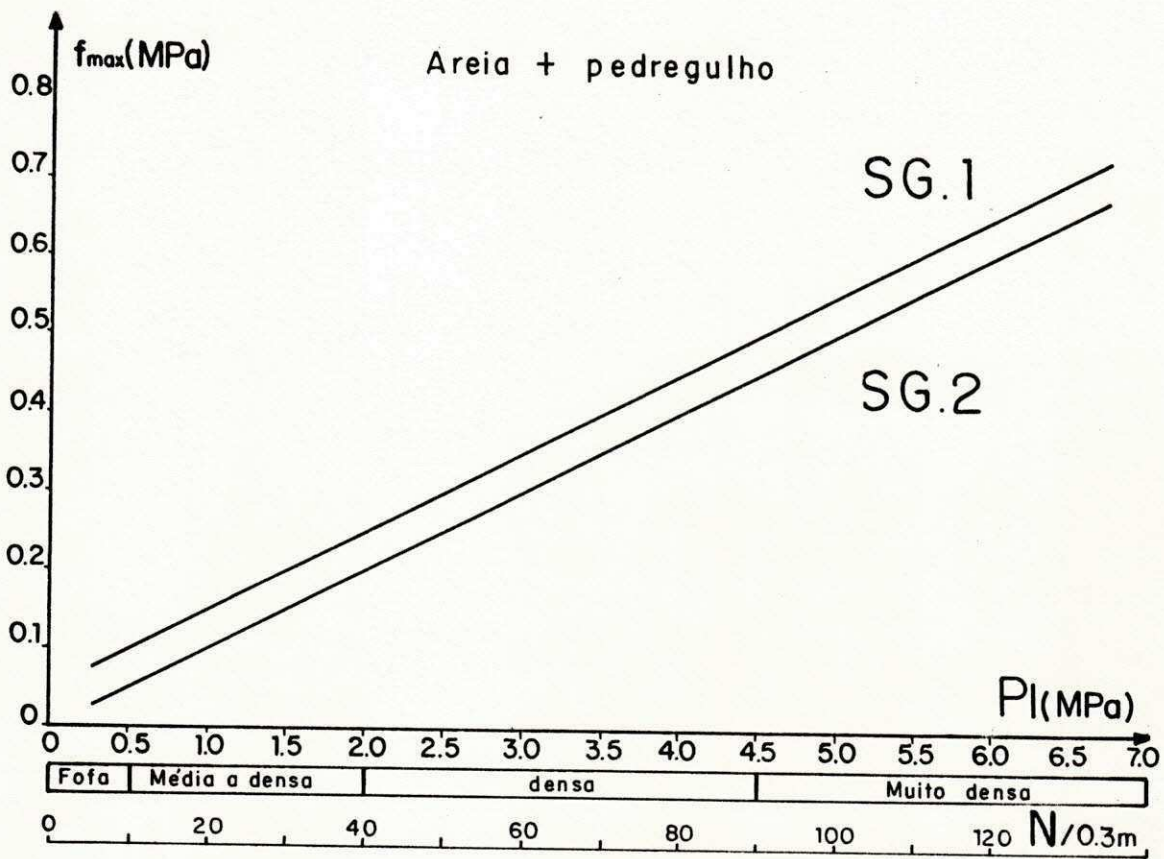


fig. 2.14 = Ábaco para o cálculo de  $f_{max}$  em areia e pedregulho. (Bustamante e Doix 1985)

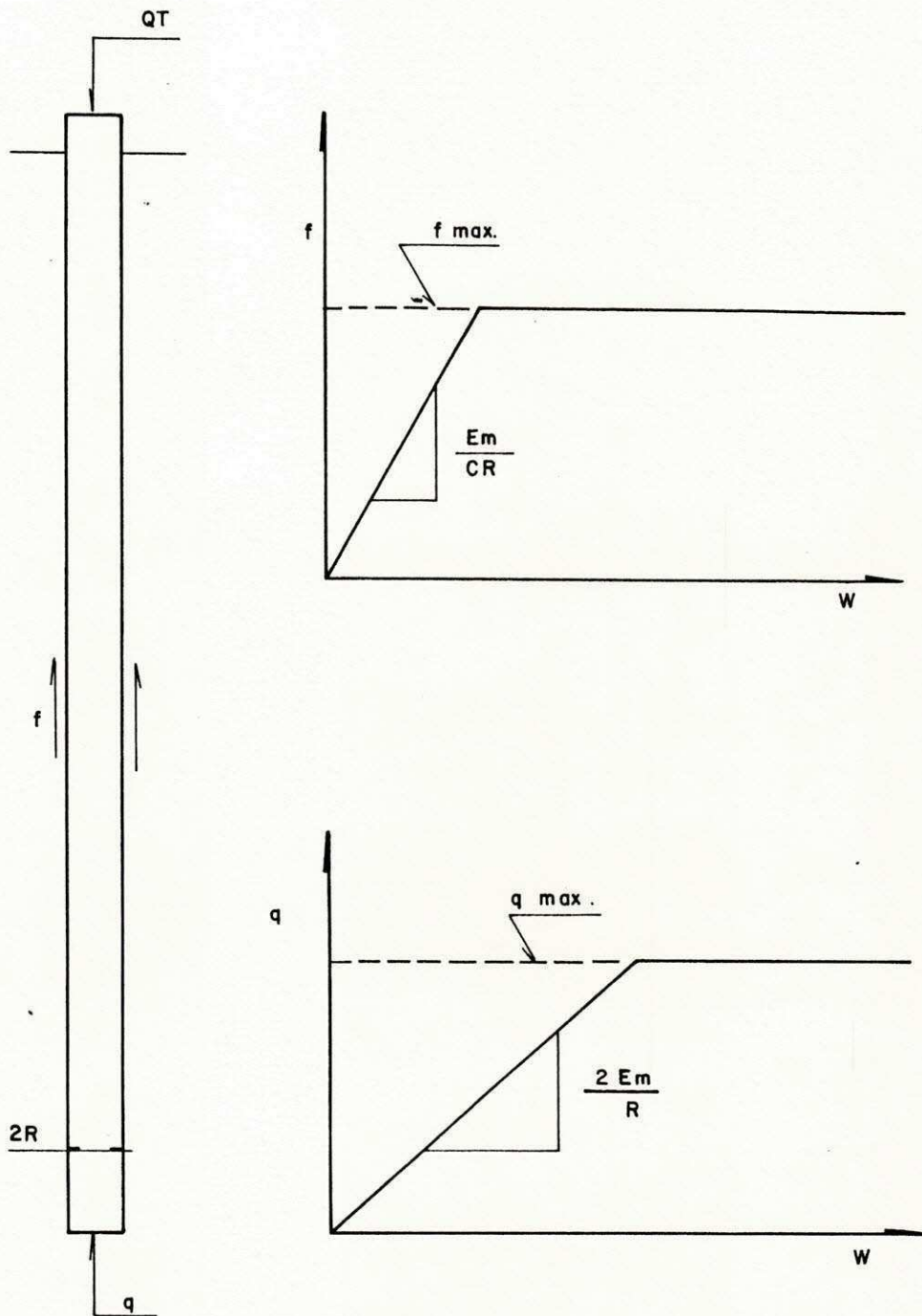


FIGURA 2.15 CURVAS "q x w" e "f x w" (MÉNARD - GAMBIN, 1963)

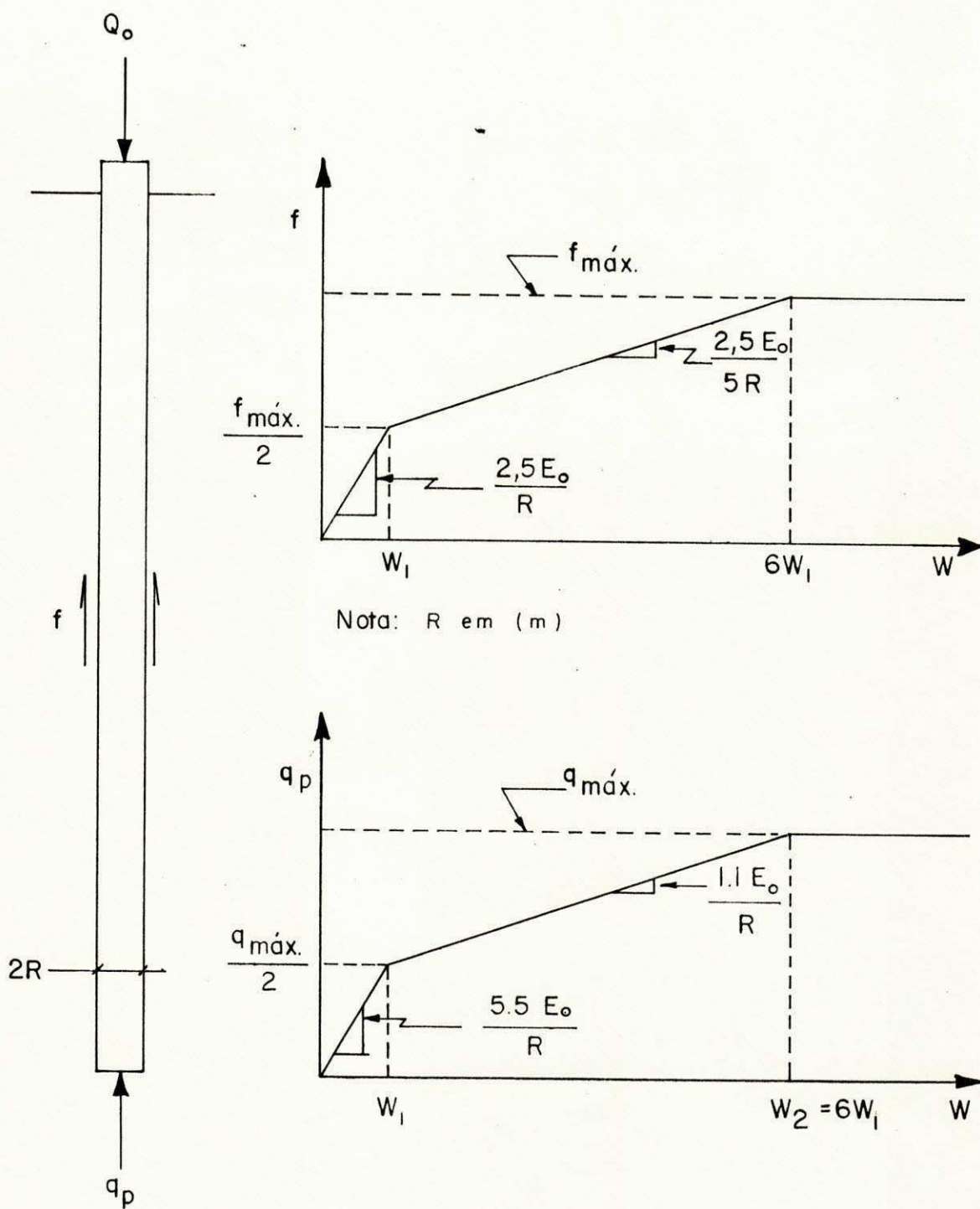


Fig. 2.16 - Curvas " $q \times w$ " e " $f \times w$ " (Frank - Bustamante, 1983)

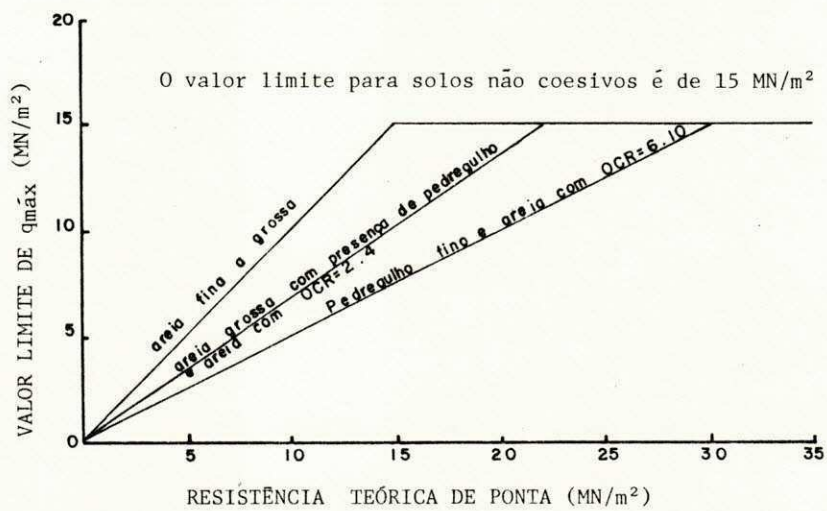
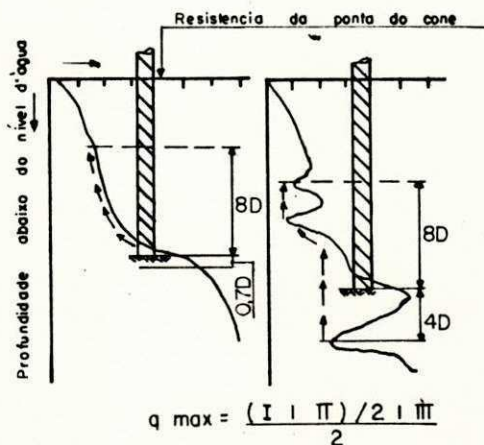


FIG. 2.17 — GRÁFICO DA DETERMINAÇÃO DO VALOR DE  $q_{m\acute{a}x}$  PARA ESTACAS EM AREIA. (deRuiter e Beringen, 1979)



Onde:

$D_s$  é o diâmetro do bulbo da estaca

I é a Resistência média de ponta do cone a uma profundidade entre  $0,7 D_s$  e  $4 D_s$

II é a Resistência mínima de ponta do cone à mesma profundidade de  $0,7 D_s$  a  $4 D_s$

III é a média das Resistências mínimas de ponta do cone, numa região a uma altura de  $6 D_s$  acima da ponta da fundação e  $8 D_s$  abaixo

FIG. 2.18 — GRÁFICO PARA DETERMINAÇÃO DO VALOR DE  $q_{\max}$  PARA ESTACAS EM AREIA. (deRuiter e Beringen, 1979)

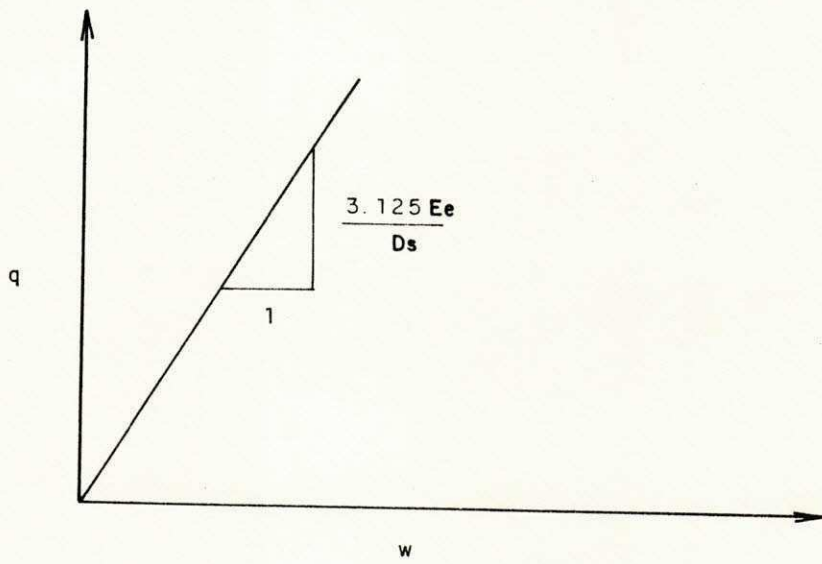
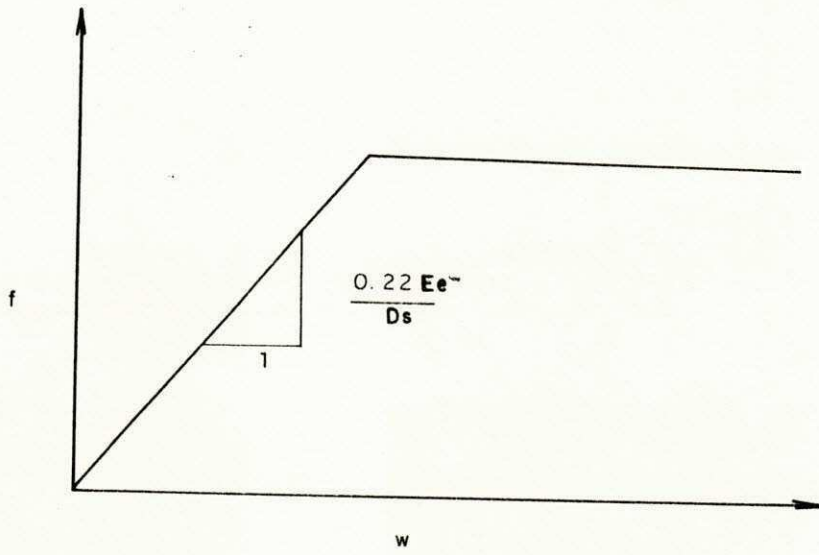


Fig.2.19 - CURVAS " q x w " e " f x w " ( VERBRUGGE , 1981)

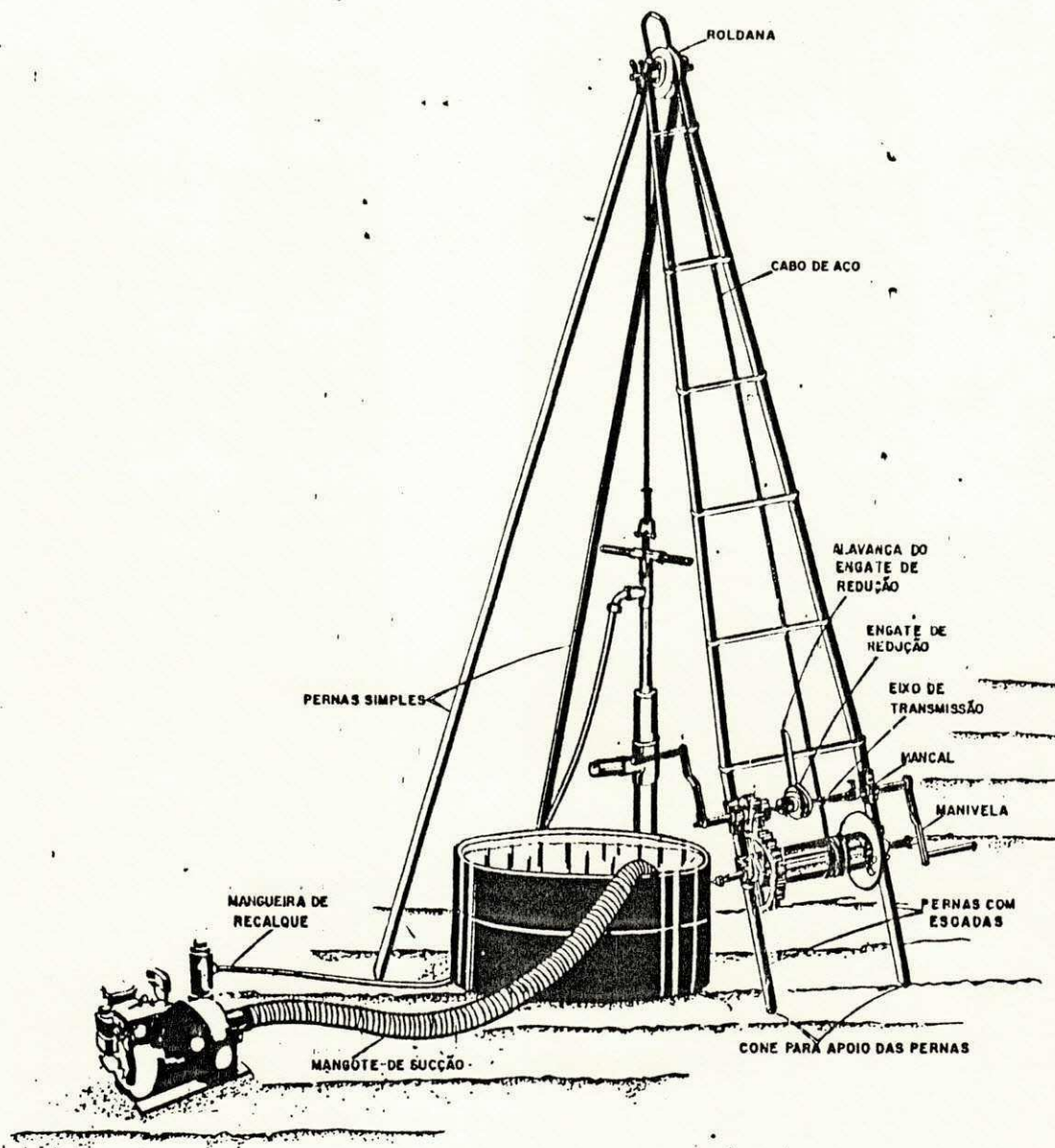
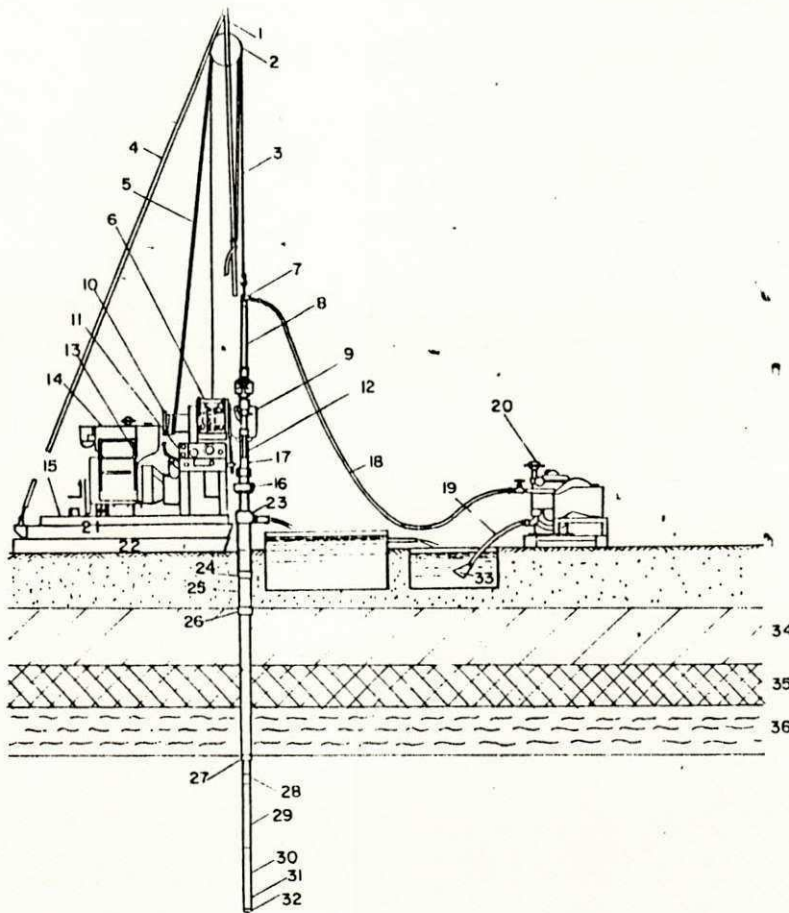


FIGURA 2.20 - EQUIPAMENTO PARA SONDAÇÃO A PERCUSSÃO





- |                                  |                                |
|----------------------------------|--------------------------------|
| 1- PARAFUSO E MANILHA            | 19 MANGUEIRA DE SUÇÃO          |
| 2 ROLDANA DUPLA                  | 20 CONJUGADO MOTOR-BOMBA       |
| 3 CABO DE AÇO                    | 21 PLATAFORMA DE ARRASTO       |
| 4 TRIPÉ OU TORRE                 | 22 PLATAFORMA DE FIXAÇÃO       |
| 5 CORDA                          | 23 PEÇA EM "T"                 |
| 6 GUINCHO                        | 24 LUVA                        |
| 7 CABEÇOTE DE CIRCULAÇÃO DE ÁGUA | 25 REVESTIMENTO                |
| 8 HASTE DE CONEXÃO               | 26 SAPATA DE REVESTIMENTO      |
| 9 CABEÇOTE DE PERFURAÇÃO         | 27 COROA DE REVESTIMENTO       |
| 10 CABRESTANTE                   | 28 LUVA DA HASTE DE PERFURAÇÃO |
| 11 CONTROLES                     | 29 HASTE DE PERFURAÇÃO         |
| 12 CILINDROS HIDRÁULICOS         | 30 BARRILETE AMOSTRADOR        |
| 13 TRANSMISSÃO                   | 31 CALIBRADOR                  |
| 14 MOTOR                         | 32 COROA DIAMANTADA            |
| 15 BASE DESLIZÁVEL               | 33 VÁLVULA DE PÉ               |
| 16 MANDRIL                       | 34 SOLO                        |
| 17 FUSO DE AVANÇO                | 35 ROCHA ALTERADA              |
| 18 MANGUEIRA DE PRESSÃO          | 36 ROCHA                       |

FIGURA 2.21 - EQUIPAMENTO PARA SONDAGEM ROTATIVA

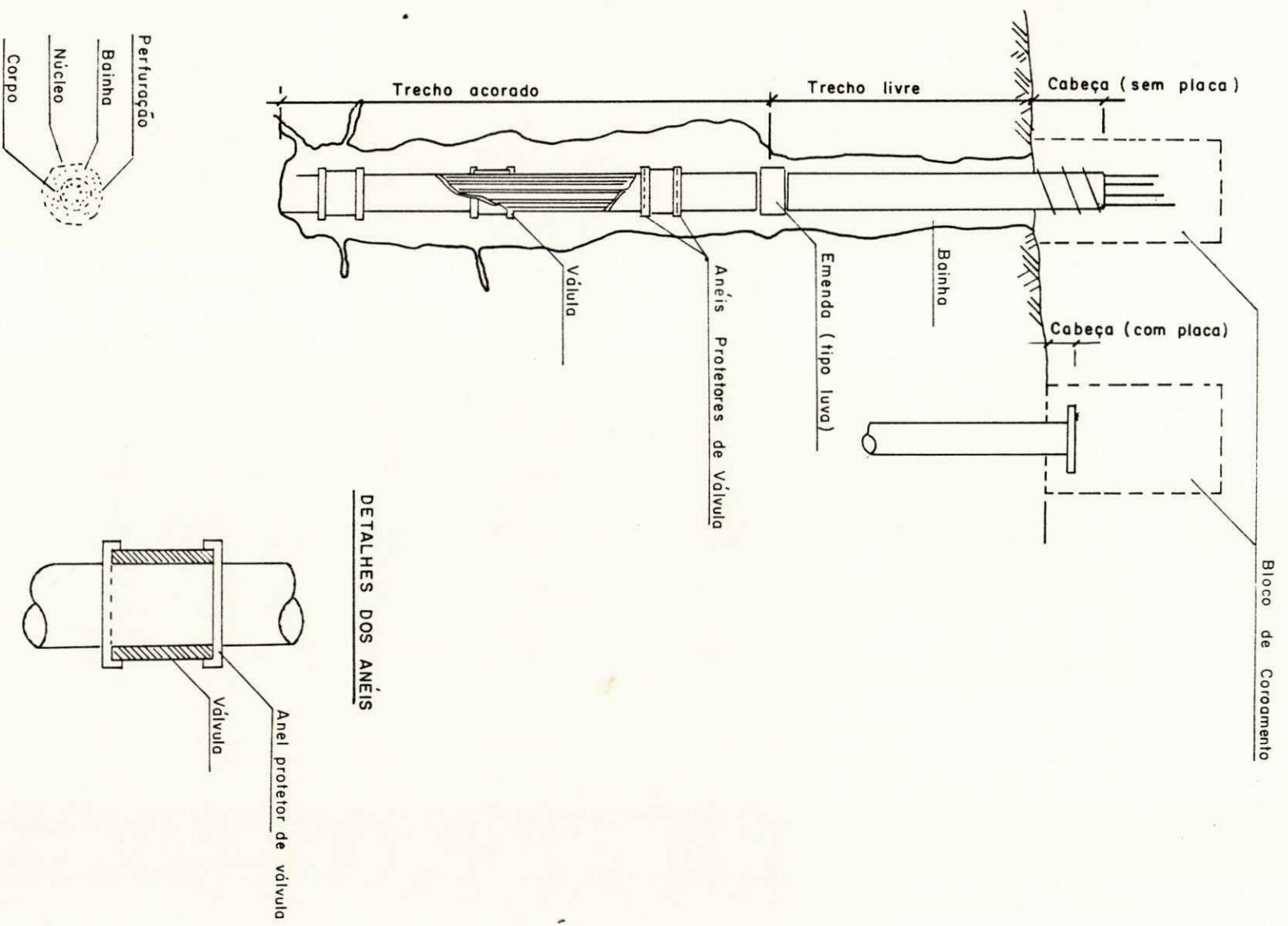
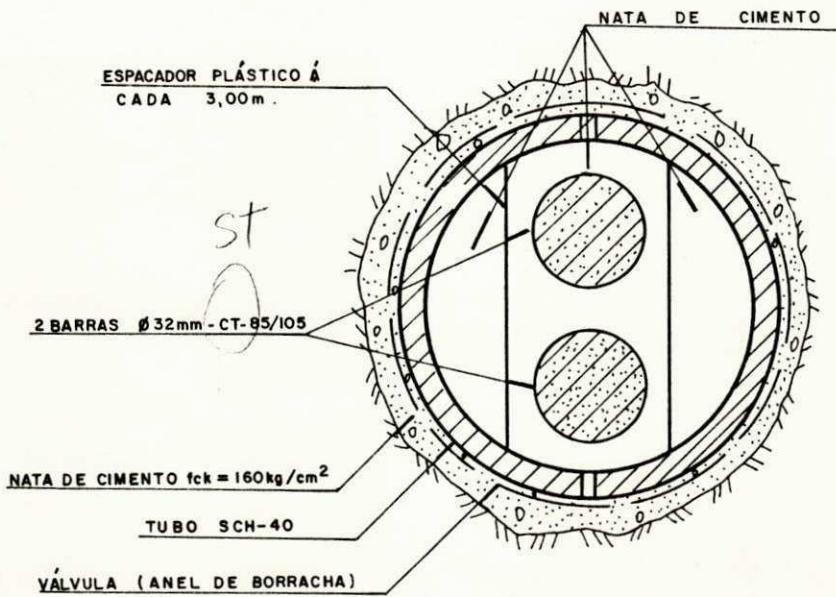


FIG. 2.22 - ESTACA INJETADA DE PEQUENO DIÂMETRO.

**PLANTA**

ESC: 1:2

**CORTE**

ESC. 1:10

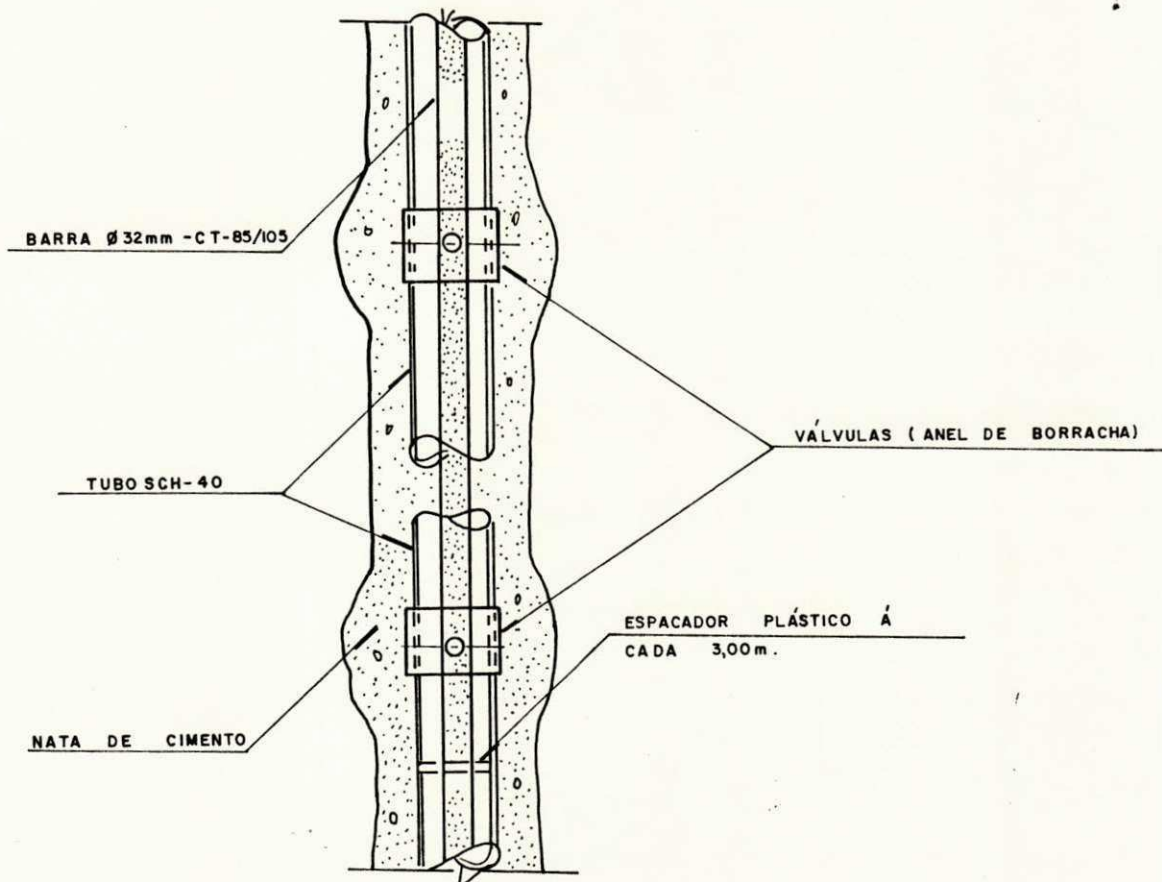


Fig 2.23- Detalhes de uma estaca injetada de pequeno diâmetro.

