


PESQUISA EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO
DE ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO NUM SOLO
PARCIALMENTE SATURADO

LÚCIO FLÁVIO DA SILVEIRA MATOS

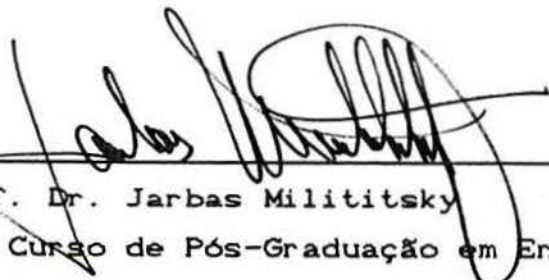
Dissertação apresentada ao corpo docente do
Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil
da Escola de Engenharia da Universidade Fe-
deral do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para a obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

Porto Alegre
Dezembro de 1989

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.



Prof. Dr. Jarbas Milititsky
Orientador



Prof. Dr. Jarbas Milititsky
Coordenador do Curso de Pós-Graduação em Eng.^a Civil

BANCA EXAMINADORA:

Jarbas Milititsky

PhD pela "University of Surrey", Londres, R.U.

José Carlos Ferraz Hennemann

PhD pela "Southern Methodist University", Dallas, Texas, E.U.A.

Regina Davison Dias

DSc pela COPPE/ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

"Em todo o caso proclamo a necessidade
da vinda da Humanidade dos Engenheiros!
*Faço mais: garanto absolutamente a vinda
da Humanidade dos Engenheiros!*
Proclamo, para um futuro próximo, a
criação científica dos Superhomens!
Proclamo a vinda de uma Humanidade
matemática e perfeita!
Proclamo a sua vinda em altos gritos!
E proclamo também: Primeiro:
O Super-homem Será, Não o Mais Forte,
Mas o Mais Completo!
E proclamo também: Segundo:
O Super-homem Será, Não o Mais Duro,
Mas o Mais Complexo!
E proclamo também: Terceiro:
O Super-homem Será, Não o Mais Livre,
Mas o Mais Harmónico!
Proclamo isto bem alto e bem no auge,
na barra do Tejo, de costas para a Europa,
braços erguidos, fitando o Atlântico
e saudando abstratamente o Infinito!"

- Fernando Pessoa, in "Ultimatum de Alvaro de Campos".

Dedico este trabalho:

Aos meus pais, Vicente e Bernardete,

pelo passado que herdei;

A minha esposa Odette, pelo presente que desfruto e

A minha filha Carina, pelo futuro que edificarei!

AGRADECIMENTOS

Agradeço penhoradamente:

- Ao Professor Dr. Jarbas Milititsky, pela sua orientação sábia, incentivadora e amiga, que muito contribuiu para a expansão do meu conhecimento e para o desenrolar desta dissertação de maneira fundamentada.

- A Professora Wai Y. Y. Gehling, pela sua colaboração no planejamento e execução do trabalho laboratorial e de campo.

- A Companhia Estadual de Energia Elétrica- C.E.E.E., pela cedeência do campo experimental, além de outros recursos materiais e humanos.

- Ao CNPQ e à CAPES, pelas bolsas de estudo concedidas.

- Ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil- CPGEC, da UFRGS, englobando todos os seus professores e funcionários, pelo válido contributo para o bom êxito do meu projeto.

- A Fundação Universidade Regional de Blumenau- FURB, por ter facilitado a conclusão desta dissertação.

- A todos os colegas e amigos, pela camaradagem e incentivo desinteressados.

- As minhas esposa, Odette e filha, Carina, por serem um apoio constante e insubstituível na minha carreira de mestre e aluno.

INDICE

	PAG.
FOLHA DE APROVAÇÃO	ii
DEDICATÓRIA E EPIGRAFE	iii
AGRADECIMENTOS	iv
INDICE	v
LISTA DE TABELAS	vii
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIMBOLOS	xv
RESUMO	xx
ABSTRACT	xxi
CAPITULO 1 INTRODUÇÃO	
1. Importância do Tema	22
2. Estado do Conhecimento Atual	23
3. Objetivos do Estudo	24
4. Sumário	25
CAPITULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
1. Considerações Gerais	27
2. Métodos de Previsão Deduzidos em Tração	
2.1. Métodos Geométricos	
A. Método do Tronco de Cone	29
2.2. Métodos Geotécnicos	
A. Método do Cilindro de Atrito	30
B. Método de Tran-Vo-Nhiem	32
C. Método da Universidade de Grenoble	33
D. Método de Meyerhof & Adams	34
E. Método de C. E. de Melo	36
F. Equação de Meyerhof	38
2.3. Correlações com Ensaios "In Situ"	
A. Fórmulas Empíricas de Moraes & Torres	39
3. Métodos de Previsão Deduzidos em Compressão	
3.1. Métodos Geotécnicos	

	PAG.
A. Método Beta	40
3.2. Correlações com Ensaios "In Situ"	
A. Método de Aoki & Velloso	41
B. Método de Décourt & Quaresma	46
C. Fórmula de Milititsky & Alves	46
4. Sumário	47
CAPÍTULO 3	DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL
1. Generalidades	54
2. Execução das Estacas	54
3. Equipamento do Ensaio de Tração	56
4. Procedimentos Normalizados de Ensaio	
4.1. Normalização Brasileira	57
4.2. Normalização Americana	57
5. Programa de Teste Adotado	58
6. Sumário	62
CAPÍTULO 4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS
1. Experimentos de Caracterização do Subsolo	
1.1. Ensaios "In Situ" de Penetração Dinâmica	66
1.2. Ensaios Laboratoriais	66
2. Experimentos de Tração das Estacas	72
3. Sumário	72
CAPÍTULO 5	ANÁLISE E APLICAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS
1. Análise das Curvas dos Testes de Tração	92
2. Comparação Entre Resistências Previstas e Resistências Medidas	94
3. Retroanálise	109
4. Modelos de Previsão Indicados	110
5. Sumário	111
CAPÍTULO 6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES
1. Conclusões	121
2. Sugestões	127
BIBLIOGRAFIA	128

LISTA DE TABELAS

Tabela No.		Pág.
2.1	Fator k do Método de Meyerhof & Adams(1968)	35
2.2	Parâmetros H/d_b , S e m do Método de Meyerhof & Adams(1968)	36
2.3	Valores de F (Aoki & Velloso, 1975)	43
2.4	Valores de F para estacas escavadas	43
2.5	Valores de α e k da Versão Original do Método de Aoki & Velloso	43
2.6	Valores de α e k do Método de Aoki & Velloso , para a região de São Paulo (Alonso, 1980)	44
2.7	Valores de α e k da Versão Modificada do Método de Aoki & Velloso	45
2.8	Valores de F, segundo Laprovitera(1988)	45
2.9	Valores de M1 (Milititsky & Alves,1984)	47
2.10	Formulário dos métodos de previsão de Q_{1u} avaliados	48
3.1	Composição do concreto das estacas	55
3.2	Procedimentos de teste da NBR 6121	59

Tabela No.		Pág.
3.3	Procedimentos de teste da Norma ASTM D-3689: 83	60
3.4	Procedimentos de teste da Norma ASTM D-3689: 83	61
4.1	Pesos específicos do solo	67
4.2	Resultados dos ensaios de adensamento	68
4.3	Pressões σ'_{vm} e razões OCR, de pré-adensamen- to para várias profundidades	68
4.4	Resultados dos ensaios de cisalhamento dire- to para a profundidade de 3.0-3.5m	70
4.5	Valores de c e ϕ determinados pelos ensaios de cisalhamento direto	71
4.6	Valores de c e ϕ determinados pelos ensaios de compressão triaxial	71
5.1	Resistências total Q_U e lateral Q_{1U} , para as estacas de 3m	93
5.2	Resistências total Q_U e lateral Q_{1U} , para as estacas de 2m	94
5.3	Dados para a previsão de Q_{1U} pelos métodos geométricos e geotécnicos	95
5.4	Pesos específicos médios e ângulos de atrito interno médios do solo para as profundidades de 2m e 3m	95
5.5	Coeficientes de empuxo lateral	96

Tabela No.		Pág.
5.6	Valores da adesão e do ângulo de atrito esta- ca-solo, de acordo com as indicações de Po- tyondy(1961)	97
5.7	Valores médios ponderados da coesão do solo para as profundidades 2m e 3m	98
5.8	Valores de H, m, S e K_u para aplicação do Mé- todo de Meyerhof & Adams	98
5.9	Valores de K_u para aplicação da Equação de Meyerhof	99
5.10	Valores de $M_{\phi R}$ e M_{CR} para aplicação do Méto- do de Tran-Vo-Nhiem, para estacas de 2m	100
5.11	Valores do coeficiente β determinados a par- tir do ensaio triaxial CIU	100
5.12	Valores do coeficiente β determinados a par- tir do ângulo de atrito interno residual do ensaio de cisalhamento direto	100
5.13	Valores do coeficiente β determinados a par- tir do ângulo de atrito interno residual re- duzido	101
5.14	Resistências laterais previstas Q_{1u} prevista e razões Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida, para es- tacas de 2m (\bar{Q}_{1u} medida = 9114 N)	103
5.15	Resistências laterais previstas Q_{1u} prevista e razões Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida, para es- tacas de 3m (\bar{Q}_{1u} medida = 18937 N)	105

Tabela No.		Pág.
5.16	Resistências à penetração dinâmica N_{SPT} consideradas nas previsões das resistências laterais máximas e mínimas	107
5.17	Dados para o Método de Aoki & Velloso	107
5.18	Resistências máximas previstas Q_{1u} prevista e razões Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida por correlações com ensaios SPT	108
5.19	Resistências mínimas previstas Q_{1u} prevista e razões Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida por correlações com ensaios SPT	109

LISTA FIGURAS

Figura No.		Pág.
1.1	Tipos de estacas de concreto mais usadas para resistir ao arrancamento	26
1.2	Torre de linha de transmissão fundada sobre estacas	26
1.3	Corte do pavilhão 7 do Centro Nacional de Ex- posições de Birmingham, com ancoragens por estacas	26
2.1	Método do Tronco de Cone: hipótese de ruptu- ra	50
2.2	Relação entre as razões adimensionais $\gamma l / S_u$ e z/l e a superfície de ruptura, para funda- ções com $2.25 < l/d < 10$ (Stewart & Kulhawy, , 1980)	50
2.3	Método do Cilindro de Atrito: hipóteses de ruptura	50
2.4	Coeficientes $M_{\phi R}$ e M_{cR} (Tran-Vo-Nhiem, 1971) a) material incompressível b) material compressível	51
2.5	Método de Meyerhof & Adams: coeficiente de empuxo de terras, K_u	52

Figura No.		Pág.
2.6	Método de C. E. de Melo a) transferência de carga ao longo da estaca (Apud Melo, C. E. de, 1982a) b) curva ideal normalizada τ versus u (Apud Melo, C. E. de, 1982a)	52
2.7	Elemento de estaca discretizado (Melo, C. E. de, 1982a)	53
2.8	Equação de Meyerhof: coeficiente teórico de arrancamento, K_u versus ângulo de atrito in- terno, ϕ (Apud Das et alii, 1977)	53
3.1	Localização do campo experimental	64
3.2	Localização das estacas de teste e reação no campo experimental	65
3.3	Esquema do sistema mecânico-estrutural de a- plicação da carga de tração	65
4.1	Localização das sondagens SPT e das coletas de amostras representativas	73
4.2	Resultados das sondagens SPT	73
4.3	Resultados da análise granulométrica e dos limites de Atterberg das amostras do furo 1	74
4.4	Resultados da análise granulométrica e dos limites de Atterberg das amostras do furo 2	75
4.5	Curvas do teor de umidade versus profundida- de	76
4.6	Teores de umidade natural em várias épocas do ano (Dias, R. , 1987)	77

Figura No.		Pág.
4.7	Curvas de índices de vazios versus pressão efetiva (\log_{10})	78
4.8	Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a profundidade 0.50-1.00m	79
4.9	Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a profundidade 2.00-2.50m, com teor de umidade natural	80
4.10	Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a profundidade 2.00-2.50m, em corpos de prova inundados	80
4.11	Tensões e envoltórias de ruptura do ensaio CIU, para a profundidade 0.50-1.00m	81
4.12	Tensões e envoltórias de ruptura do ensaio CIU, para a profundidade 2.00-2.50m	82
4.13	Curvas dos ensaios de tração da estaca T1	83
4.14	Curvas dos ensaios de tração da estaca T2	84
4.15	Curvas dos ensaios de tração da estaca T3	85
4.16	Curvas dos ensaios de tração da estaca T4	86
4.17	Curvas dos ensaios de tração da estaca T5	87
4.18	Curvas dos ensaios de tração da estaca T6	88
4.19	Curvas dos ensaios de tração da estaca T7	89
4.20	Curvas do ensaio de tração da estaca T8	90
4.21	Curvas do ensaio de tração da estaca T9	91

Figura No.		Pág.
5.1	Curvas (Q_1 / Q_{1U}) versus deslocamento	113
5.2	Curvas tensão cisalhante, τ versus deslocamento, u , utilizadas na aplicação do Método de C. E. de Melo	114
5.3	Avaliação das previsões de Q_{1U} baseadas no ensaio triaxial	115
5.4	Avaliação das previsões de Q_{1U} baseadas no ensaio de cisalhamento direto	116
5.5	Avaliação das previsões de Q_{1U} baseadas nos parâmetros reduzidos do ensaio de cisalhamento direto	117
5.6	Avaliação das previsões de Q_{1U} baseadas no ensaio SPT	118
5.7	Retroanálise do atrito lateral unitário médio	119
5.8	Retroanálise do parâmetro β a) estacas de 2m b) estacas de 3m	120
5.9	Retroanálise do coeficiente de empuxo lateral K no Método do Cilindro de Atrito	120

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

Alfabeto Romano

Símbolo	Unidade Preferida	Definição
a	m	lado menor de seção retangular
A_l	m^2	área da superfície lateral de ruptura
A_b	m^2	área da base da fundação
A_p	m^2	área da seção transversal resistente à tração na estaca
b	m	lado maior de seção retangular
B	x	parâmetro de pressão neutra de Skempton
c	KPa	coesão do solo em termos totais
c'	KPa	coesão do solo em termos efetivos
c_a	KPa	adesão/ coesão na superfície de ruptura originada pela tração
c_p	KPa	coesão de pico do solo, determinada no ensaio de cisalhamento direto
c_r	KPa	coesão residual do solo, determinada no ensaio de cisalhamento direto
C	x	coeficiente
C_c	x	índice de compressão
C_{cr}	x	índice de recompressão
CD	-	ensaio triaxial adensado, drenado
CID	-	ensaio triaxial adensado, isotrópico, drenado
CIU	-	ensaio triaxial adensado, isotrópico, não drenado
CU	-	ensaio triaxial adensado, não drenado
d	m	diâmetro
d_b	m	diâmetro da base

Símbolo	Unidade Preferida	Definição
D	m	profundidade de fundação
e	x	índice de vazios do solo
e_o	x	índice de vazios inicial
e_f	x	índice de vazios final
E_p	KPa	módulo de elasticidade da estaca à tração
$f; f_s$	KPa	atrito lateral unitário
F	x	coeficiente de escala estaca-penetrômetro estático
h; H	m	altura/ profundidade
IP	x %	índice de plasticidade
k	x	coeficiente de proporcionalidade ($q_{cp} = k \cdot N_{SPT}$)
$K; K_s$	x	coeficiente de empuxo lateral ($= \sigma'_h / \sigma'_v$)
K_a	x	coeficiente de empuxo ativo de Rankine
K_c	x	coeficiente de empuxo lateral do concreto fluido ($= \gamma_c / \gamma$)
K_o	x	coeficiente de empuxo em repouso
K_p	x	coeficiente de empuxo passivo de Rankine
K_u	x	coeficiente de empuxo lateral no arrancamento da estaca
$K(z)$	x	distribuição de K com a profundidade
l	m	comprimento do fuste da estaca
L	m	comprimento da estaca
LL	x %	limite de liquidez
LP	x %	limite de plasticidade
m	x	coeficiente do Método de Meyerhof & Adams
m	x°	ângulo de cálculo do Método da Universidade de Grenoble ($= \pi/4 + \phi/2 + \lambda$)
M_1	KPa	coeficiente de proporcionalidade da fórmula de Milititsky & Alves
$M_{CR}; M_{\phi R}$	KPa	fatores de resistência do Método de Tran-Vo-Nhiem

Símbolo	Unidade Preferida	Definição
$M_c; M_\phi;$ $M_\gamma; M_q$	x	coeficientes de capacidade de carga à tração do Método da Universidade de Grenoble
n	x°	ângulo de cálculo do Método da Universidade de Grenoble ($= \arcsin(\sin\phi \cdot \sin m)$)
$N_c; N_q; N_\gamma$	x	fatores de capacidade de carga, em compressão
N_{SPT}	x	resistência à penetração dinâmica do ensaio SPT
N_u	x	coeficiente de arrancamento ($\approx N_c$)
OCR	x	razão de pré-adensamento
p	m	perímetro da seção transversal da estaca
p_e	m	perímetro equivalente ($= 2a + 2b$)
P	KN	força
$P(z)$	KN/m	distribuição da força axial na estaca com a profundidade
q_{cl}	KPa	atrito lateral unitário no Cone Penetrômetro Holandês
q_{cp}	KPa	resistência de ponta unitária no Cone Penetrômetro Holandês
q_{lu}	KPa	resistência lateral unitária limite no arrancamento
q_o	KPa	sobrecarga na superfície
Q	KN	capacidade de carga / resistência
Q_l	KN	resistência lateral
Q_{lu}	KN	resistência lateral limite
Q_u	KN	resistência total ao arrancamento
r; R	m	raio da base da fundação
R_e	m	raio equivalente ($= p_e / 2\pi$)
s	KPa	tensão / resistência ao cisalhamento na superfície de ruptura
S	x	coeficiente de forma
S_u	KPa	resistência ao cisalhamento não drenada
t	min	tempo
u	mm	deslocamento vertical ascendente

Símbolo	Unidade Preferida	Definição
U	KPa	pressão neutra
UU	-	ensaio triaxial não adensado, não drena <u>do</u>
x	m	coordenada horizontal
w	x %	teor de umidade do solo
w _o	x %	teor de umidade inicial
w _f	x %	teor de umidade final
W	KN	peso
W _P	KN	peso da estaca
W _S	KN	peso de solo na cunha de arrancamento
z	m	coordenada vertical

Alfabeto Grego

Símbolo	Unidade Preferida	Definição
α	x	coeficiente de proporcionalidade ($q_{cl} = \alpha \cdot q_{cp}$)
β	x	coeficiente ($= K \tan \delta$)
$\beta(z)$	x	distribuição vertical de β
γ	KN/m ³	peso específico do solo
γ'	KN/m ³	peso específico efetivo do solo
γ_c	KN/m ³	peso específico do concreto fluido
γ_d	KN/m ³	peso específico aparente seco do solo
γ_s	KN/m ³	peso específico real dos grãos do solo
γ_t	KN/m ³	peso específico aparente úmido do solo
δ	x ^o	ângulo de atrito entre solo e fundação
δ_h	m	deslocamento horizontal
δ_v	m	deslocamento vertical
Δ	x	acrécimo/ incremento
ϵ	x %	deformação
ϵ_h	x %	deformação horizontal
ϵ_v	x %	deformação vertical

Símbolo	Unidade Preferida	Definição
λ	x°	ângulo entre a superfície lateral da estaca e a superfície de ruptura
θ	x°	ângulo da superfície tronco-cônica de ruptura com a direção axial da estaca
σ	KPa	tensão total
σ'	KPa	tensão efetiva
σ'_h	KPa	tensão efetiva horizontal
σ'_o	KPa	tensão geostática efetiva média
σ'_n	KPa	tensão normal à superfície de ruptura
σ'_v	KPa	tensão efetiva vertical
σ'_{vb}	KPa	tensão efetiva vertical ao nível da base
σ'_{vm}	KPa	tensão efetiva de pré-adensamento
τ	KPa	tensão/ resistência ao cisalhamento do solo
τ_a	KPa	tensão/ resistência ao cisalhamento na superfície de ruptura
τ_p	KPa	tensão/ resistência de pico no ensaio de cisalhamento direto
τ_r	KPa	tensão/ resistência residual no ensaio de cisalhamento direto
ϕ	x°	ângulo de atrito interno
ϕ'	x°	ângulo de atrito interno efetivo
ϕ_a	x°	ângulo de atrito na superfície de ruptura
ϕ_p	x°	ângulo de atrito interno de pico no ensaio de cisalhamento direto
ϕ_r	x°	ângulo de atrito interno residual no ensaio de cisalhamento direto
ϕ_u	x°	ângulo de atrito interno em condições não drenadas

Notas:

- Um "apóstrofo" é usado para designar condições efetivas;
- Uma "barra" sobre um símbolo indica valor médio.

RESUMO

Nas fundações de chaminés e edifícios altos, torres de transmissão de energia, plataformas marítimas de exploração petrolífera, soleiras descarregadoras de barragens, entre outros, ocorrem frequentemente esforços de tração importantes.

A solução de fundação profunda por estacas escavadas de pequeno diâmetro se torna muitas vezes ideal para resistir à tração, principalmente quando é inviável o acesso de equipamento pesado ao local da obra, numa área rural.

O conhecimento atual sobre a problemática da tração de estacas escavadas de pequeno diâmetro é bastante exíguo, sobretudo em solos parcialmente saturados.

Esta dissertação avalia experimentalmente diversos métodos de previsão da resistência ao arrancamento aplicáveis a estacas escavadas de pequeno diâmetro, em solos parcialmente saturados, indicando o(s) melhor(es) procedimento(s) para o seu projeto.

ABSTRACT

In the foundations of tall buildings and chimneas, power transmission towers, offshore structures, hydraulic spillways, among others, important tension forces frequently happen.

The foundation solution by small diameter bored piles seems to be the best one to resist the uplift, especially when it is prohibitive the use of heavy piling equipments, due to transportation difficulties during site shifts, in a rural area.

The present knowledge concerning tension of small diameter piles, in partially saturated soils, is very scarce.

This dissertation assess experimentally several methods to predict the uplift capacity of small piles in parcially saturated soils and appoints the best procedure(s) for design.

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

1. IMPORTÂNCIA DO TEMA

Existem várias soluções de fundação para suportar ou ancorar uma estrutura. De um modo geral, a solução adotada é o resultado de várias considerações em que a preocupação económica se torna preponderante. Hoje em dia, e mais acentuadamente no futuro, a estratégia económica de construção é e será sobretudo dominada pelo tempo, o qual é uma variável do custo de financiamento da obra. Assim, a escolha do tipo de fundação será largamente presidida pela velocidade da sua execução.

Um tipo de fundação que tem tido ampla aplicação é a denominada de 'estaca'. Esta fundação é particularmente adequada para suportar cargas em solos moles ou fofos, dispostos sobre estrato(s) resistente(s) profundo(s). Entre os vários tipos de estacas, é bastante utilizada a estaca escavada de pequeno diâmetro ($d < 600\text{mm}$), que se torna bastante vantajosa quando é importante obter pequenos volumes de escavação, rapidez de execução, utilização de equipamento pouco pesado, atenuação do fenómeno de expansão do fundo da escavação e transmissão de pequenas cargas.

Ocorrem frequentemente importantes esforços de tração em fundações de estruturas sujeitas a elevados momentos tombadores, tais como em chaminés e edifícios altos, torres de transmissão de energia, plataformas marítimas de exploração petrolífera, entre outros.

Na fundação de torres de transmissão de energia, a opção por uma solução do tipo superficial apresenta como vantagens fundamentais a simplicidade da tecnologia de construção e a utilização de equipamentos bastante acessíveis. Contudo, essa solução já encontra dificuldades quando as cargas de arrancamento se tornam elevadas, com particular incidência em

solos siltosos e arenosos finos, com níveis freáticos próximos da superfície e susceptíveis a ruptura hidráulica. Nestes casos, a fundação por estacas se apresenta como o melhor substituto (v. Figuras 1.1 e 1.2), mas os equipamentos de cravação muito pesados tornam proibitiva a escolha de estacas pré-moldadas, devido às dificuldades de transporte em áreas rurais. Assim, as estacas escavadas mecânicamente constituem muitas vezes a melhor solução. As cargas de projeto das fundações das torres maiores podem ser da ordem de 450 a 900KN, para compressão e arrancamento axiais. As condições de carregamento mais severas acontecem nos pontos em que a linha muda de direção ou onde são introduzidas forças acidentais motivadas por ruptura súbita de qualquer cabo condutor, para além das que ocorrem forçosamente durante a instalação da linha de transmissão e a vigência de temporais.

Genéricamente, as estacas escavadas por rotação constituem um tipo de fundação adequado para resistir ao arrancamento e, por isso, também são muito utilizadas para resistir a subpressão e levantamento de soleiras descarregadoras de barragens e para materializar soluções simples de ancoragem, como a representada na Figura 1.3, referente ao Hall 7 do Centro Nacional de Exposições de Birmingham ("National Exhibition Centre-NEC").

2. ESTADO DO CONHECIMENTO ATUAL

Existe uma bibliografia relativamente reduzida tratando o assunto da resistência ao arrancamento de fundações, em geral. No caso particular da tração de estacas, essa lacuna é ainda mais notória, principalmente quanto à obtenção de registros de ensaios *in situ*.

A maioria dos estudos experimentais de arrancamento de estacas se refere a solos arenosos. Quanto a solos tropicais parcialmente saturados, este tipo de análise experimental está numa fase embrionária, praticamente restrita ao Brasil, havendo a destacar os trabalhos de BARATA et alii (1978), BARATA et alii (1979), DANZIGER, F. (1983), PALADINOC (1975), MELO, C. E. (1982a, 1982b) e MORAES & TORRES (1986). Os três primeiros trabalhos são referidos ao mesmo programa experimental e só os

trabalhos de MELO incluem testes de estacas escavadas. O trabalho de PALADINO, à semelhança dos de BARATA et alii abrange experimentos de arrancamento em sapatas e tubulões. O estudo de MORAES & TORRES é referido a estacas metálicas, de perfil H.

Em conclusão, pelo menos no Brasil, a pesquisa experimental a que se refere a presente dissertação pode ser considerada pioneira no que concerne à abordagem da problemática do arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro, num solo parcialmente saturado.

3. OBJETIVOS DO ESTUDO

Este estudo visa essencialmente a caracterização do comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro submetidas a tração, executadas num solo tropical parcialmente saturado. Essa caracterização passará pelo cumprimento dos seguintes itens:

- (1) descrição sintética dos diversos métodos aplicáveis à previsão da capacidade de carga de estacas submetidas a tração;
- (2) escolha dos métodos aplicáveis à previsão da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro, em solos parcialmente saturados;
- (3) previsão das resistências ao arrancamento das estacas de teste, através dos métodos de previsão selecionados;
- (4) realização dos ensaios de tração no campo;
- (5) comparação entre as resistências previstas e as médias correspondentes das resistências medidas, com o fim de aferir o método de previsão mais exato ou de desenvolver um modelo físico razoável para o problema em estudo;
- (6) determinação experimental do modelo de ruptura mais adaptado à realidade estudada;
- (7) desenvolvimento da análise e da abordagem de projeto mais consistentes, para os tipos de estaca e solo ensaiados.

Os pormenores deste trabalho estão desenvolvidos nos capítulos subsequentes. O Capítulo Dois resume vários modelos físicos de previsão da resistência por atrito lateral, conforme é o caso da tração de estacas. O Capítulo Três descreve os passos de um programa experimental para ampliar os conhecimentos

da teoria da tração de estacas escavadas. O Capítulo Quatro apresenta e discute os resultados experimentais. Além de fazer a análise dos resultados experimentais obtidos, o Capítulo Cinco indica os melhores procedimentos para o projeto de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solos tropicais parcialmente saturados, com base na capacidade de carga à tração. O Capítulo Seis sumariza, conclui o estudo e faz sugestões para futuras pesquisas.

4. SUMÁRIO

A importância do tema proposto para esta dissertação pode ser salientada pela frequente ocorrência de importantes esforços de tração nas fundações de chaminés e edifícios altos, torres de transmissão de energia, plataformas marítimas de exploração petrolífera, soleiras descarregadoras de barragens, etc. Muitas vezes devido às elevadas forças de arrancamento e/ou às dificuldades de acesso de equipamentos pesados ao local da obra, não é possível a execução de fundações superficiais e/ou por estacas cravadas e, por isso, a solução do problema por estacas escavadas se torna ideal.