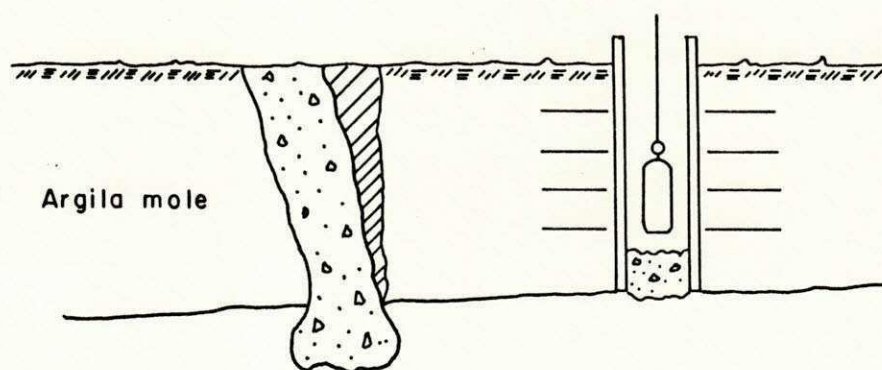


Fig - 2.24 - Possivel problema de execução de estacas Franki

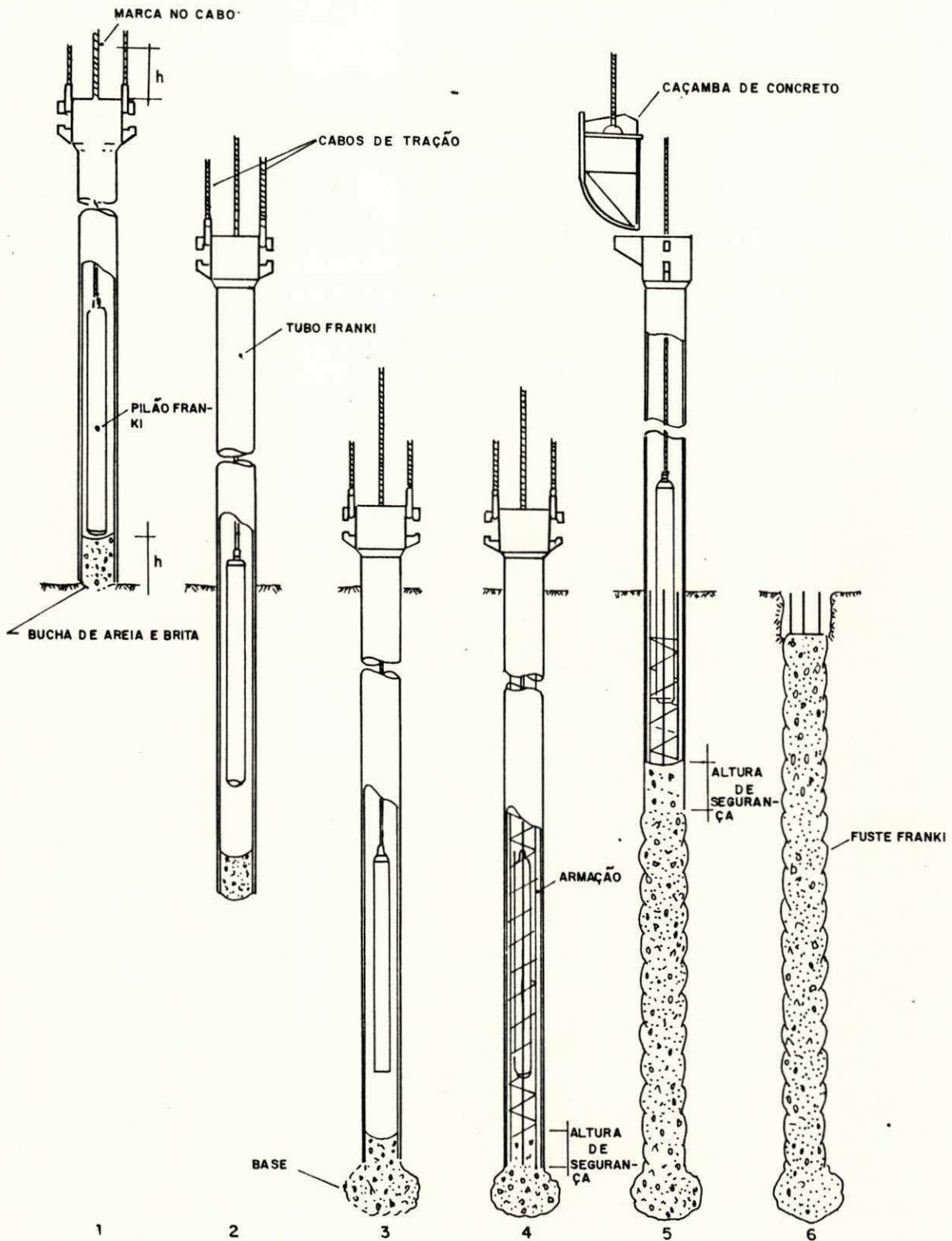


Fig. 2.25 - Metodologia construtiva padrão da estaca Franki Standart

Pressão limite (Kpa)	Tipo de solo	Categoria
0 - 700	Argila mole	1
0 - 800	Silte e calcáreo mole	
0 - 700	Areia siltosa ou argilosa fofa	
1000 - 2000	Areia medianamente densa e pedregulho	2
1200 - 3000	Argila e silte compacto	
1500 - 4000	Calcáreo argiloso	
1000 - 2500	Calcáreo alterado	
2500 - 4000	Marga e marga siltosa	
3000	Calcáreo fragmentado	
4500	Calcáreo argiloso muito compacto	3
2500	Areia densa a muito densa e pedregulho	
4500	Rocha fragmentada	

Tabela 2.1 - Categorias de solos para a determinação do fator de capacidade de carga, k (Bustamante e Gianceselli, 1981)

Variação da pressão limite (Kpa)	Tipo de solo	Categoria do solo
0 - 1200	Argila	
0 - 700	Silte	Categoria I
1800 - 4000	Argila rija ou marga	
1200 - 3000	Silte compacto	Categoria II
400 - 800	Areia compressível	
1000 - 3000	Rocha branda ou alterada	
1000 - 2000	Areia e pedregulho	Categoria III
4000 - 10000	Rocha	
3000 - 6000	Areia muito compacta e pedregulho	Categoria IIIA

Tabela 2.2- Tipo de solos para a determinação do fator de capacidade de carga, k (Ménard - Gambin, 1963).

TIPO DE SOLO : PRESSÃO LIMITE (kPa)	MÉTODO DE INSTALAÇÃO E MATERIAL DA ESTACA							
	ESCAVADA	ESCAVADA COM REVESTIMENTO		CRAVADA		INJETADA		
	CONCRETO	CONCRETO	AÇO	CONCRETO	AÇO	BAIXAPRES.	ALTAPRES.	
AREIA ARGILOSA OU SILTOSA < 700	A bis	A bis	A bis	A bis	Abis	A	-	
CALCÁRIO FOFO < 700	A bis	A bis	A bis	A bis	Abis	A	-	
ARGILA DE MOLE A RIJA $\leq 3000$	(A) <sup>1</sup> A bis	(A) <sup>1</sup> A bis	A bis	(A) <sup>1</sup> Abis	Abis	A	D <sup>2</sup>	
SILTE E SILTE COMPACTO $\leq 3000$	(A) <sup>1</sup> A bis	(A) <sup>1</sup> A bis	A bis	(A) <sup>1</sup> Abis	Abis	A	D <sup>2</sup>	
AREIA MEDIANA- MENTE DENSA E PEDREGULHO 1.000 a 2.000	(B) <sup>1</sup> A	(A) <sup>1</sup> A bis	A bis	(B) <sup>1</sup> A	A	B	$\geq D$	
AREIA DENSA A MUITO DENSA E PEDREGULHO > 2.500	(C) <sup>1</sup> B	(B) <sup>1</sup> A	A	(C) <sup>1</sup> B	B	C	$\geq D$	
CALCÁRIO AL- TERADO A FRAG- MENTADO > 1.000	(C) <sup>1</sup> B	(B) <sup>1</sup> A	A	(C) <sup>1</sup> B	B	C	$\geq D$	
CALCÁRIO ARGI- LOSO OU ARGILA COM CALCÁRIO 1.500 a 4.000	(E) <sup>1</sup> C	(C) <sup>1</sup> B	B	E <sup>3</sup>	E <sup>3</sup>	E	F	
MARGA MUITO COMPACTA > 4.500	E	-	-	-	-	F	$\geq F$	
ROCHA ALTERADA 2.500 a 4.000	F	F	-	F <sup>3</sup>	F <sup>3</sup>	$\geq F$	$\geq F$	
ROCHA FRAGMENTADA > 4.500	F	-	-	-	-	$\geq F$	$\geq F$	

<sup>1</sup> Usa-se a letra entre parênteses nos seguintes casos: escavação da estaca feita com bastante cuidado (com pouco amolgamento), ou solo a ser densificado em torno da estaca cravada.  
<sup>2</sup> Para solos com  $P_1 \geq 1500$  KPA  
<sup>3</sup> Apenas no caso de cravação da estaca

TABELA 2. 3 - ESCOLHA DA CURVA PARA DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL MÁXIMO,  $f_{max}$  (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1981)



SOLO	Coeficiente $\alpha$		Quantidade mínima de material a ser injetada $V_i$
	IRS	IGU	
Pedregulho	1,8	1,3 a 1,4	1,5 $V_s$
Pedregulho arenoso	1,6 a 1,8	1,2 a 1,4	1,5 $V_s$
Areia pedregulhosa	1,5 a 1,6	1,2 a 1,3	1,5 $V_s$
Areia grossa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	1,5 $V_s$
Areia média	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	1,5 $V_s$
Areia fina	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	1,5 $V_s$
Areia siltosa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	1,5 a 2 $V$ para IRS 1,5 $V$ Para IGU
Silte	1,4 a 1,6	1,1 a 1,2	2 $V_s$ para IRS 1,5 $V_s$ para IGU
Argila	1,8 a 2	1,2	2,5 a 3 $V_s$ para IRS 1,5 a 2 $V_s$ para IGU
Margo	1,8	1,1 a 1,2	1,5 a 2 $V_s$ para camada compacta
Margo-calcário	1,8	1,1 a 1,2	
Calcário alterado ou fragmentado	1,8	1,1 a 1,2	2 a 6 $V_s$ ou mais, se camada fraturada
Rocha alterada ou fragmentada	1,2	1,1	1,1 a 1,5 $V_s$ se camada finamente fraturada 2 ou mais se camada fraturada
$V_s$ : volume do bulbo da estaca			com $p_1 \geq p_2$ com $0,5 p_1 < p_2 < p_1$

Tab. 2.4 - Tabela para determinação do valor de  $\alpha$  (Bustamante e Doix, 1985)

SOLOS	Modo de injeção	
	IRS'	IGU''
Pedregulho Pedregulho arenoso Areia pedregulhosa Areia grossa Areia média Areia fina Areia siltosa	SG.1	SG.2
Silte Argila	AL.1	AL.2
Marga Margo - calcário Calcário alterado ou fragmento	MC.1	MC.2
Rocha alterada ou ou fragmentada	≥R.1	≥R.2
: Com $p_1 \geq p_2$ ** Com $0.5 p_1 < p_2 < p_1$		

Tab. - 2.5 - Classificação dos solos proposta por Bustamante e Doix (1985)

Tipo de Solo	Turfa	Argila	Silte	Areia	Areia e Pedregulho
	Em/Pl* r	Em/Pl* r	Em/Pl* r	Em/Pl* r	Em/Pl* r
Pré-adsada		16 1	14 2/3	12 1/2	10 1/3
Normalmente Adensada	1	9-16 2/3	8-14 1/2	7-12 1/3	6-10 1/4
Alterada e/ou Remoldada		7-9 1/2	1/2	1/3	1/4
Rocha		Extremamente Fraturada	Outras	Levemente Fraturada ou muito alterada	
		r = 1/3	r = 1/2	r = 2/3	

Tabela 2.6 - Determinação do valor do coeficiente reológico

(Ménard-Gambin, 1963)

---

Tipo de estaca	Estaca de atrito lateral		Estaca de Ponta
	$lt/R = 10$	$lt/R = 20$	
Estaca escavada	4.5-5.0	5.2-5.6	2.8-3.2
Estaca cravada	1.8-2.0	2.1-2.3	1.1-1.3

---

Tabela 2.7 -Coeficiente de Deformação Cd- Método de Ménard-Gambin (1963)

	AREIA	ARGILA	LEGENDA
AIRITO LATERAL UNITÁRIO MÁXIMO, $f_{m\acute{a}x}$	MENOR VALOR DE $f_{m\acute{a}x}$ ENTRE: $f_1 = 0,12 \text{ MPa}$ $f_2 = f_s$ $f_3 = q_c/300$ (compress\~{a}o) ou $f_3 = q_c/400$ (tra\~{c}o)	$f_{m\acute{a}x} = \alpha' \cdot Su$ onde: $\alpha' = 1$ para argila nor- malmente adensada $\alpha' = 0,5$ para argila pr\~{e}-adensada	$q_c = \text{RESIST\~{E}NCIA DE PON-}$ $\text{TA DO CONE}$  $Su = \frac{q_c}{N_k}$
TENS\~{A}O DE RUPTURA DE PONTA, $q_{m\acute{a}x}$	MENOR VALOR DE $q_{m\acute{a}x}$ ENTRE: $q_{m\acute{a}x}$ da FIG. 2.17 $q_{m\acute{a}x}$ da FIG. 2.18	$q_{m\acute{a}x} = N_c \cdot Su$ ( $N_c = 9$ )	$q_{m\acute{a}x} = \text{TENS\~{A}O DE RUPTURA}$ $\text{DA PONTA}$

TABELA 2.8 - TABELA PARA DETERMINA\~{C}\~{A}O DE  $q_{m\acute{a}x}$  e  $f_{m\acute{a}x}$  (de RUTIER E BERINGEN, 1979)

Tipo de Solo	q <sub>max.</sub> (10 <sup>2</sup> kPa)	Fator de Capacidade de Carga K <sub>c</sub>		Coeficiente α'				Valor Máximo de f <sub>max</sub> (Kpa) (1)					
		Estaca escavada	Estaca cravada	Estaca escavada		Estaca cravada		Estaca escavada		Estaca cravada		Estaca injetada	
				Sem revestimento	Com revestimento	Concreto	Aço	Sem revestimento	Com revestimento	Concreto	Aço	Baixa Pressão	Alta Pressão
Argila mole	< 10	0.4	0.5	30	30	30	30	15	15	15	34	35	-
Argila medianamente rijá.	10-50	0.35	0.45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	>20
Areia fofa e Silte	50	0.4	0.5	60	150	60	120	35	35	35	35	80	-
Argila rijá a muito rijá e silte.	> 50	0.45	0.55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 200
Calcário mole.	< 50	0.2	0.3	100	120	100	120	35	35	35	35	80	-
Areia medianamente densa e pedregulho.	50-120	0.4	0.5	100	200	100	200	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80	120	≥ 200
Calcário alterado e fissurado.	> 50	0.2	0.4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200
Areia densa a muito densa e pedregulho.	>120	0.3	0.4	150	300	150	200	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200

(1) Os números entre parênteses podem ser usados se o método de instalação da estaca for particularmente favorável à capacidade de carga: perfuração cuidadosa e baixa perturbação para estacas escavadas, aumento de densidade do solo ao redor da estaca, para estacas cravadas.

TABELA 2.9 - TABELA PARA OBTENÇÃO DE  $f_{m\acute{a}x}$  E DOS FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA DE PONTA E LATERAL DO CONE (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1981)

TIPO	MATERIAL	PENETRÔMETRO SIMPLES DE PONTA		PENETRÔMETRO DE BEGEMAN	
CRAVADA	CONCRETO	$q_c \leq 250$	$0,08 q_c$	$q_c \leq 375$	$0,053 q_c$
		$250 \leq q_c < 3000$	$18 + 0,01 q_c$	$375 \leq q_c \leq 4500$	$18 + 0,006 q_c$
		$3000 \leq q_c$	$0,015 q_c$	$4500 \leq q_c$	$0,01 q_c$
	AÇO	$q_c < 300$	$0,05 q_c$	$q_c \leq 450$	$0,033 q_c$
		$300 \leq q_c \leq 1000$	15	$450 \leq q_c < 1500$	15
		$1000 < q_c$	$0,015 q_c$	$1500 \leq q_c$	$0,01 q_c$
ESCAVADA	CONCRETO	$q_c \leq 400$	$0,055 q_c$	$q_c \leq 600$	$0,037 q_c$
		$400 \leq q_c < 3000$	$18 + 0,009 q_c$	$600 \leq q_c < 4500$	$18 + 0,006 q_c$
		$3000 \leq q_c$	$0,015 q_c$	$4500 \leq q_c$	$0,01 q_c$
	AÇO	$q_c \leq 330$	$0,045 q_c$	$q_c \leq 500$	$0,03 q_c$
		$330 \leq q_c < 1000$	15	$500 \leq q_c < 1500$	15
		$1000 \leq q_c$	$0,015 q_c$	$1500 \leq q_c$	$0,01 q_c$

( $q_c$  em  $\text{KN/m}^2$ )

TABELA 2.10 - VALORES DE  $f_{\max}$  RECOMENDADOS POR VERBRUGGE PARA ESTACAS EM SOLOS COESIVOS.

$f_{\max}$	TIPO DE ESTACA
0,011 $q_c$	ESTACA DE CONCRETO CRAVADA
0,009 $q_c$	ESTACA DE AÇO CRAVADA
0,005 $q_c$	ESTACA DE CONCRETO CRAVADA
0,003 $q_c$	
VALORES LIMITES:	
$f_{\max}$	80 KN/m <sup>2</sup> PARA ESTACAS ESCAVADAS
$f_{\max}$	120 KN/m <sup>2</sup> PARA ESTACAS CRAVADAS

TABELA 2.11 - VALORES DE  $f_{\max}$  RECOMENDADOS POR VERBRUGGE (1979), PARA ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS.



Diâmetro Interno	101,6mm			152,4mm			203,2mm				
Número de Tirantes	-	1	2	-	1	2	3	2	3	4	5
Carga de Trabalho Usual (KN)	200	450	700	300	410	730	1050	840	1160	1480	1800

Tabela 2.12 - Carga de trabalho, usual, das EIPD

	Carga de Escoamento (KN)	Módulo de Elasticida- de (KPa)
Tirante de Fio		
= 8,0mm	42,73	8 2,1 . 10
Tirante de Barra		
= 32,0 mm	683,61	8 2,1 . 10

Tab. 2.13- Características mecânicas da armadura interna,  
usual, das EIPD

DESIGNAÇÃO	SÍMBOLO (UNIDADE)	TIPO DE ESTACAS FRANKI NORMAIS				
1 Diâmetro	D s (mm)	350	400	450	520	600
2 Seção	A (cm <sup>2</sup> )	962	1 257	1 590	2 124	2 827
3 Volume por metro linear	V ( m <sup>3</sup> )	0,10	0,13	0,16	0,22	0,29
4 Perímetro	U (cm)	1 10	126	141	163	138
5 Momento de inércia	I (cm <sup>4</sup> )	73 662	125664	201289	358908	636172
6 Distância entre eixos	e (m)	1,20	1,30	1,40	1,50	1,70
7 Distância à divisa	c (m)	0,70	0,70	0,70	0,80	0,80
8 Comprimento máximo	L(m)	1 6	22	25	-	-
9 Carga máxima de trab. à comp.	N (KN)	550	750	950	1 300	1 700
10 Carga máxima de trab. à tração	M' (KN)	100	140	170	220	300
11 Carga hor. max.aplicada à traç	T (KN)	20	30	35	40	50
12 Peso mínimo para pilão	(kn)	15	20	25	28	30
13 Diâmetro mínimo para pilão	(mm)	220	250	280	310	380
14 Cimento	sc/50kg	0,70	1,00	1,25	1,50	2,00
15 Pedra	(m <sup>3</sup> )	0,14	0,18	0,25	0,30	0,40
16 Areia	(m <sup>3</sup> )	0,07	0,09	0,12	0,14	0,18
17 Armadura long.(CA 24 ou 50)	(kg)	Ver observação nº 5.				
18 Estribo Ø 1/4" - CA 24	(kg)	1,50	1,70	1,30	2,00	2,30
19 Estribo Ø 3/16"- CA 24	(kg)	1,00	1,10	-	-	-
20 Arame	(kg)	0,10	0,12	0,13	0,15	0,20

## OBSERVAÇÕES

- Os nºs de 1 a 5 se referem a valores normais, isto é, aos valores característicos dos tubos de cravação. Assim sendo, são valores mínimos, já que o diâmetro do fuste de uma estaca FRANKI pode ser consideravelmente maior que o diâmetro do tubo de cravação.
- As cargas admissíveis indicadas na tabela se referem a casos normais. No caso de obra de vulto e em condições especiais de execução, recomenda-se um entendimento prévio entre Projetista e Estacas FRANKI, para uma análise conjunta em considerariam a natureza do solo, tipo de construção, valores das cargas etc...
- A carga horizontal máxima aplicada no nível do topo da estaca (11), depende essencialmente da natureza do solo; os valores constantes da tabela devem ser considerados como indicativos. O Departamento Técnico pode definir os valores a serem adotados em cada caso específico.
- Os números 14 a 16 indicam o consumo médio de materiais por metro de estaca.
- A armação longitudinal depende do tipo de terreno e da natureza das cargas. Quando a estaca for submetida a momentos fletores ou de tração, a armadura deve ser verificada para atender a essas solicitações. Entretanto, o número máximo de barras é limitado pelas condições de concretagem da estaca.  
Quando se usar como armadura longitudinal aço tipo CA-50, o pé da armação deverá ser obrigatoriamente feito com aço CA-24 da mesma bitola.
- Os números 18 a 20 indicam as quantidades de materiais normalmente empregados para confecção da armadura transversal (estribos) por metro de estaca.

Tabela 2.14 - Principais características de algumas estacas.

### Capítulo III

#### APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA

Foram executadas duas provas de carga, sendo uma na estaca Franki e a outra na EIPD. A prova de carga da estaca Franki foi executada antes do início desse trabalho. Seus resultados foram fornecidos pela empresa executora.

A figura 3.1 apresenta uma planta baixa da localização das provas de carga.

#### 3.1 - Prova de carga na estaca Franki

A estaca objeto da prova de carga foi a estaca 45D do Viaduto Índio Pirajibe - João Pessoa-Pb, conforme mostrado na figura 3.1.

A prova de carga foi executada conforme as recomendações da NBR 6121 (1980).

##### 3.1.1 - Equipamentos utilizados

Dois extensômetros, com precisão de 0,01mm, foram colocados diametralmente opostos e assentes sobre a cabeça da estaca, com

o objetivo de medir os deslocamentos verticais do topo da estaca.

Para a aplicação da carga vertical foi utilizado um macaco hidráulico reagindo contra um perfil metálico ancorado ao solo por meio de tirantes.

A figura 3.2 mostra o esquema de montagem da prova de carga.

### 3.1.2 - Características da estaca

Estaca	45D
Tipo	Franki
Data de moldagem	05/10/84
Data de cravação	05/10/84
Material	Concreto armado
Comprimento	21,00m
Seção	0,52m
Cota do topo	0,48m
Nega	10 golpes 1,00 = 4mm
	1 golpe 3,00 = 7mm
	1 golpe 5,00 = 3mm
Peso do martelo	40 KN
Altura de queda do martelo	1,00m
Energia de cravação	40 KN/m
Distância da sonda- gem mais próxima	4,0m
Cota da sondagem	0,45m

Carga de trabalho  
projetada 1.300 KN  
Sondagem mais próxima SM-2

### 3.1.3 - Dados da prova de carga

Início	11/04/85
Término	11/04/85
Carga de ruptura	866 KN
Recalque total	19,36mm
Recalque permanente	15,03mm

A curva carga-recalque obtida através do ensaio pode ser vista na figura 3.3.

### 3.2 - Prova de carga instrumentada da EIPD

Foi ensaiada a estaca 04 de acordo com a NBR 6121 (1980).

Além da instrumentação tradicional, composta por dois extensômetros, foram utilizados mais dois extensômetros e 8 pares de extensômetros elétricos, "strain-gages". Os "strain-gages" foram utilizados com intuito de se obter dados sobre o mecanismo de transferência da carga da estaca para o solo, bem como obter informações a respeito do mecanismo de ruptura da EIPD.

A figura 3.4 mostra o esquema de montagem da prova de carga.

### 3.2.1 - Instrumentação utilizada

Foram utilizados 04 extensômetros mecânicos marca Mitutoyo, cujo esquema de montagem pode ser visto na fig. 3.5, com precisão de 0,01mm e 16 extensômetros elétricos.

O procedimento de instalação dos "strain-gages" pode ser resumido da seguinte forma:

- marcação do local a ser instrumentado;
- preparação da superfície a ser instrumentada;
- escolha dos adesivos;
- colagem do "strain-gage";
- pressão de contato e cura;
- verificação do isolamento elétrico do "strain-gage";
- ligação do "strain-gage" através de cabos especiais (foram utilizados cabos marca Pirelli);
- tratamento à prova de umidade;
- ligação de circuitos e conexão do aparelho de medição.

A figura 3.6 mostra o esquema de montagem dos "strain-gages".

Foi utilizado um sistema composto por 12 colantes, vedantes e isolantes a fim de garantir o perfeito isolamento térmico e elétrico bem como a estanqueidade dos "strain-gages".

Quando os "strain-gages" se deformam, sob carga, suas resistências se alteram indicando sua deformação específica.

Os "strain-gages" foram fixados ao longo de um dos 3 tirantes que compõem a estaca sendo fixados aos pares, diametralmente opostos, conforme pode-se ver na figura 3.6.

### 3.2.2 - Características da estaca

A execução consistiu das seguintes etapas:

Perfuração - foi executada através de equipamento rotativo, sonda Mach 1200, com diâmetro de 8", sendo utilizada lama bentonítica, fator água-bentonita igual a 0,50. Após a perfuração atingir a profundidade especificada de projeto, ou seja, 24,30m, a ferramenta de perfuração (roller-byte de 8") foi retirada do furo.

Revestimento - foi descido no furo e emendado através de solda. O revestimento foi descido até a profundidade de 20,10m. O tubo utilizado não possuía furos ao longo do fuste.

Colocação dos tirantes- os tirantes, contendo a instrumentação, foram descidos até o fundo do furo. Durante a colocação dos tirantes foi também colocado o tubo de injeção.

Execução da bainha - a bainha foi executada de baixo para cima. A inserção da nata de cimento foi interrompida depois da completa expulsão da bentonita e de um pouco de nata pela boca do furo. Foi utilizado um fator água-cimento de 0,50.



Execução das injeções - foi executada a injeção 24 horas após a execução da bainha. Reinjetou-se mais duas vezes a estaca, observando-se um intervalo de 24 horas, a fim de se garantir a qualidade do material do fuste. Utilizou-se um fator água-cimento de 0,75.

São dadas a seguir as características da estaca em questão.

Estaca	04
Tipo	Injetada
Carga de trabalho projetada	900KN
Data da última injeção	13/07/86
Material	Cimento-aço
Comprimento total	24,50m
Comprimento embutido no terreno	24,30m
Seção	0,17m
Cota do topo	0,55m
Distância da sondagem mais próxima	2.15m
Sondagem mais próxima	SM-1
Cota da sondagem	0,45m

### 3.2.3 -Dados da Prova de Carga

Início	29/04/86
Término	30/07/86
Carga de ruptura	1814 KN
Recalque total	56,52mm

Recalque permanente 21,69mm

Os extensômetros elétricos colocados ao longo da estaca possibilitaram a coleta de dados sobre:

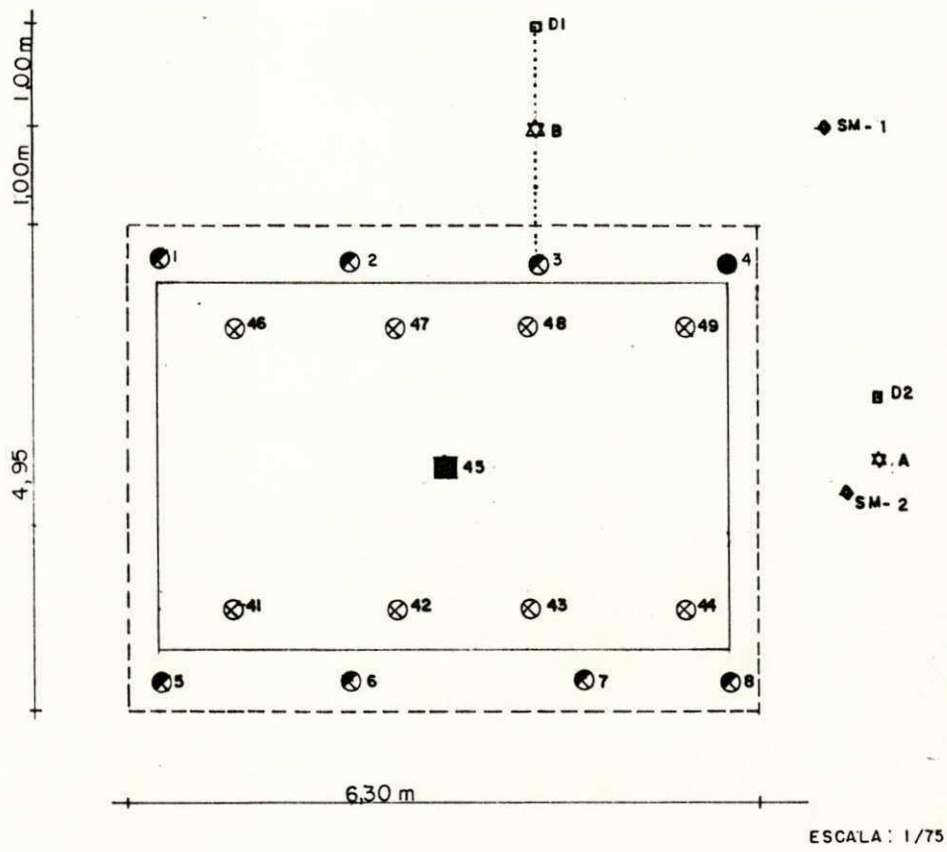
- as curvas de distribuição das cargas ao longo do fuste para diferentes estágios de carga;
- as curvas de mobilização do atrito lateral ao longo do fuste para diferentes estágios de carga;
- a indicação do mecanismo de ruptura da estaca.

O procedimento adotado para a obtenção dos resultados foi o mesmo para todos os "strain-gages" e em todos os níveis de carga.

A obtenção desses resultados foi possível através da utilização da metodologia descrita no item 2.6.1.

Foi adotada a média das deformações específicas obtida em cada par de "strain-gages".

As figuras 3.7 a 3.11 apresentam a curva carga-recalque, as curvas  $f \times w$  e  $q \times w$  e as curvas de distribuição das cargas ao longo do fuste. Essas curvas foram obtidas através da prova de carga na EIPD.

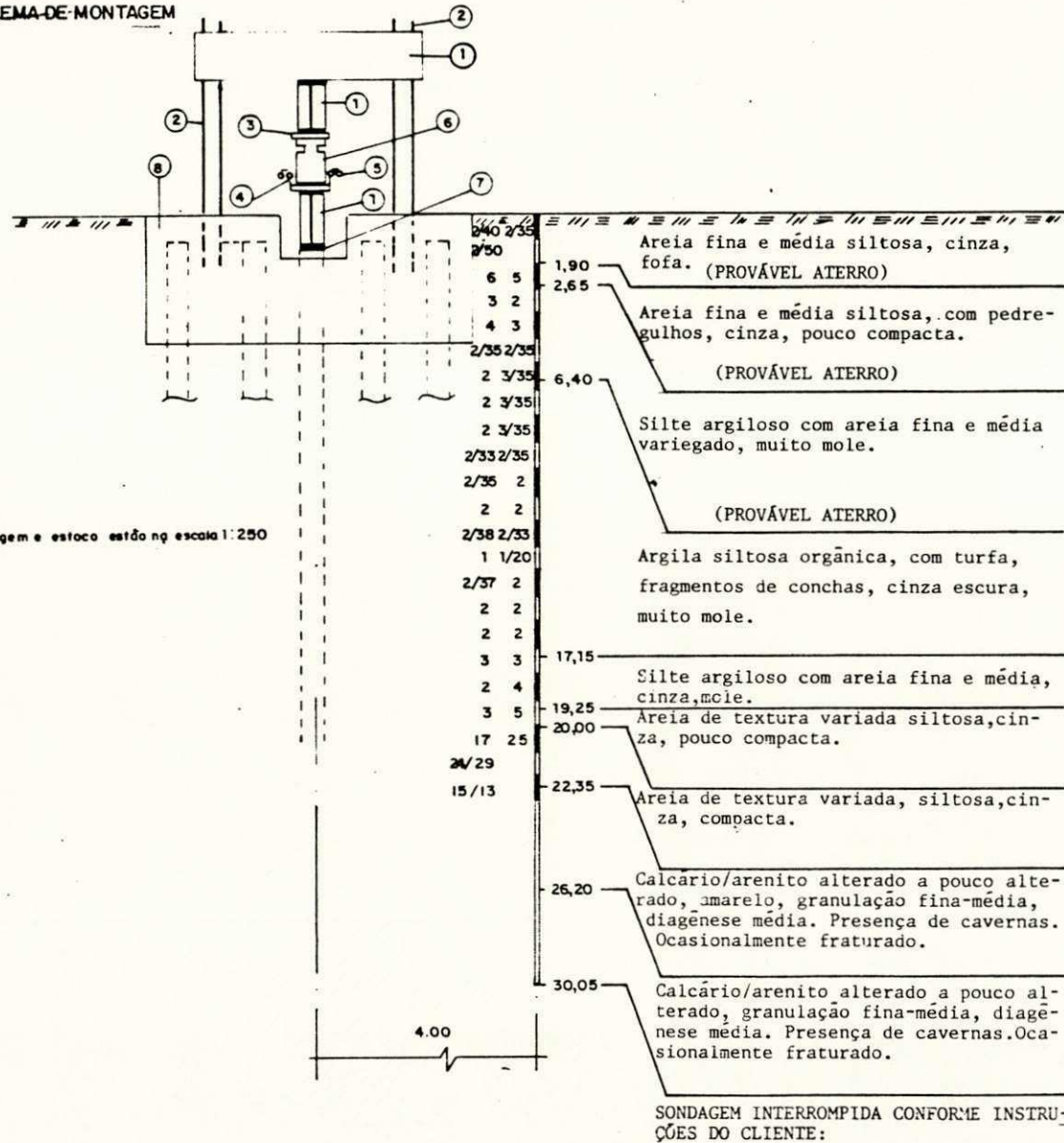


COVENÇÃO

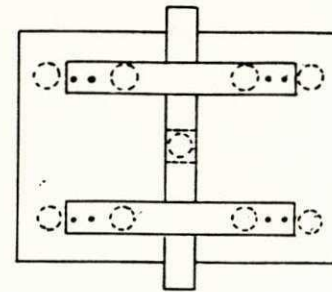
- ▣ - ENSAIO DE CONE
- ☆ - ENSAIO PRESSIOMETRICO
- ◆ - SONDA GEM MISTA
- ⊙ - ESTACA INJETADA
- ⊗ - ESTACA FRANKI
- - ESTACA FRANKI-PROVA DE CARGA
- - PROVA DE CARGA NA EIPD

Fig. 3.1 - Planta de locação dos ensaios.

ESQUEMA-DE-MONTAGEM



PLANTA BAIXA



LEGENDA

- 1 - PERFIL
- 2 - TIRANTE
- 3 - PLACA
- 4 - DEFLECTÔMETRO
- 5 - VIGA DE REFERÊNCIA
- 6 - MACACO
- 7 - PILAR TESTE
- 8 - BLOCO

Fig. 3.2 - Esquema de montagem da prova de carga na esta ca Franki.

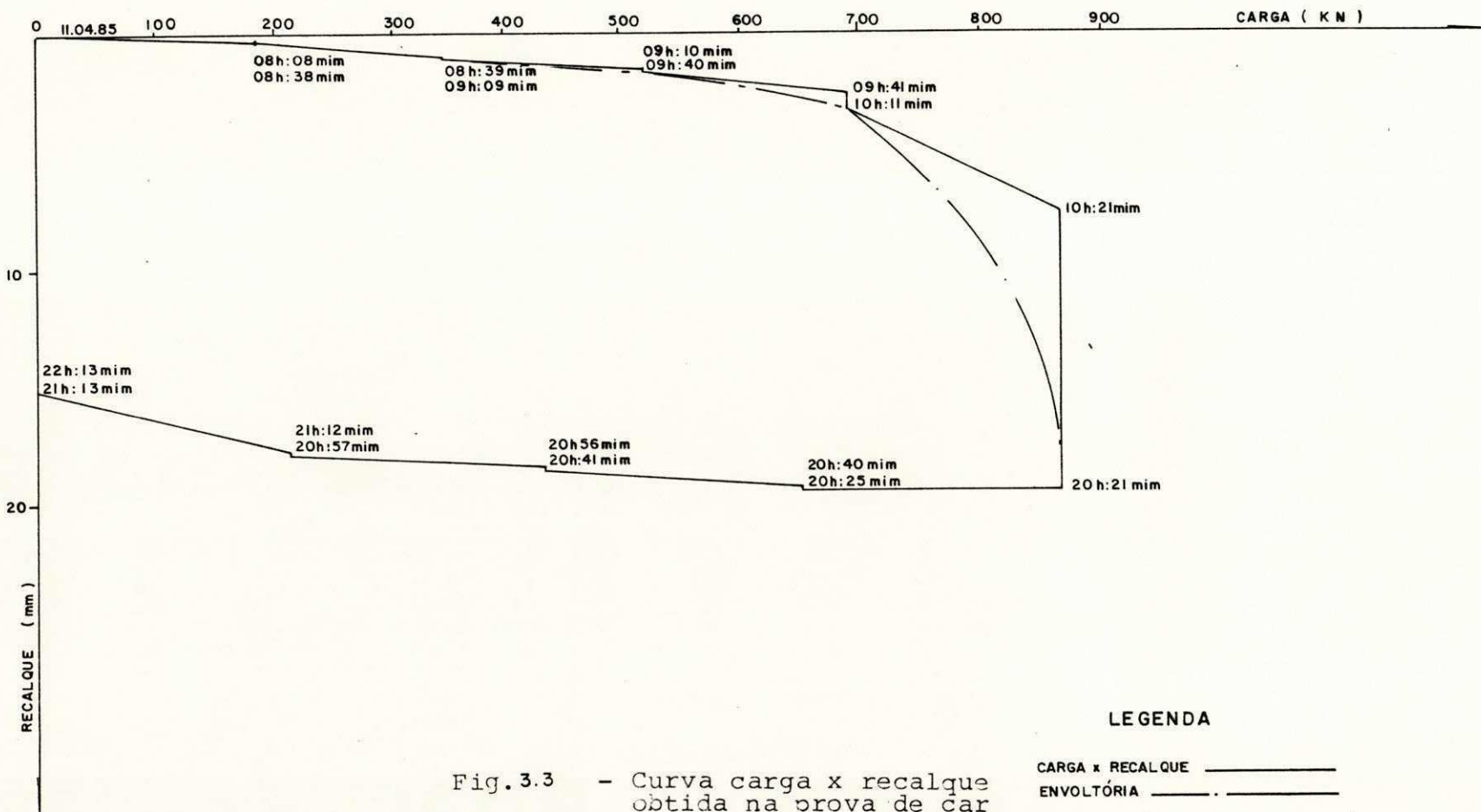
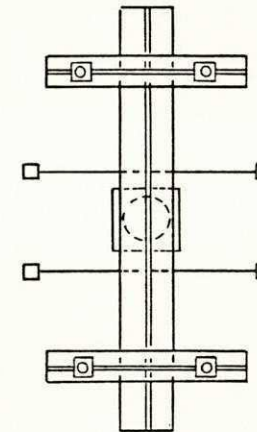
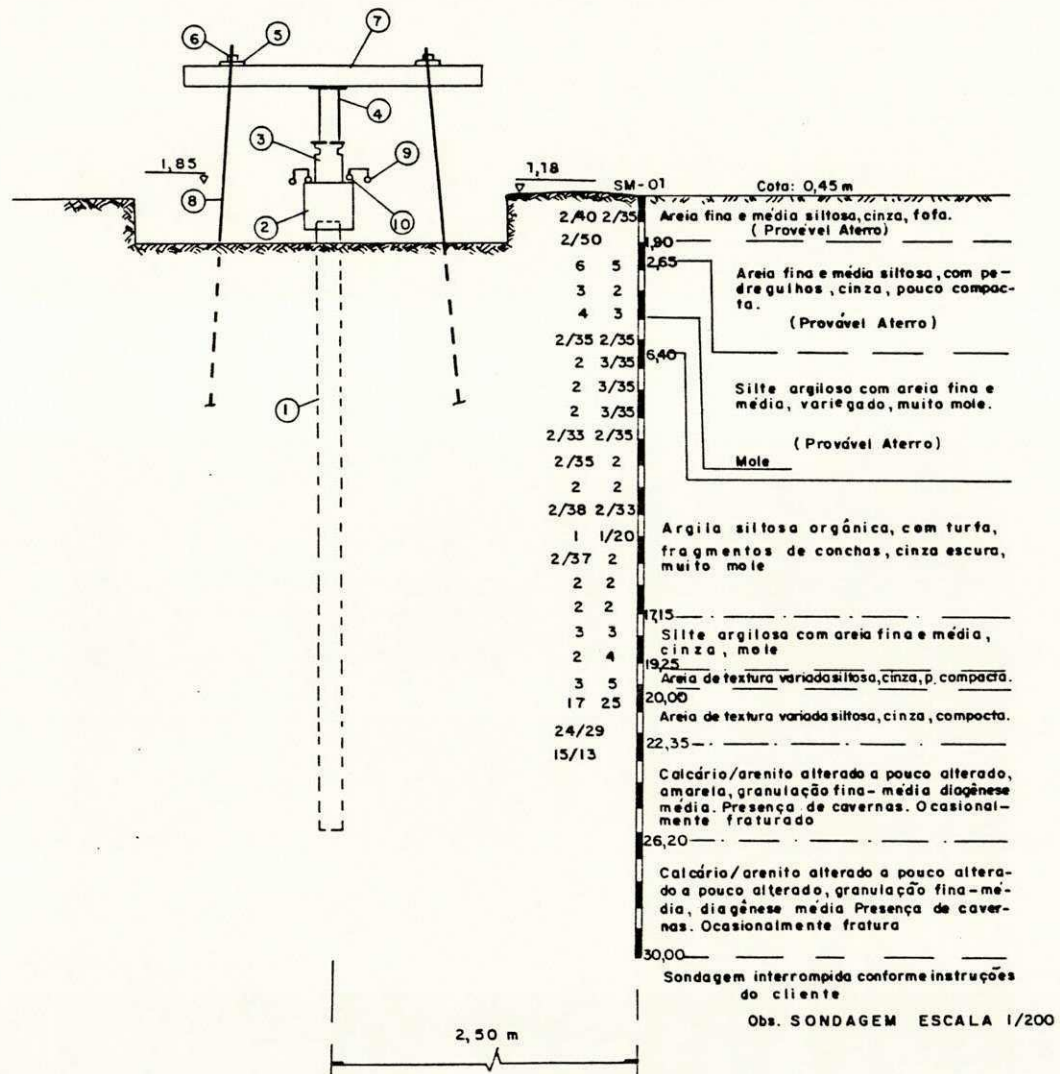


Fig. 3.3 - Curva carga x recalque obtida na prova de carga na estaca Franki.

ESQUEMA DE MONTAGEM — EIPD - 04

PLANTA BAIXA

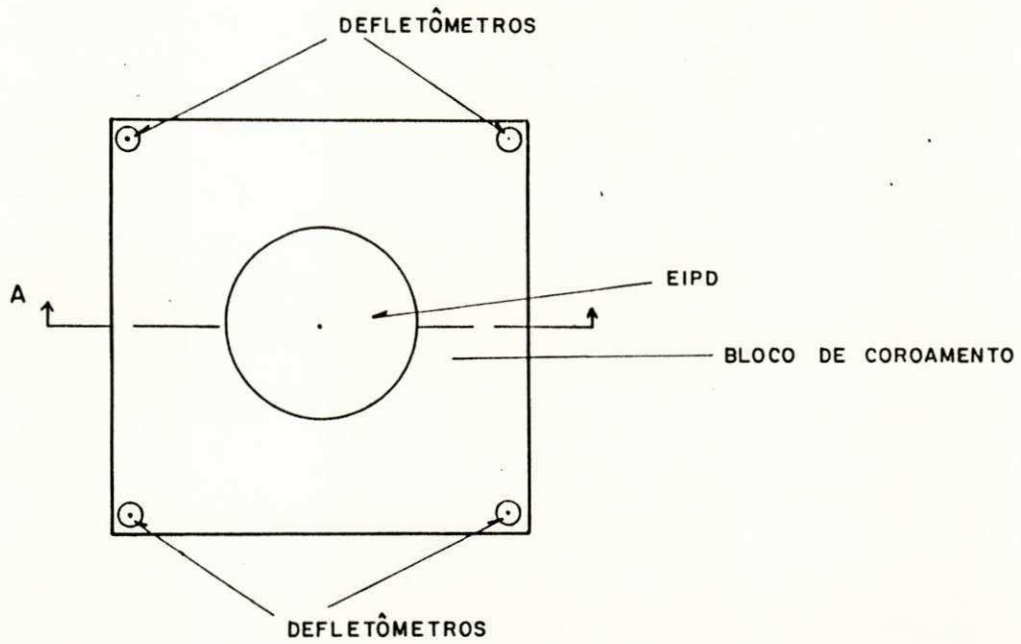


LEGENDA

- 1 - PRESSO-ANCORAGEM
- 2 - BLOCO
- 3 - MACACO
- 4 - PERFIL I DE 30"
- 5 - PLACA P/FIXAR O TIRANTE
- 6 - ANCORAGEM VIVA
- 7 - PERFIL I DE 12" DUPL O
- 8 - TIRANTE
- 9 - VIGA DE REFERÊNCIA
- 10 - DEFLECTÔMETROS

Fig. 3.4 - Esquema de montagem da prova de carga na EIPD.

## VISTA EM PLANTA



## PERFIL ESQUEMÁTICO

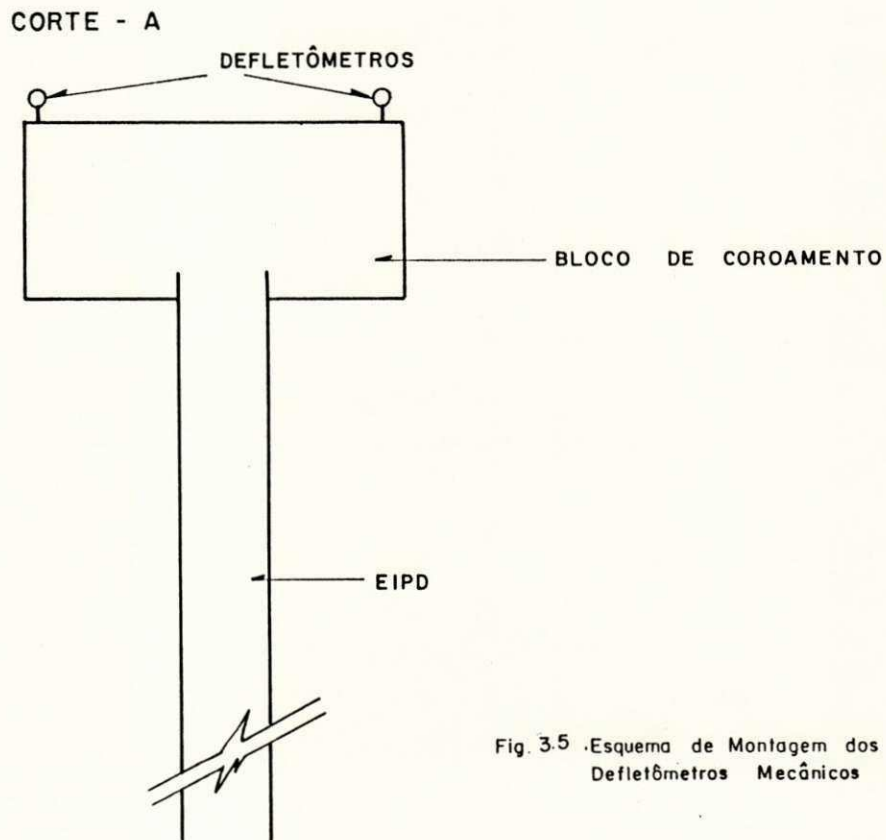
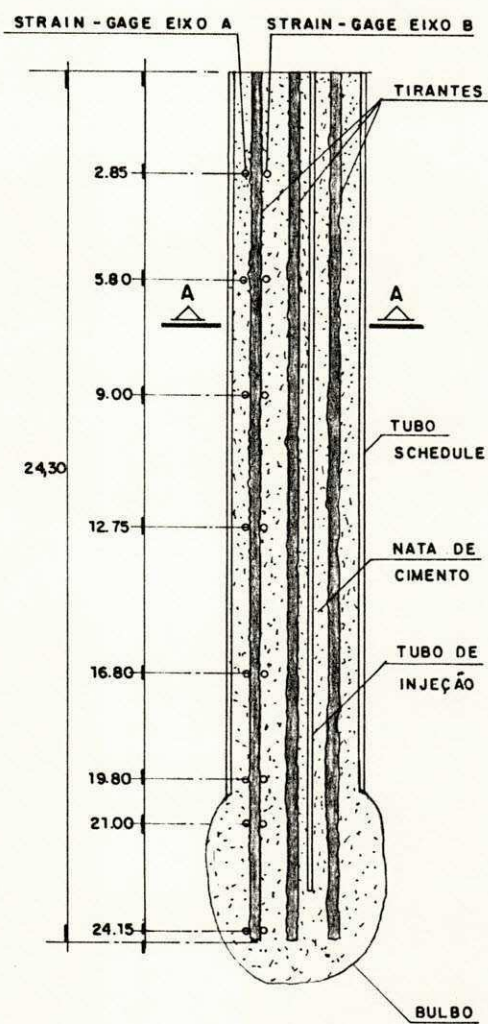


Fig. 3.5 .Esquema de Montagem dos Defletômetros Mecânicos

## E L E V A Ç Ã O



## CORTE A - A

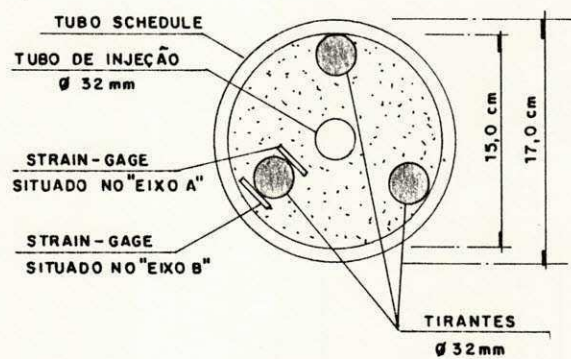


Fig. 3.6 . Esquema de montagem dos "strain-gages"



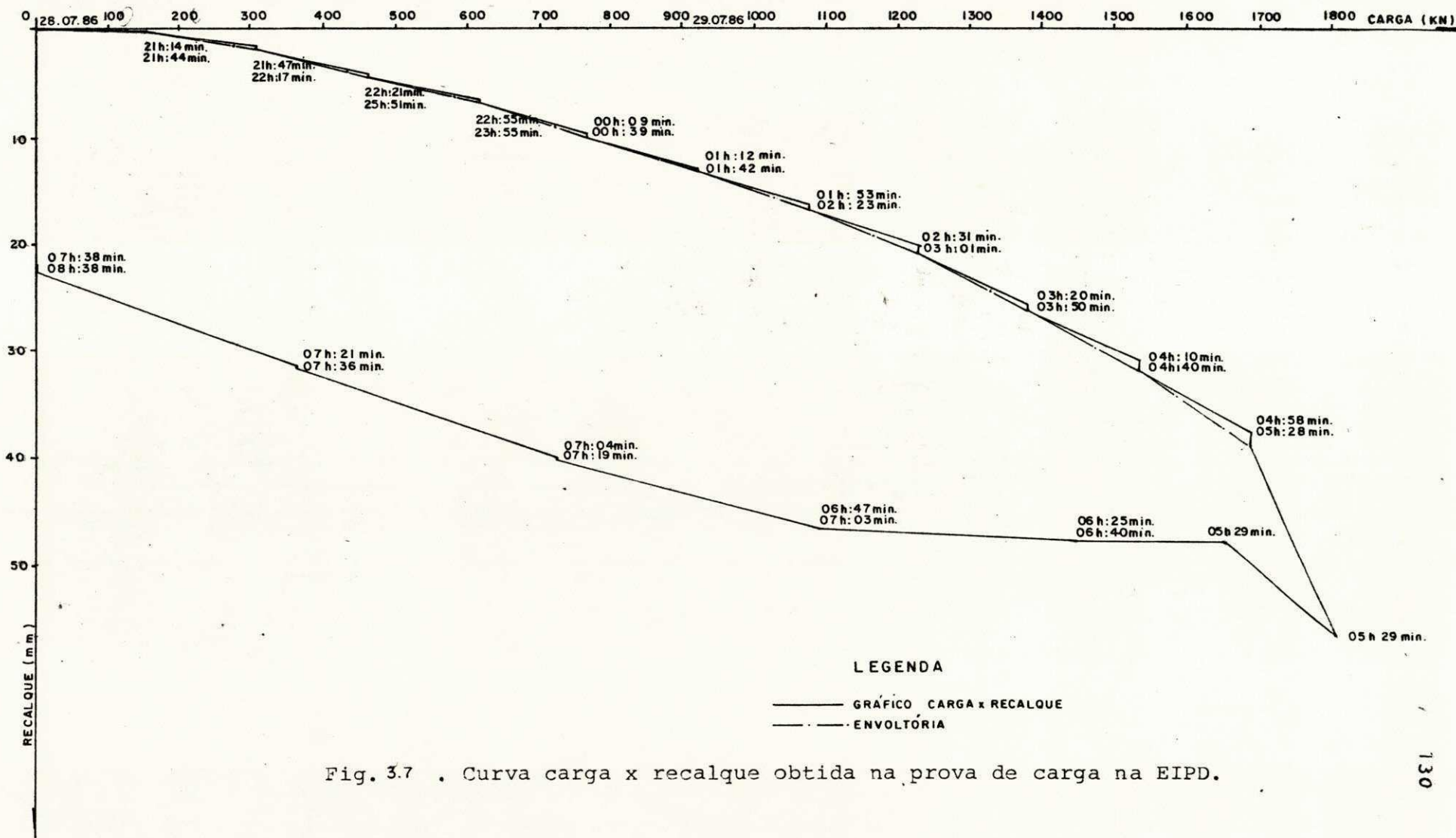


Fig. 3.7 . Curva carga x recalque obtida na prova de carga na EIPD.

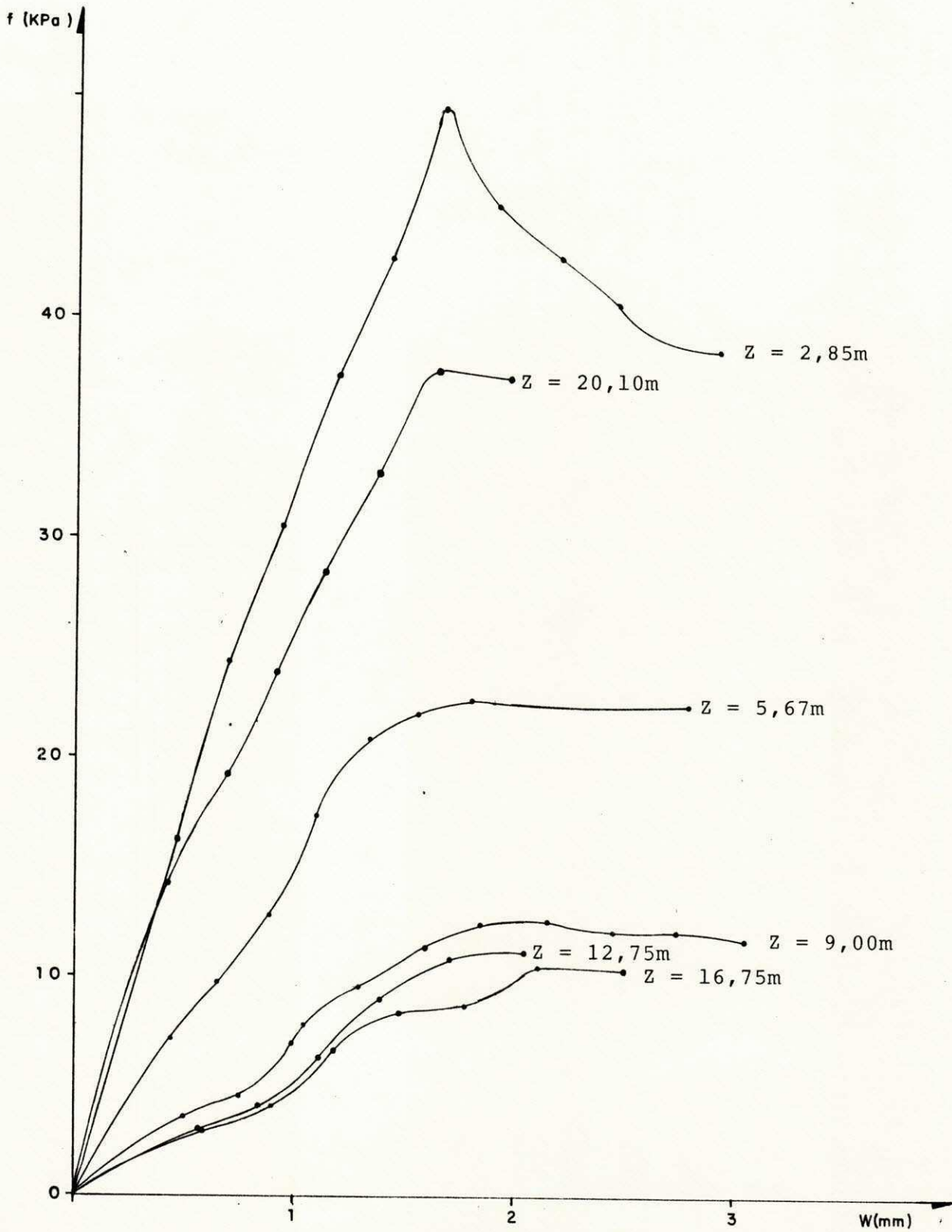


Fig. 3.8 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO, FORNECIDAS PELOS "STRAIN-GAGES".

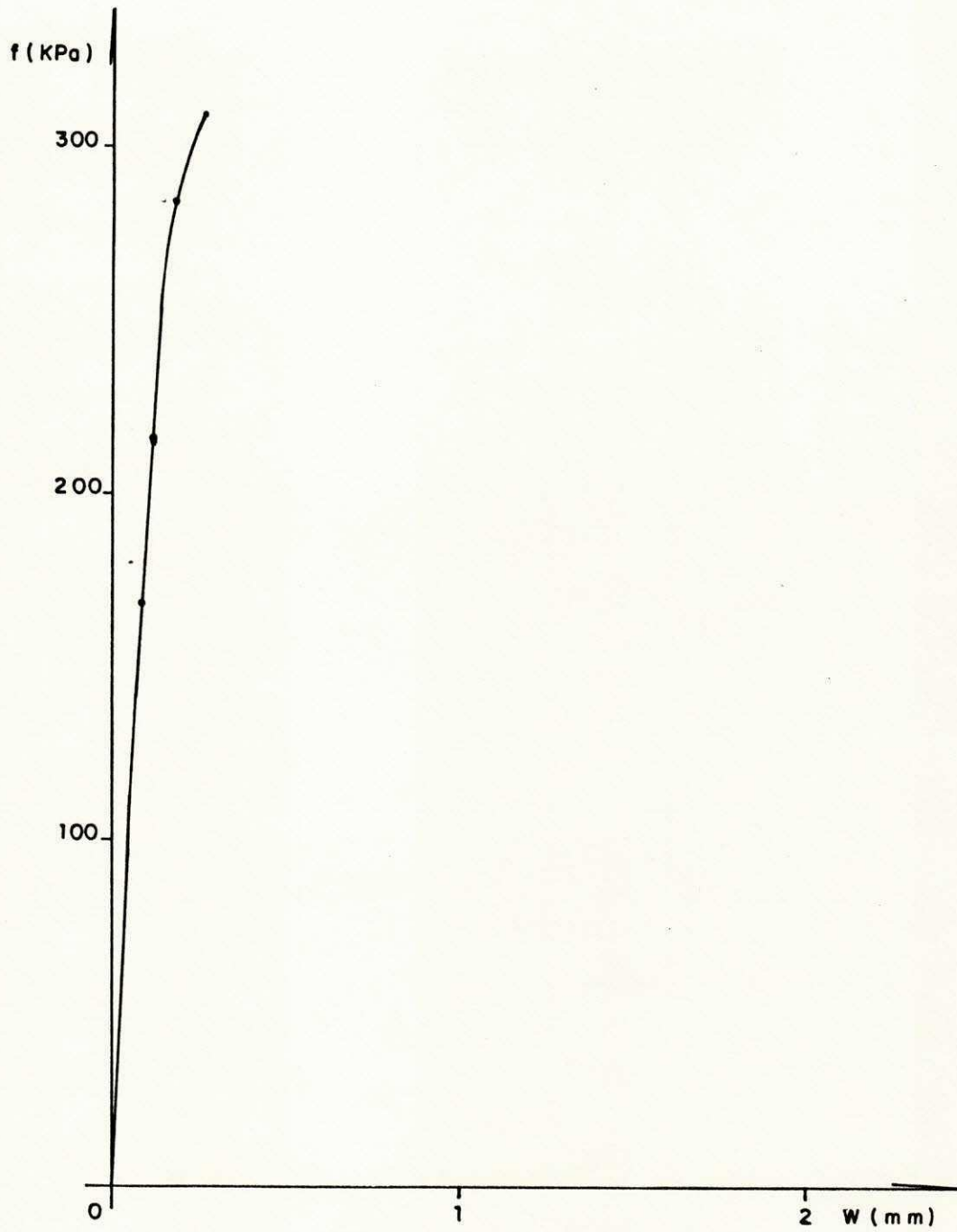


Fig. 3.9 - Curva de mobilização do atrito unitário, fornecida pelos " STRAIN-GAGES " a uma profundidade de 22,0m

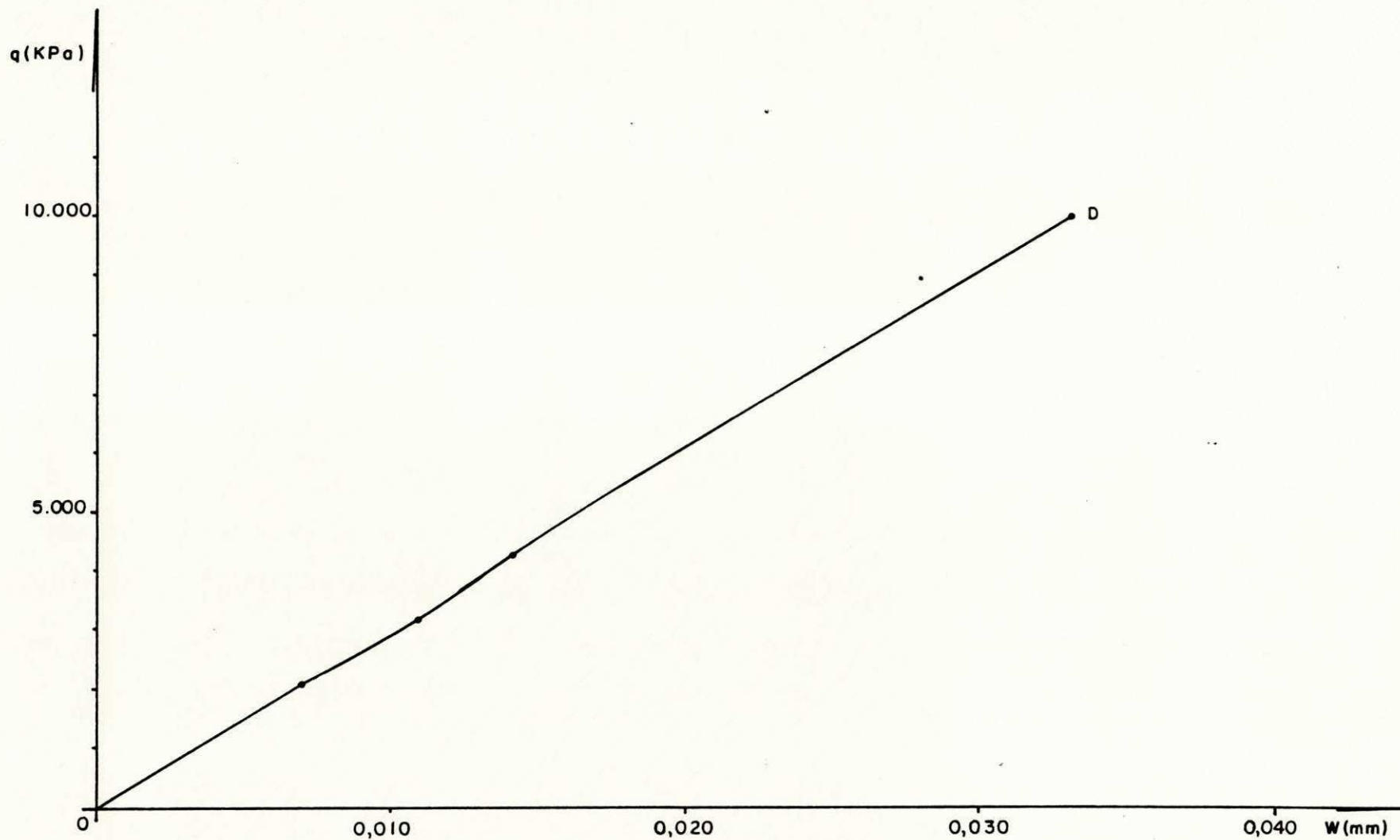


Fig. 3.10 Curva de mobilização da tensão vertical fornecida pelos " STRAIN - GAGES " , a uma profundidade de 24,15 m