O conhecimento atual sobre a problemática do arrancamento de estacas escavadas, em geral, e quando elas são executadas em solo tropical parcialmente saturado, em particular, é bastante pobre. Assim, o estudo que conduziu a esta dissertação pode ser considerado pioneiro, pelo menos no Brasil.

O objetivo fulcral da dissertação, entre outras finalidades, é indicar os melhores procedimentos para o projeto de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solos tropicais parcialmente saturados, no que concerne à capacidade de carga à tração.

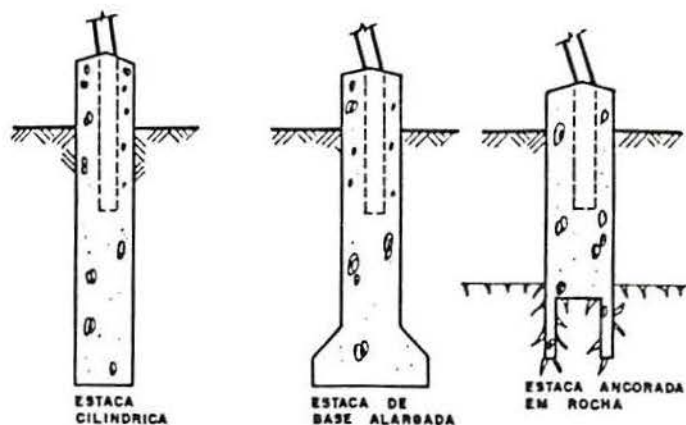


Fig. 1.1 Tipos de estacas de concreto mais usadas para resistir ao arrancamento.

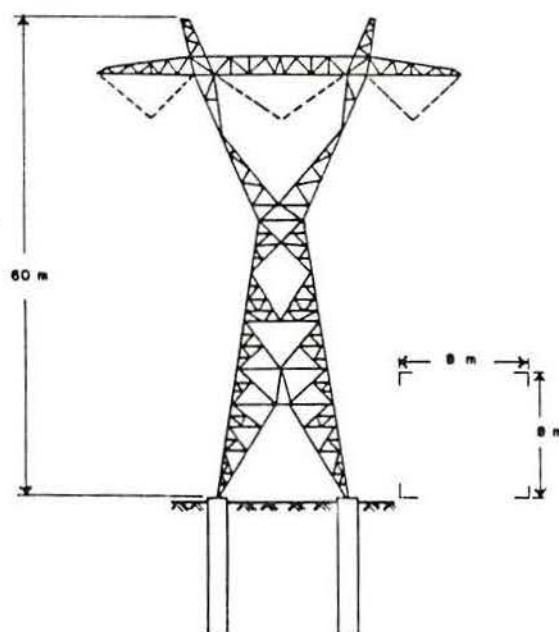


Fig. 1.2 Torre de linha de transmissão fundada sobre estacas.

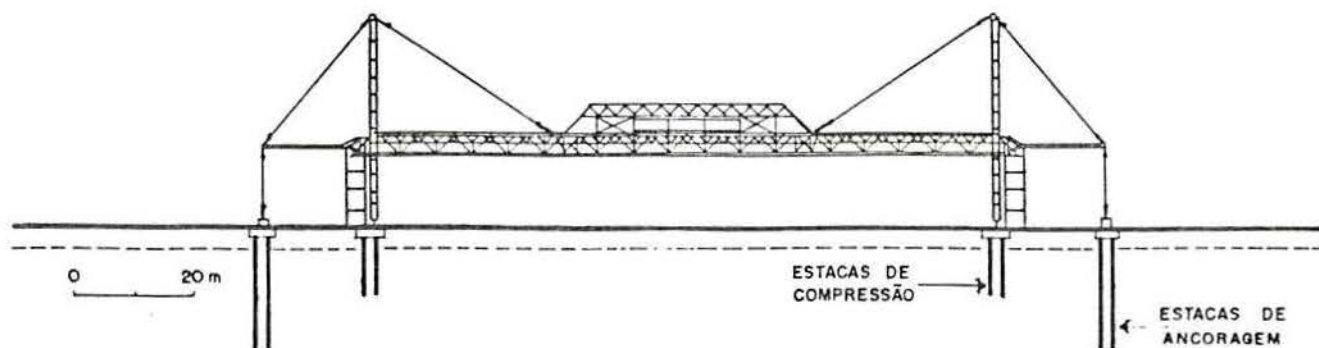


Fig. 1.3 Corte do pavilhão 7 do Centro Nacional de Exposições de Birmingham, com ancoragens por estacas.

CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A capacidade de carga à tração de uma estaca isolada é prevista geralmente pela seguinte expressão:

$$Q_u = Q_{1u} + W_p + W_s \quad (2.1)$$

, onde

Q_u = resistência total ao arrancamento;

Q_{1u} = resistência lateral ou de atrito limite na superfície de ruptura;

W_p = peso próprio da estaca;

W_s = peso de solo eventualmente arrastado com a estaca (quando considerado).

Em estacas submetidas a arrancamento, o peso próprio da estaca, W_p , normalmente representa 5 a 20% de Q_u (POULOS & DAVIS, 1980).

STEWART & KULHAWY(1981) mostraram que no arrancamento, em solos argilosos saturados, pode ocorrer uma certa resistência de ponta devida a sucção, todavia esta sucção é sempre um fenómeno transitório de curta duração e, por isso, não é considerada na fórmula (2.1).

Na avaliação da probabilidade de ocorrência de sucção, deve ser considerada a estabilidade do terreno da base, sobretudo quando se tratar de estacas profundas em solos moles, de acordo com STEWART & KULHAWY(1981). No caso de instabilidade, o solo da base é forçado contra o fundo do furo quando a estaca é arrancada e não ocorre sucção. Segundo Skempton(Apud Stewart & Kulhawy, 1981), em argilas saturadas, a ausência de sucção e a estabilidade da base do furo são garantidas para uma relação $\gamma l/S_u < 9$, em que γ é o peso específico aparente úmido do solo, l é o comprimento da estaca e S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada da argila.

Em suma, a questão real da avaliação da resistência ao arrancamento, Q_u , de uma estaca isolada pode ser resumida a uma estimativa adequada da sua resistência lateral limite, Q_{1u} .

Na interface solo - estaca, quando do arrancamento, a tensão efetiva vertical é menor do que a pressão geostática sobrejacente, porque algum peso do solo é arrastado pela estaca. Por outro lado, se a estaca for submetida a compressão, a tensão efetiva vertical será maior do que a pressão geostática sobrejacente. Assim, o atrito lateral unitário e, por conseguinte, a resistência lateral de uma estaca é menor no arrancamento do que na compressão, visto que ambos crescem com a pressão efetiva normal à superfície lateral da estaca e esta pressão, por sua vez, é considerada igual à pressão efetiva vertical multiplicada pelo coeficiente de empuxo lateral. Todavia, no item 3 deste capítulo, foi admitida a hipótese simplificada da resistência lateral ser a mesma para o carregamento da estaca por tração e por compressão.

SOWAC(1970) e DOWNS & CHIEURZZI(1966) notaram que a resistência lateral na tração é, em média, cerca de 2/3 do valor assumido na compressão, sobretudo em estacas escavadas. TOMLINSON(1981) diz mesmo que esta redução pode chegar a 50%, num solo granular. Assim, em projeto este autor aconselha a adoção de um coeficiente de segurança igual a 3 na previsão da capacidade de carga ao arrancamento, através de fórmulas deduzidas para estimar a resistência lateral em compressão.

Neste capítulo, é feito o resumo expositivo dos formulários e dos limites de aplicabilidade dos métodos de previsão da resistência lateral limite, Q_{1u} , avaliados por esta pesquisa experimental, e que foram escolhidos como os mais adequados para estacas escavadas sem alargamento da base, executadas em solos coesivos parcialmente saturados. Na pesquisa bibliográfica, também foram reconhecidos outros métodos de previsão de Q_{1u} , baseados em provas de carga de tração e/ou de compressão, todavia estes não puderam ser avaliados por falta de dados geotécnicos, ou por serem aplicáveis a outros tipos de estacas e/ou de solos. Assim, nos itens abaixo, serão listados inicialmente estes métodos de previsão que foram pesquisados mas não serão expostos.

A restrição de um número limite de páginas para esta

dissertação tornou necessário restringir a exposição dos métodos de previsão aos seus formulários e limites de aplicabilidade, deixando para um caderno técnico (RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE ESTACAS - MÉTODOS DE PREVISÃO), a publicar posteriormente, a descrição detalhada de todos os métodos de previsão da resistência ao arrancamento, identificados na pesquisa bibliográfica, incluindo os não expostos nesta dissertação, por razões já apontadas no parágrafo precedente.

2. MÉTODOS DE PREVISÃO DEDUZIDOS EM TRAÇÃO

2.1. MÉTODOS GEOMÉTRICOS

A) Método do Tronco de Cone

É um método tradicional de formulação empírica bastante simples que despreza a resistência lateral ou de atrito na superfície de ruptura e cuja aplicação pode ser resumida à Figura 2.1 e à fórmula seguinte:

$$Q_u = W_p + W_s \quad (2.2)$$

com,

W_p = peso próprio da estaca;

W_s = peso do cone de solo arrastado com a estaca.

Na prática mais corrente, é adotado o valor de $\theta = 30^\circ$.

Este método não se tem mostrado realista quando confrontado com resultados experimentais, i.e., normalmente não há formação de qualquer cunha troncocônica no arrancamento de uma estaca cilíndrica, sem alargamento da base.

Segundo TURNER(1962), com $\theta = 30^\circ$, a previsão é conservativa para pequenas profundidades e insegura para grandes profundidades.

Nos experimentos de KULHAWY, KOZERA & WITHIAM(1979) com estacas-modelo em areia compacta, para $\theta = \phi'$, 30° e $\phi'/2$, foram verificados respectivamente os valores de 3.28, 1.07 e 0.65 para a relação $(Q_u \text{ previsto} / Q_u \text{ medido})$, o que atesta a independência entre θ e ϕ' , contrariamente ao que tem sido sugerido por vários pesquisadores, tais como Balla, Baker & Kondner, Esquivel-Diaz e Ali(Apud Santos, 1985).

Para estacas de base alargada o método fica mais próximo da realidade, porém continua sem base científica consistente.

Baseados em experimentação laboratorial, não comprovada no campo, STEWART & KULHAWY(1981) admitem o desenvolvimento de superfície de ruptura troncocônica para estacas cilíndricas, espessas e curtas, sem alargamento da base, em solos argilosos densos para valores baixos de $(\gamma l/S_U)$, conforme mostra a Figura 2.2.

2.2. MÉTODOS GEOTÉCNICOS

Entre os métodos pesquisados, que dependem da definição laboratorial dos parâmetros de resistência do solo e que não foram analisados nesta pesquisa, contam-se os seguintes:

- métodos somente aplicáveis a estacas com base alargada:
 - . método de Balla(Apud Santos, 1985);
 - . método de Heikkila & Laine(Apud Santos, 1985);
- métodos apenas deduzidos para solos não coesivos:
 - . método de CHATTOPADHYAY & PISE(1986);
 - . equação empírica de IRELAND(1957);
 - . método de DAS(1983);
 - . método de LEVACHER & SIEFFERT(1984);
- método da Universidade de Duke(Apud Santos, 1985), que não é aplicável a fundações em que a relação profundidade de assentamento da base/ largura da fundação, D/B, é superior a 5;
- equações empíricas de TURNER(1962), que no caso de estacas cilíndricas apresenta o mesmo formulário do método do cilindro de atrito, considerado para tensões efetivas, hipótese esta estudada na presente pesquisa.

A) Método do Cilindro de Atrito

Este método pode ser aplicado mediante as indicações da Figura 2.3 e da fórmula seguinte:

$$Q_U = p \cdot \int_0^L \left[c_a + K_s \cdot \gamma \cdot z \cdot \text{tg} \phi_a \right] dz + W_p + W_s \quad (2.3)$$

em que,

$s = c_a + K_s \cdot \gamma \cdot z \cdot \text{tg} \phi_a$ é a resistência média unitária ao cisalhamento na interface solo-estaca (ruptura solo-estaca) ou na superfície de ruptura do solo (ruptura solo-solo);

c_a = adesão/ coesão na superfície de ruptura;

ϕ_a = ângulo de atrito na superfície de ruptura;

K_s = coeficiente de empuxo lateral;

γ = peso específico do solo.

Segundo POULOS & DAVIS(1980) devem ser observados os seguintes itens:

- para argilas normalmente adensadas, Q_U deve ser determinada a curto prazo, com c_a e ϕ_a do ensaio triaxial CU e $\sigma_v = \gamma z$, em termos totais;

- se a argila normalmente adensada estiver saturada, então deve ser $c_a = S_u$ e $\phi_a = \phi_u = 0$ (ensaio triaxial UU) e σ_v total;

- em areias e argilas pré-adensadas deve ser determinada Q_U a longo prazo, i. e., com c_a e ϕ_a de condições drenadas ($c_a = 0$ para areias) e σ_v efetivo.

KULHAWY, KOZERA & WITHIAM(1979) obtiveram por retroanálise os valores limites $K_s = K_a$, para areia fofa seca, e $K_s = \sqrt{K_p}$, para areia densa, seca e saturada. O Relatório CIRIA 1970 (Apud Fleming & Thorburn, 1983) admite a mobilização do estado passivo limite do solo junto de estacas pré-moldadas, cravadas em argila normalmente adensada, com comprimentos variando entre 2.5m e 5.5m, e, por isso, qualquer extrapolação das conclusões para estacas longas ou para estacas escavadas é muito questionável. Frequentemente é adotado $K_s = K_o = 1 - \sin \phi'$, para solos normalmente adensados, ou $K_s = (1 - \sin \phi') \cdot \sqrt{OCR}$, segundo MEYERHOF(1976), ou $K_s = (1 - \sin \phi') \cdot (OCR)^{\sin \phi'}$, segundo Mayne & Kulhawy (Apud Stewart & Kulhawy, 1981), para solos pré-adensados.

O Código Japonês de Estruturas Portuárias de 1971 (Apud Tang Nian-Ci et alii, 1983) sugere a adoção de valores de K_s compreendidos entre 0.3 e 0.7.

POTYONDY(1961) apresenta coeficientes corretivos, obtidos experimentalmente, para dedução de c_a e ϕ_a , no caso de ruptura pela interface estaca-solo, a partir da coesão e do ângulo de atrito interno do solo, respetivamente.