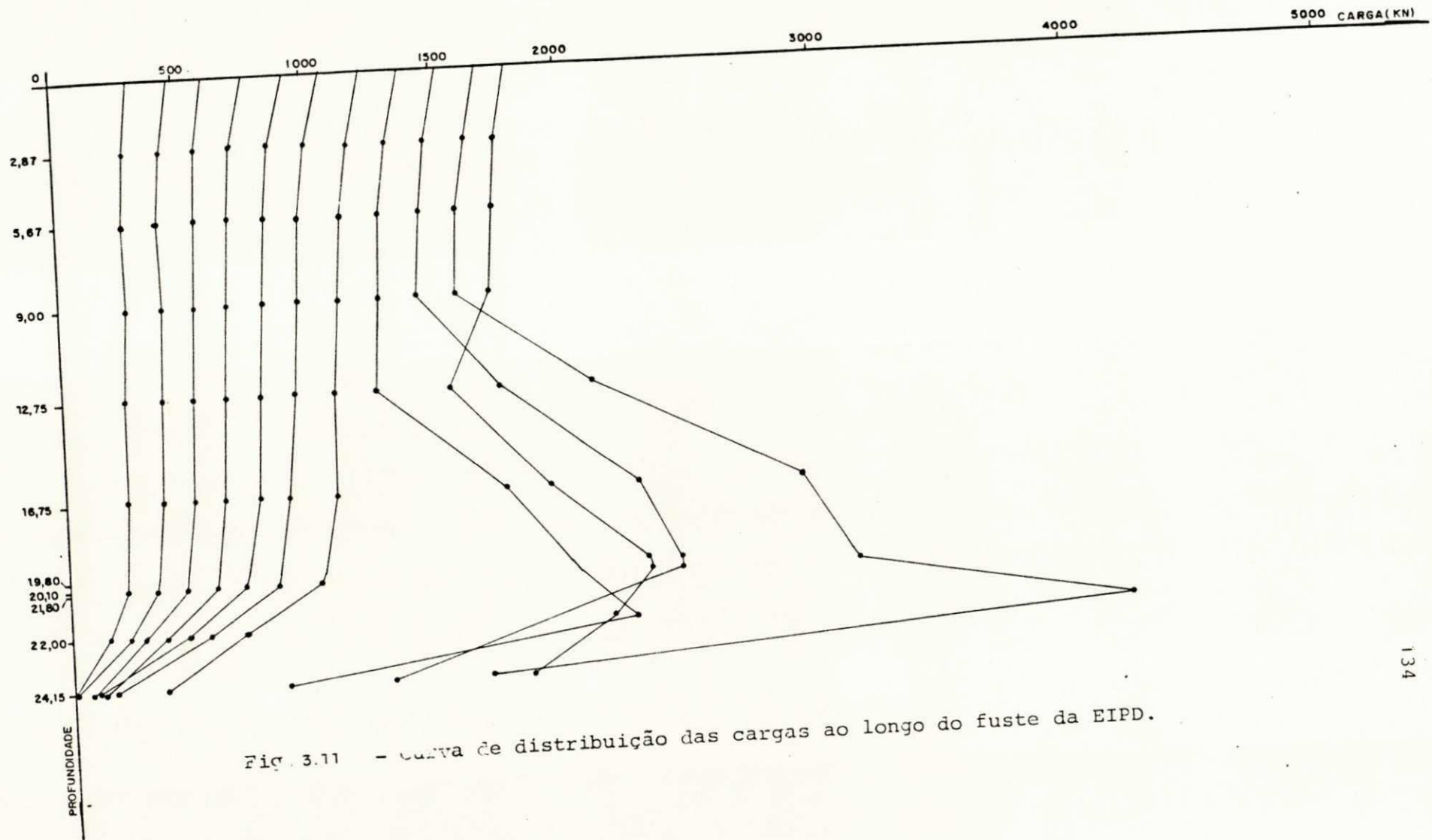


Fig. 3.11 - curva de distribuição das cargas ao longo do fuste da EIPD.

## Capítulo IV

### APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios "in-situ" efetuados próximo ao local onde foram executadas as provas de carga das estacas Franki e EIPD.

A fig.3.1. mostra a planta da locação dos ensaios "in-situ" realizados.

Foram executadas duas sondagens mistas, dois ensaios pressiométricos, dois ensaios cone penetrométricos e duas provas de carga, uma na EIPD e outra na estaca Franki.

Trata-se, do ponto de vista geológico, de uma formação sedimentar de origem flúvio-marinha, tendo nas camadas mais baixas um calco-arenito, conforme mostra a figura 4.1.

#### 4.1 - Ensaios pressiométricos e dimensionamento das fundações

Foram executados 2 furos pressiométricos, perfazendo um total de 36 ensaios. A localização dos furos em relação às estacas pode ser vista na figura 3.1.

Foi utilizado o pressiómetro Ménard tipo GB, cujas principais características são as seguintes:

- a carga de trabalho é da ordem de 10 MPa;
- a pressão nas três células é a mesma;
- a tubulação existente possibilita a deflação da sonda;
- a sonda utilizada tinha as seguintes dimensões: diâmetro igual a 58mm, comprimento total igual a 420mm, comprimento da célula de medição igual a 210mm e volume da sonda igual a 535cm<sup>3</sup>.

O gás carbônico foi utilizado para inflar a sonda.

#### 4.1.1 - Obtenção dos parâmetros

##### a) Determinação do módulo pressiométrico

A obtenção do módulo pressiométrico partiu da hipótese da linearidade do trecho pseudo-elástico da curva corrigida. A metodologia de cálculo empregada é descrita no item 2.1.6.

Foi utilizado o mesmo processo de cálculo em todos os ensaios realizados. As figuras 4.2. a 4.5. apresentam o resultado de um dos ensaios executados (curva bruta, curva bruta levando em conta a pressão hidrostática, curva de correção da pressão, curva de correção de volume e curva corrigida).

Os valores de  $E_m$  são vistos nas figuras 4.6., 4.7. e 4.8.

e na tabela 4.1.

#### b) Determinação da pressão limite

Na execução dos ensaios, quando se obteve um furo bem calibrado, adotou-se o procedimento descrito no item 2.1.5.

Nas profundidades em que o furo apresentou-se largo demais, não permitindo assim que se atingisse o dobro do volume inicial do furo, o qual é indicativo da pressão limite, foi utilizado o processo de extrapolação do valor de  $P_l$  descrito no item 2.1.6.

No trecho de rocha sã a pouco alterada o critério de extrapolação adotado é o de Frohlich (1934), descrito no item 2.1.6.b.

O cálculo de  $P_l^*$  foi feito de acordo com a metodologia descrita no item 2.1.5.

Os resultados do cálculo de  $P_l^*$  são apresentados nas figuras 4.6., 4.7. e 4.8., e na tabela 4.1.

A figura 4.9. apresenta um exemplo da extrapolação do valor de  $P_l$ , através do método  $\log \times \log$ .

#### 4.1.2 - Capacidade de carga

Neste trabalho foram utilizados os métodos de Ménard-Gambin



(1963), Bâguelin et alli (1978), Bustamante e Gianceselli (1981) e Bustamante e Doix (1985), para o cálculo da capacidade de carga, conforme a metodologia apresentada nos itens 2.1.7.1. e 2.1.7.2.

Na estimativa da massa específica das diversas camadas de solo foram utilizadas as correlações propostas pela Din 1054 (1969).

O diâmetro da estaca calculado pelo método de Bustamante e Doix (1985), cuja descrição se encontra no item 2.1.7.2, foi utilizado em todos os métodos, para o cálculo do atrito lateral da EIPD.

Os métodos de cálculo que não se aplicam para o caso específico de uma estaca injetada, foram avaliados com a consideração, que numa EIPD, o trecho não injetado se comporta de maneira similar a uma estaca escavada, enquanto que o trecho injetado tem comportamento similar a uma estaca cravada.

O método de Bustamante e Doix (1985), por ser específico para tirantes e estacas injetadas, não foi utilizado no cálculo da capacidade de carga da estaca Franki. A resistência de ponta,  $R_p$ , por esse método, é obtida, nesse trabalho, através da expressão (2), mostrada no item 2.1.7.2.a.

A ponta da EIPD está assente em um calco-arenito são. O método de Bustamante e Doix (1985) não propõe um valor de  $K_p$  para o caso de estacas injetadas assentes em rocha sã. Desse modo,

neste trabalho utilizou-se o valor de  $K_p$  proposto para rochas fragmentadas ou alteradas, isto é,  $K_p$  igual a 1,5.

Os resultados obtidos através desses métodos se encontram nas tabelas 4.2. e 4.3.

#### 4.1.3 - Recalques

Foram utilizados os métodos de Frank-Bustamante (1983) e de Ménard - Gambin (1963), cujas características são descritas no item 2.1.8.

O cálculo dos recalques através desses métodos foi efetuado através de um programa desenvolvido pelo autor, cujas principais características são relatadas a seguir.

##### 4.1.3.1 - Programa de cálculo da curva carga-recalque e das curvas de mobilização

Foi desenvolvido um programa para o cálculo dos recalques e curvas de mobilização do atrito lateral e da transferência de tensão da ponta da EIPD, nas condições específicas do local onde está assente, através do método de Ménard-Gambin (1963). A partir desse programa básico, foram feitas pequenas alterações, quanto à entrada de dados, para que fosse feito o cálculo da curva carga-recalque também através dos métodos de Frank-Bustamante (1983) e

de Verbrugge (1981), bem como para o cálculo da curva carga-recalque da estaca Franki.

A listagem e os resultados do programa para o cálculo da curva carga-recalque e curvas  $f \times w$  e  $q \times w$  da EIPD, encontram-se no anexo I.

#### 4.1.3.1.1 - Descrição do programa

O programa foi codificado na linguagem BASIC, utilizando-se um micro-computador Apple II-E.

O programa possui apenas uma subrotina, que serve para dar os incrementos de carga e calcular os pontos das curvas carga-recalque,  $f \times w$  e  $q \times w$ .

Os dados de entrada do programa obedecem a metodologia descrita no item 2.1.8 e são os seguintes:

- espessura de cada camada de solo;
- módulo pressiométrico, segundo Ménard,  $E_m$ , de cada camada;
- atrito lateral máximo,  $f_{max}$ , de cada camada;
- tensão de ruptura de ponta,  $q_{max}$ ;
- raio da fundação em cada camada (variável devido à injeção);
- fator de forma,  $\lambda$ ;
- coeficiente de deformação,  $C_d$ ;
- coeficiente reológico,  $\alpha_r$ ;
- raio de referência,  $R_0$ ;
- módulo de deformação axial da estaca,  $E$
- número de incrementos da carga na ponta, de modo que o último

valor da tensão assumida na ponta seja menor que  $q_{max}$ ;  
- nível inicial de tensões na ponta.

Com esses dados de entrada, o programa fornece os valores de  $f$ ,  $q$  e  $w$  em cada camada para cada nível de tensões na ponta da fundação, bem como a curva carga-recalque.

As curvas  $f \times w$  e  $q \times w$  para as diferentes profundidades são apresentadas nas figuras 4.10. a 4.17.

As curvas carga-recalque calculadas através desses métodos podem ser vistas nas figuras 4.18 e 4.19.

#### 4.2 - Ensaios de cone e dimensionamento das fundações

Executaram-se dois ensaios cone penetrométricos estáticos. A localização dos ensaios em relação às estacas pode ser vista na figura 3.1.

Foi utilizado um cone tipo Begemann (1965), o qual foi cravado no solo através de um equipamento com capacidade de carga de 100 KN.

A máquina de cravação foi fixada ao solo por meio de chumbadores (tirantes).

Os resultados dos ensaios de cone podem ser vistos nas

#### 4.2.1 - Capacidade de carga

Foram utilizados os métodos de cálculo de deRuiter e Beringen (1979) e Bustamante e Ganeselli (1981), segundo a metodologia de cálculo descrita no item 2.2.7.

No cálculo da capacidade de carga da EIPD, foi assumido que o valor da resistência de ponta do cone,  $q_c$ , da rocha, é constante para profundidades maiores do que 21,0 m e igual a 100 MPa. Esse valor foi assumido em virtude do fato de ser essa a tensão máxima que o equipamento era capaz de suportar e pelo fato de que essa profundidade representa o "impenetrável".

As considerações descritas no item 4.1.2., quanto à estimativa da massa específica do solo, determinação do diâmetro da estaca, e semelhança do processo de cálculo entre estacas escavadas e o trecho não ancorado da EIPD e estacas cravadas e o trecho ancorado da EIPD, são válidas aqui também.

Os resultados obtidos através desses métodos são vistos nas tabelas 4.4. e 4.5.

#### 4.2.2 - Recalques

Foi utilizado o método de Verbrugge (1981) descrito no item

O programa utilizado é similar àquele descrito no item 4.1.3.1.

As curvas  $f \times w$  e  $q \times w$  são apresentadas nas figuras 4.10 a 4.17.

A curva carga-recalque, calculada através desse método é mostrada na figura 4.18.

#### 4.3 - Sondagens à percussão e rotativas e dimensionamento de fundações

Foram executadas duas sondagens à percussão e rotativas, cuja localização em relação às estacas se encontra na figura 3.1.

O método de Dringenberg (1985) foi utilizado neste trabalho com algumas alterações, no que concerne tanto ao cálculo da capacidade de carga como ao cálculo da curva carga-recalque. Esse método, com a utilização dessas alterações, descritas mais adiante, é denominado método de Dringenberg (1985) Modificado.

Os resultados obtidos nessas sondagens são vistos nas figuras 4.22. e 4.23.

Neste trabalho foram utilizados os métodos de Meyerhof (1976), Veloso (1976), Dringenberg (1985) e Costa Nunes (1987).

As considerações utilizadas no item 4.1.2., quanto à estimativa da massa específica do solo, determinação do diâmetro da estaca, semelhança do processo de cálculo entre estacas escavadas e o trecho não ancorado da EIPD e estacas cravadas e o trecho ancorado da EIPD, continuam válidas.

O método de Dringenberg (1985) Modificado não leva em conta a contribuição da resistência de ponta no cálculo da capacidade de carga da EIPD, devido ao fato das EIPD estarem geralmente assentes em solo. Como a EIPD, objeto desse estudo, está assente em rocha, a parcela de resistência de ponta,  $R_p$ , foi levada em conta, sendo o valor de  $R_p$  dado através da seguinte expressão:

$$R_p = R_c \cdot A_p$$

Onde:

A é a área da seção da ponta

$R_c$  é a resistência a compressão simples

O valor de  $R_c$  foi obtido no laboratório, através do ensaio de compressão simples, cuja metodologia de ensaio seguiu as prescrições da NBR 5739 (1980).

Foram ensaiadas três amostras, retiradas do furo do ensaio

pressiométrico A e situadas a uma profundidade de cerca de 24,30m.

- as amostras tinham um altura de 7,62 cm e diâmetro de 3,81cm, isto é, uma relação entre a altura e o diâmetro da amostra igual a 2,0 , conforme especifica a NBR 5739 (1980).
- a prensa utilizada tinha uma carga máxima de 2 MN.
- os ensaios foram efetuados no Laboratório de Solos I da Universidade Federal da Paraíba - Campus-II.
- os valores da resistência à compressão,  $R_c$ , de cada corpo de prova foram 139.000, 142.500 e 144.500 KPa. O valor médio dessas 3 determinações é de 142.000 KPa.

No cálculo através do método de Meyerhof (1976) foi utilizada a proposição de Veloso (1976) para a estimativa do ângulo de atrito do solo.

Os resultados obtidos através desses métodos podem ser vistos nas tabelas 4.6. e 4.7.

#### 4.3.2 - Recalques

Neste trabalho, no cálculo da curva carga-recalque da EIPD, foi utilizado o método de Dringenberg (1985) Modificado.



Esse método calcula o valor do recalque apenas para a carga de ruptura. Neste trabalho, assumindo um comportamento aproximadamente linear para o valor do recalque com o aumento da carga, chegou-se ao traçado de uma curva carga-recalque conforme é mostraddo na figura 4.18.

#### 4.4 - Ruptura por flambagem - estimativa da carga crítica de flambagem

##### 4.4.1 - Considerações efetuadas

A EIPD pode ser considerada como uma viga em meio elástico, livre no topo e engastada no pé (pela rocha sã). O solo adjacente à estaca exerce sobre a EIPD uma densidade de reação lateral,  $r$ , onde  $r = -C.v$ ,  $C$  é um coeficiente positivo dependente do meio elástico (solo) e proporcional ao diâmetro da estaca e  $v$  é a deflexão horizontal da estaca na profundidade  $z$ . Nessa análise  $C$  é assumido como constante, isto é, independe da profundidade  $z$  e da deflexão  $v$ .

A análise não considera (despreza) o fenômeno da transferência das cargas da estaca para o solo, assumindo assim que o atrito lateral tem valor desprezível. Também não é levada em conta a possível excentricidade inicial da carga atuante no topo da estaca.

Seja  $l_r$  o comprimento da EIPD do topo (livre) até o começo do trecho injetado na rocha (engastado). Da resistência dos

materiais, temos que, para calcular a carga crítica de flambagem de uma viga livre em uma extremidade e engastada na outra pode-se considerar uma viga com o dobro do comprimento e articulada nas duas extremidades, o que passa a ser considerado agora, isto é,  $L = 2lr$ , onde  $L$  é o comprimento da EIPD na situação bi-rotulada. A figura 4.24. apresenta um esquema do modelo proposto.

Designando por  $m$  o momento fletor produzido pela densidade de reação lateral,  $v$ , temos, da resistência dos materiais, as seguintes equações:

$$EI \frac{d^2 v}{dz^2} = m - Q_0.v, \text{ onde:} \quad (1)$$

$Q_0$  é a carga aplicada no topo da fundação

$EI$  é o módulo de rigidez

$$\frac{d^2 m}{dz^2} = r = - C.v \quad (2)$$

Derivando-se duas vezes (em função de  $z$ ) a equação (1) e introduzindo (2) nessa equação de quarta ordem com coeficientes constantes, obtém-se a seguinte equação:

$$EI \frac{d^4 v}{dz^4} + Q_0 \frac{d^2 v}{dz^2} + C.v = 0 \quad (3)$$

Introduzindo as condições de contorno em (3), temos as seguintes expressões:

$$v(0) = 0$$

$$\frac{d^2 v}{dz^2}(0) = 0$$

$$v(L) = 0$$

$$\frac{d^2 v}{dz^2}(L) = 0$$

Essas expressões indicam que nas profundidades  $z$  igual a zero e  $z$  igual a  $L$ , isto é, nas extremidades rotuladas, os deslocamentos e os momentos são nulos.

A equação característica da equação diferencial (3) é dada pela seguinte expressão:

$$EI.M^4 + Q_0.M^2 + C = 0 \quad (4)$$

A fim de se calcular as raízes da equação (4) faz-se  $N$  igual a  $M^2$  e a equação (4) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$EI.N^2 + Q_0.N + C = 0$$

(5)

As raízes da equação (5) podem ser escritas do seguinte modo:

$$N = \frac{-Q_0 \pm \sqrt{Q_0^2 - 4.EI.C}}{2.EI}, \quad \text{onde:}$$

$(Q_0^2 - 4.EI.C)$  é o determinante da equação (5).

Duas hipóteses podem ser consideradas:

a) Primeira hipótese - determinante negativo:  $Q_0^2 \leq 4.EI.C$

As raízes da equação (5) têm a seguinte forma:

$$N_1 = \frac{-Q_0 + i \sqrt{4.EI.C - Q_0^2}}{2.EI}$$

$$N_2 = \frac{-Q_0 - i \sqrt{4.EI.C - Q_0^2}}{2.EI}$$

Verifica-se que as raízes  $N_1$  e  $N_2$  são dois números complexos conjugados. As quatro raízes da equação (4), em  $M$ , têm

a seguinte forma:

$$M1 = \alpha + i.\beta$$

$$M2 = \alpha - i.\beta$$

$$M3 = -\alpha + i.\beta$$

$$M4 = -\alpha - i.\beta$$

A solução geral da equação diferencial (3) pode ser escrita da seguinte maneira:

$$v = A1.e^{(M1.z)} + A2.e^{(M2.z)} + A3.e^{(M3.z)} + A4.e^{(M4.z)}$$

Utilizando a trigonometria, a equação (5) pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$\begin{aligned} v = & A' [\cosh (\alpha .z)] . [\cos (\beta .z)] + B' [\cosh (\alpha .z)] . [\sen (\beta .z)] \\ & + C' [\sinh (\alpha .z)] . [\cos (\beta .z)] + D' [\sinh (\alpha .z)] . \\ & [\sen (\beta .z)] \end{aligned} \quad (6)$$

Para satisfazer as condições de contorno:

$$v(0) \text{ e } \frac{d^2 v}{dz^2}(0) \text{ nulos, temos que } A' \text{ e } D' \text{ devem ser nulos.}$$

Fazendo  $v$  e  $d^2v/dz^2$  nulos para  $z$  igual  $L$ , temos duas equações lineares homogêneas nulas, cujo determinante é dado pela seguinte expressão:

$$\Delta = 2\alpha \cdot \beta [\cosh^2(\alpha \cdot L) \cdot \sin^2(\beta \cdot L) + \sinh^2(\alpha \cdot L) \cdot \cos^2(\beta \cdot L)]$$

Esse determinante tem valor não nulo, já que  $\alpha$  e  $\beta$  são diferentes de zero e por conseguinte  $B'$  e  $C'$  são também nulos. Desse modo não existe possibilidade de deflexão lateral, isto é, não há flambagem possível.

b) Determinante positivo:  $Q_0^2 \geq 4 EI.C$

Nesse caso as duas raízes da equação (5) são reais e negativas. As raízes da equação (4), em  $M$ , são raízes imaginárias e têm a seguinte forma:

$$M_1 = ik$$

$$M_2 = -ik$$

$$M_3 = ik'$$

$$M_4 = -ik'$$

Em decorrência, a integral da equação diferencial (3) pode ser escrita do seguinte modo:

$$v = A' \cdot \cos(k \cdot z) + B' \cdot \sin(k \cdot z) + C' \cdot \cos(k' \cdot z) + D' \cdot \sin(k' \cdot z) \quad (7)$$

As condições de contorno no topo da estaca podem ser escritas da seguinte forma:

$$v(0) = 0 \rightarrow A' + C' = 0$$

$$d^2 v$$

$$--- (0) = 0 \rightarrow -A' - C' = 0$$

$$dz^2$$

cuja solução fornece que A' e C' são iguais a zero.

As condições de contorno na ponta da estaca podem ser escritas do seguinte modo:

$$v(L) = 0 \rightarrow B' \cdot \text{sen}(k \cdot L) + D' \cdot \text{sen}(k' \cdot L) = 0$$

$$d^2 v$$

$$--- (L) = 0 \rightarrow B' \cdot k^2 \cdot \text{sen}(k \cdot L) + D' \cdot k'^2 \cdot \text{sen}(k' \cdot L) = 0$$

$$dz^2$$

O fenômeno de flambagem pode existir se for possível encontrar B' e D' diferentes de zero, satisfazendo a essas condições simultaneamente. O determinante do sistema de equações acima deve ser então nulo, isto é:

$$(k^2 - k'^2) \cdot [\text{sen}(k \cdot L) \cdot \text{sen}(k' \cdot L)] = 0$$

Essa condição implica que  $k \cdot L = n \cdot \pi$  ou  $k' \cdot L = n \cdot \pi$ , onde n é um número inteiro qualquer. Disso resulta que a quantidade  $i \cdot n \cdot \pi / L$  é raiz da equação característica (4), que pode ser expressa do seguinte modo:

$$\frac{EI \cdot n^4 \cdot \pi^4}{L^4} - \frac{Q_0 \cdot n^2 \cdot \pi^2}{L^2} + L = 0 \quad (8)$$

A partir dessa equação (8), calcula-se a força crítica de flambagem,  $Q_{oc}$ , que pode ser expressa da seguinte maneira:

$$Q_{oc} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \cdot [n^2 + (CL^4 / n^2 \cdot \pi^4 \cdot EI)] \quad (9)$$

Onde  $n$  é escolhido de maneira que o valor de  $Q_{oc}$  seja o menor possível. Desse modo temos duas hipóteses:

- O valor de  $(CL^4 / EI)$  é muito pequeno: o valor de  $n$  é igual à unidade ( $n=1$ ) e a força crítica de flambagem tem um valor um pouco menor que  $(\pi^2 \cdot EI / L^2)$ . Essa situação ocorre num solo pouco resistente ou no caso de uma estaca curta.
- O valor de  $(CL^4 / EI)$  é muito grande: o valor de  $n$  é um inteiro vizinho de  $n'$ , onde  $n'$  é dado pela seguinte expressão:

$$n' = \frac{L}{\pi} \sqrt[4]{C/EI}$$

Esse valor de  $n'$  corresponde ao mínimo da expressão (9). Esse valor mínimo fornece o valor da carga crítica de flambagem,  $Q_{oc}$ , através da seguinte expressão:

$$Q_{oc} = 2 \sqrt{EI \cdot C}$$



A correlação entre  $(n)$  e  $(n')$  pode ser dada pela seguinte expressão:

$$n = n' (1 + \eta) = \frac{L}{\eta} \sqrt[4]{C/EI} \cdot (1 + \eta) \quad (10)$$

$\eta$  tende para zero quando  $n'$  tende para o infinito, pois temos que  $|n' \cdot \eta| < 1$ .

Inserindo a equação (10) ( $n = n' (1 + \eta)$ ) na equação (9), obtém-se a seguinte expressão:

$$Q_{oc} = 2 \sqrt{EI \cdot C} (1 + 2\eta^2) \quad (11)$$

Na presente circunstância, solo mole e comprimento da estaca muito grande, o valor de  $CL^4/EI$  é muito elevado, permitindo, desse modo, que a expressão para o valor da carga crítica de flambagem seja expressa da seguinte maneira:

$$Q_{oc} = 2 \sqrt{EI \cdot K_s}$$

Essa expressão fornece um valor de  $Q_{oc}$  ligeiramente inferior ao valor real, fornecido pela expressão (11).

Neste trabalho, assume-se uma relação de igualdade de valores entre o coeficiente  $C$ , positivo e dependente do diâmetro da fundação, e o módulo de reação horizontal do solo,  $K_s$ .

#### 4.4.2 - Determinação do módulo de rigidez da EIPD

O módulo de rigidez, EI, da EIPD foi determinado em laboratório através de um ensaio de flexão.

A amostra ensaiada consistiu de um elemento com as mesmas características da EIPD (inclusive injeção sob pressão) tendo um comprimento de 1,50m.

A metodologia executiva do ensaio consistiu no seguinte:

- a) colocação da amostra da EIPD, na posição horizontal, sobre apoios situados nas extremidades;
- b) ponto de aplicação da carga situado no meio da peça;
- c) carga mantida constante até a estabilização dos deslocamentos;
- d) leitura do deslocamento ocorrido no estágio de carga;
- e) aplicação de um novo estágio de carga;
- f) repetição do procedimento indicado nos itens (c) a (e) até o nível de tensões previstos no campo.

O valor do módulo de rigidez, EI, determinado através desse ensaio (para a faixa de tensões atuantes no campo) é igual  $1675 \text{ KN.m}^2$ . Este valor foi obtido através da média dos valores encontrados no ensaio. O valor de EI pode ser dado pela seguinte expressão:

Pt.Ll

$EI = \frac{Pt.Ll^3}{48.y}$ , onde:

48.y

Pt é a carga aplicada transversalmente em relação ao eixo da peça

Ll é o comprimento livre da peça

y é a deflexão da peça, no sentido do carregamento

Esta expressão é obtida através da resistência dos materiais para o carregamento de uma viga bi-apoiada com carga pontual, perpendicular em relação ao eixo da viga.

A figura 4.25 apresenta a curva obtida, a partir dos ensaios de laboratório, para a determinação de EI.

#### 4.4.3 - Módulo de reação horizontal do solo, Ks.

São apresentados, neste trabalho, três critérios para a estimativa do valor do módulo de reação horizontal do solo, Ks.

##### a) Critério de Bergfelt (1957).

Bergfelt (1957), com base em provas de carga em estacas sujeitas a carregamento lateral, chegou a uma correlação entre o valor da coesão aparente do solo, Cu, e o módulo de reação horizontal do solo, Ks, em solos argilosos moles. Bergfelt obteve Ks igual a 20Cu.

Desse modo, Bergfelt (1957) assume que  $K_s$  é igual a  $20 C_u$ .

Neste trabalho o valor da coesão aparente do solo,  $C_u$ , foi obtida através das correlações com os resultados de sondagens à percussão, propostas por Terzaghi e Peck (1948).

O valor da carga crítica, proposto por Bergfelt (1975) é dado pela seguinte expressão:

$$Q_{oc} = 2 \sqrt{K_s \cdot EI}$$

b) Critério de Vésic (1961)

Esse critério é aplicável no caso de fundações bastante esbeltas, já que Vésic (1961) faz uma analogia entre o comportamento desse tipo de fundação e o caso de uma viga infinitamente longa assente num meio elástico. A partir dessas considerações, Vésic (1961) propõe para o cálculo do valor do módulo de reação lateral do solo,  $K_s$ , a seguinte expressão:

$$K_s = 0.65/D_s \cdot \left[ \sqrt{E_e \cdot D_s / EI} \right]^{12} \cdot [E_e / (1-\nu^2)]$$

Onde:

EI é o módulo de rigidez

Ds é o diâmetro médio da fundação

$\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo

Ee é o módulo de elasticidade do solo

c) Critério de Bâguelin et alli (1978)

Bâguelin et alli (1978) considera a situação de uma estaca carregada lateralmente, sujeita a uma carga horizontal e/ou momento atuando na cabeça da estaca. Essa sollicitação desloca o solo horizontalmente de uma distância  $v$ , o qual reage a esse deslocamento com uma força  $P$ . Desse modo, a força de reação lateral do solo,  $P$ , de acordo com o modelo elástico de Winkler (1867), é obtida através da seguinte expressão:

$$P = K_s \cdot v = f(v)$$

Onde:

$K_s$  é o módulo de reação horizontal do solo

$v$  é o deslocamento horizontal do solo

Poulos (1971), Bâguelin et alli (1977) e Bâguelin et alli (1978) verificaram que essa expressão é influenciada pelos seguintes fatores: magnitude da força horizontal, momento atuante, comprimento e diâmetro da estaca, rigidez da estaca e condições de contorno assumidas nas extremidades da estaca.

Bâguelin et alli (1978) propõem uma expressão simplificada

para o cálculo de  $K_s$ , que é dada por:

$$K_s = \frac{E_m}{D_s} \cdot \frac{18}{4(2,65)^{\alpha c} + 3\alpha c}$$

Onde:

$E_m$  é o módulo pressiométrico segundo Ménard

$D_s$  é o diâmetro médio da estaca

$\alpha c$  é o fator de conversão, função das dimensões da fundação e do tipo de solo (tabela 4.8).

Neste trabalho o valor de  $E_m$  utilizado nos critérios de Vésic (1961) e Bâguelin et alli (1978) corresponde ao menor valor dentre os valores de  $E_m$  obtidos nos ensaios pressiométricos.

A previsão da carga crítica de flambagem da EIPD, através desses critérios, pode ser vista na tabela 4.9.