B) Método de Tran-Vo-Nhiem

TRAN-VO-NHIEM(1971), assumiu a hipótese de desenvolvimento de pressões de terra passivas com deformações plásticas axisimétricas do solo junto à superfície lateral de uma estaca cilíndrica sob arrancamento, integrando as equações hiperbólicas expressas por Berezancev(1952) e Negre(1968), com os regimes plásticos de Haar-Karman(1909). Como consequência, o autor propôs a previsão da resistência ao arrancamento de estacas cilíndricas em solos compactados, através da expressão seguinte:

$$Q_u = A_1 \cdot \left[\gamma L \cdot M_{\phi R} + c \cdot M_{CR} \right] + W_p \quad (2.4)$$

onde,

A_1 = área da superfície lateral da estaca;

γ = peso específico do solo;

L = profundidade de embutimento da estaca;

c = coesão do solo;

$M_{\phi R}$ e M_{CR} = coeficientes adimensionais de resistência

Os coeficientes $M_{\phi R}$ e M_{CR} são funções crescentes de ϕ e de L/R e podem ser determinados pelos ábacos das Figuras 2.4a) e 2.4b), para solo incompressível fictício e compressível real, respetivamente.

Conforme comprovação do autor o método também é aplicável a estacas de seção retangular (ou quadrada) desde que a relação comprimento/largura da seção transversal seja menor ou igual a 2 ($b/a \leq 2$). Assim, a estaca cilíndrica equivalente terá, neste caso, um perímetro da seção transversal $p_e = 2(a+b)$ e um raio equivalente $R_e = p_e / 2\pi$, para efeitos de consulta dos ábacos da Figura 2.4.

Quando a estaca tiver, relativamente à vertical, uma inclinação α não superior a 40° , a resistência ao arrancamento, $Q_{u\alpha}$, pode ser determinada pela equação (2.5), seguinte:

$$Q_{u\alpha} = Q_u(\alpha = 0^\circ) \cdot \frac{1}{\cos\alpha} \quad (2.5)$$

A equação (2.4) só é aplicável a solos compactados. Noutros casos deverá ser aplicada a equação abaixo:

$$Q_u = p \cdot \int_0^L \left[c + K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin \delta_1 \right] dz + W_p \quad (2.6)$$

onde,

$\delta_1 = \phi$, ângulo da direção do empuxo passivo das terras com a normal à superfície lateral da estaca;

$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi'/2)$, coeficiente de empuxo passivo das terras;

c = coesão do solo;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo;

p = perímetro da estaca;

L = comprimento da estaca.

Também para solos não compactados, ainda são válidas as considerações feitas a respeito de estacas prismáticas ou inclinadas.

C) Método da Universidade de Grenoble

Em homenagem aos seus autores também é conhecido por Teoria de Biarrez, Martin et alii (Apud Santos, 1985). É baseado em experimentos com modelos e é aplicável a todos os tipos de fundações, incluindo fundações rasas e estacas ou tubulões de base alargada, todavia nos parágrafos posteriores só serão descritas as expressões para estacas cilíndricas.

No caso de tração de estacas cilíndricas, a resistência Q_u é o resultado da soma de quatro parcelas:

- resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura;
- peso do solo solidário com a estaca, durante a ruptura;
- sobrecarga na superfície do terreno, quando existe;
- peso próprio da estaca.

A fórmula de cálculo é:

$$Q_u = p \cdot D \left[c \cdot M_c + \gamma \cdot D \left(M_\phi + M_\gamma \right) + q_o \cdot M_q \right] + W_p \quad (2.7)$$

onde,

p = perímetro da seção transversal da estaca;

D = comprimento embutido da estaca;

c = coesão do solo;

γ = peso específico do solo;

q_0 = sobrecarga na superfície;

$M_c, M_\phi, M_\gamma, M_q$ = coeficientes de capacidade de carga à tração, definidos por

$$M_c = \left\{ -\frac{\text{tg}\lambda}{\text{tg}\phi} + \frac{f}{H} \cos\phi \left(1 + \frac{\text{tg}\lambda}{\text{tg}\phi} \right) \right\} \left(1 - \frac{1}{2} \text{tg}\lambda \frac{D}{R} \right) \quad (2.8)$$

$$M_\phi + M_\gamma = \frac{\sin\phi \cdot \cos(\phi + 2\lambda)}{2\cos^2\lambda} \left(1 - \frac{1}{3} \text{tg}\lambda \frac{D}{R} \right) \quad (2.9)$$

$$M_q = M_c \cdot (\text{tg}\phi + \text{tg}\lambda) \quad (2.10)$$

sendo,

$$\frac{f}{H} = \text{tg} \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right] \cdot \frac{\cos n - \sin\phi \cdot \cos n}{\cos n + \sin\phi \cdot \cos n} \quad (2.11)$$

com

$$m = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \lambda \quad (2.12)$$

$$n = \arcsin(\sin\phi \cdot \sin m) \quad (2.13)$$

λ = ângulo entre a superfície lateral da estaca e a superfície de ruptura aproximada a uma reta.

Resultados experimentais têm indicado que λ é aproximadamente igual a $\phi/8$. Martin aconselha a adoção de $\lambda = 0$ (Apud Santos, 1985).

No caso de estacas prismáticas, as fórmulas e coeficientes apresentados são válidos, considerando um raio equivalente, R_e , correspondente ao mesmo perímetro da fundação real, i.e., $R_e = p/2\pi$.

D) Método de Meyerhof & Adams

MEYERHOF & ADAMS(1968) consideraram diversas hipóteses de cálculo de Q_u , como é exposto a seguir, com base em ensaios laboratoriais realizados com modelos de placas enterradas.

D.1. Resistência a curto prazo em argilas saturadas ($\phi_u = 0$)

Deve ser tomado o menor dos valores fornecidos pela aplicação das duas expressões seguintes:

$$Q_u = k \pi d_b D S_u + W_p + W_s \quad (2.14)$$

$$Q_u = \frac{(d_b^2 - d^2)}{4} \cdot S_u N_u + W_p + W_s \quad (2.15)$$

onde,

N_u = coeficiente de arrancamento ($N_u \approx N_c$ da compressão);

k = fator fornecido na Tabela 2.1 em função da consistência da argila;

Tabela 2.1 Fator k do Método de MEYERHOF & ADAMS(1968)

Solo	k
Argilas moles	1.00- 1.25
Argilas médias	0.70
Argilas rijas	0.50
Argilas rijas fissuradas	0.25

D.2. Resistência a longo prazo(condições drenadas)

- Para pequenas profundidades($D < d_b$):

$$Q_u = \pi c d_b D + S \frac{\pi}{2} \gamma d_b D^2 K_u \operatorname{tg} \phi' + W_p + W_s \quad (2.16)$$

- Para grandes profundidades($D > HD$):

$$Q_u = \pi c d_b H + S \frac{\pi}{2} \gamma d_b (2D - H) H K_u \operatorname{tg} \phi' + W_p + W_s \quad (2.17)$$

, onde

γ = peso específico aparente úmido ou peso específico submerso do solo;

S = coeficiente de forma,

= $1 + m D / d_b$, com o valor máximo de $1 + m H / d_b$ (Tabela 2.2);

K_u = coeficiente de empuxo de terras, dado pelo ábaco da Figura 2.5, em função de ϕ' ;

m = coeficiente dependente de ϕ' (Tabela 2.2);

H = altura limite atingida pela superfície de ruptu-

ra (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 Parâmetros H/d_b , S e m do Método de MEYERHOF & ADAMS(1968)

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
H/d_b	2.5	3	4	5	7	9	11
m	0.05	0.10	0.15	0.25	0.35	0.50	0.60
S	1.12	1.30	1.60	2.25	3.45	5.50	7.60

D.3. Valor máximo de Q_u

Q_u deve ser adotado como o menor dos valores fornecidos pelas expressões precedentes, desde que não ultrapasse um limite superior calculado por

$$Q_u \text{ máx} = \frac{\pi}{4} \left[d_b^2 - d^2 \right] \left[c N_c + \sigma'_{vb} N_q \right] + A_1 f_s + W_p + W_s \quad (2.18)$$

, onde

- N_c, N_q = fatores de capacidade de carga do solo (os mesmos da compressão);
- f_s = atrito lateral unitário máximo;
- σ'_{vb} = tensão vertical efetiva ao nível da base;
- d_b = diâmetro da base da estaca;
- d = diâmetro do fuste da estaca.

E) Método de C. E. de Melo

MELO C. E. de (1982a), com base em experimentos de campo, propôs uma transformação do modelo de COYLE & REESE (1966), permitindo a previsão de Q_u segundo os passos seguintes:

1^o Normalizar uma curva de tensões de cisalhamento no solo, τ versus deslocamentos da estaca, u , conforme a representada na Figura 2.6, através do ensaio de cisalhamento direto com amostras solicitadas segundo a direção axial da

estaca. A relação entre tensões de cisalhamento e deslocamentos obtida no ensaio laboratorial é usada como a curva de transferência de carga na situação real. No caso de existirem apenas resultados do ensaio de compressão triaxial, o autor propõe uma abordagem aproximada para construir a curva de transferência de carga.

2^o Dividir a estaca num número n de elementos, como os da Figura 2.7.

3^o Arbitrar um pequeno deslocamento, u_b , da ponta da estaca.

4^o Utilizar u_i e a curva de transferência de carga, do tipo da Figura 2.6, para determinar a tensão de cisalhamento, τ_i , transferida ao nível i . No início do processo $u_i = u_b$.

5^o Determinar a carga Q_{i-1} na extremidade superior do elemento, pela equação:

$$Q_{i-1} = Q_i + \tau_i \cdot \Delta L_i \cdot p \quad (2.19)$$

Se o ponto i for a ponta da estaca, $Q_i = Q_b = 0$, pois o solo não resiste à tração.

6^o Calcular o deslocamento u_m a meia altura do elemento i , pela equação (2.20) seguinte:

$$u_m = u_i + Q'_m \frac{\Delta L_i / 2}{E_p \cdot A_p} \quad (2.20)$$

, onde

$$Q'_m = \frac{Q_{i-1} + 3Q_i}{4} \quad (2.21)$$

7^o Repetir os passos (4^o) a (6^o), considerando o deslocamento calculado pela equação (2.20). O processo iterativo pára quando a diferença entre dois valores sucessivos de u_m for compatível com a tolerância previamente fixada.

8^o Obtida a convergência de u_m , o deslocamento u_{i-1} pode ser calculado pela equação (2.22), abaixo:

$$u_{i-1} = u_m + Q''_m \frac{\Delta L_i / 2}{E_p \cdot A_p} \quad (2.22)$$

, onde

$$Q''_m = \frac{3Q_{i-1} + Q_i}{4} \quad (2.23)$$

9^o Passar sucessivamente aos elementos superiores até obter o valor da carga Q_t e o deslocamento u_t , da cabeça da estaca.

10^o Repetir o processo, assumindo diversos deslocamentos u_b , da ponta da estaca, até que sejam obtidos vários pares de valores (Q_t, u_t) . Estes pares de valores podem ser finalmente usados para definir uma curva de carga versus deslocamento, na cabeça da estaca, que tenderá assintoticamente para o ponto (Q_u, u_u) , concernente ao início da ruptura. O método também permite representar curvas de transferência de carga e de deslocamentos ao longo do fuste da estaca.

F) Equação de Meyerhof

Meyerhof (1973), (Apud Das et alii, 1977) propôs uma equação bastante simples para a determinação da resistência lateral limite Q_{1u} , ou seja:

$$Q_{1u} = \left[c_a + \sigma'_o \cdot K_u \cdot \text{tg} \delta \right] \cdot A_1 \quad (2.24)$$

, onde

c_a = adesão estaca-solo;

σ'_o = pressão geostática efetiva média, junto à superfície lateral embutida;

K_u = coeficiente teórico de arrancamento;

A_1 = área da superfície lateral embutida da estaca;

δ = ângulo de atrito estaca-solo.

A Figura 2.8 apresenta os valores do coeficiente de arrancamento K_u em função do ângulo de atrito interno do solo, compreendido entre 20° e 50°.

2.3. CORRELAÇÕES COM ENSAIOS " IN SITU "

Para além das fórmulas empíricas de Moraes & Torres, que são apresentadas a seguir, a revisão bibliográfica também permitiu identificar um método de BEGEMAN (1965a) para previsão da resistência à tração de estacas, com base nos resultados do ensaio de penetração estática (CPT), todavia a sua aplicação foi inviabilizada pela impossibilidade material de realizar, em

tempo útil, alguns testes com o cone penetrômetro holandês.

A) Fórmulas Empíricas de Moraes & Torres

As fórmulas empíricas de MORAES & TORRES(1986), baseadas em quatro ensaios de arrancamento com perfis metálicos tipo HC 12"x 12"x1") de 10, 20, 30 e 40m de comprimento, podem ser traduzidas pelas expressões analíticas seguintes:

$$Q_u = q_{1u} \cdot \bar{A}_1 + W_p \quad (2.25)$$

, com

$$q_{1u} = 0.1 \bar{q}_{cl} \quad (2.26)$$

$$= 0.006 \bar{q}_{cp} \quad (2.27)$$

$$= 1.7 \bar{N}_{SPT} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (2.28)$$

, onde

\bar{A}_1 = área média efetiva de atrito lateral, ou seja, a média das áreas laterais com e sem embuxamento;

\bar{q}_{cl} = resistência lateral unitária média obtida no ensaio CPT;

\bar{q}_{cp} = resistência de ponta unitária média do ensaio CPT;

\bar{N}_{SPT} = valor médio da resistência à penetração dinâmica SPT, ao longo do fuste da estaca.

Segundo os autores, a carga real de ruptura à tração de uma estaca isolada seria cerca de 30% menor, uma vez deduzida a interferência das estacas de reação nos resultados das provas de carga.

3. MÉTODOS DE PREVISÃO DEDUZIDOS EM COMPRESSÃO

3.1. MÉTODOS GEOTÉCNICOS

Quatro métodos de previsão de Q_{1u} , deduzidos em compressão, não puderam ser testados na presente pesquisa experimental, a saber:

- método Alfa(TOMLINSON, 1957), por ser aplicável somente a argilas saturadas;

- método Lambda(VIJAYVERGIYA & FOCHT,1972), por ser aconse-

lhado apenas para estacas tubulares de aço;

- método de Vésic (Apud Poulos & Davis, 1980), por ser só aplicável a solos não coesivos, sobretudo arenosos;

- método de COYLE & REESE (1966), porque só é confiável a sua previsão quando ela é baseada sobre medições prévias da transferência de carga em estaca(s) instrumentada(s) e da resistência ao cisalhamento do solo com o aparelho de palhetas tipo "vane", de acordo com os preceitos aconselhados pelos autores.

A) Método Beta

CHANDLER (1966) e BURLAND (1973) procuraram expressar o atrito lateral unitário, f_s , e a resistência lateral limite, Q_{1U} , em termos de tensões efetivas, através das seguintes expressões analíticas:

$$f_s = \beta \cdot \sigma_v' \quad (2.32)$$

$$Q_{1U} = p \cdot \int_0^L \beta \cdot \sigma_v' dz \quad (2.33)$$

Se for considerada uma estaca cilíndrica, cujo perímetro é $p = \pi d$, dividida em segmentos elementares de comprimento elementar ΔL , a fórmula (2.33) assume o seguinte aspecto incremental (Apud Milititsky, 1983):

$$Q_{1U} = \pi d \cdot \sum_0^L \beta \cdot \sigma_v' \cdot \Delta L \quad (2.34)$$

e, neste caso, o atrito lateral unitário médio poderá ser calculado por

$$f_s = \frac{Q_{1U}}{\pi d L} = \frac{1}{L} \sum_0^L \beta \cdot \sigma_v' \cdot \Delta L \quad (2.35)$$

BURLAND (1973) sugeriu a adoção de $\beta = 0.8$, como um valor conservativo para projeto preliminar em argilas de Londres pré-adensadas.

MEYERHOF (1976) sugere as fórmulas subsequentes para previsão de f_s ou do coeficiente β :

a) para argilas normalmente adensadas:

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v < S_u \quad (2.36)$$

, onde

$$\beta = K_o \cdot \operatorname{tg}\phi' \quad (2.37)$$

$$K_o = 1 - \sin\phi' \quad (2.38)$$

b) para argilas rijas pré-adensadas:

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v < S_u \quad (2.39)$$

, onde

$$\beta = K_o \cdot \operatorname{tg}\phi' \quad (2.40)$$

$$K_o = (1 - \sin\phi') \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad (2.41)$$

, ou $f_s = S_u \cdot \operatorname{tg}\phi'$, no caso de OCR ser desconhecido.

Outros pesquisadores sugerem outros valores para o coeficiente β , tais como:

* STEWART & KULHAWY(1981):

$$\beta = \frac{2}{3} K_o \quad (2.42)$$

$$\beta = \frac{5}{6} K_o \quad (2.43)$$

$$\beta = K_o \quad (2.44)$$

* TOUMA & REESE(1974):

$$\beta = 0.7 \operatorname{tg}\phi' \quad (2.45)$$

3.2. CORRELAÇÕES COM ENSAIOS "IN SITU"

A) Método de Aoki & Velloso

A.1. Formulação Básica

AOKI & VELLOSO(1975) desenvolveram o seu método com base em correlações entre os resultados das resistências de ponta e lateral medidas em protótipos de diversos tipos de

estacas e as resistências correspondentes obtidas no penetrômetro estático ou cone penetrômetro holandês. Na falta de resultados do ensaio de penetração estática, os autores propõem a extensão das correlações aos resultados do ensaio de penetração dinâmica SPT, por meio de um coeficiente de proporcionalidade k entre a resistência de ponta unitária do ensaio CPT e a resistência à penetração dinâmica do ensaio SPT, conforme é definido abaixo. Concretamente, a resistência lateral limite pode ser prevista pelas expressões seguintes:

$$Q_{1U} = \sum_0^L q_{1U} \cdot \Delta L \cdot p \quad (2.46)$$

, com

$$q_{1U} = \frac{\alpha \cdot k \cdot \bar{N}_{SPT}}{F} \quad (2.47)$$

, onde

- q_{1U} = resistência lateral unitária limite;
- ΔL = comprimento de segmento elementar da estaca;
- p = perímetro da seção transversal do elemento de estaca com comprimento ΔL ;
- L = comprimento total da estaca;
- α = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de ponta unitária, isto é, $q_{cl} = \alpha \cdot q_{cp}$, no ensaio CPT;
- k = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária q_{cp} , do ensaio de penetração estática CPT, e a resistência à penetração dinâmica N_{SPT} , do ensaio SPT, isto é, $q_{cp} = k \cdot N_{SPT}$;
- \bar{N}_{SPT} = valor médio da resistência à penetração dinâmica SPT do solo, ao longo do comprimento ΔL ;
- F = coeficiente de escala estaca-penetrômetro CPT, para o cálculo da resistência de atrito lateral.

A.2. Versão Original

AOKI & VELLOSO(1975) propuseram inicialmente os valores de F da Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Valores originais de F

Tipo de Estaca	F
Franki	5.0
Metálica	3.5
Pré-moldada de concreto	3.5

Mais tarde, VELLOSO, AOKI & SALAMONI(1978) e FONTOURA, VELLOSO & PEDROSA(1982) propuseram valores diferentes de F, para estacas escavadas, conforme a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 Valores de F para estacas escavadas

Autor	F
Velloso, Aoki & Salamoni	7.0
Fontoura, Velloso & Pedrosa	6.0

Os coeficientes de proporcionalidade, α e k , são inerentes à tipologia do solo, havendo propostas de BEGEMAN(1965b), AOKI & VELLOSO(1975) e DANZIGER, B.(1982), conforme descrição da Tabela 2.5, que se segue.

Tabela 2.5 Valores de α e k da Versão Original do Método de Aoki & Velloso

No.	Tipo de Solo	α_B (%)	α_{AV} (%)	k_{AV} (Kg/cm ²)	k_D (Kg/cm ²)
1	Areia	1.2-1.6	1.4	10.0	6.0
2	Areia siltosa	1.6-2.2	2.0	8.0	5.3
3	Areia silto-argilosa		2.4	7.0	5.3
4	Areia argilo-siltosa		2.8	5.0	5.3
5	Areia argilosa		3.0	6.0	5.3
6	Silte arenoso	2.2	2.2	5.5	4.8
7	Silte areno-argiloso	a	2.8	4.5	3.8
8	Silte	4.0	3.0	4.0	4.8
9	Silte argilo-arenoso		3.0	2.5	3.8
10	Silte argiloso		3.4	2.5	3.0
11	Argila arenosa		2.4	3.5	4.8
12	Argila areno-siltosa	4.0	2.8	3.0	3.8
13	Argila silto-arenosa	a	3.0	3.3	3.8
14	Argila siltosa	6.0	4.0	2.2	2.5
15	Argila		6.0	2.0	2.5
k_{AV} - coeficiente sugerido por AOKI & VELLOSO(1975) α_{AV} - " " " " " " " " α_B - " " " " BEGEMAN(1965b) k_D - " " " " DANZIGER, B.(1982)					

ALONSO, U. R.(1980), ao realizar uma avaliação do desempenho deste método em solos residuais de S. Paulo, determinou outros valores dos coeficientes α e k , como mostra a Tabela 2.6.

Tabela 2.6 Valores de α e k do Método de Aoki & Velloso, para a região de S. Paulo(ALONSO, 1980).

RE- GI- ZO No.	SOLO	k(Kg/cm ²)		$\alpha(\%)$	
		valor c/80% conf.	valor mais prov.	valor c/80% conf.	valor mais prov.
1	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	2.2- 4.1	3.1	2.0-4.0	3.1
2	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	2.4- 4.6	3.4	2.1-2.8	2.5
	Argila siltosa pouco arenosa	1.9- 4.8	3.3	1.3-3.0	2.4
3	Areia argilosa	5.0-14.6	9.4	0.8-3.0	2.0
	Areia p. argilosa p. siltosa	4.4- 8.7	6.0	-	-
	Silte argilo-arenoso(res.)	2.0- 4.9	3.3	2.0-5.0	3.0
4	Areia argilosa	3.8- 8.5	5.6	-	-
	Areia fina argilosa e pouco siltosa	4.3- 8.7	6.4	0.8-2.0	1.4
	Silte arenoso(residual)	3.5- 6.5	5.2	1.0-2.0	1.3
	Silte p. arenoso p. argiloso (residual)	1.6- 4.6	2.6	2.3-4.4	3.2
	Silte p. argiloso p. arenoso (residual)	1.7- 8.4	5.0	-	-
	Argila arenosa	1.7- 4.1	2.7	1.4-4.5	2.9
	Argila siltosa(residual)	4.9-10.3	7.2	1.5-4.4	2.7
	Argila siltosa p. arenosa	1.6- 5.3	2.8	1.2-4.0	2.3
5	Areia argilosa siltosa	2.5- 9.9	6.1	1.1-3.0	2.2
	Argila siltosa arenosa	2.0- 5.5	3.5	-	-
6	Silte argiloso c/ areia fina	1.4- 3.5	2.1	-	-
7	Areia argilosa pouco siltosa	2.2- 6.6	3.8	-	-
	Silte arenoso p. argiloso(re sidual)	2.3- 5.6	3.3	2.0-4.0	3.0

A.3. Versão Modificada

LAPROVITERA(1986) fez uma reavaliação experimental e estatística do método de Aoki & Velloso e propôs novos valores de α , considerando válidos os valores de k de DANZIGER, B.(1982). A Tabela 2.7 fornece os valores de α e k , a utilizar na versão modificada. Realce-se a proposta de dois valores de α , de acordo com a confiabilidade da sondagem.

Também, foram propostos novos valores para o coeficiente de escala e execução F, conforme os dados da Tabela 2.8.

Tabela 2.7 Valores de α_L e k_D da Versão Modificada do Método de Aoki & Velloso

N.º	Tipo de Solo	α_L (%)	α_L^* (%)	k_D (Kg/cm ²)
1	Areia	1.4	1.4	6.0
2	Areia siltosa	1.9	1.9	5.3
3	Areia silto-argilosa	2.4	2.4	5.3
4	Areia argilo-siltosa	2.8	2.8	5.3
5	Areia argilosa	3.0	3.0	5.3
6	Silte arenoso	3.0	3.0	4.8
7	Silte areno-argiloso	3.0	3.0	3.8
8	Silte	3.0	3.0	4.8
9	Silte argilo-arenoso	3.0	3.0	3.8
10	Silte argiloso	3.4	3.4	3.0
11	Argila arenosa	4.0	2.6	4.8
12	Argila areno-siltosa	4.5	3.0	3.8
13	Argila silto-arenosa	5.0	3.3	3.8
14	Argila siltosa	5.5	3.6	2.5
15	Argila	6.0	4.0	2.5

α_L - coeficiente proposto por LAPROVITERA(1988) , no caso de sondagem confiável;
 α_L^* - coeficiente proposto por LAPROVITERA(1988) , no caso de sondagem não confiável;
 k_D - coeficiente proposto por DANZIGER, B.(1982).

Tabela 2.8 Valores de F (LAPROVITERA, 1988)

Tipo de Estaca	F
Franki	2.0
Metálica	3.0
Pré-moldada de pequeno diâmetro	1.4
Pré-moldada de grande diâmetro	1.4
Escavadas de grande diâmetro	5.2
Strauss	3.8

* Estaca de "grande diâmetro": $d \geq 600\text{mm}$

B) Método de Décourt & Quaresma

DECOURT & QUARESMA(1978) e DECOURT(1982) propuseram um método que correlaciona Q_{1U} e \bar{N}_{SPT} , através da seguinte expressão, deduzida a partir de uma análise estatística de resultados de ensaios "in situ" de penetração dinâmica SPT e de carregamento de estacas, até à ruptura por compressão:

$$Q_{1U} = q_{1U} \cdot A_1$$

, com

$$q_{1U} = \frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (2.48)$$

, onde:

\bar{N}_{SPT} = valor médio da resistência à penetração dinâmica SPT na extensão de cálculo de q_{1U} ;

Se $\bar{N}_{SPT} \leq 3$, deve ser adotado $\bar{N}_{SPT} = 3$;

Se $\bar{N}_{SPT} \geq 50$, deve ser adotado $\bar{N}_{SPT} = 50$;

q_{1U} = resistência lateral unitária limite;

A_1 = área da superfície lateral de atrito.

A aplicação da expressão (2.48) tanto pode ser feita para todo o comprimento da estaca, calculando a média \bar{N}_{SPT} nesse comprimento, como para vários segmentos elementares de estaca, de comprimento ΔL , avaliando em cada intervalo ΔL a média do valor \bar{N}_{SPT} .

C) Fórmula de Milititsky & Alves

MILITITSKY & ALVES(1984) deduziram a sua fórmula empírica, exclusivamente para estacas escavadas, a partir de provas de carga realizadas no Estado do Rio Grande do Sul. Este método indica a previsão de q_{1U} por

$$q_{1U} = M_1 \cdot \bar{N}_{SPT} \quad (2.49)$$

, onde

\bar{N}_{SPT} = média dos valores da resistência \bar{N}_{SPT} , ao longo do fuste da estaca, excepto o último valor acima da ponta;

M_1 = coeficiente de proporcionalidade, dado na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 Valores de M_1 (MILITITSKY & ALVES, 1984)

Tipo de Escavação	(KN/m ²)
Perfuração mecânica	2.45
Tipo Strauss	2.35

4. SUMÁRIO

A previsão da resistência à tração de uma estaca isolada é normalmente feita através da seguinte fórmula:

$$Q_u = Q_{1u} + W_p + W_s \quad (2.50)$$

, onde

Q_u = resistência total ao arrancamento;

Q_{1u} = resistência de atrito lateral limite na superfície de ruptura;

W_p = peso próprio da estaca;

W_s = peso do solo eventualmente arrastado com a estaca durante o arrancamento;

Assim, a previsão da resistência ao arrancamento Q_u se centraliza na quantificação adequada de Q_{1u} , resistência lateral limite. Também, é usada a seguinte fórmula para Q_{1u} :

$$Q_{1u} = q_{1u} \cdot A_1 \quad (2.51)$$

, com

q_{1u} = resistência lateral unitária limite;

A_1 = área da superfície lateral de ruptura, coincidente ou não com a da estaca.

A Tabela 2.10 resume as fórmulas de cálculo de Q_{1u} , correspondentes aos diversos métodos identificados na revisão bibliográfica e que foram considerados aplicáveis às condições da presente pesquisa experimental, isto é, adequados à previsão da resistência ao arrancamento de estacas cilíndricas em solos coesivos parcialmente saturados.