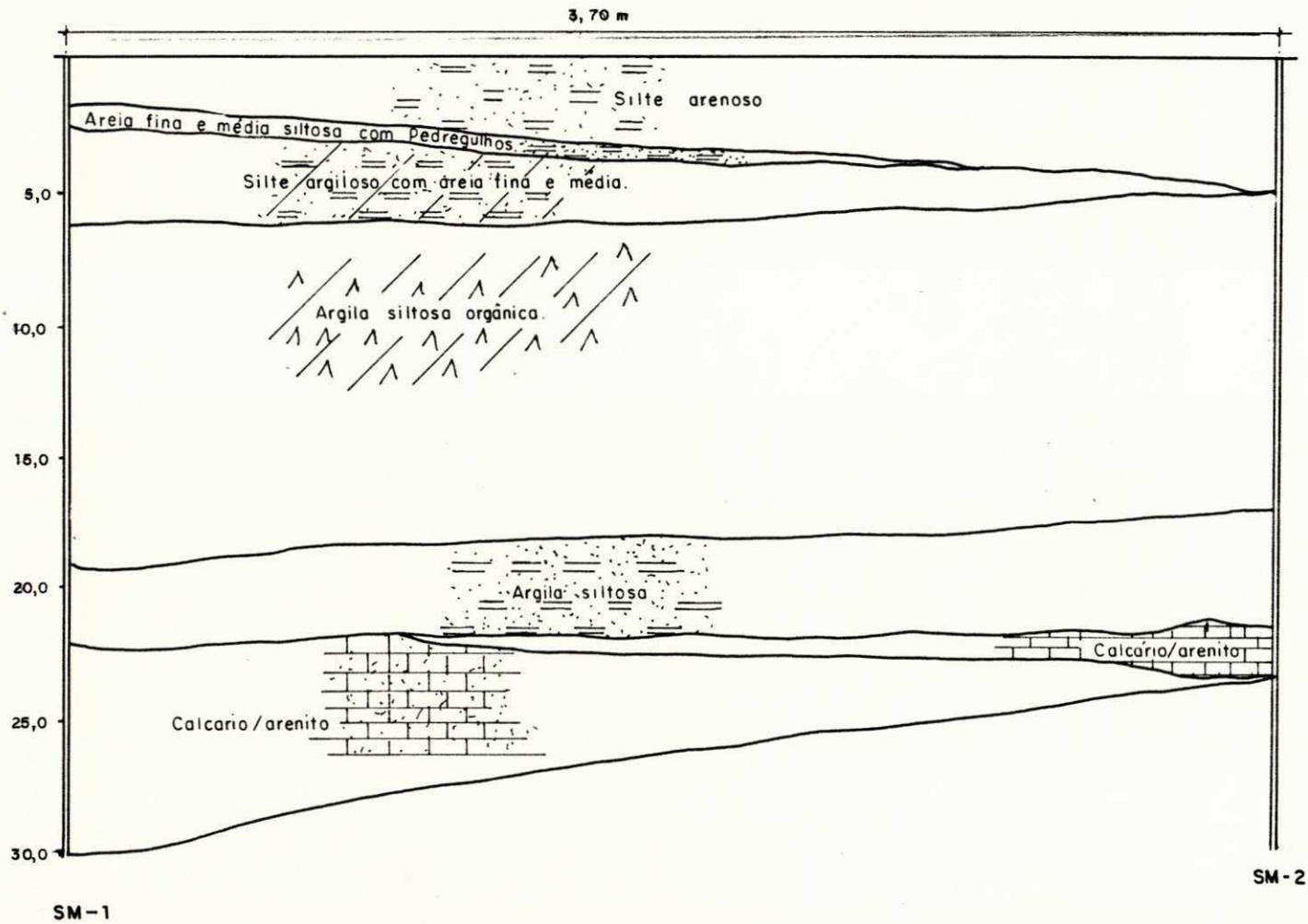


fig. 4.1 - Perfil geotécnico

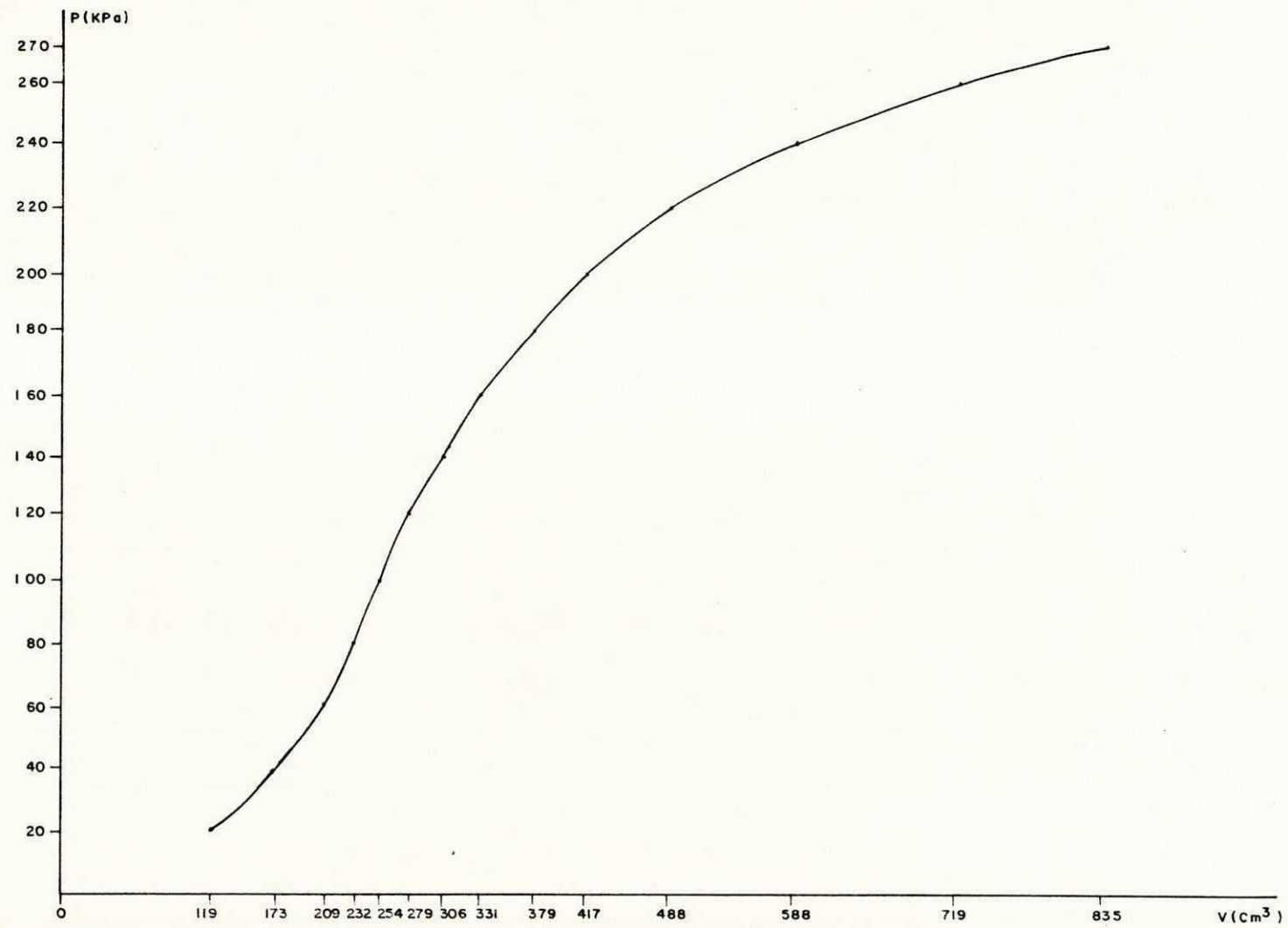


fig. 4.2.a - CURVA PRESSÃO-VOLUME DO PRESSIOMÉTRICO REALIZADO NA PROFUNDIDADE DE 14,75 m



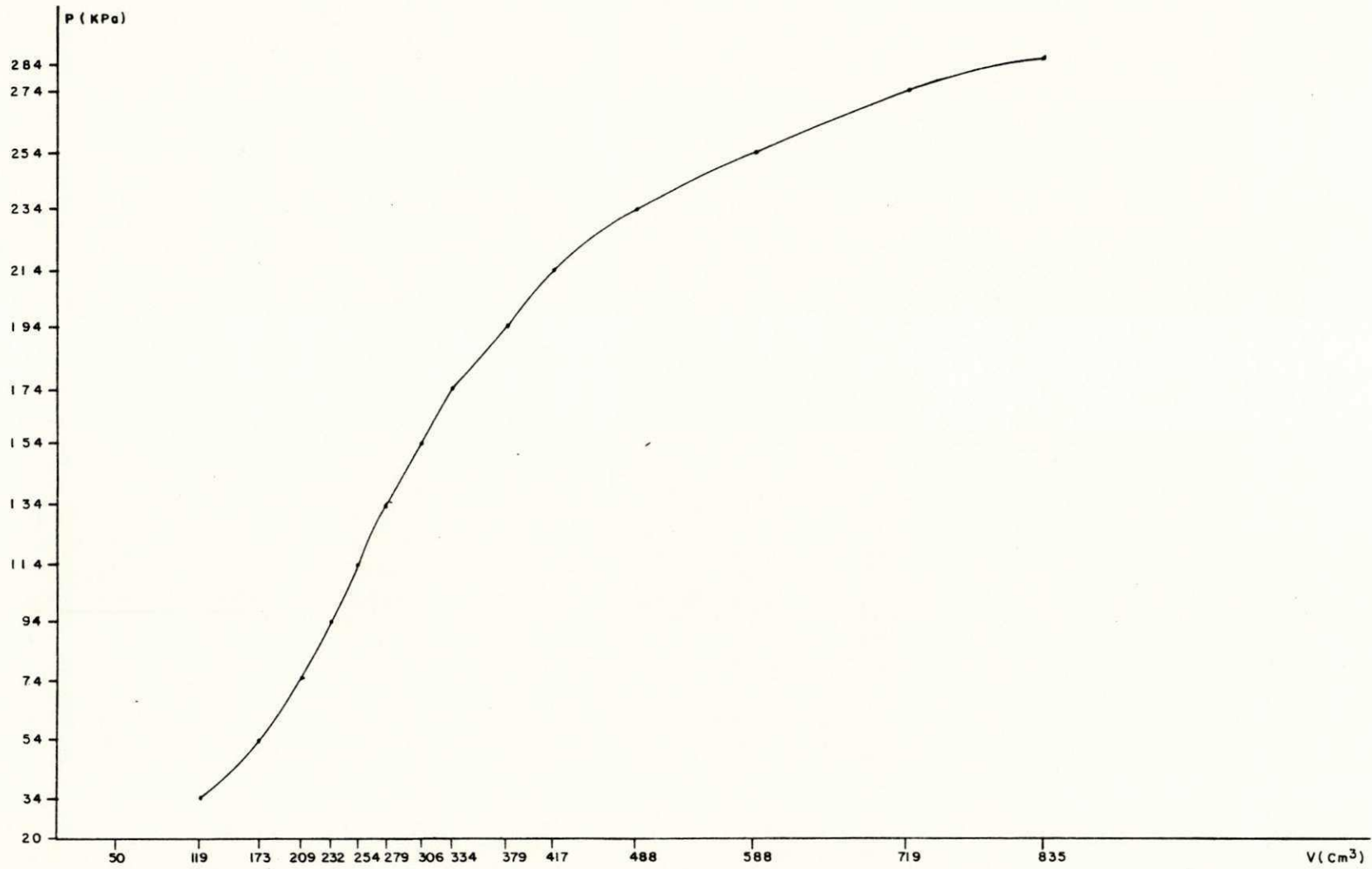


Fig. 4.2.b CURVA PRESSÃO - VOLUME DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO REALIZADO NA PROFUNDIDADE DE 14,75m  
(LEVANDO EM CONTA A PRESSÃO HIDROSTÁTICA)



Fig. 4.3 -GRÁFICO DA CURVA DE CORREÇÃO DE PERDA DE PRESSÃO OBTIDA NO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO REALIZADO NA PROFUNDIDADE DE 14,75m.

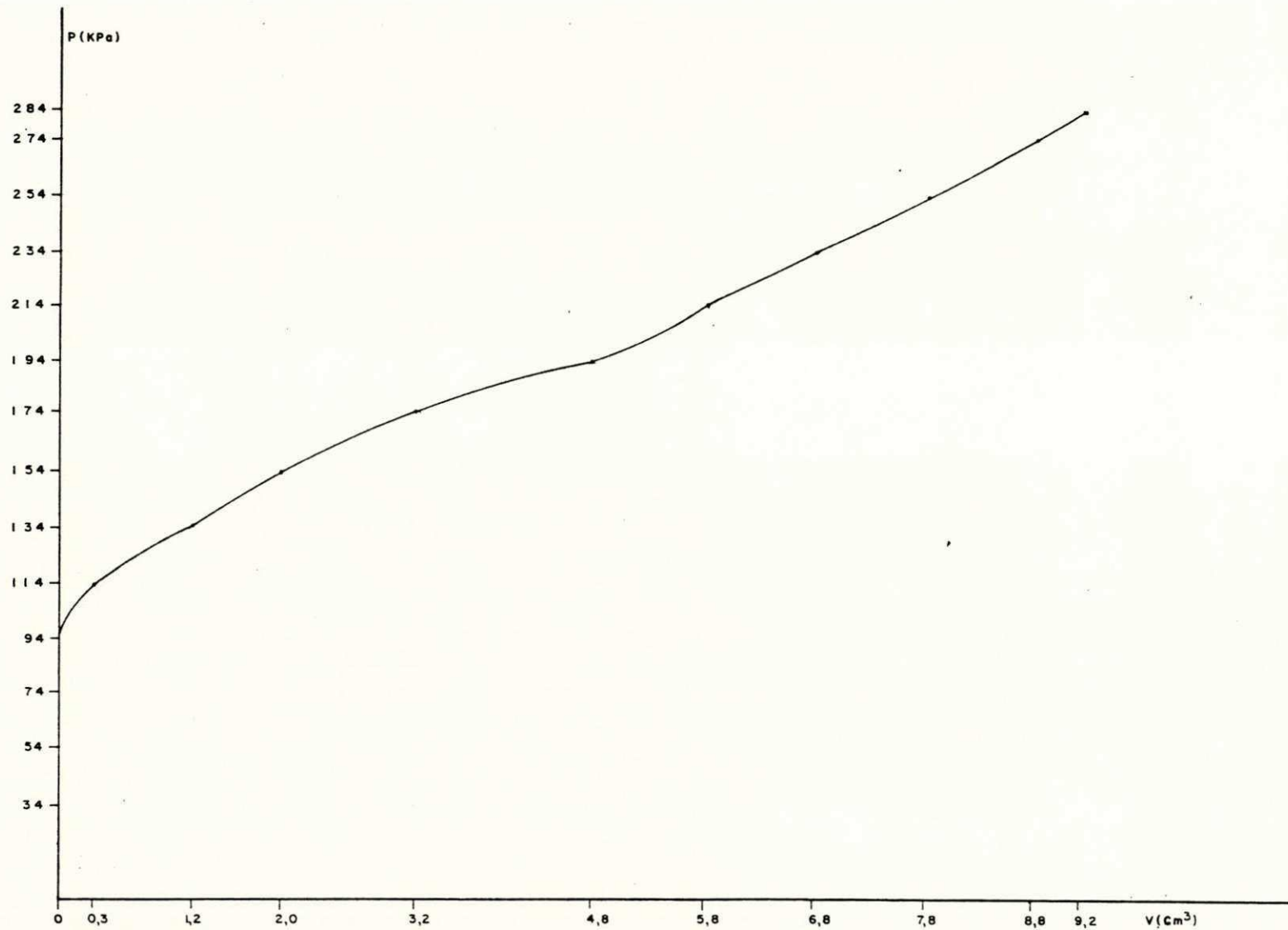


Fig. 4.4 -GRÁFICO DA CURVA DE CORREÇÃO DAS PERDAS DE VOLUME OBTIDO NO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO REALIZADO À PROFUNDIDADE DE 14,75 m

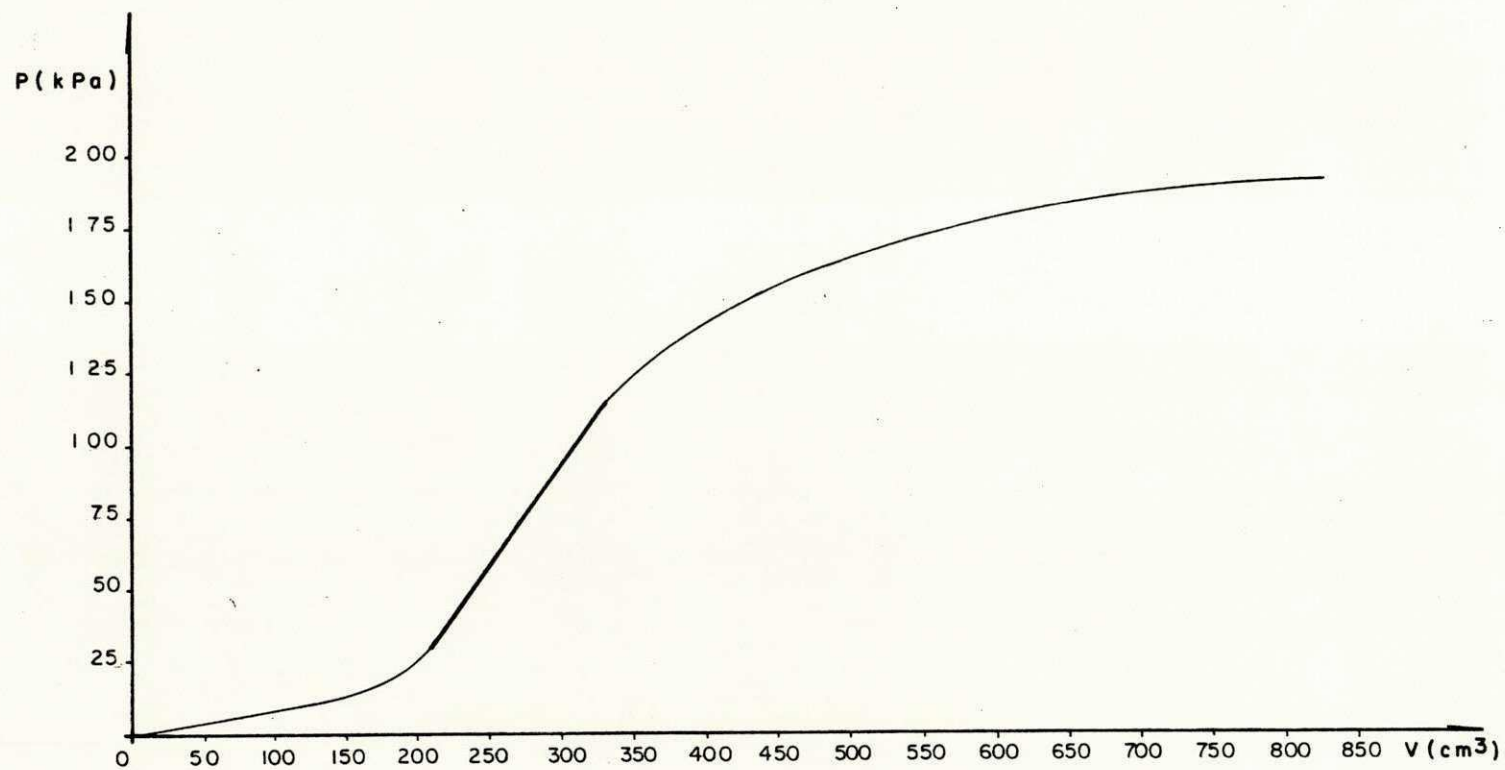


Fig. 4.5 CURVA PRESSÃO - VOLUME CORRIGIDA DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO REALIZADO NA PROFUNDIDADE DE 14,75m.

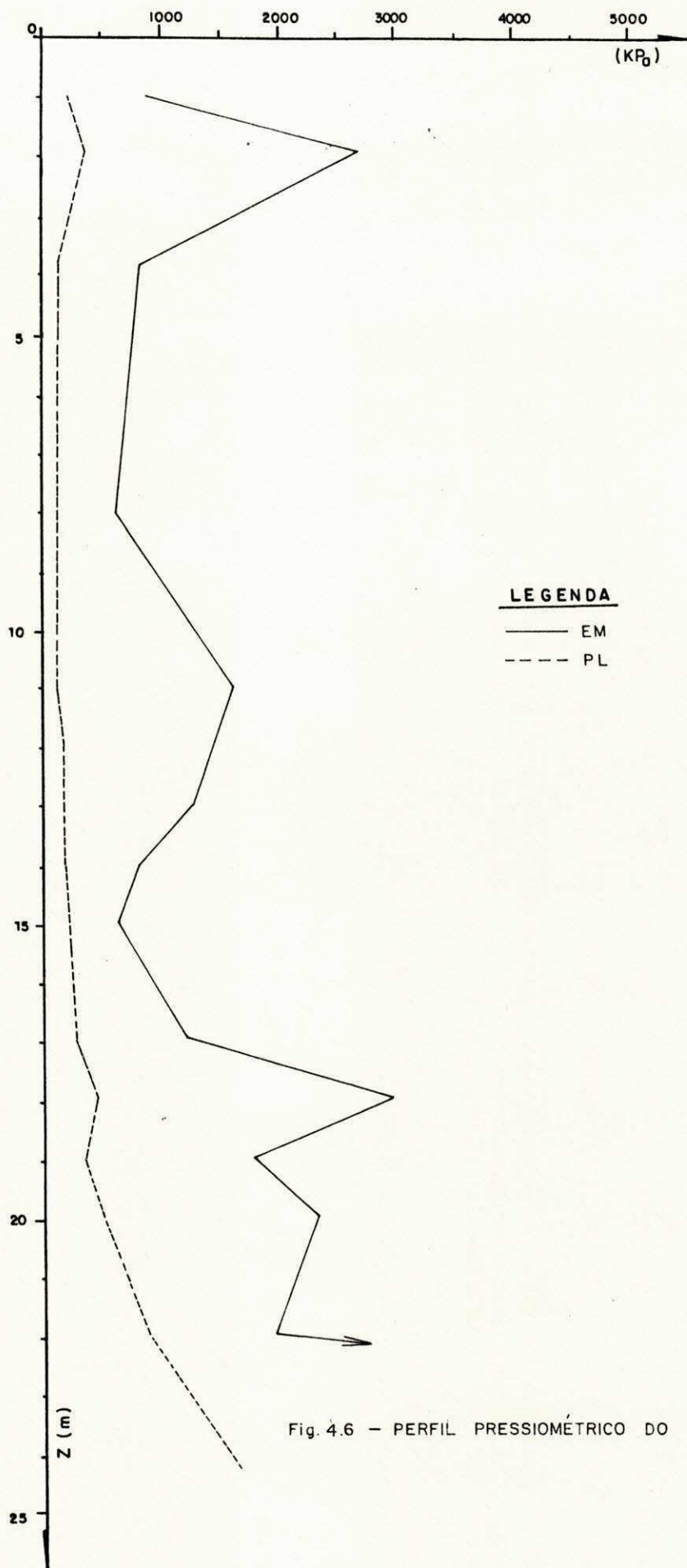


Fig. 4.6 - PERFIL PRESSIOMÉTRICO DO FURO - A

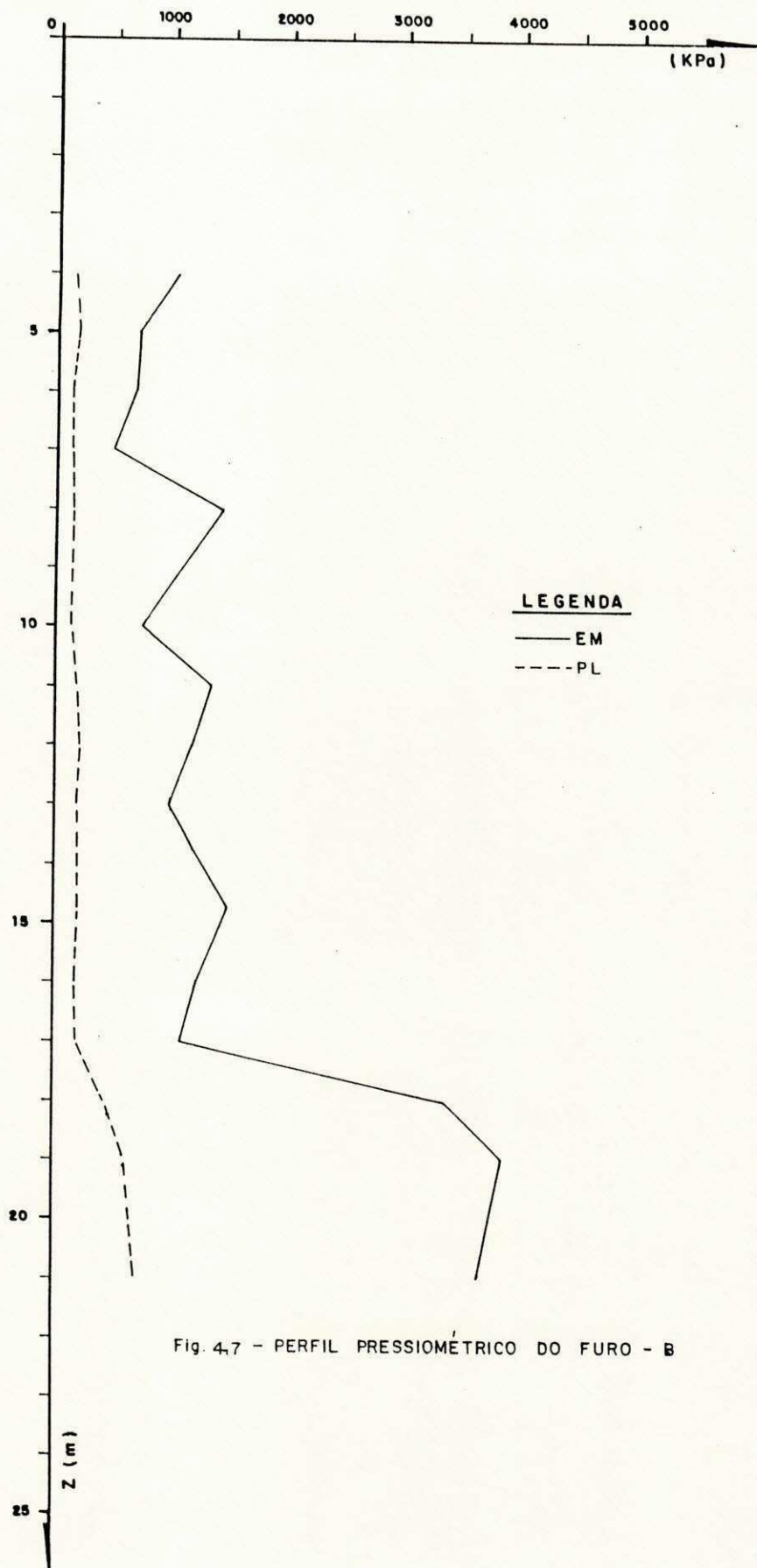


Fig. 4.7 - PERFIL PRESSIOMÉTRICO DO FURO - B

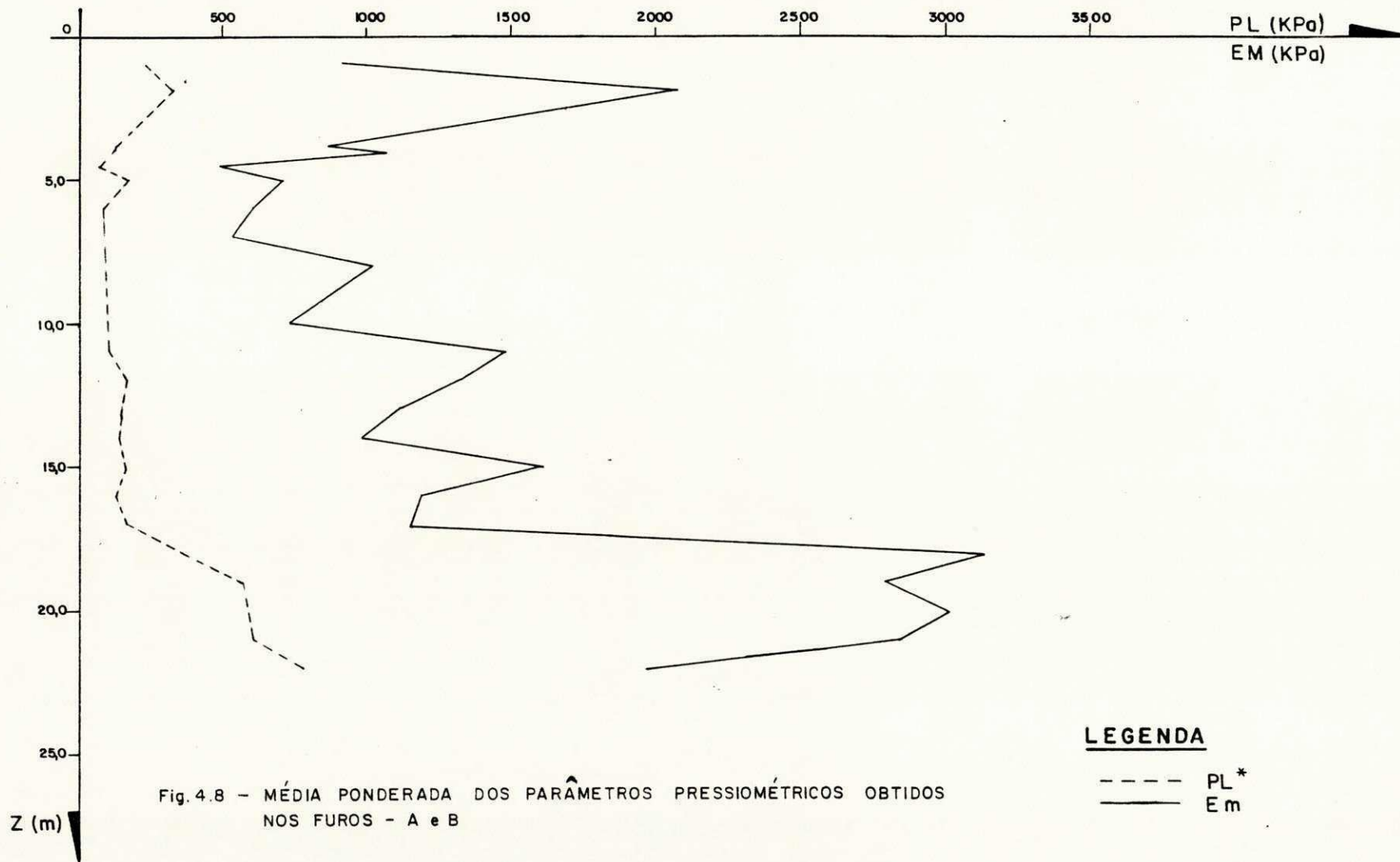


Fig. 4.8 - MÉDIA PONDERADA DOS PARÂMETROS PRESSIOMÉTRICOS OBTIDOS NOS FUROS - A e B

**LEGENDA**  
 - - - - - PL\*  
 ———— Em

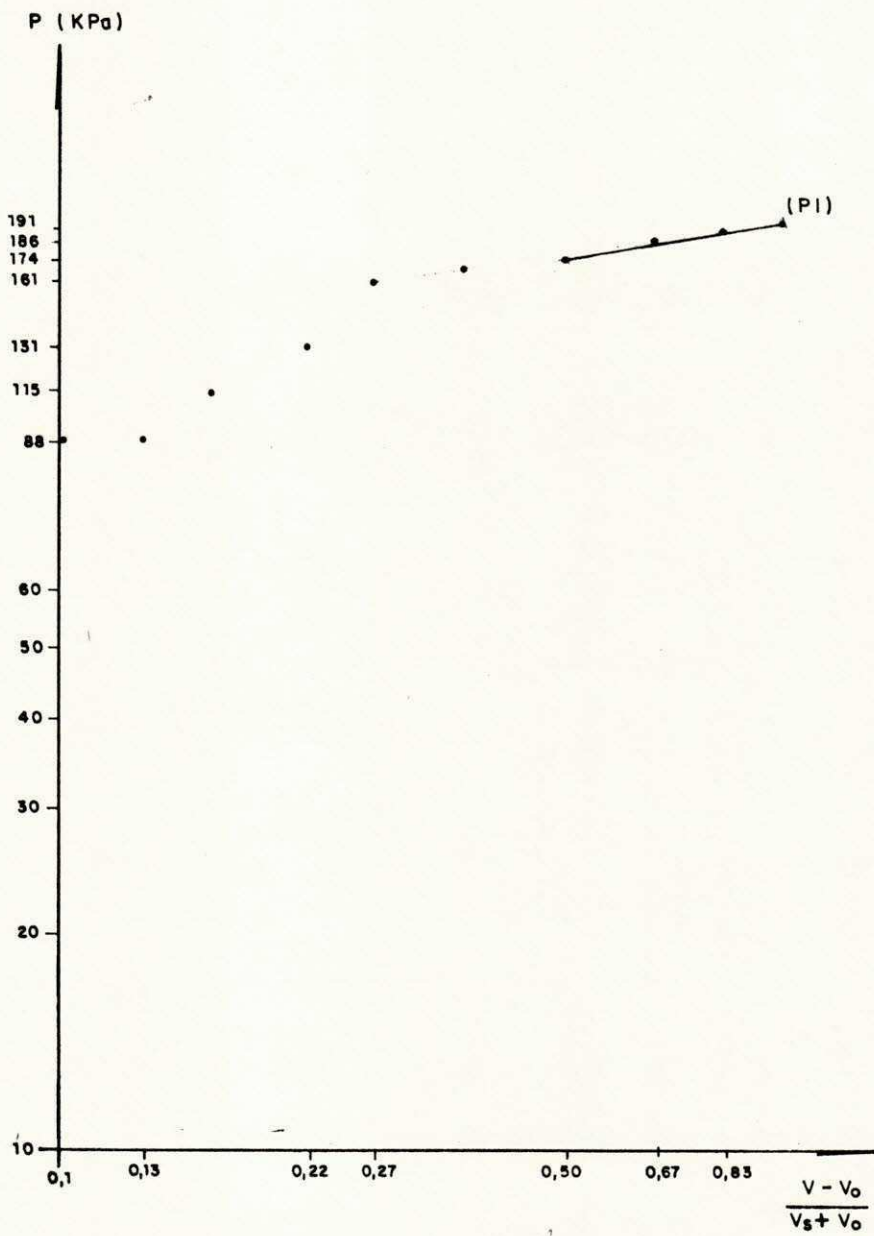


Fig. 4.9 - METODO LOG-LOG DE EXTRAPOLAÇÃO DE PL.