Outros treze métodos de previsão da resistência lateral limite Q_{1u} foram também reconhecidos na consulta bibliográfica, todavia pelas razões apontadas no início dos itens 2.2, 2.3 e 3.1, não puderam ser analisados no desenvolvimento desta dissertação.

Tabela 2.10 Formulário dos métodos de previsão de Q_{1u} avaliados

Métodos Deduzidos em Tração	
Tronco de cone	$Q_u = W_p + W_s$
Cilindro de atrito	$Q_{1u} = p \cdot \int_0^L \left[c_a + K_s \cdot \gamma z \cdot \text{tg} \phi_a \right] dz$
Tran-Vo-Nhiem (1971)	$Q_{1u} = (\gamma L \cdot M_{\phi R} + c \cdot M_{CR}) \cdot A_1$ - para solos compactados (v. Figura 2.4) $Q_{1u} = p \cdot \int_0^L \left[c + K_p \cdot \gamma z \cdot \sin \delta_1 \right] dz$ - para solos não compactados
Universidade de Grenoble (1964)	$Q_{1u} = p \cdot D \left[c \cdot M_c + \gamma D \left(M_\phi + M_\gamma \right) + q_o \cdot M_q \right]$ $M_c = \left[- \frac{\text{tg} \lambda}{\text{tg} \phi} + \frac{f}{H} \cos \phi \left(1 + \frac{\text{tg} \lambda}{\text{tg} \phi} \right) \right] \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \text{tg} \lambda \frac{D}{R} \right)$ $M_\phi + M_\gamma = \frac{\sin \phi \cdot \cos(\phi + 2\lambda)}{2 \cos^2 \lambda} \left(1 - \frac{1}{3} \text{tg} \lambda \frac{D}{R} \right)$ $M_q = M_c \cdot (\text{tg} \phi + \text{tg} \lambda)$ $\frac{f}{H} = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \frac{\cos n - \sin \phi \cos n}{\cos n + \sin \phi \cos n}$ $m = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + \lambda$ $n = \arcsin(\sin \phi \sin m)$
Meyerhof & Adams (1968)	$Q_{1u} = \pi c d_b H + S \frac{\pi}{2} \gamma d_b \left[2D - H \right] HK_u \text{tg} \phi'$ $S, m \text{ e } H$ - Tabela 2.2 K_u - Figura 2.5 $Q_{1u \text{ máx}} = \frac{\pi}{4} \left(d_b^2 - d^2 \right) \left[c N_c + \sigma'_v N_q \right] + A_1 f_s$
C. E. de Melo (1982)	Passos iterativos descritos em 2.2.E)
Equação de Meyerhof (1973)	$Q_{1u} = \left[c_a + \sigma'_o K_u \text{tg} \delta \right] \cdot A_1$ K_u - Figura 2.8
Moraes & Torres (1986)	$Q_{1u} = 1.7 \overline{N}_{SPT} A_1$

Tabela 2.10C (cont.) Formulários dos métodos de previsão de Q_{1u} avaliados

Métodos deduzidos em compressão	
Beta(1966/73)	$Q_{1u} = p \cdot \int_0^L \beta \cdot \sigma'_v dz$ <p>ou</p> $Q_{1u} = p \cdot \sum_0^L \beta \cdot \sigma'_v \cdot \Delta L$ <ul style="list-style-type: none"> * $\beta = 0.8$ (Burland, 1973) * $\beta = K_o \operatorname{tg} \phi'$ (Meyerhof, 1976) , com $K_o = (1 - \sin \phi')$, p/ argilas normalmente adensadas $K_o = (1 - \sin \phi') \sqrt{\text{OCR}}$, p/ argilas pré-adensadas * $\beta = 0.7 \operatorname{tg} \phi'$ (Touma & Reese, 1974) * $\beta = 2/3 K_o$, $= 5/6 K_o$ e $= K_o$ (Stewart & Kulhawy, 1981)
Aoki & Velloso (1975)	$Q_u = \frac{\alpha \cdot k \cdot \bar{N}_{\text{SPT}}}{F} \cdot A_1$ <ul style="list-style-type: none"> * Versão original: F - tabelas 2.3 e 2.4 α e k - tabelas 2.5 e 2.6 * Versão modificada: F - tabela 2.8 α e k - tabela 2.7
Décourt & Quaresma (1978/82)	$Q_u = \left[\frac{\bar{N}_{\text{SPT}}}{3} + 1 \right] A_1 \quad (\text{tf/m}^2)$
Milititsky & Alves (1985)	$Q_u = M_1 \cdot \bar{N}_{\text{SPT}} \cdot A_1$ <p>M_1 - tabela 2.9</p>

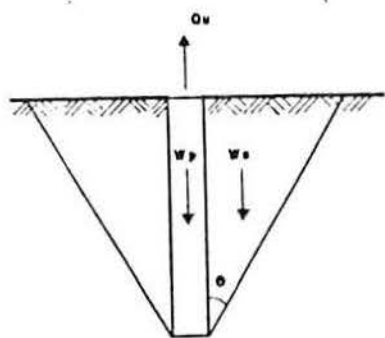


Fig. 2.1 Método do Tronco de Cone: hipótese de ruptura.

Fig. 2.2 Relação entre as razões adimensionais $\gamma l/S_u$ e z/l e a superfície de ruptura, para fundações com $2.25 < l/d < 10$ (Stewart & Kulhawy, 1980).

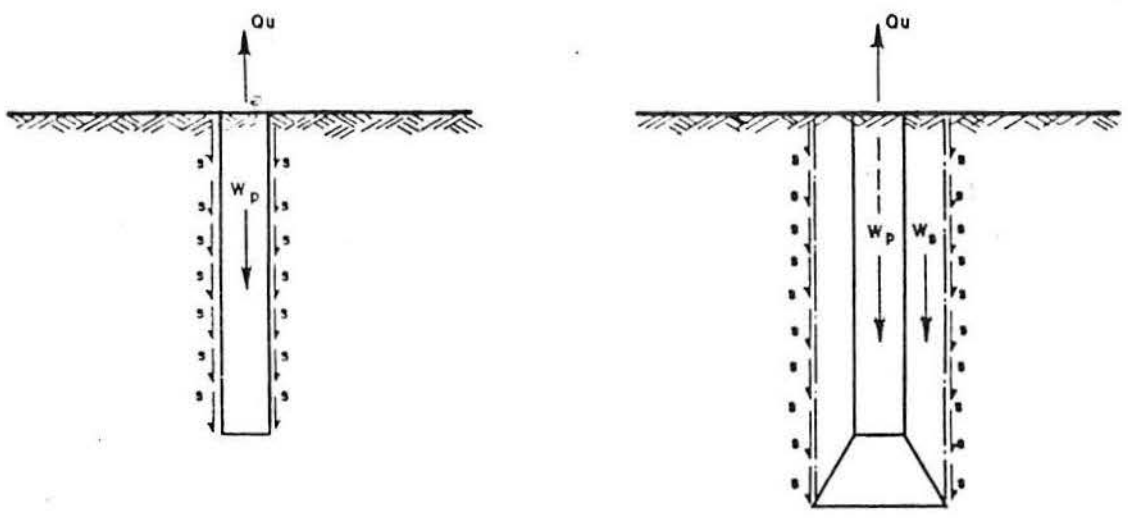
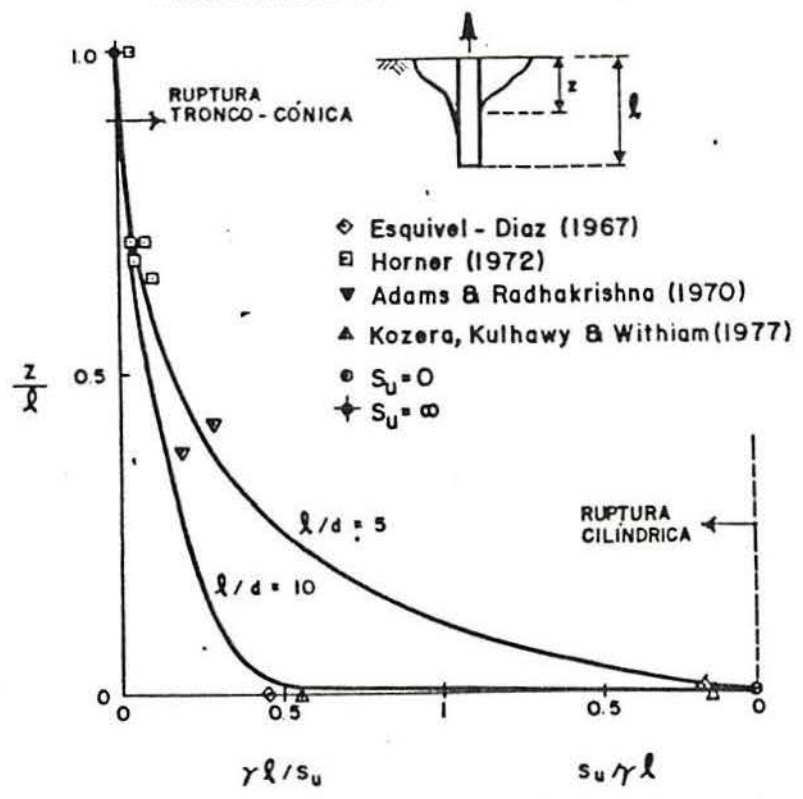
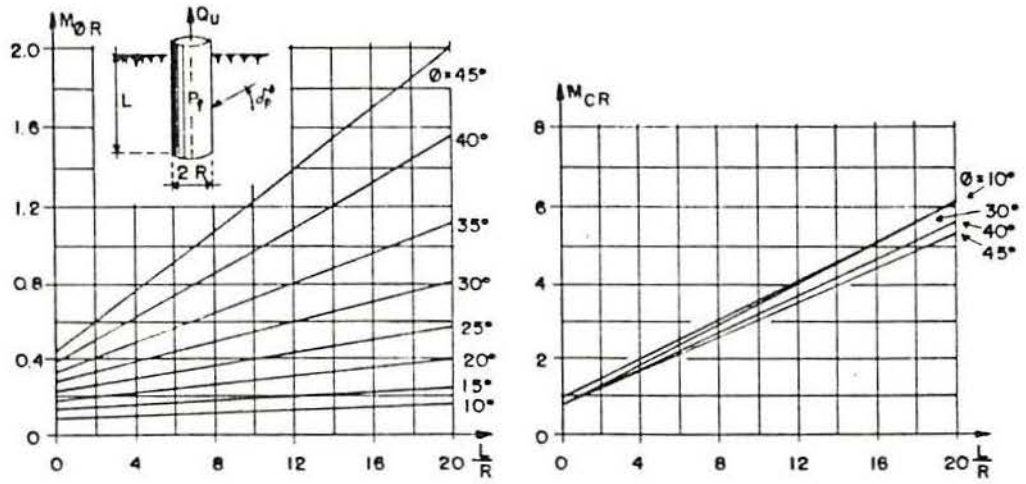
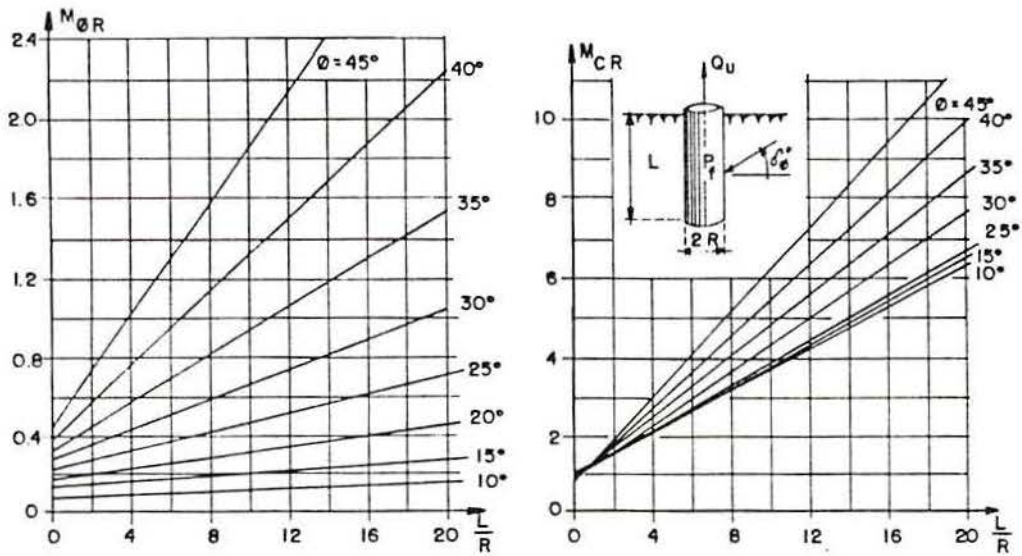


Fig. 2.3 Método do Cilindro de Atrito: hipóteses de ruptura.



a)



b)

Fig. 2.4 Coeficientes $M_{\phi R}$ e M_{CR} (Tran-Vo-Nhiem, 1971):
 a) material incompressível; b) material compressível.

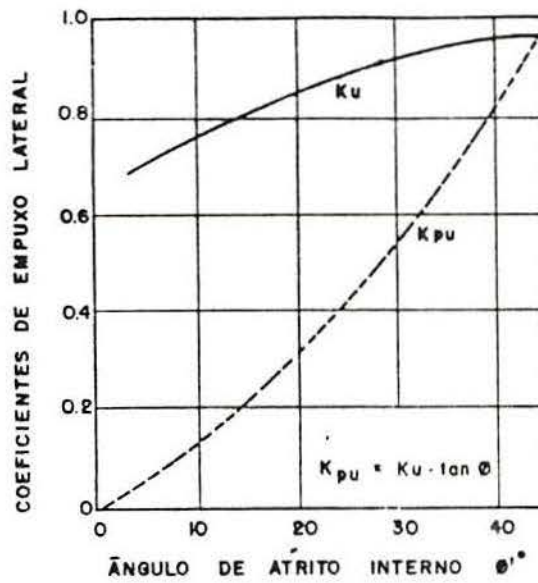


Fig. 2.5 Método de Meyerhof & Adams: coeficiente de empuxo de terras, K_u .

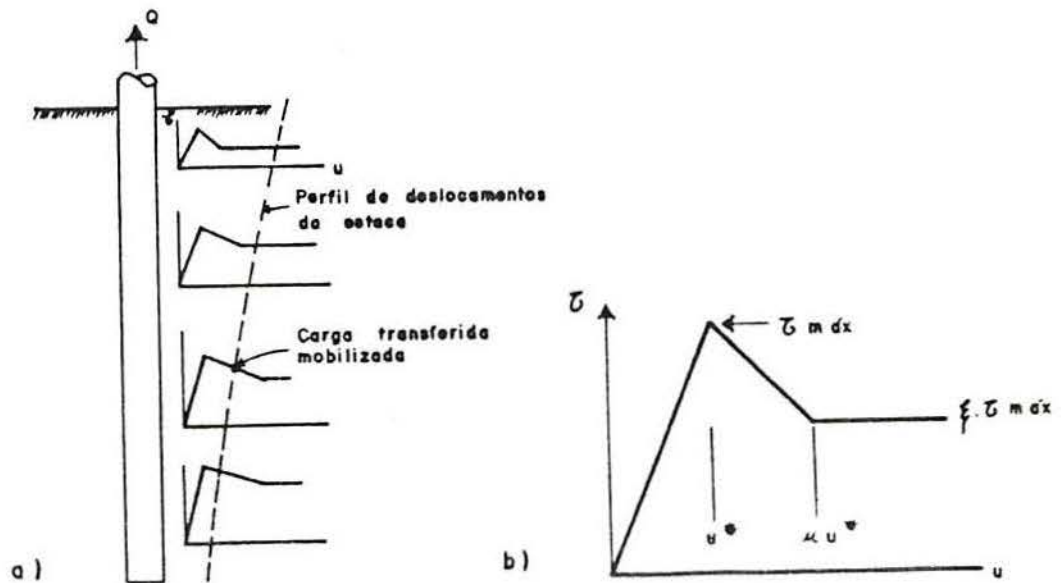


Fig. 2.6 Método de C. E. de Melo:
 a) transferência de carga ao longo da estaca;
 b) curva ideal normalizada τ versus u .

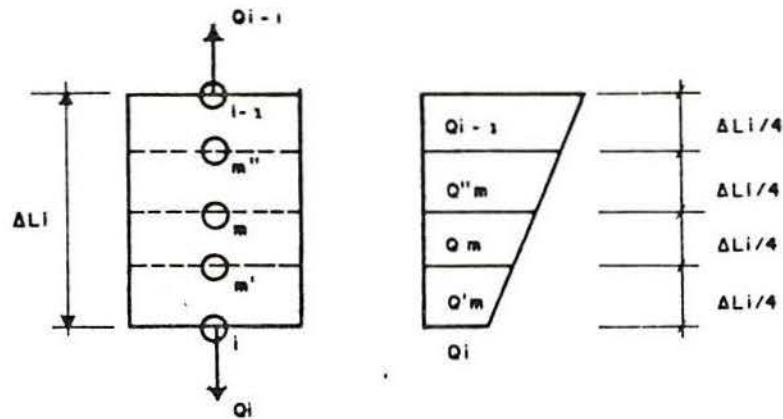


Fig. 2.7 Elemento de estaca discretizado (Melo, C. E. de, 1982)

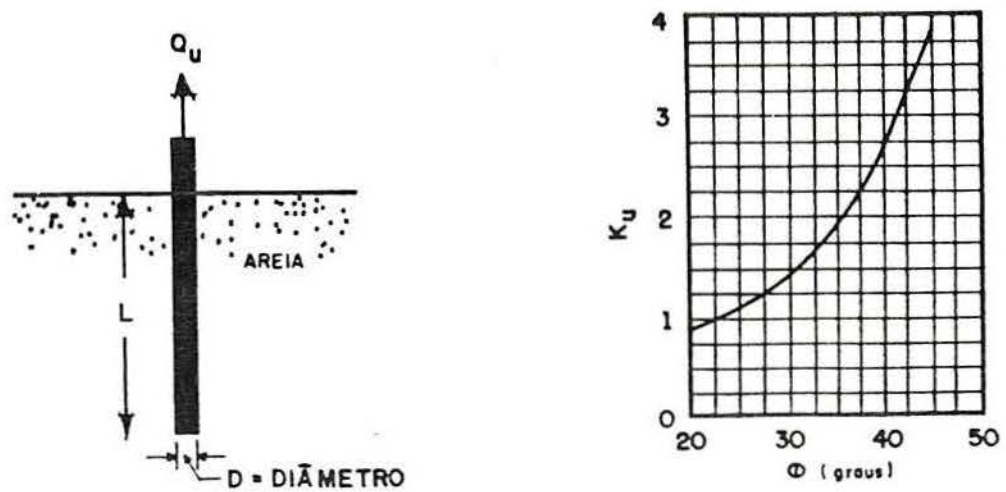


Fig. 2.8 Equação de Meyerhof: coeficiente teórico de arrancamento, K_u versus ângulo de atrito interno, ϕ (Apud Das et alii, 1977).

CAPÍTULO 3

DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

1. GENERALIDADES

No comportamento de uma estaca escavada sob arrancamento exercem papel condicionante primordial não só o tipo de solo, mas também o estado de tensão circundante. A importância destes dois fatores é óbvia numa simples observação da fórmula (2.6) do modelo do cilindro de atrito.

Embora seja sabido que, para a resistência da estaca, o estado de tensão circundante é, pelo menos, tão importante como o tipo de solo, esta dissertação visa fundamentalmente a escolha do(s) método(s) de previsão mais adequados para solos tropicais parcialmente saturados, assumindo as tensões no solo como geoestáticas, sem questionar a eventualidade de modificação dessas tensões pela construção ou pelo carregamento.

A parte restante deste capítulo descreve o desenvolvimento de um programa experimental que visou essencialmente o estudo no campo da relação força de arrancamento versus deslocamento da cabeça da estaca, sem auxílio de instrumentação sofisticada no interior do solo, para medição das tensões aí instaladas e da transferência de carga da estaca para o solo, por causa das despesas e de outros problemas inerentes a esse tipo de instrumentação que, com os recursos materiais e humanos disponíveis, não poderiam ser ultrapassados no tempo de duração previsto para a pesquisa experimental.

2. EXECUÇÃO DAS ESTACAS

O campo experimental localiza-se na Estação de Transformação da C.E.E.E. em Cachoeirinha, junto à torre n.º 11

da linha de transmissão LT 2x230KV, Gravataí 2- PAL 6, conforme mostra a Figura 3.1.

Tendo presentes os objetivos da pesquisa e os recursos de equipamento e financeiros disponíveis, foi decidido executar nove estacas escavadas de 20cm de diâmetro, sendo três com dois metros de comprimento e seis com três metros, de acordo com a disposição apresentada na Figura 3.2.

A escavação dos furos das estacas foi feita por trado mecânico helicoidal, com motor próprio, sem utilização de qualquer camisa de revestimento ou de lama de contenção, devido à grande estabilidade apresentada pelas paredes dos furos, que foram executados com interrupções frequentes para limpeza, medição da profundidade e verificação da verticalidade em cada fase de perfuração. Durante a operação de perfuração, o conjunto trado-motor era suspenso manualmente por dois homens, um de cada lado, que também tinham como função adicional imprimir uma certa força descendente do trado contra o solo, regulando a velocidade de penetração, sob verticalidade aceitável. O trado era acionado por um motor de 2H.P. através de um sistema de correias e polias, e foi projetado para rodar a cerca de 500 r.p.m. Esta velocidade de rotação raramente era alcançada, devido à consistência do solo e às sucessivas interrupções para limpeza do trado e do furo. Em todos os furos foi verificada uma grande regularidade do diâmetro em toda a altura, com as paredes praticamente sem cavidades ou saliências.

Após a conclusão de cada furo, que demorou normalmente 30 minutos, foi iniciada sem demora a concretagem da respectiva estaca. A composição do concreto está descrita na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Composição do concreto das estacas*

Componente	Peso (Kg)	Porcentagem %
Cimento Portland	286	12.1
Água	204.3	8.7
Brita (ϕ 12,5mm máx.)	1060	45.0
Areia bem graduada	806	34.2
Abatimento: aproximadamente 180mm		
Resistência média aos 28 dias: 23MPa		
* Mistura correspondente a 1m ³ de concreto		

A armadura, constituída por 4 barras de $\phi 1/2''$ e estribos de $\phi 5\text{mm}$ afastados de 10cm, foi colocada sobre uma camada de concreto de cerca de 20cm no fundo do furo. Após a colocação da armadura, a concretagem prosseguiu, sempre através de um tubo tremonha. Na cabeça da estaca, a concretagem parou ao nível do terreno e as barras da armadura foram prolongadas cerca de 50cm para cima, a fim de atravessarem os blocos de concreto destinados ao apoio dos defletômetros, para medição dos deslocamentos da cabeça da estaca, durante o ensaio de arrancamento. Para um perfeito acabamento final da estaca, foi utilizado, nos últimos 10cm de concretagem, um anel metálico de cofragem recuperável.

Conforme já referido, na cabeça de cada estaca, foi executado um bloco cúbico de concreto, com 40cm de aresta, 8 dias após a concretagem da estaca e com a mesma composição do concreto da estaca.

3. EQUIPAMENTO DO ENSAIO DE TRAÇÃO

A aplicação da carga de arrancamento a cada estaca de teste foi conseguida por meio de um sistema mecânico-estrutural que funcionava conforme o esquema da Figura 3.3 e a descrição sintética seguinte:

1) após o corte das armaduras das duas estacas de reação, utilizadas previamente nos ensaios de compressão, dispostos de um lado e doutro num mesmo alinhamento com a estaca de teste, eram colocados dois blocos de concreto;

2) sobre os blocos de concreto, com interposição de apoios de madeira, era colocada uma viga metálica de reação, constituída por dois perfis I de 400mm de altura, em perfeita horizontalidade e com o plano vertical médio passando pelo eixo longitudinal da estaca de teste;

3) o macaco hidráulico gerador da força de arrancamento apoiava sobre o meio vão da viga de reação e transmitia a ação do seu êmbolo para cima, contra uma célula de carga, que, por sua vez, solicitava o dispositivo de tração;

4) o dispositivo de tração constava essencialmente de quatro barras de aço, $\phi 5/8''$, duas de cada lado da viga de reação, aparafusadas superior e inferiormente a dois perfis U, coloca-

dos transversalmente;

5) os perfis U da parte inferior do dispositivo de tração transmitiam o esforço de tração à estaca, através de uma barra de aço $\phi 1"$, que era ligada inferiormente às quatro barras da armadura da estaca por meio de dois perfis U, dispostos em cruz e reguláveis de acordo com o posicionamento das barras da estaca;

6) a célula de carga tinha capacidade de medição até 50KN, e era ligada a um transdutor elétrico digital, que permitia a leitura da carga com base numa correlação previamente calibrada;

7) os dois defletômetros de medição do deslocamento da cabeça da estaca, com uma precisão de 10^{-3} mm, eram suportados magnéticamente sobre duas placas metálicas montadas numa viga de referência de madeira, colocada transversalmente sob a viga de reação, a pouca distância do bloco de coroamento da estaca e apoiada em duas estacas de madeira cravadas no solo a distância significativa da estaca de teste, de modo a que as leituras de deslocamentos não sofressem qualquer adulteração proveniente de um eventual levantamento do solo em torno da estaca tracionada;

8) à volta do bloco de coroamento da estaca de teste, era realizada uma cava, para evitar qualquer atrito entre as paredes laterais do bloco e o solo e, além disso, permitir uma fácil identificação de hipotética ocorrência de superfície troncocónica de ruptura do solo, durante o processo de arrancamento.

4. PROCEDIMENTOS NORMALIZADOS DE ENSAIO

4.1. NORMALIZAÇÃO BRASILEIRA

Embora a Norma Brasileira NBR 6121 : "Estaca e Tubulão - Prova de Carga. Método de ensaio", se reporte basicamente à compressão, ela também é aplicável à tração, conforme realça o seu item 1.- Objetivo.

A metodologia de ensaio convencional é a "prova de carga de carregamento lento". Todavia, ainda são admitidos dois outros métodos alternativos de carregamento rápido que são o Método de Housel e o Método de Carregamento Rápido, da Norma

Americana ASTM - D1143, para provas de carga de compressão. A Tabela 3.2 resume os procedimentos de teste previstos pela Norma Brasileira NBR 6121.

É de realçar a abertura que a NBR 6121 concede para outras metodologias opcionais de ensaio, pois refere no item 4.2.2. que "outros procedimentos de ensaio podem ser aceitos desde que previamente justificados, inclusive no que se refere ao critério de interpretação dos resultados".

4.2. NORMALIZAÇÃO AMERICANA

A Norma Americana ASTM - D3689:83, "Método Normalizado de Ensaio de Estacas Isoladas sob Carga Estática Axial de Tração", apresenta com grande detalhe os procedimentos possíveis de execução dos ensaios de arrancamento, conforme o resumo das Tabelas 3.3 e 3.4. Os métodos da Tabela 3.3 são homólogos dos referidos pela NBR 6121, enquanto que a Tabela 3.4 descreve três métodos opcionais que não estão referidos na Norma Brasileira.

5. PROGRAMA DE TESTE ADOTADO

Das nove estacas existentes, só a estaca T6 não foi previamente ensaiada à compressão, porque havia interesse em averiguar qualquer discrepância eventual no valor da resistência ao arrancamento, entre estacas já levadas à ruptura por compressão e estacas não ensaiadas previamente. Os ensaios de compressão foram efetuados pelo processo da carga mantida lenta, de acordo com as indicações da NBR 6121.

Assim, inicialmente, foi decidido adotar como método de carregamento preferencial a "prova de carga de carregamento lento", embora esta decisão, tomada aprioristicamente, ficasse condicionada aos resultados da primeira prova de carga, da estaca T9, que ditaria o método de carregamento a adotar sistematicamente no 1.º teste de cada estaca.

Os meios materiais e humanos disponíveis determinaram a observância dos dois princípios subsequentes:

1) adoção de métodos de carregamento, para o 1.º teste de cada estaca, tão similares quanto possíveis do método de

carregamento convencional proposto pela Norma Brasileira, e capazes de conduzir à ruptura da estaca durante um dia de ensaio;

2) a carga horária máxima de cada dia de ensaio limitar-se-ia 9 horas, atendendo à disponibilidade de um único auxiliar técnico/laboratorista, para acompanhamento do pesquisador no campo experimental.