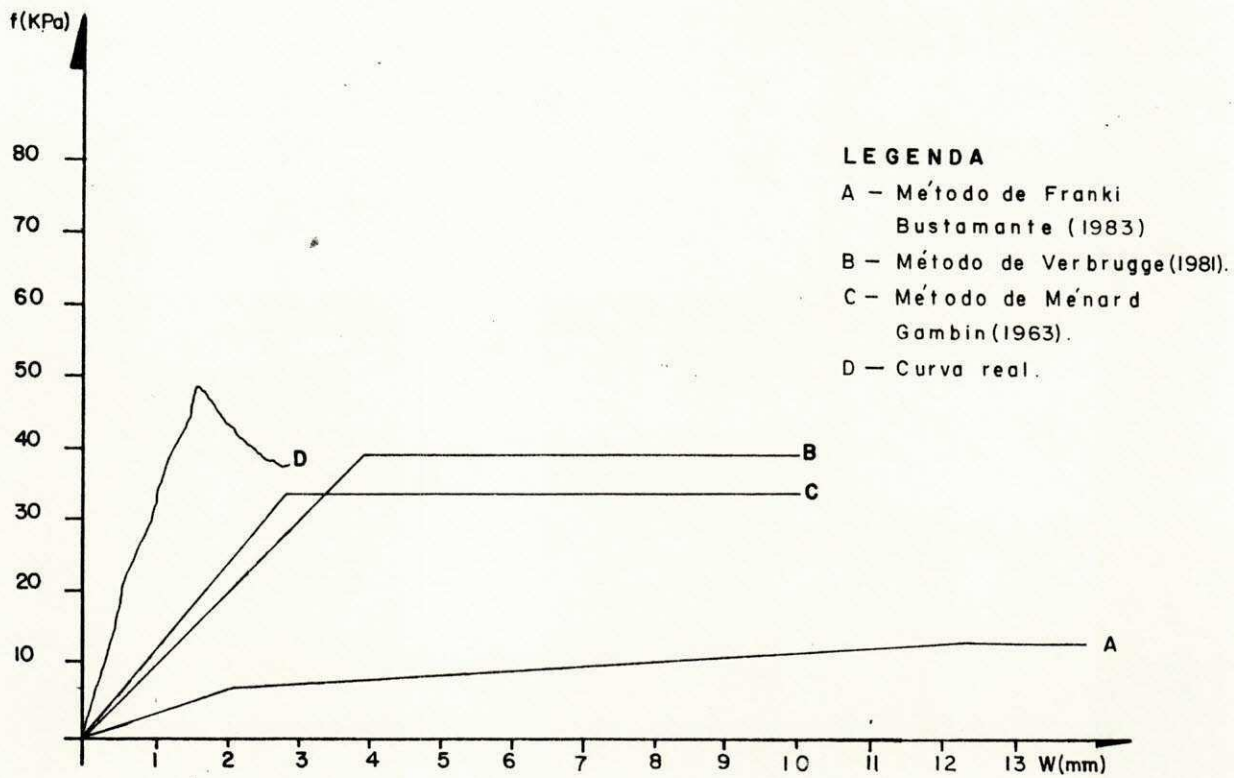


FIG. 4.10 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO A UMA PROFUNDIDADE DE 2,85 m

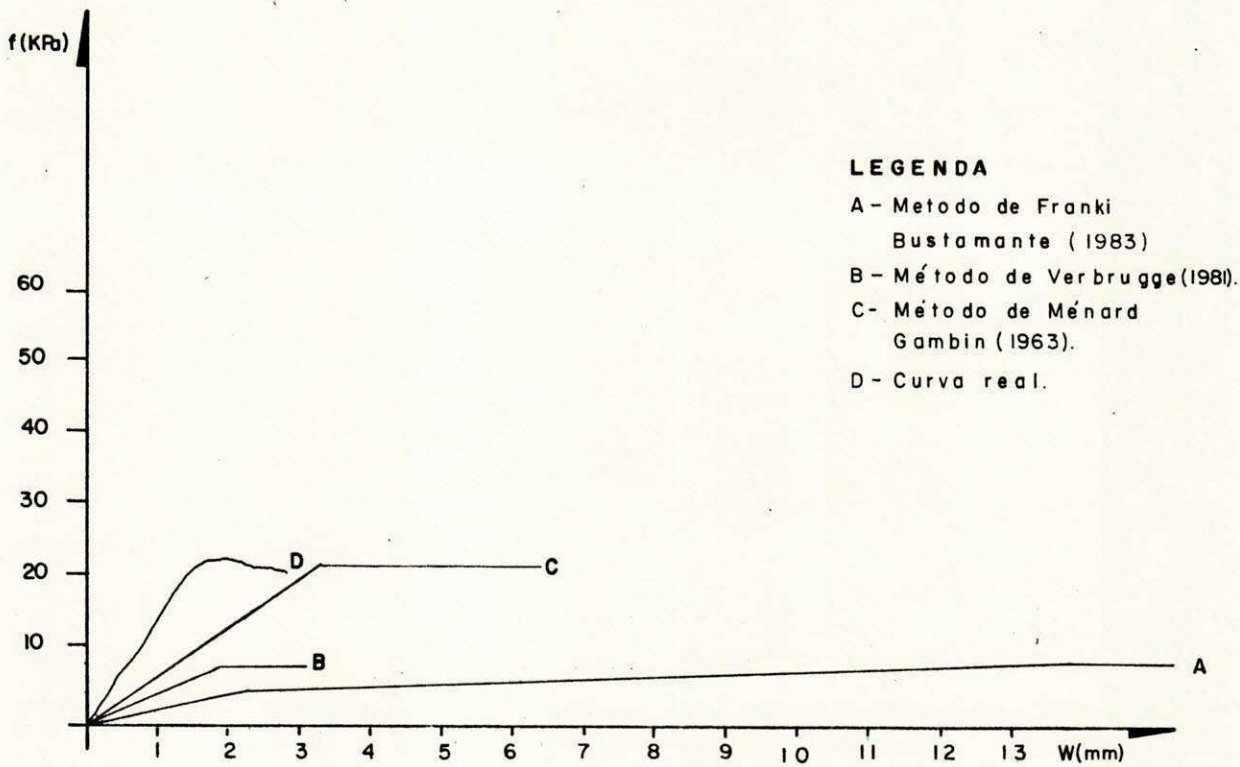


FIG. 4.11 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO A UMA PROFUNDIDADE DE 5,67 m

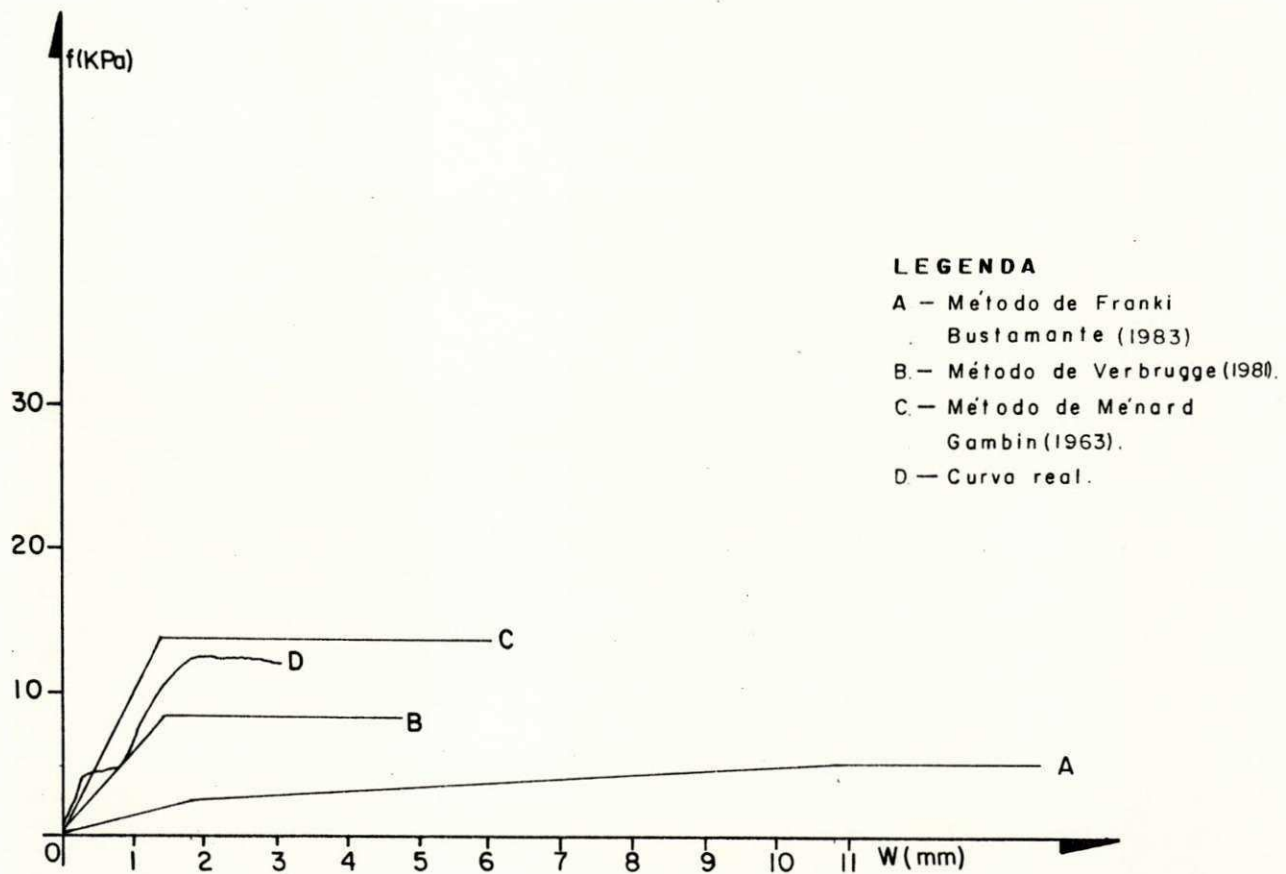


FIG. 4.12 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO A  
UMA PROFUNDIDADE DE 9,00 m

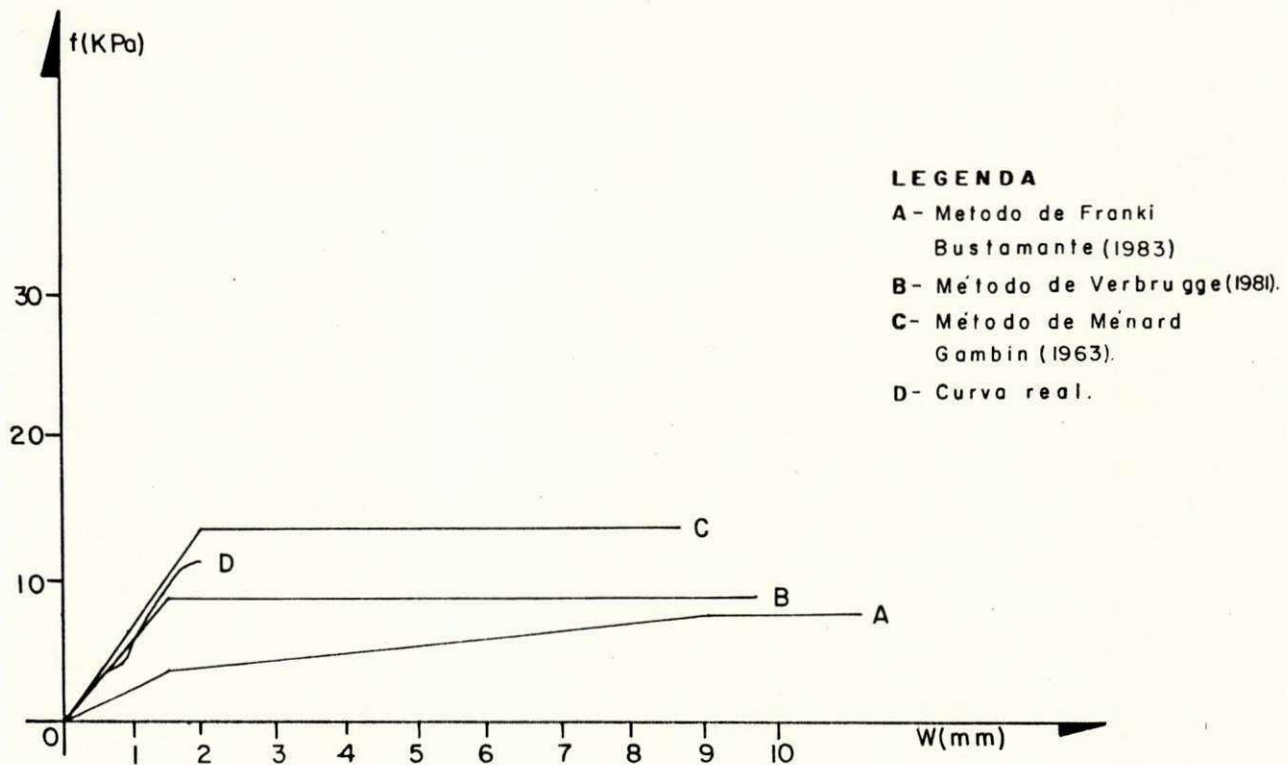


FIG. 4.13 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO A  
UMA PROFUNDIDADE DE 12,75 m

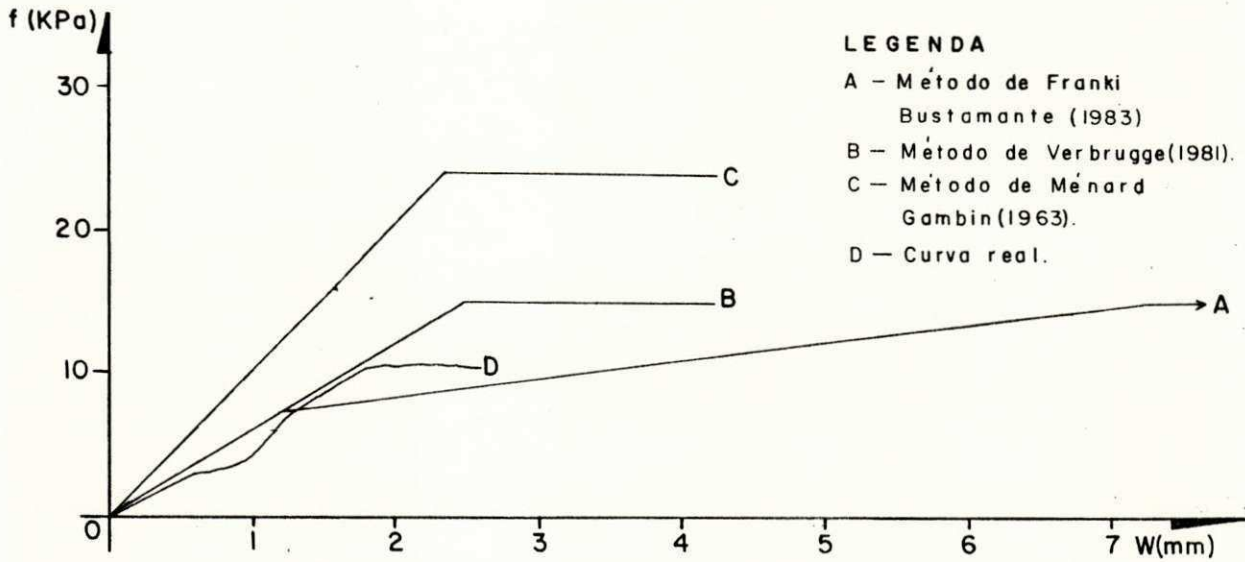


FIG. 4.14 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO A UMA PROFUNDIDADE DE 16,75 m

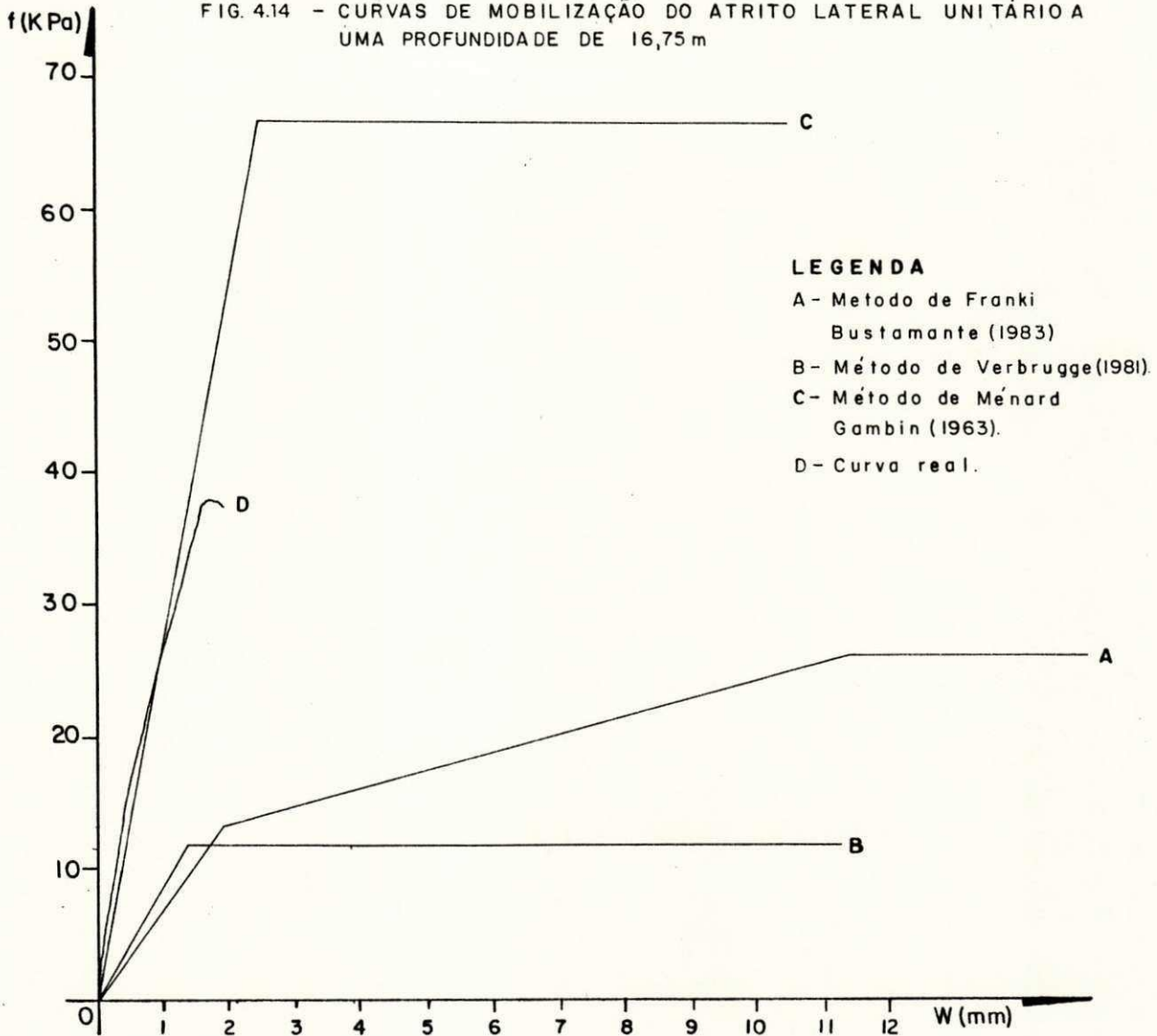


FIG. 4.15 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO A UMA PROFUNDIDADE DE 20,10 m

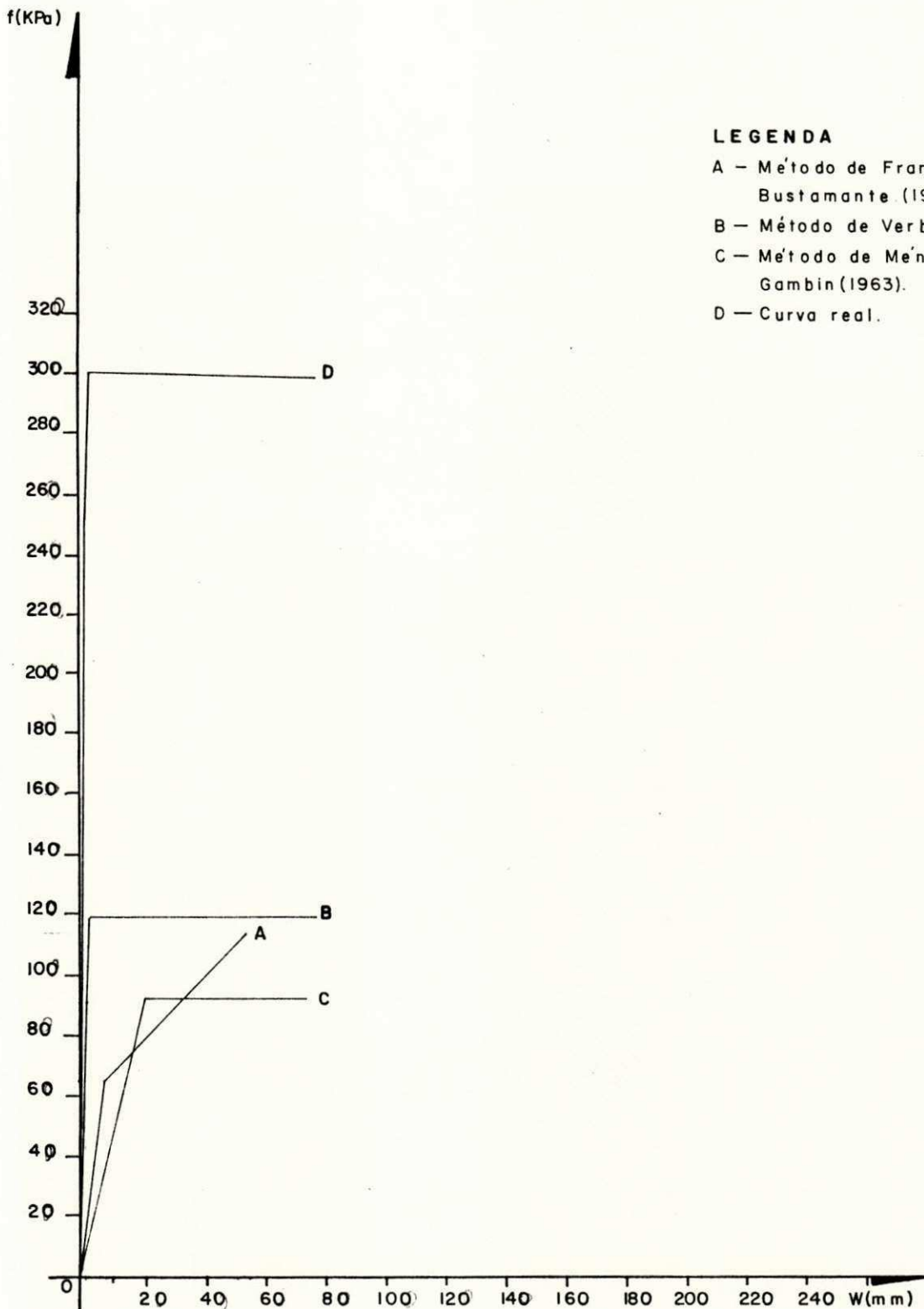


FIG. 4.16 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO A UMA PROFUNDIDADE DE 22,00 m

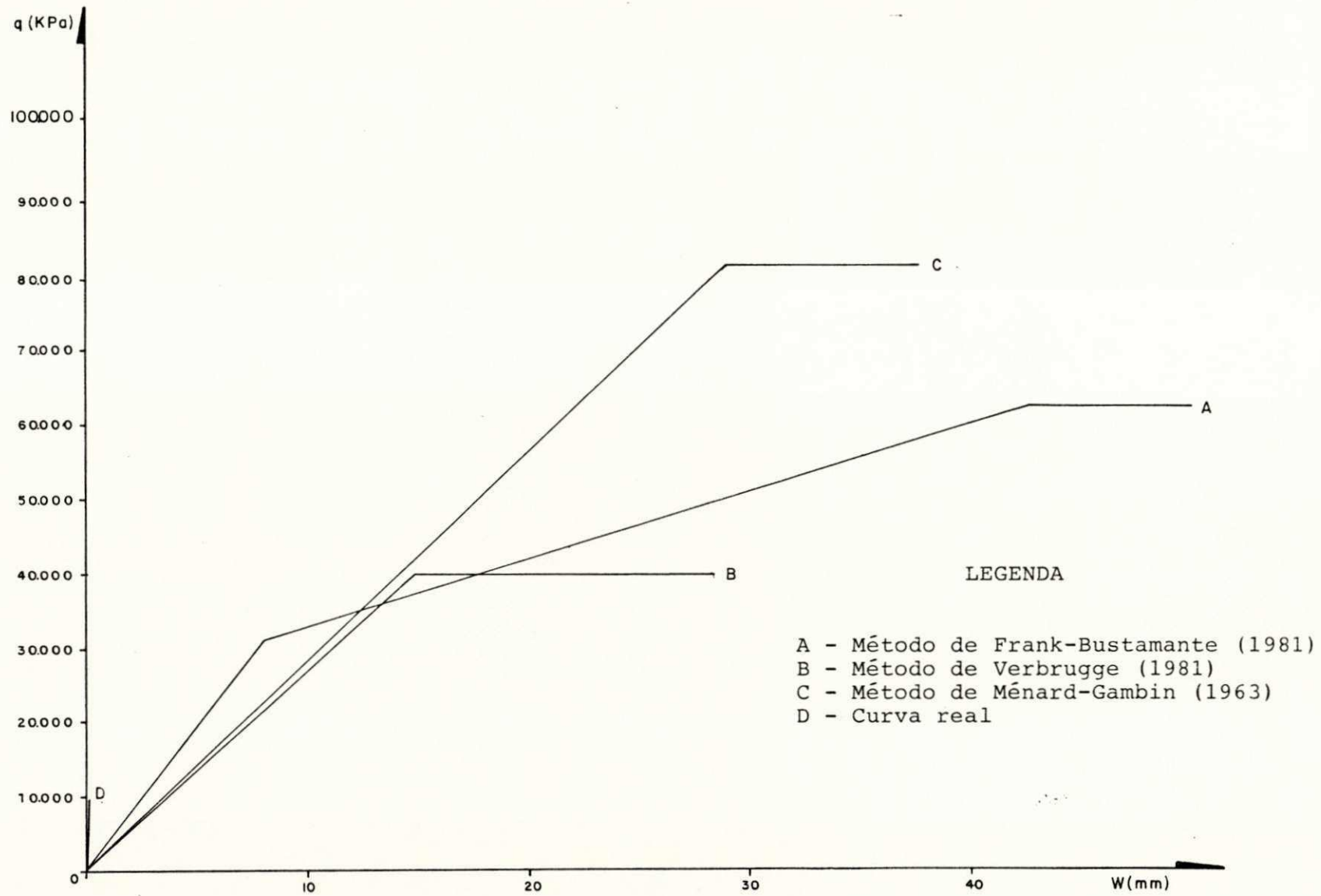
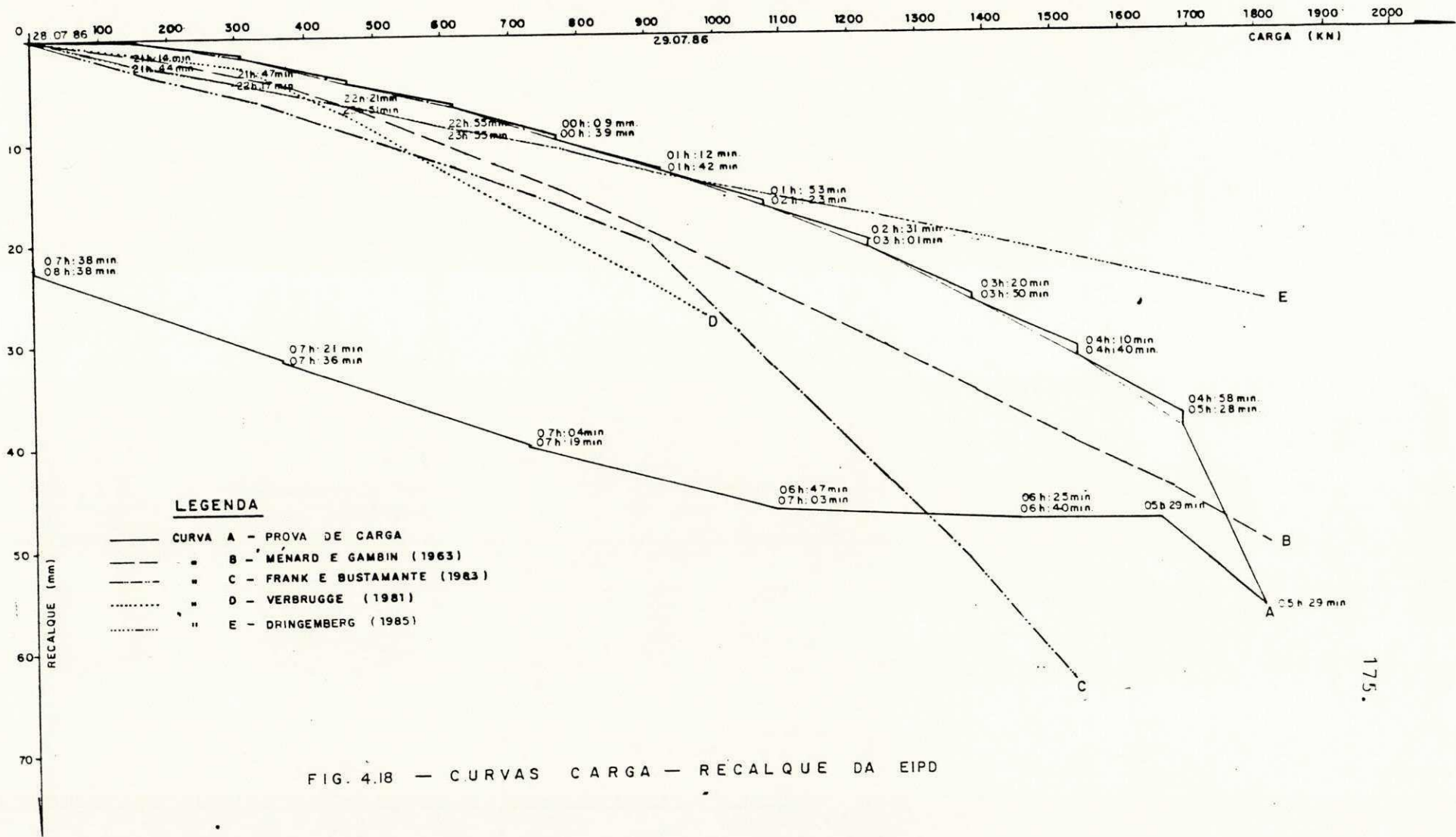


Fig. 4.17 - Curvas de mobilização da tensão vertical a uma profundidade de 24.15 m



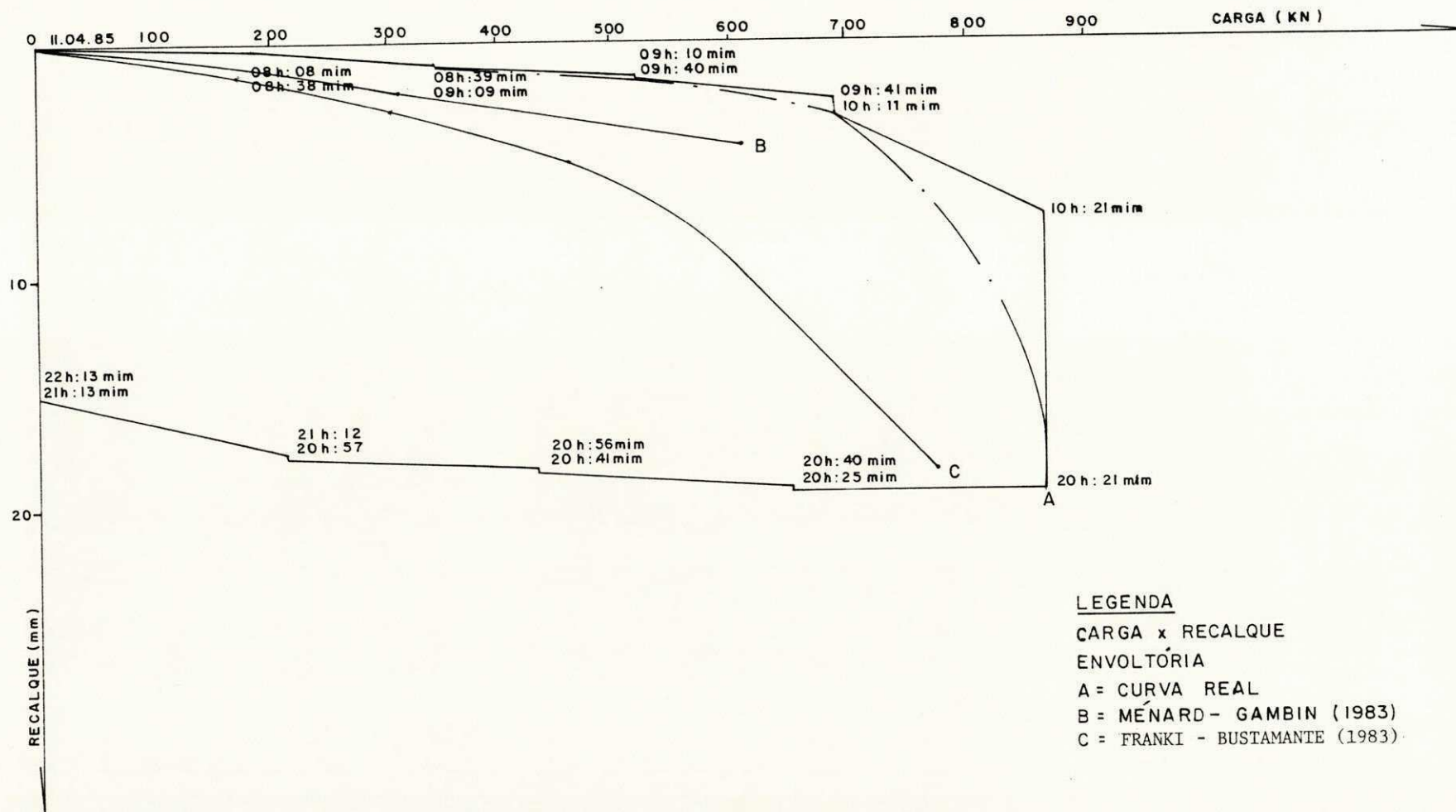


Fig. 4.19 - Curva carga-recalque da estaca FRANKI 45D.

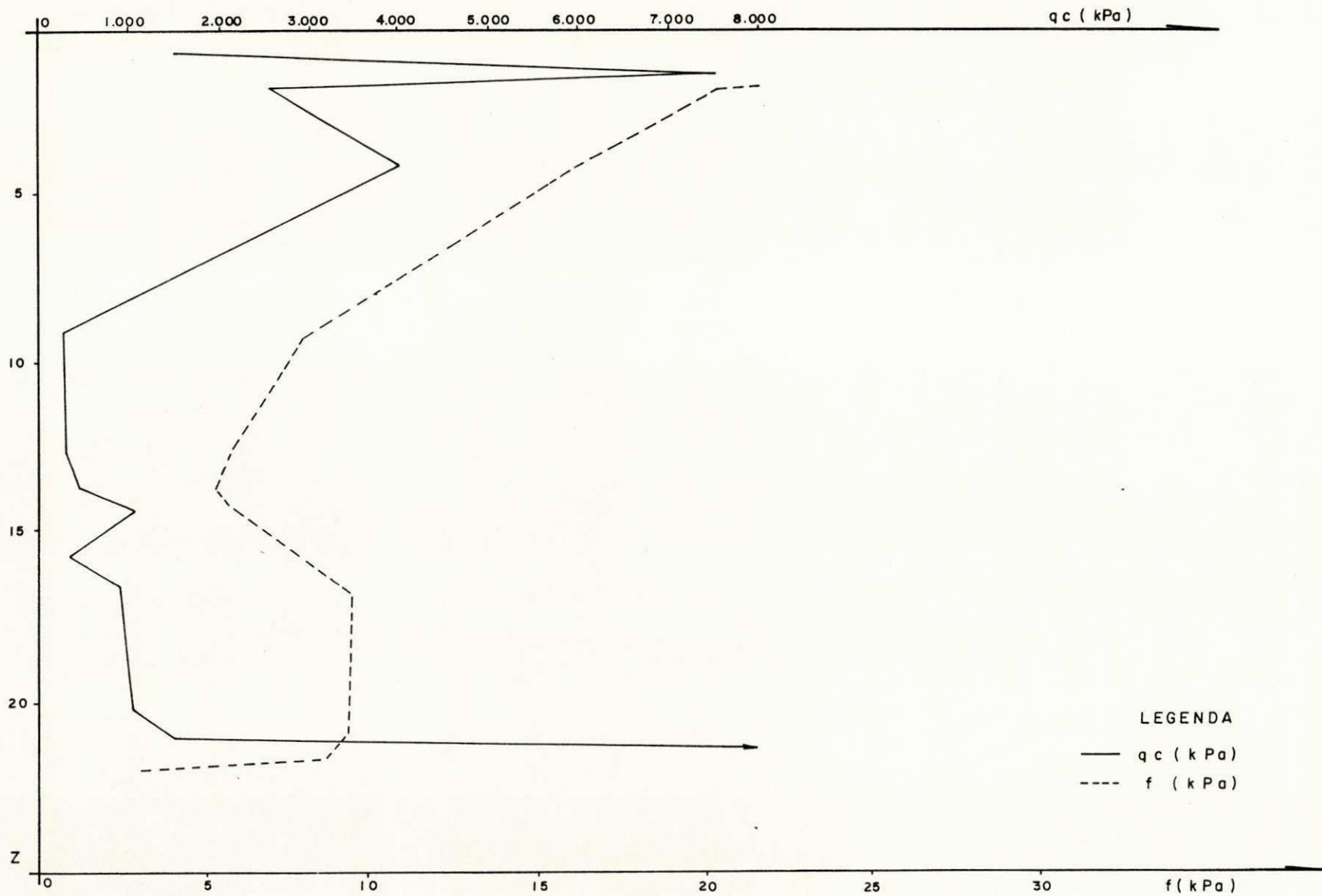


Fig. 4.20 — PERFIL CONEPENETROMÉTRICO DO FURO D-1



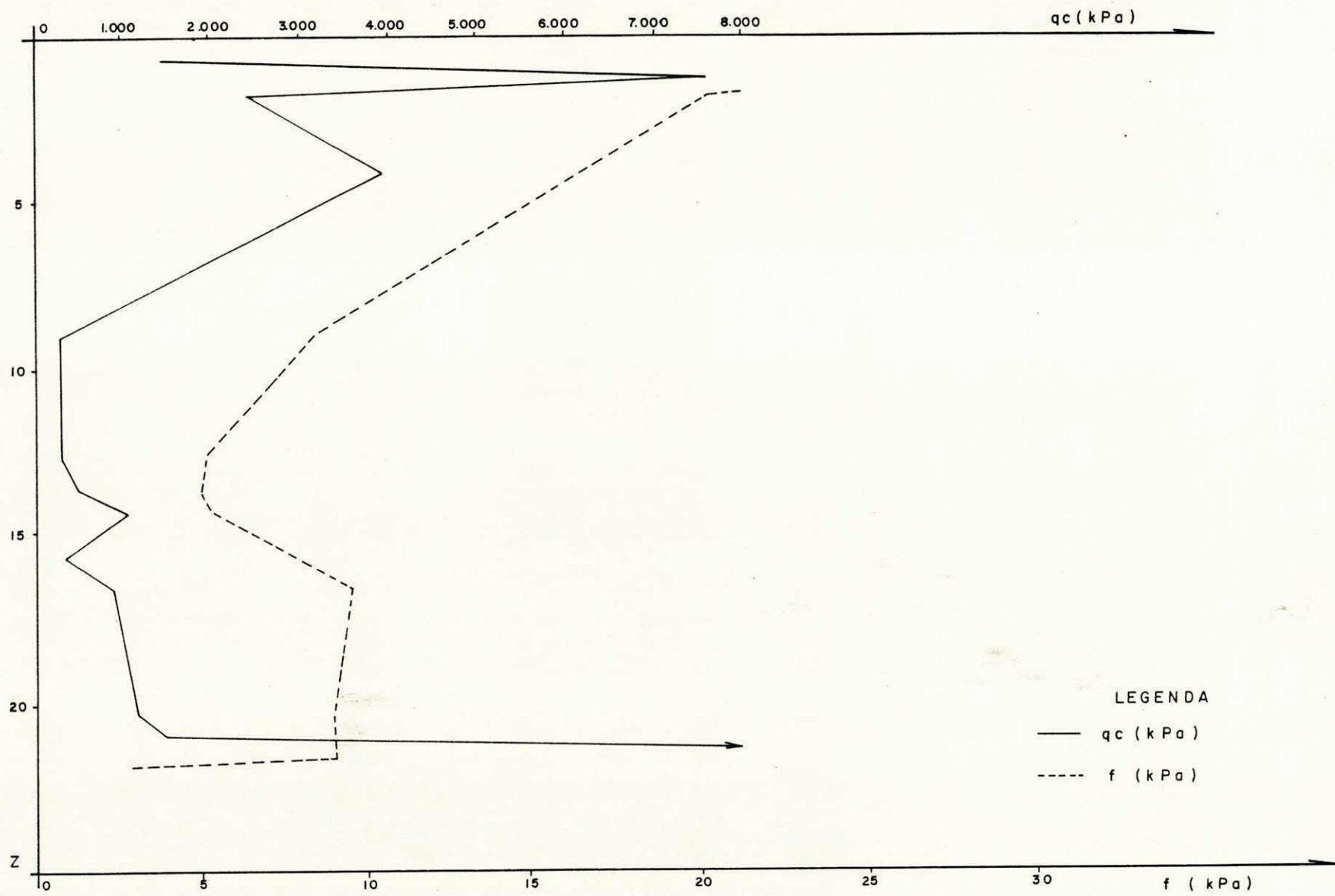


Fig. 4.21 — PERFIL CONEPENETROMÉTRICO DO FURO D-2





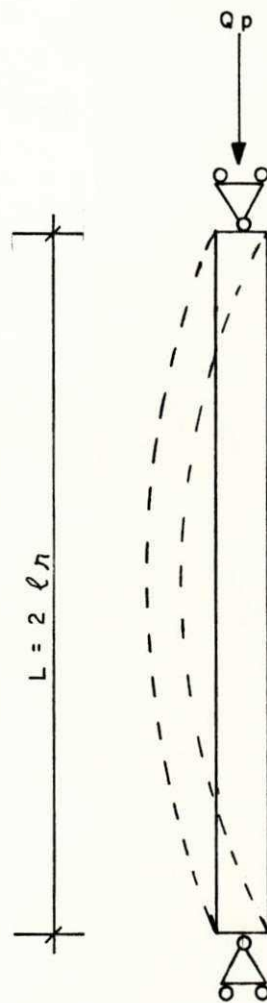


Fig. 4.24 - MODELO PROPOSTO DA EIPD

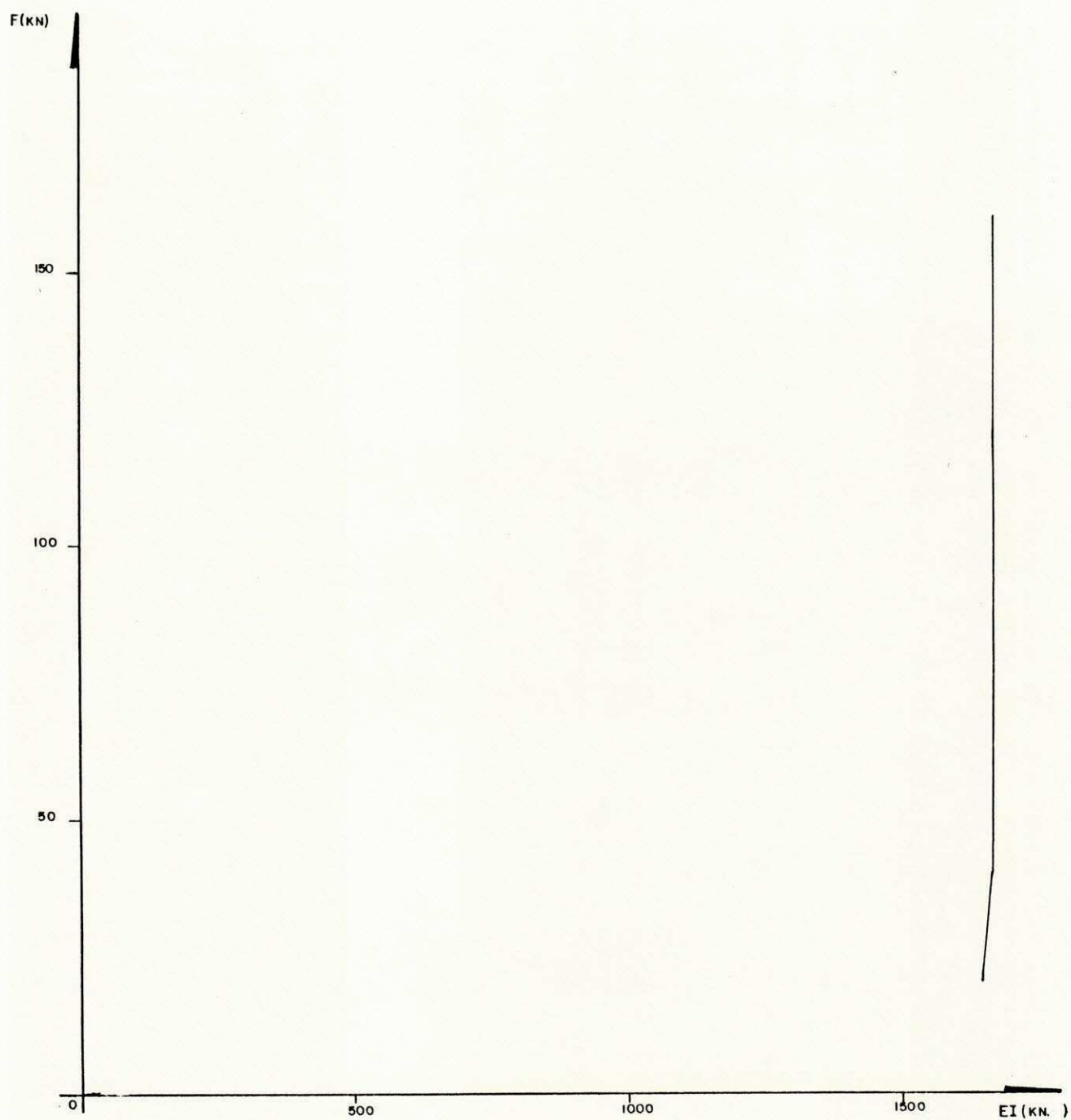


Fig. 4.25 - Determinação do valor do módulo de rigidez,  $EI$ , da EIPC

Z (m)	PL <sup>a</sup> (KPa)	EM (KPa)
1,0	226	913
1,9	334	2070
3,8	134	866
4,0	128	1065
4,5	078	482
5,0	169	705
6,0	084	601
7,0	084	527
8,0	096	1019
10,0	100	732
11,0	113	1479
12,0	174	1320
13,0	145	1114
14,0	143	987
15,0	161	1604
16,0	132	1196
17,0	176	1157
18,0	359	3146
19,0	575	2806
20,0	-	3022
21,0	605	2851
22,0	780	1977
22,70	2250	151700
24,30	14200	81700
26,70	-	99400

TABELA 4.1 - Valores de PL<sup>a</sup> e Em (Média entre os furos A e B).

	Ménard-Gambin (1963)	Bâguelin et alli (1978)	Bustamante- Gian. (1981)	Bustamante- Doix (1985)
Resistência				
de Ponta-KN	3090	3792	2362	810
Resistência				
Lateral-KN	668	527	707	1114
Resistência				
Total-KN	3758	4319	3069	1924

TABELA 4.2 - Capacidade de carga da EIPD segundo diferentes proposições (utilizando os resultados dos ensaios pressiométricos).

---

	Ménard-Gambin (1963)	Bâguelin et alli (1978)	Bustamante- Gianeseli (1981)
Resistência de ponta (KN)	440	384	434
Resistência Lateral (KN)	1121	462	592
Resistência Total (KN)	1561	846	1026

---

TABELA 4.3 - Capacidade de carga da estaca Franki segundo diferentes proposições (utilizando os resultados dos ensaios pressiométricos).



---

	Método de deRuiter e e Beringen (1979)	Método de Bustamante e Gianceselli (1981)
Resistência de ponta (KN)	3800	1520
Resistência Lateral (KN)	3964	406
Resistência Total (KN)	7764	1926

---

TABELA 4.4 - Capacidade de carga da EIPD segundo diferentes proposições (utilizando os resultados do ensaio de cone).

---

	Método de deRuiter e e Beringen (1979)	Método de Bustamante e Gianceselli (1981)
Resistência de ponta (KN)	235	147
Resistência Lateral (KN)	412	458
Resistência Total (KN)	647	605

---

TABELA 4.5 - Capacidade de carga da estaca Franki segundo diferentes proposições (utilizando os resultados do ensaio de cone).

	Dringenberg (1985) Modificado	Meyerhof (1976)	Costa Nunes (1987)
Resistência de Ponta (KN)	1080	559	-
Resistência Lateral (KN)	891	1080	1750
Resistência Total (KN)	1971	1639	-

TABELA 4.6 - Capacidade de carga da EIPD segundo diferentes proposições (utilizando os resultados das sondagens à percussão e correlações com o ensaio de cone).

---

	Meyerhof (1976)	Veloso (1976)
Resistência de Ponta (KN)	295	709
Resistência Lateral (KN)	670	1177
Resistência Total (KN)	967	1886

---

TABELA 4.7 - Capacidade de carga da estaca Franki segundo diferentes proposições (utilizando os resultados das sondagens à percussão e correlações com o ensaio de cone).

B < 0.6m    B = 1.20m			
Turfa	$\alpha_c = 1$		
Argila	$2/3 \leq \alpha_c \leq 1$	1.33	1.33
Silte	$1/2 \leq \alpha_c \leq 2/3$	1.9	2.25
Areia	$1/3 \leq \alpha_c \leq 1/2$	2.3	3
Areia e Pedregulho	$\alpha_c = 1/3$	2.8	4
Razão Ks/Em			

TABELA 4.8 - Fator de conversão para a estimativa do módulo de reação horizontal do solo Ks, a partir de Em

---

	Báguelin et alli (1978)	Bergfelt (1957)	Vésic (1961)
Carga crítica de flambagem (KN)	5007	1830	2867

---

TABELA 4.9 - Carga crítica de flambagem segundo diversas proposições.

## Capítulo V

### ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 5.1. Prova de carga da EIPD.

A prova de carga permitiu a constatação de que a EIPD estava dimensionada de acordo com as especificações da NBR 6122 (1986). O coeficiente de segurança,  $F_s$ , em relação à carga de ruptura, é dado pela seguinte expressão:

$$F_s = Q_r/Q_t = 1814/900 = 2,02 \quad 2,0 \text{ (mínimo exigido pela NBR 6122)}$$

Onde:

$Q_r$  é a carga de ruptura obtida na prova de carga.

$Q_t$  é a carga de trabalho prevista em projeto.

As figuras 3.7 a 3.11 fornecem algumas informações a respeito do comportamento da EIPD.

As seguintes observações podem ser feitas em relação ao comportamento da EIPD:

- os "strain-gages" mostram um comportamento "normal" até a carga de 1230 KN, ou seja, carga decrescente com a profundidade. A resistência lateral,  $R_l$ , desenvolvida no trecho não ancorado

da estaca (20,10m) é de cerca de 240 KN (para uma carga no topo de 1230 KN) (figura 3.11).

- a resistência lateral,  $R_l$ , desenvolvida no trecho ancorado da estaca é de cerca de 630 KN (para uma carga no topo de 1230 KN) (figura 3.11).
- as cargas maiores do que 1230 KN indicam que, para profundidades maiores que 9,0m, as cargas atuantes em diversas seções da estaca não decrescem regularmente com a profundidade (figura 3.11).
- a curva correspondente à carga no topo de 1230 KN indica uma resistência lateral da ordem de 870 KN e uma resistência de ponta da ordem de 360 KN. Para cargas no topo maiores do que 1230KN não é possível a determinação dos valores da resistência de ponta e da resistência lateral (figura 3.11).

Duas hipóteses podem ser apresentadas para explicar a distribuição das cargas ao longo do fuste, no caso de cargas aplicadas no topo da estaca maiores do que 1230KN:

a) Funcionamento inadequado dos "strain-gages"

Essa hipótese pressupõe que os "strain-gages" deixaram de apresentar resultados coerentes, o que pode ocorrer com a perda do isolamento dos mesmos.



## b) Ocorrência de flambagem

Essa hipótese está baseada nos seguintes fatos:

- todos os "strain-gages" foram testados depois de sua inserção na estaca e antes do início da prova de carga. Os testes evidenciaram que os mesmos apresentavam um perfeito isolamento térmico e elétrico;
- o solo adjacente à estaca é uma argila muito mole. É de se esperar que uma tensão de confinamento pequena atue ao longo do fuste favorecendo, desse modo, a possibilidade de flambagem da EIPD;
- a relação entre o comprimento do trecho não ancorado da EIPD (passível de flambagem),  $l_0$ , e o diâmetro real da estaca,  $D_s$ , é dada por  $(l_0/D_s) = 2010/17 = 118$ , isto é, um valor muito grande favorecendo assim a possibilidade de ocorrência do fenômeno de flambagem;
- duas das tubulações que protegiam os cabos elétricos dos "strain-gages" romperam. O mesmo também ocorreu com a tubulação utilizada para injeção e reinjeção. Esse fato foi constatado quando após a execução da prova de carga (com a ruptura da EIPD), se executou a reinjeção da estaca, com o intuito de recuperá-la. De fato a haste de injeção não conseguiu ultrapassar a profundidade de 16,50m. Suspeita-se que nessa profundidade tenha ocorrido rompimento da estaca. Durante a operação de reinjeção, verificou-se o transbordamento da nata

de cimento pelo topo da tubulação que protegia os cabos dos "strain-gages". Esse fato veio também evidenciar o rompimento dessas tubulações.

#### 5.1.1 - Cálculo da carga crítica de flambagem, $Q_{oc}$

O cálculo da carga crítica de flambagem, foi realizado segundo os três critérios de estimativa do coeficiente de reação lateral do solo,  $K_s$ , descritos no item 4.4. O cálculo da carga crítica de flambagem é executado assumindo que a ruptura da EIPD tenha ocorrido por flambagem.

Os critérios de Vésic (1961) e de Bâguelin et alli (1978) superestimaram muito o valor real da carga de flambagem crítica. O critério de Bergfelt (1957) superestimou o valor de  $Q_{oc}$  obtido na prova de carga em cerca de 50%. O valor real da carga crítica de flambagem pode ser obtido através da figura 3.11, onde verifica-se um aumento das cargas atuantes nos "strain-gages" situados a profundidades maiores que 9,0m, comportamento esse que se verifica a partir de uma carga situada entre 1230 e 1380KN, ou seja, a partir da carga crítica de flambagem real cujo valor está entre essas cargas (1230 e 1380KN). Deve-se levar em consideração o fato de o solo ter sido bastante amolgado quando do processo de execução do furo da EIPD, fazendo que a tensão de confinamento tivesse seu valor reduzido. Essa perturbação no solo ocorreu também devido ao fato do diâmetro de execução do furo ser maior que o diâmetro externo do tubo de revestimento. Com o intuito de levar em conta essas perturbações que ocorrem no solo, devido ao modo de execução da EIPD, o critério de Bergfelt (1957) deveria

utilizar um valor de  $C_u$  correspondente a um solo amolgado enquanto que os critérios de Bâguelin et alli (1978) e de Vésic (1961) deveriam estimar o módulo de reação horizontal com base na parte inicial do trecho de recompressão da curva pressiométrica. A utilização dessas considerações pode levar a uma estimativa da carga crítica de flambagem mais próxima do valor provável.

#### 5.1.2 - Métodos de cálculo

Neste item, partindo-se da hipótese de que a EIPD não rompeu por flambagem, abordam-se alguns métodos de cálculo do comportamento da EIPD.

##### 5.1.2.1 - Métodos baseados nos resultados dos ensaios pressiométricos

###### a) Método de Ménard - Gambin (1963)

Quanto à capacidade de carga, verifica-se que o método subestima a resistência lateral em cerca de pelo menos 30% (tabela 4.2 e figura 3.11). No cálculo da resistência total esse método leva a um valor da carga de ruptura  $Q$ : cerca de 100% maior que o valor real (tabela 4.2 e figura 3.7).

Quanto à curva carga x recalque, o método superestima o recalque real em cerca de 35% (figura 4.18, curvas B e A, respectivamente). Esses valores superestimados são devidos ao fato de que os valores do atrito lateral unitário,  $f$ , previstos pelo método são em geral menores que os valores reais de  $f$ , conforme os resultados apresentados nas figuras 4.10 a 4.17, curvas C e D, respectivamente).

b) Método de Bâguelin et alli (1978)

Quanto à capacidade de carga, verifica-se que o método subestima a resistência lateral, enquanto que a resistência total é cerca de 150% maior que a resistência total obtida na prova de carga (tabela 4.2 e figuras 3.7 e 3.11).

c) Método de Bustamante e Gianceselli (1981)

O método subestima a resistência lateral, levando também a uma previsão da resistência total cerca de 70% maior que a resistência total real (tabela 4.2 e figuras 3.7 e 3.11).

d) Método de Bustamante e Doix (1985)

A resistência total estimada por esse método tem boa precisão em relação à resistência total real, superestimando-a em apenas 6% (tabela 4.2 e figura 3.7).

e) Método de Frank-Bustamante (1983)

Esse método superestima o recalque em cerca de 35% até cerca de 920 KN. Para cargas maiores, o método apresenta valores de recalque bem maiores que aqueles que ocorrem realmente (figura 4.18, curvas C e A, respectivamente). Isso se deve ao fato de que o método subestima o valor do atrito lateral unitário,  $f$ , desenvolvido ao longo da estaca. Isso ocorre tanto no trecho ancorado como no trecho não ancorado, conforme pode ser visto nas figuras 4.10 a 4.17, curvas A e D, respectivamente.

#### 5.1.2.2 - Métodos baseados nos resultados dos ensaios de cone

##### a) Método de deRuiter e Beringen (1979)

Esse método apresentou valores que superestimam muito a resistência lateral e a resistência total, (da ordem de 350%) (tabela 4.4 e figuras 3.7 e 3.11).

##### b) Método de Bustamante e Gianeselli (1981)

Dentro do critério adotado,  $q_c$  é igual a 100 MPa (valor máximo de tensão que o equipamento utilizado é capaz de suportar), o valor estimado para a capacidade de carga total tem boa precisão em relação ao valor real. Esse critério é questionável, porém essa consideração foi feita devido à impossibilidade de se contar com um equipamento de maior porte (tabela 4.4 e figura 3.7).

##### c) Método de Verbrugge (1979)

Esse método assume a proposição de Bustamante e Gianceselli (1981) para o cálculo da tensão de ruptura de ponta,  $q_{max}$ . O método indica a ocorrência de ruptura de ponta para uma carga atuante no topo da EIPD de 960 KN, isto é, subestima muito a capacidade de carga da EIPD. O recalque é superestimado por esse método em cerca de 60 a 100% (figura 4.18, curvas A e D, respectivamente). Essa previsão de recalques maiores que os reais deve-se ao fato de que os valores das curvas  $f \times w$  foram subestimados (figuras 4.10 a 4.17).

#### 5.1.2.3 - Métodos baseados nos resultados das sondagens à percussão

##### a) Método de Dringenberg (1985) - Modificado

Este método apresentou boa precisão no cálculo da capacidade de carga da EIPD, superestimando-a em apenas 8% (tabela 4.6 e figura 3.7).

Quanto à previsão da curva carga x recalque, esse método mostra-se de boa precisão para o cálculo dos recalques correspondentes aos valores de cargas inferiores à carga de trabalho prevista da estaca (900KN), porém acima desse valor o método subestima os recalques (figura 4.18, curvas A e E).

##### b) Método de Costa Nunes (1987)

Devido à forma da curva de distribuição das cargas ao longo do fuste da EIPD não se pode concluir quanto ao nível de precisão do método quanto à estimativa da resistência lateral (tabela 4.6 e figura 3.7).

c) Método de Meyerhof (1976)

Esse método subestima em cerca de 10% a capacidade de carga total real da EIPD (tabela 4.6 e figura 3.7).

## 5.2 - Prova de carga da estaca Franki

A estaca Franki suportou, durante a realização da prova de carga, uma carga de apenas 45% da carga de ensaio prevista. Esse fato é analisado a seguir.

### 5.2.1 - Métodos baseados nos resultados dos ensaios pressiométricos

a) Método de Ménard-Gambin (1963)

Esse método superestimou o valor da carga de ruptura obtida na prova de carga na estaca Franki em cerca de 80%. O valor da capacidade de carga estimada foi menor que a carga prevista em projeto para a estaca, 1950KN (tabela 4.3 e figura 3.3).

Em relação à curva carga-recalque, esse método superestimou os valores dos recalques obtidos na prova de carga em cerca de 100% (figura 4.19, curvas A e B).

b) Método de Bâguelin et alli (1978)

Esse método estimou um valor de capacidade de carga da estaca com erro de apenas 3% em relação ao valor obtido na prova de carga (tabela 4.3 e figura 3.3).

c) Método de Bustamante e Gianceselli (1981)

Esse método superestimou a capacidade de carga da estaca em cerca de 20% (tabela 4.3 e figura 3.3).

d) Método de Frank-Bustamante (1983)

O cálculo da curva carga-recalque por esse método superestimou, em mais de 100%, os recalques observados quando da execução da prova de carga (figura 4.19, curvas C e A respectivamente).

### 5.2.2 - Métodos baseados nos resultados dos ensaios de cone

a) Método de deRuiter e Beringen (1979)



A capacidade de carga da estaca Franki calculada através desse método subestimou em cerca de 25% o valor da capacidade de carga obtida na prova de carga (tabela 4.5 e figura 3.3).

b) Método de Bustamante e Gianeselli (1981)

Esse método também subestima o valor da capacidade de carga obtida na prova de carga em cerca de 30% (tabela 4.5 e figura 3.3).

5.2.3 - Métodos baseados nos resultados das sondagens à percussão

a) Método de Meyerhof (1976)

A previsão da capacidade de carga da estaca Franki através desse método indicou um valor da capacidade de carga estimada cerca de 15% superior ao valor obtido na prova de carga (tabela 4.7 e figura 3.3).

b) Método de Veloso (1976)

A utilização desse método na previsão da capacidade de carga levou a um valor bastante próximo do valor previsto da carga de ensaio da estaca, ou seja, 1950 KN. Quanto à capacidade de carga obtida na prova de carga, houve uma superestimativa em relação a essa carga da ordem de 95% (tabela 4.7 e figura 3.3).

## Capítulo VI

### CONCLUSÕES

Diante dos resultados obtidos durante a realização deste trabalho de dissertação, as seguintes conclusões podem ser destacadas:

- os métodos de Bâguelin et alli (1978), de Bustamante e Gianceselli (1981), ambos baseados nos resultados dos ensaios pressiométricos, o método de Meyerhof (1976), baseado nos resultados das sondagens à percussão, o método de deRuitter e Berigen (1979) e o método de Bustamante e Gianceselli (1981), ambos baseados nos ensaios de cone, mostraram-se adequados à previsão do valor da capacidade de carga da estaca Franki. Esses resultados indicam um dimensionamento inadequado da fundação original (estacas Franki).
- considerando a hipótese da ruptura não ter ocorrido por flexão composta e flambagem, o método de Bustamante e Doix (1985), baseado nos ensaios pressiométricos, o método de Meyerhof (1976), baseado nos resultados das sondagens à percussão, e o método de Bustamante e Gianceselli (1981), baseado nos resultados dos ensaios de cone forneceram estimativas da capacidade de carga próximas ao valor encontrado na prova de carga da EIPD.

- o método de Dringenberg (1985) Modificado, baseado nos resultados das sondagens à percussão, previu os recalques com boa precisão até os valores da carga de trabalho prevista para a EIPD, sendo que, para valores maiores que a carga de trabalho, mesmo sem considerar a possibilidade de flambagem, todos os métodos, exceto o de Dringenberg (1985) Modificado, superestimaram os valores dos recalques da EIPD, pois, de modo geral, esses métodos subestimaram os valores do atrito lateral unitário,  $f$ , passível de ser desenvolvido pelo solo, bem como o valor do atrito lateral máximo,  $f_{max}$ , real do solo.
- a hipótese de ter ocorrido ruptura por flambagem da EIPD é a mais provável. Isso está consubstanciado no fato de ter ocorrido ruptura das tubulações que protegem os cabos dos "strain-gages" e da tubulação de injeção. Essa ruptura foi constatada quando se procedeu uma tentativa de reinjeção da estaca, após a prova de carga, e a ferramenta de injeção ficou bloqueada na profundidade de 16,50m.
- os métodos utilizados na previsão da curva carga-recalque da estaca Franki apresentaram curvas carga-recalque que superestimaram o valor dos recalques reais; isso leva a concluir que esses métodos subestimaram a melhoria causada no solo pelo processo de cravação da estaca, prevendo, desse modo, valores para o atrito lateral unitário,  $f$ , menores que os valores reais.

Na execução de futuros trabalhos que visem à previsão do

comportamento de EIPD, sugerem-se os seguintes procedimentos complementares:

- instrumentação adicional com inclinômetro, para a execução de provas de carga em EIPD objetivando a verificação da inclinação inicial da estaca, bem como a existência de flambagem;
- desenvolvimento de técnicas mais aprimoradas para o cálculo da carga crítica de flambagem, levando em conta a existência do atrito lateral e a deflexão lateral da estaca;
- utilização do tubo de injeção para a implantação de um sistema de "strain-gages" removíveis, a fim de possibilitar a instrumentação, em larga escala, de provas de carga executadas em EIPD.

## BIBLIOGRAFIA

- Bâguelin, F., et alli, (1977) - "Theoretical Study of Lateral Reaction Mechanism of Piles" - Géotechnique, vol.27, No.3, September.
- Bâguelin, F., et alli, (1978) - "The Pressuremeter and Foundation Engineering".
- Barentsen, P., (1936) - "Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus" - Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1st, Cambridge, 1936, 1(B/3): 7-10
- Beer, E.E., (1963) - "The scale effect in the transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations" - Géotechnique, 8 (1):39.
- Begemann, H.K., (1975) - "The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile" - Proc. Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng. - 6th., Montreal.
- Berberian, D., (1986) - "Sondagem do subsolo para fins de engenharia", Infrassolo/UNB, vol 1, out 1986.
- Bergfelt, A., (1957) - "The axial and lateral load bearing capacity and failure by buckling of piles in soft clay". Proc. of the fourth International Conference on soil Mechanics and

Foundation Engineering. London 1957, Vol.II, p. 8.

- Bishop, R.F., Hill, R., Mott, N.F., (1945) - "The Theory of Indentation and Hardness Tests", The Proceedings of the Physical Society, London, Vol. 57, No 321, Part 3, May, pp. 147-159.
- Briaud, J.L., Anderson, J., (1983) - "Pressuremeter Design of Vertically Loaded Piles" - Texas Transportation Institute - Texas.
- Bustamante, X., Gianceselli, L., (1981) - "Portance Réelle et Portance Calculée des Pieux Isolés, Sollicités Verticalement, Revue Française de Geotechnique, No. 16, August, 1981.
- Bustamante, M., Jézéquel, J.F., (1975) - "Mesures des élongations dans les pieux et tirants a l'aide d'extensomètres amovibles", Revue Travaux, Décembre 1975 - pages 48 à 52.
- Bustamante, M., Gianceselli, L., (1981) - "Prévision de la Capacité Portante des Pieux Isolés sous Charge Verticale", Bull. liaison Labo. p.et Ch., p.113, May-June, 1981.
- Bustamante, M., Doix, B., (1985) - "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés", Bull. Liaison Labo P. et Ch - nov - déc. 1985.
- Cabral, D. A., (1986) - "O uso de estacas raiz como fundação de obras normais" VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos

e Engenharia de Fundações, Vol. VI.

- Cambefort, H., (1964) - "Essai sur le comportement en terrain homogène de pieux isolés et des groupes de pieux". Annales ITBSATP, 204, déc. 1964.
- Caquot, A., Kérisel, J., (1966) - "Traité de Mécanique des Sols" - Guathier - Villars.
- Costa Nunes, A.J., (1966) - "Slope Stabilization Improvements in the Techniques of Prestressed Anchorages in Rock and Soils" - Proceedings of the 1st. Congress of the International Society of Rock Mechanic - Lisboa, LNEC 2:141-46.
- Costa Nunes, A.J., (1977) - "Presso-ancoragens, um novo tipo de fundação". Revista Estrutura 78, pág. 40-42.
- Costa Nunes, A.J., (1987) - "Soil-Anchor Interation and Anchoredwall"- Actes du colloque organisé par Ecole National des Ponts et Chaussées, Paris, 5-7 mai, 1987.
- De Lima, M.J.P., (1979) - "Prospecção Geotécnica do subsolo".
- deRuiter, J., Beringen, F.L., (1979) - "Pile Foundations for Large North Sea Structures", Marine Geotechnology, Vol.3, No.3, pp. 267-314.
- Din 1054 - "Zulassige Belastung des Baugrunds" - Baugrund und Grundungen, 1969.

- Dringenberg, G., (1985) - "Comunicação interna" - Tecnosolo.
- Frohlich, O.K., (1934) - "Druckverteilung im Baugrunde", Vienna.
- Gambin, M., (1963) - "Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques", Sols-Soils, 7, 1963, p. 11-23.
- Jaky, J., (1948) - "On the bearing capacity of piles" - Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 2nd. Rotterdam, 1:100.
- Jelineck, R., Ostermayer, H., (1975) - "Verpressanker in Boden" - Bauingenieur, 51:109-18. 4th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, 1:35-39.
- Kogler, F., (1933) - "Baugrundprüfung im Bohrloch". Der Bauingenieur, Berlin.
- Lamé, G., (1852) - "Leçons sur la théorie mathématique d'élasticité des corps solides", Bachelier, Paris, France.
- Ménard, L., (1963) - "Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques", Sols-Soils, 5, Juin 1963, p. 9-28.
- Meyerhorf, G.G., (1956) - "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils" - Journl. Soil Mech Fdns. Div.



- ASCE-SM-1 - Vol. 82 - pp. 866.
- Meyerhorf, G.G., (1976) - "Bearing Capacity and Settlement of Piles Foundations" - Eleventh Terzaghi Lecture - Journal ASCE - GT3.
- Mindlin, R. D., (1936) - "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid" - Physics 7:195.
- Ostermayer, H., Werner, H.U., (1972) - "Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik". Essen, Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau.
- Poulos, H.G., (1971) - "Behavior on Laterally Loaded Piles" - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, New York, No.97, SM5.
- Sanglerat, G., (1972) - "The Penetrometer and Soil Exploration" - Elsevier Publishing CO., Amsterdam.
- NBR 6121 (1980 - ABNT - Norma Brasileira - Estaca e Tubulão - Prova de Carga.
- NBR 6122 (1986) - ABNT - Norma Brasileira - Projeto e Execução de Fundações.
- NBR 5739 (1980) - ABNT - Ensaio à compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto - Método de ensaio.

- NBR 1211 (1979) - ABNT - Norma Brasileira - Método de execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., (1948) - "Soil Mechanics in Engineering Practice" - John Wiley and Sons, New York.
- Toledo Filho, R.D., (1986) - "Estudo da Compressibilidade de Solos Residuais Através de Ensaio Pressiométricos e Prova de Carga em Estaca Instrumentada", Tese de Mestrado, PUC-RJ.
- Torstensson, B.A., (1975) - "Pore Pressure Sounding Instrument", Proc. of ASCE Conference on situ Measurements of Soil Properties, Raleigh, N.C., Vol. II.
- Veloso, P.P.C., (1976) - "Fundações - Aspectos Geotécnicos" - Edippuc 1976.
- Verbrugge, J.C., (1981) "Evolution du Tassement des Pieux a Partir de l'Essai de Penetration Stratique" - Revue Française de Geotechnique, No. 15, May, 1981, pp. 75-82.
- Vésic, A.S., (1961) - "Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid" - Journal ASCE - EM-2.
- Wroth, C.P., Hughes, J., (1973) - "An Instrument for the In Situ Measurement of the Properties of Soft Clays", Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, vol. 1-2, pp. 487-494.

ANEXO I

JRUN

CALCULO DA CURVA CARGA-RECALQUE, CURVAS DE MOBILIZACAO DO ATRITO LATERAL E TENSAO

CARGA TOTAL (EM KN) =174.358552

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	3.267E-04
4.60748289	3.32660265E-04
5.73311241	3.68639128E-04
6.90646557	3.9712177E-04
12.0811214	4.38544705E-04
15.2503039	4.94109847E-04
6.07108	5.34862148E-04
6.81182129	5.80367174E-04
6.55286262	6.27764239E-04
6.55647815	6.77284193E-04
7.96553369	7.28846333E-04
10.1353858	7.82451785E-04
12.1703872	8.38539678E-04
6.4449838	8.97786243E-04
9.92345401	9.92345402E-04
5.64043324	1.09142383E-03
6.84805571	1.16211505E-03
8.53778772	1.2345641E-03
6.09877849	1.29050153E-03
13.9249726	1.33261988E-03
11.5200266	1.35590714E-03
29.2434865	1.43877954E-03
13.9172216	1.55455365E-03

CARGA TOTAL (EM KN) =381.338493

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	1.2342E-03
17.4060465	1.25671656E-03
20.6761553	1.32947679E-03
24.1477099	1.38849332E-03
40.6803443	1.4766965E-03
45	1.6062567E-03
19.3815725	1.70751654E-03
20	1.82280052E-03
20.2935776	1.94412473E-03
20	2.0716819E-03
20	2.20556352E-03
22.4	2.3456781E-03
18.4	2.49202563E-03
13.6	2.64535407E-03
13.6	2.88394822E-03
13	3.13207879E-03
13	3.30385678E-03
22.4	3.4796862E-03
13	3.61459683E-03
19	3.71641092E-03
19.2	3.77261436E-03
34.4	3.97119161E-03
26.8	4.24475724E-03

CARGA TOTAL (EM KN) =485.135693

ATRITO(I)	RECALQUE(I)
(KPA)	(M)
170	2.1417E-03
30.2046101	2.18077285E-03
35.6191982	2.29031444E-03
41.3889543	2.37986487E-03
66.2	2.51484829E-03
45	2.71840356E-03
24	2.87863534E-03
20	3.05289128E-03
20.8	3.23462676E-03
20	3.4225952E-03
20	3.61704591E-03
22.4	3.81772958E-03
18.4	4.02464621E-03
13.6	4.23854375E-03
13.6	4.56799154E-03
13	4.90697576E-03
13	5.13932285E-03
22.4	5.37572136E-03
13	5.55605881E-03
19	5.6911859E-03
19.2	5.76556008E-03
34.4	6.02773488E-03
26.8	6.38609724E-03

CARGA TOTAL (EM KN) =564.388985

ATRITO(I)	RECALQUE(I)
(KPA)	(M)
170	3.0492E-03
43.0031737	3.10482914E-03
50.562241	3.2511521E-03
58.6301986	3.37123642E-03
66.2	3.55300008E-03
45	3.83055041E-03
24	4.03702911E-03
20	4.25753196E-03
20.8	4.48551436E-03
20	4.71972971E-03
20	4.96042734E-03
22.4	5.20735793E-03
18.4	5.46052147E-03
13.6	5.72066593E-03
13.6	6.11948409E-03
13	6.52783868E-03
13	6.80643268E-03
22.4	7.08907811E-03
13	7.30410075E-03
19	7.46466364E-03
19.2	7.55291189E-03
34.4	7.86364596E-03
26.8	8.286754E-03

CARGA TOTAL (EM KN) =643.642278

ATRITO(I)	RECALQUE(I)
(KPA)	(M)
170	3.9567E-03
55.8017372	4.02888543E-03
65.505284	4.21198976E-03
75.871443	4.36260797E-03
66.2	4.59115187E-03
45	4.94269727E-03
24	5.19542288E-03
20	5.46217265E-03
20.8	5.73640196E-03
20	6.01686423E-03
20	6.30380877E-03
22.4	6.59698627E-03
18.4	6.89639673E-03
13.6	7.2027881E-03
13.6	7.67097664E-03
13	8.1487016E-03
13	8.47354252E-03
22.4	8.80243486E-03
13	9.05214269E-03
19	9.23814139E-03
19.2	9.3402637E-03
34.4	9.69955703E-03
26.8	.0101874108

CARGA TOTAL (EM KN) =721.476353

ATRITO(I)	RECALQUE(I)
(KPA)	(M)
170	4.8642E-03
68.6003008	4.95294172E-03
80.4483268	5.17282741E-03
92	5.35397952E-03
66.2	5.62930366E-03
45	6.05351906E-03
24	6.35166343E-03
20	6.66383195E-03
20.8	6.98348002E-03
20	7.30936104E-03
20	7.64172434E-03
22.4	7.9803206E-03
18.4	8.32514981E-03
13.6	8.67695994E-03
13.6	9.21327661E-03
13	9.7591297E-03
13	.0101293894
22.4	.0105037005
13	.0107874724
19	.0109984514
19.2	.0111141993
34.4	.0115211823
26.8	.0120726223

CARGA TOTAL (EM KN) =778.738675

ATRITO(I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	5.7717E-03
81.3988644	5.87699801E-03
95.3913697	6.13366507E-03
92	6.34535108E-03
66.2	6.66745545E-03
45	7.14513399E-03
24	7.47669282E-03
20	7.82227579E-03
20.8	8.17533832E-03
20	8.5346338E-03
20	8.90041156E-03
22.4	9.27242227E-03
18.4	9.65066594E-03
13.6	.0100358905
13.6	.0106223289
13	.0112183036
13	.0116219778
22.4	.0120297033
13	.0123385361
19	.012567893
19.2	.0126936653
34.4	.0131357335
26.8	.0137339537

CARGA TOTAL (EM KN) =836.000997

ATRITO(I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	6.67919999E-03
94.197428	6.8010543E-03
110.334413	7.09450273E-03
92	7.33672262E-03
66.2	7.70560724E-03
45	8.23674891E-03
24	8.60172219E-03
20	8.98071963E-03
20.8	9.36719661E-03
20	9.75990655E-03
20	.0101590988
22.4	.0105645239
18.4	.0109761821
13.6	.0113948211
13.6	.0120313811
13	.0126774776
13	.0131145662
22.4	.0135557062
13	.0138895998
19	.0141373347
19.2	.0142731313
34.4	.0147502847
26.8	.0153952852

CARGA TOTAL (EM KN) =889.207474

AIRITO(I)	RECALQUE(I)
(KFA)	(M)
170	7.58669999E-03
106.995992	7.72511059E-03
113	8.05534038E-03
92	8.32809417E-03
66.2	8.74044563E-03
45	9.32126368E-03
24	9.7172847E-03
20	.0101273299
20.8	.0105448546
20	.0109686123
20	.0113988522
22.4	.0118353251
18.4	.012278031
13.6	.0127277178
13.6	.0134108494
13	.0141035175
13	.0145716538
22.4	.0150438416
13	.0154010209
19	.0156658321
19.2	.0158109431
34.4	.0163206966
26.8	.0170091639

CARGA TOTAL (EM KN) =941.533378

AIRITO(I)	RECALQUE(I)
(KFA)	(M)
170	8.4942E-03
119.794555	8.64916688E-03
113	9.01617804E-03
92	9.31946573E-03
66.2	9.77456463E-03
45	.0104042369
24	.0108307918
20	.0112713709
20.8	.0117194295
20	.0121737211
20	.0126344949
22.4	.0131015017
18.4	.0135747415
13.6	.0140549622
13.6	.0147838746
13	.0155223636
13	.0160210338
22.4	.0165237554
13	.0169038352
19	.01718544
19.2	.0173397111
34.4	.0178815252
26.8	.01861274



CARGA TOTAL (EM KN) =993.859281

ATRITO(1) (KPA)	RECALQUE(1) (M)
170	9.40169999E-03
132.593119	9.57322317E-03
113	9.9770157E-03
92	.0103108373
66.2	.0108086836
45	.0114872101
24	.0119442909
20	.0124154119
20.8	.0128940044
20	.0133788299
20	.0138701376
22.4	.0143676783
18.4	.014871452
13.6	.0153822065
13.6	.0161569399
13	.0169412096
13	.0174704137
22.4	.0180036693
13	.0184066495
19	.0187050479
19.2	.0188684792
34.4	.0194423539
26.8	.0202163161

CARGA TOTAL (EM KN) =1046.18518

ATRITO(1) (KPA)	RECALQUE(1) (M)
170	.0103092
145.391682	.0104972795
113	.0109378534
92	.0113022088
66.2	.0118428026
45	.0125701834
24	.0130578061
20	.0135594529
20.8	.0140685793
20	.0145839387
20	.0151057803
22.4	.0156338549
18.4	.0161681625
13.6	.0167094509
13.6	.0175299851
13	.0183600557
13	.0192197937
22.4	.0194835831
13	.0199094638
19	.0202246559
19.2	.0203972473
34.4	.0210031826
26.8	.0218198922

CARGA TOTAL (EM KN) =1098.51109

ATRITO(I)	RECALQUE(I)
(KPA)	(M)
170	.0112167
158.190246	.0114213358
113	.011898691
92	.0122935804
66.2	.0128769216
45	.0136531566
24	.0141713132
20	.0147034939
20.8	.0152431542
20	.0157890475
20	.016341423
22.4	.0169000315
18.4	.0174648729
13.6	.0180366953
13.6	.0189030303
13	.0197789017
13	.0203691736
22.4	.020963497
13	.021412278
19	.0217442638
19.2	.0219260154
34.4	.0225640112
26.8	.0234234683

CARGA TOTAL (EM KN) =1147.54032

ATRITO(I)	RECALQUE(I)
(KPA)	(M)
170	.0121242
160	.0123453921
113	.0128595287
92	.0132830282
66.2	.0139064237
45	.014728435
24	.0152752017
20	.0158359927
20.8	.0164042631
20	.0169787666
20	.0175597523
22.4	.0181469709
18.4	.0187404225
13.6	.0193408551
13.6	.0202501053
13	.021168892
13	.0217877741
22.4	.0224107076
13	.0228809463
19	.0232286677
19.2	.0234190023
34.4	.0240870389
26.8	.0249865502

CARGA TOTAL (EM KN) =1176.02662

AIRITO(I)	RECALQUE(I)
(KPA)	(M)
170	.0130317
160	.0132694483
113	.0138203663
92	.0142721592
66.2	.0149351654
45	.0158024461
24	.0163775062
20	.0169665905
20.8	.0175631543
20	.0181659511
20	.0187752302
22.4	.0193907422
18.4	.0200124872
13.6	.020641213
13.6	.0215929034
13	.0225541301
13	.0232013055
22.4	.0238525324
13	.0243439911
19	.0247072738
19.2	.0249060965
34.4	.025603841
26.8	.0265429631

CARGA TOTAL (EM KN) =1244.51292

AIRITO(I)	RECALQUE(I)
(KPA)	(M)
170	.0139392
160	.0141935046
113	.014781204
92	.0152612902
66.2	.0159639072
45	.0168764572
24	.0174798106
20	.0180971883
20.8	.0187220455
20	.0193531356
20	.019990708
22.4	.0206345134
18.4	.0212845517
13.6	.021941571
13.6	.0229357013
13	.0239393681
13	.0246148369
22.4	.0252943571
13	.0258070359
19	.0261858799
19.2	.0263931906
34.4	.0271206432
26.8	.0280993759

CARGA TOTAL (EM KN) =1292.99922

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	.0148467
160	.0151175609
113	.0157420416
92	.0162504213
66.2	.0167926489
45	.0179504682
24	.0185821151
20	.0192277861
20.8	.0198809366
20	.0205403201
20	.0212061859
22.4	.0218782847
18.4	.0225566164
13.6	.023241929
13.6	.0242784973
13	.0253246062
13	.0260283683
22.4	.0267361819
13	.0272700806
19	.027664486
19.2	.0278802847
34.4	.0286374453
26.8	.0296557888

CARGA TOTAL (EM KN) =1341.48552

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	.0157542
160	.0160416172
113	.0167028793
92	.0172395523
66.2	.0180213906
45	.0190244793
24	.0196844195
20	.0203583839
20.8	.0210398278
20	.0217275047
20	.0224216638
22.4	.0231220559
18.4	.023828681
13.6	.0245422869
13.6	.0256212974
13	.0267098442
13	.0274418997
22.4	.0281780067
13	.0287331254
19	.0291430921
19.2	.0293673788
34.4	.0301542475
26.8	.0312122017

CARGA TOTAL (EM KN) =1389.97182

AIRITIO(I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	.0166617
160	.0165656735
113	.017663717
92	.0182286833
66.2	.0190501323
45	.0200984904
24	.020786724
20	.0214889817
20.8	.022198719
20	.0229146892
20	.0236371417
22.4	.0243658271
18.4	.0251007456
13.6	.0258426449
13.6	.0269640953
13	.0280950822
13	.0288554311
22.4	.0296198314
13	.0301961702
19	.0306216983
19.2	.030854473
34.4	.0316710496
26.8	.0327686145

CARGA TOTAL (EM KN) =1438.45812

AIRITIO(I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	.0175692
160	.0178897298
113	.0186245546
92	.0192178143
66.2	.020078874
45	.0211725015
24	.0218890284
20	.0226195795
20.8	.0233576101
20	.0241018737
20	.0248526196
22.4	.0256095984
18.4	.0263728102
13.6	.0271430028
13.6	.0283068933
13	.0294803203
13	.0302689625
22.4	.0310616561
13	.031659215
19	.0321003044
19.2	.0323415671
34.4	.0331878518
26.8	.0343250273

CARGA TOTAL (EM KN) =1486.94442

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KFA)	(M)
170	.0184767
160	.0188137861
113	.0195853923
92	.0202069453
66.2	.0211076157
45	.0222465126
24	.0229913329
20	.0237501773
20.8	.0245165013
20	.0252890583
20	.0260680975
22.4	.0268533696
18.4	.0276448748
13.6	.0284433608
13.6	.0296496913
13	.0308655583
13	.0316824939
22.4	.0325034809
13	.0331222597
19	.0335789105
19.2	.0338286612
34.4	.034704654
26.8	.0350814402

CARGA TOTAL (EM LN) =1535.43072

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KFA)	(M)
170	.0193842
160	.0197378424
113	.0205462299
92	.0211960763
66.2	.0221363575
45	.0233205237
24	.0240936373
20	.0248807751
20.8	.0256753925
20	.0264762428
20	.0272835753
22.4	.0280971409
18.4	.0289169394
13.6	.0297437188
13.6	.0309924893
13	.0322507963
13	.0330960253
22.4	.0339453057
13	.0345853045
19	.0350575166
19.2	.0353157553
34.4	.0362214561
26.8	.037437853

CARGA TOTAL (EM KN) =1583.91702

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KFA)	(M)
170	.0202917
160	.0206618987
113	.0215070676
92	.0221852073
66.2	.0231650992
45	.0247945348
24	.0251959418
20	.0260113729
20.8	.0268342836
20	.0276634273
20	.0284990532
22.4	.0293409121
18.4	.030189004
13.6	.0310440767
13.6	.0323352873
13	.0336360344
13	.0345095567
22.4	.0353871304
13	.0360483493
19	.0365361227
19.2	.0368028495
34.4	.0377382583
26.8	.0389942659

CARGA TOTAL (EM FN) =1632.40332

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KFA)	(M)
170	.0211992
160	.021585955
113	.0224679052
92	.0231743384
66.2	.0241938409
45	.0254685459
24	.0262982462
20	.0271419708
20.8	.0279931748
20	.0288506118
20	.0297145311
22.4	.0305846834
18.4	.0314610686
13.6	.0323444347
13.6	.0336780853
13	.0350212724
13	.0359230881
22.4	.0368289552
13	.037511394
19	.0380147289
19.2	.0382899436
34.4	.0392550604
26.8	.0405506788

(KN) (M)  
 CARGA TOTAL (EM KN) =1680.88962

ATRITO (I) RECALQUE (I)  
 (KFA) (M)

170	.0221067
160	.0225100112
113	.0234287429
92	.0241634694
66.2	.0252225826
45	.026542557
24	.0274005507
20	.0287725685
20.8	.029152066
20	.0300377963
20	.030930009
22.4	.0318284546
18.4	.0327331331
13.6	.0336447926
13.6	.0350208833
13	.0364065104
13	.0373366195
22.4	.0382707799
13	.0389744388
19	.039493335
19.2	.0397770377
34.4	.0407718625
26.8	.0421070916

CARGA TOTAL (EM KN) =1729.37592

ATRITO (I) RECALQUE (I)  
 (KFA) (M)

170	.0230142
160	.0234340675
113	.0243895806
92	.0251526004
66.2	.0262513243
45	.0276165681
24	.0285028551
20	.0294031664
20.8	.0303109571
20	.0312249809
20	.0321454869
22.4	.0330722259
18.4	.0340051978
13.6	.0349451506
13.6	.0363676813
13	.0377917485
13	.0387501509
22.4	.0397126047
13	.0404374836
19	.0409719411
19.2	.0412641318
34.4	.0422886647
26.8	.0436635045



CARGA TOTAL (EM KN) =1777.86222

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	.0239217
160	.0243581238
113	.0253504182
92	.0261417314
66.2	.027280066
45	.0286905792
24	.0296051596
20	.0305337642
20.8	.0314698483
20	.0324121654
20	.0333609648
22.4	.0343159971
18.4	.0352772624
13.6	.0362455086
13.6	.0372064793
13	.0391769865
13	.0401636823
22.4	.0411544294
13	.0419005284
19	.0424505472
19.2	.042751226
34.4	.0438054669
26.8	.0452199173

CARGA TOTAL (EM KN) =1826.34852

ATRITO (I)	RECALQUE (I)
(KPA)	(M)
170	.0248292
160	.0252821801
113	.0263112559
92	.0271308624
66.2	.0283088078
45	.0297645902
24	.030707464
20	.031664362
20.8	.0326287395
20	.0335993499
20	.0345764426
22.4	.0355597683
18.4	.036549327
13.6	.0375458665
13.6	.0390492773
13	.0405622245
13	.0415772136
22.4	.0425962542
13	.0433635731
19	.0439291533
19.2	.0442383201
34.4	.045322269
26.8	.0467763302
CARGA NO TOPO	RECALQUE

(K.N)	(M)
174.358552	1.87220228E-03
381.338493	4.94186849E-03
485.175693	7.27773624E-03
564.388485	9.32692268E-03
643.642278	.0113761091
721.476353	.0134071906
778.738675	.0151758381
836.000997	.0169444856
889.207474	.0186580793
941.533378	.0203597201
993.859281	.0220613609
1046.18518	.0237630017
1098.51109	.0254646425
1147.54032	.0271196108
1196.02662	.0287668925
1244.51292	.0304141741
1292.99922	.0320614558
1341.48552	.0337087375
1389.97182	.0353560192
1438.45812	.0370033009
1486.94442	.0386505826
1535.43072	.0402978643
1583.91702	.041945146
1632.40332	.0435924277
1680.88962	.0452397094
1729.37592	.046886991
1777.86222	.0485342728
1826.34852	.0501815544

IL

```

10 HOME
14 PRINT CHR$(9);("BON")
15 PR# 1
20 PRINT "CALCULO DA CURVA CARGA
  -RECALQUE, CURVAS DE MOBILIZ
  AÇÃO DO ATRITO LATERAL E TEN
  SÃO NA PONTA, DA EIPD, PELO
  METODO DE MENARD-GAMBIN": PRINT
  : PRINT
30 PR# 0
35 PR# 0
190 DIM L(24),EM(23),R(24),WA(23
  ),W(24),F(23),FMAX(23),DSIGM
  A(23),SIGMA(24),A(24),TENSAO
  (28),QT(28),REC(28)
220 DATA .5,1.3,1,1.4,1.6,1,1,
  1,1,1,1,1,1.5,1.5,1,1,.75,
  .55,.3,1.05,1.4,1.45
230 FOR I = 1 TO 23
240 READ L(I)
250 NEXT
270 DATA 1517700,1977,2851,302
  2,2806,3146,1157,1196,1064,9
  87,1114,1320,1479,732,1019,5
  27,601,705,482,1065,866,2070
  ,913
280 FOR I = 1 TO 23
290 READ EM(I)
300 NEXT
325 DATA .11,.119,.153,.145,.08
  5,.085,.085,.085,.085,.085,.
  085,.085,.085,.085,.085,.085
  ,.085,.085,.085,.085,.085,.0
  85,.085,.085
330 FOR I = 1 TO 24
340 READ R(I)
350 NEXT
370 DATA .00000087,.0000722,.0
  000643,.0000575,.0000363,.00
  00324,.0000881,.0000852,.000
  0958,.0001033,.0000915,.0000
  772,.0000689,.0001393,.0001,
  .0001935,.0001697,.0001446,.
  0002116,.0000957,.0001177,.0
  000492,.0001117
380 FOR I = 1 TO 23
390 READ WA(I)
395 REM "WA(I)=CD.RD.(R/RD)^ALF
  A C)/EM(I)
400 NEXT
420 DATA 170,160,113,92,66.2,4
  5,24,20,20.8,20,20,22.4,18.4
  ,13.6,13.6,13,13,22.4,13,19,
  19.2,34.4,26.8
430 FOR I = 1 TO 23
440 READ FMAX(I)
450 NEXT
2435 EEST = 7.55 * 10 ^ 7
2456 E = EEST
2460 OMAX = 81300
2481 FOR L = 1 TO 28

```

```

2482 Q1 = Q1 + 2500
2483 IF L = 1 THEN Q1 = 900
2485 W(1) = Q1 * .363 * 10 ^ - 6

2487 FOR I = 1 TO 24
2488 A(I) = 3.14159265 * R(I) ^ 2

2490 NEXT
2500 P1 = A(1) * Q1
2510 W(2) = W(1) + P1 * L(1) / A(
1) / EEST
2520 F(1) = W(1) / WA(1)
2525 SIGMA(1) = P1 / A(2)
2530 IF F(1) < FMAX(1) THEN GOTO
2700
2535 F(1) = FMAX(1)
2540 DSIGMA(1) = 2 * R(1) * L(1) *
FMAX(1) / R(2) ^ 2
2550 SIGMA(2) = DSIGMA(1) + SIGMA
(1)
2560 GOTO 2720
2700 DSIGMA(1) = 2 * R(1) * L(1) *
F(1) / R(2) ^ 2
2710 SIGMA(2) = DSIGMA(1) + SIGMA
(1)
2720 FOR I = 3 TO 24
2740 W(I) = W(I - 1) + SIGMA(I -
1) * L(I - 1) / EEST
2750 F(I - 1) = W(I - 1) / WA(I -
1)
2760 IF F(I - 1) < FMAX(I - 1) THEN
GOTO 2800
2765 F(I - 1) = FMAX(I - 1)
2770 DSIGMA(I - 1) = 2 * R(I - 1)
* L(I - 1) * FMAX(I - 1) /
R(I) ^ 2
2780 SIGMA(I) = DSIGMA(I - 1) + S
IGMA(I - 1)
2790 NEXT
2795 GOTO 2900
2800 DSIGMA(I - 1) = 2 * R(I - 1)
* L(I - 1) * F(I - 1) / R(I
) ^ 2
2810 GOTO 2780
2900 REC(L) = W(24) + SIGMA(24) *
.7 / 30000000
2901 TENSAD(L) = SIGMA(24)
2902 QT(L) = SIGMA(24) * .0022698
* 10
2903 PR# 1: PRINT : PRINT : PRINT
: PRINT "CARGA TOTAL (EM KN)
=";QT(L): PRINT : PRINT : PRINT

2904 PRINT "ATRITO(I)          REC
ALDUE(I)": PRINT : PRINT "
(KPA)          (M)": PRINT
: PRINT : PRINT
2905 FOR I = 1 TO 23
2907 PRINT F(I),W(I)
2910 NEXT : PR# 0
2925 QT(L) = SIGMA(24) * .0022698
* 10
2926 NEXT
2927 PRINT "CARGA TOTAL NO TOPO
DA ESTACA (EM KN) =" ;QT
2928 PRINT : PRINT : PRINT : PRINT

```

```
      : PRINT
2940 PR# 1
2950 PRINT "CARGA NO TOPO", "RECA
      LQUE"
2955 PRINT : PRINT : PRINT
2960 PRINT " (KN)", " (M)"
2965 PRINT : PRINT : PRINT
2967 FOR L = 1 TO 28
2970 PRINT QT(L), REC(L)
2980 NEXT
2990 PR# 0
3000 END
```