Tabela 3.2 Procedimentos de teste da NBR 6121

método →	Convencional			Housel			Rápido			
limites →	150 % da carga de serviço	tempo mínimo do estágio *	tempo de leitura no estágio	200 % da carga de serviço	tempo fixo do estágio	tempo de leitura no estágio	até carga de ruptura	tempo fixo do estágio	tempo de leitura no estágio	
níveis de carga (%)	0		1'	0	1h	1'	5 a 10ton por estágio	2.5'	0'	
	20	30'	2'	20	1h	2'				2.5'
	40	30'	4'	40	1h	4'				
	60	30'	8'	60	1h	8'				
	80	30'	15'	80	1h	15'				
	100	30'	30'	100	1h	30'				
	120	30'	1h	120	1h	1h				
	140	30'	2h	140	1h					
	150	12h	4h	160	1h					
	3/4 X		8h	180	1h					
	X 150	30'	16h	200	24h					
	75	30'	24h	150	1h					
	1/4 X		.	100	1h					
	X 150	30'	∴	50	1h					
	0	1h	∴	0	1h					
critério de estabilização dos deslocamentos	* diferença entre duas leituras sucessivas ≤ 5% de (leitura atual menos a leitura estabilizada do estágio anterior)			X			X			

Tabela 3.3 Procedimentos de teste da Norma ASTM D3689: 83

método →	Convencional			M. O. I. T. C. *			Rápido		
limites →	200 % da carga de serviço	tempo mínimo do estágio *	tempo de leitur_ no estágio	200 % da carga de serviço	tempo fixo do estágio	tempo de leitur_ no estágio	até carga de ruptur_ ra	tempo fixo do estágio	tempo de leitur_ no estágio
níveis de carga (%)	0		2'	0	1h	2'	10 a 15% da carga de serviço	2.5'	0'
	25	2h	4'	20	1h	4'		ou	2.5'
	50	2h	8'	40	1h	8'		ou	0'
	75	2h	15'	60	1h	15'		na	0'
	100	2h	30'	80	1h	30'		ruptur_ ra	2.5'
	125	2h	45'	100	1h	45'			5'
	150	2h	60'	120	1h	60'			na
	175	2h	80'	140	1h				ruptur_ ra
	200	12 ou 24h**	100'	160	1h				
	175	1h	3h	180	1h				
	150	1h	4h	200	12h				
	125	1h	5h	175	1h				
	100	1h	6h	150	1h				
	75	1h	7h	125	1h				
50	1h	8h	100	1h					
25	1h	:	75	1h					
0	1h	.	50	1h					
			25	1h					
			0	1h					
critério de estabilização dos deslocamentos	* velocidade de deslocamento reduzida a 0.25mm/h durante 2 h (mínimo) **12h p/ a velocidade ≤ 0.25mm/h			* M. O. I. T. C. - Método Opcional com Intervalos de Tempo Constantes			X		

Tabela 3.4 Procedimentos de teste da Norma ASTM D3689: 83

método →	Cíclico			M. O. C. > 200% C. S. **			M. O. V. A. C. ***	
limites →	200 % da carga de serviço	tempo mínimo do estágio	tempo de leitura no estágio	até carga de ruptura	tempo do estágio	tempo de leitura no estágio	até a carga de ruptura	tempo de leitura
níveis de carga (%)	0		2'	0		2'	velocidade de arrancamento constante de 0.5 a 1.00 mm/min	cada 30s' na carga e cada 1' na descarga
	25	2h*	4'	25	2h*	4'		
	50	1h	8'	50	2h*	8'		
	25	20'	15'	75	2h*	15'		
	0	20'	30'	100	2h*	30'		
	50	20'	45'	125	2h*	45'		
	75	2h*	60'	150	2h*	60'		
	100	1h	80'	175	2h*	80'		
	75	20'	100'	200	12/	100'		
	50	20'	120'		24h*	120'		
	25	20'	3h	175	1h*	3h		
	0	20'	4h	150	1h*	4h		
	50	20'	5h	125	1h*	5h		
	75	20'	6h	100	1h*	6h		
	100	20'	7h	75	1h*	7h		
	125	2h*	8h	50	1h*	8h		
	150	1h	:	25	1h*	:		
	125	20'	.	0	1h*	.		
	100	20'		50	20'			
	75	20'		100	20'			
50	20'		150	20'				
25	20'		200	20'				
0	20'		225	2h*				
50	20'		250	2h*				
100	20'		275	2h*				
150	20'		.	.				
175	2h*		até	.				
200	12/24 h*		a ruptura					

* critérios de estabilização de deslocamentos iguais aos do método Convencional

** M. O. C. > 200% c.s. - Método Opcional de Carregamento Acima de 200% da Carga de Serviço.

*** M. O. V. A. C. - Método Opcional da Velocidade de Arrancamento Constante.

Caso a prova de carregamento lento não se adequasse ao cumprimento dos dois princípios expostos no parágrafo precedente, como realmente foi verificado na primeira prova de carga da estaca T9, adotar-se-ia com algumas modificações o "Método Opcional com Intervalos de Tempo Constantes", da Norma ASTM - D3689:83, para método básico de ensaio no primeiro teste de cada estaca. Todavia, como a satisfação das condições de adoção deste método opcional seria indicativa da ocorrência de deslocamentos muito lentos, também seria razoável manter um tempo máximo de 30 minutos para cada estágio, no caso de estabilização dos deslocamentos de acordo com a regra definida pela NBR 6121, explicitada na Tabela 3.2. Logo, alguns dos estágios de carregamento, principalmente os iniciais durariam somente 30 minutos e não 1 hora, porque o deslocamento estaria estabilizado para além de 30 minutos.

Todas as estacas T1 a T7 foram submetidas a reteste, no dia imediato ao do 1.^o teste, com a finalidade de identificar uma possível distinção entre resistência de arrancamento de pico e residual, com particular incidência para a estaca T6 que não foi previamente ensaiada por compressão.

Na estaca T2, o reteste foi destinado à avaliação do Método Opcional de Carregamento Rápido. Na estaca T1 o 1.^o teste foi realizado pelo Método Opcional de Carregamento Cíclico.

Uma dificuldade compreensível, nas provas de carga de estacas, é a detecção "in loco" do valor exato da carga de ruptura. Assim, nesta pesquisa, este óbice foi ultrapassado incrementando os estágios de carregamento previsivelmente próximos da ruptura através de uma estratégia de carregamento semelhante à do Método Opcional de Carregamento Rápido. Mais especificamente, cada estágio de carregamento próximo da ruptura, de $Q_u/10$, deveria ser aplicado incrementalmente por estágios parcelares de $Q_u/30$ a $Q_u/20$, com a duração de 2.5 minutos, cada um.

6. SUMÁRIO

A Figura 3.1 apresenta a localização do campo experimental, na Estação de Transformação da C.E.E.E., em Cachoeirinha.

Foram executadas nove estacas de teste de acordo com a disposição e as dimensões constantes da Figura 3.2.

A Tabela 3.1 discretiza a composição, abatimento e resistência à compressão do concreto utilizado nas estacas experimentadas.

O equipamento utilizado nos experimentos de tração pode ser observado no esquema da Figura 3.3.

A Norma Brasileira NBR 6121, também aplicável a provas de carga de tração, indica os procedimentos de ensaio resumidos na Tabela 3.2, embora refira explicitamente que são admissíveis outros métodos, desde que devidamente justificados. Os métodos de carregamento aconselhados pela Norma Americana ASTM D3689:83, que é específica da tração, estão resumidos nas Tabelas 3.3 e 3.4.

Os recursos materiais e humanos disponíveis, aliados à baixa velocidade de deslocamento das estacas, determinaram a escolha do Método Opcional de Carregamento com Intervalos de Tempo Constantes para a realização do 1.º teste de cada estaca. Todavia, também foi observado o critério de estabilização de deslocamentos da NBR 6121, permitindo abreviar a duração de alguns estágios de 1 hora para 30 minutos.

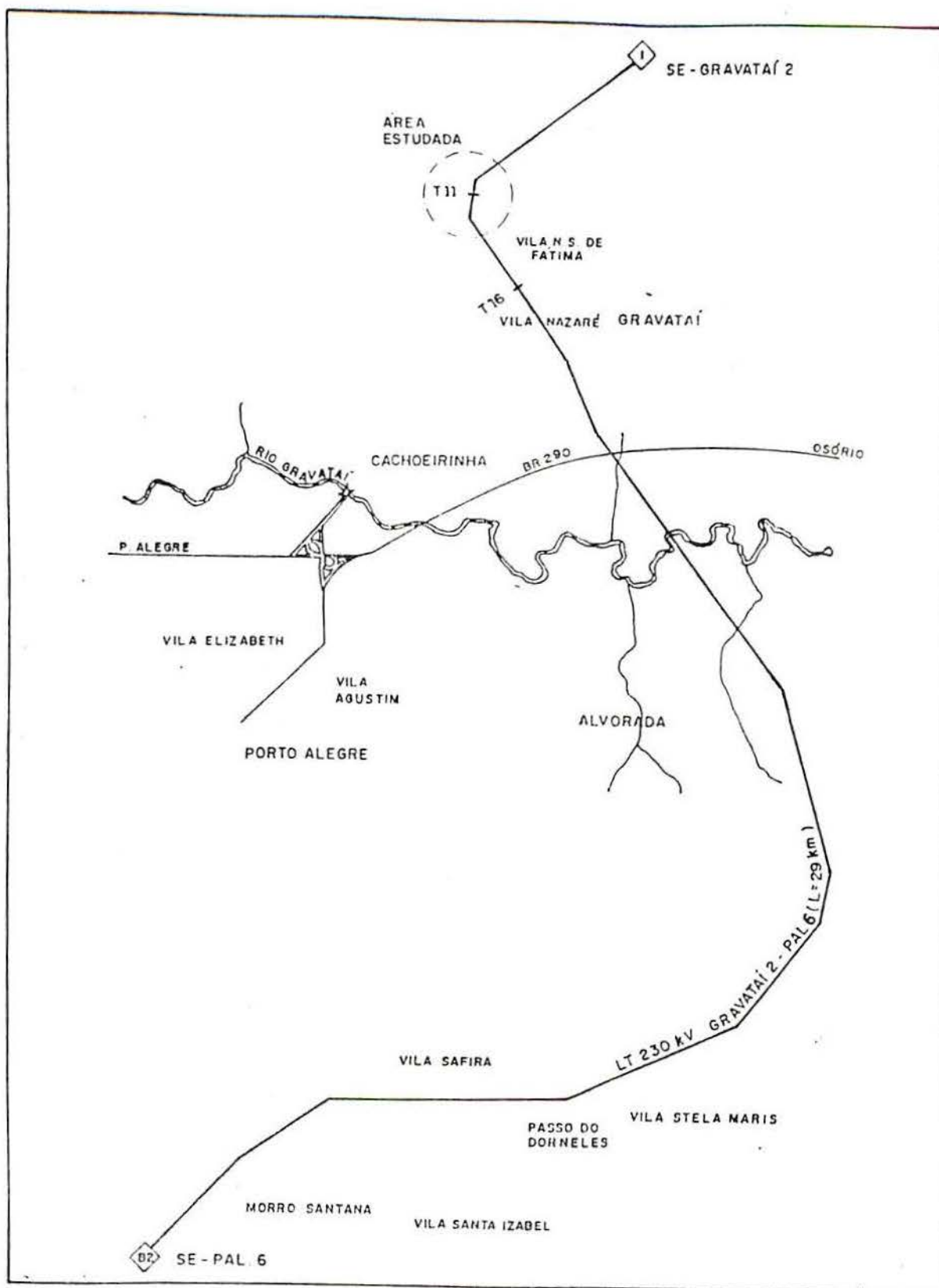


Fig. 3.1 Localização do campo experimental.

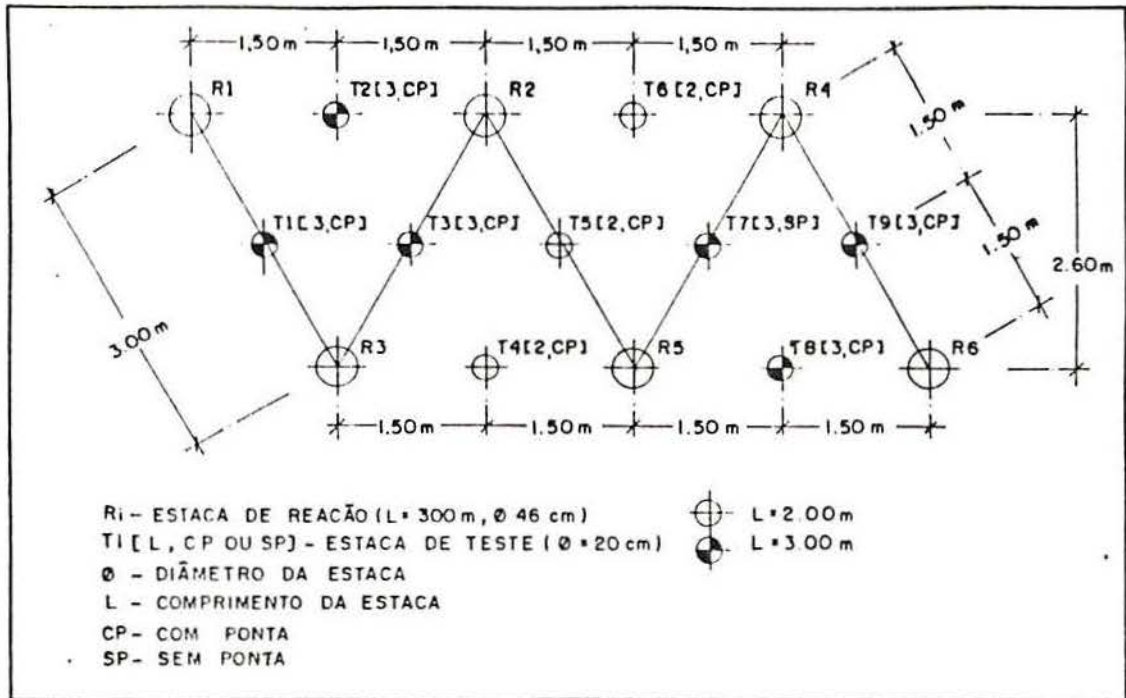


Fig. 3.2 Localização das estacas de teste e reação no campo experimental.

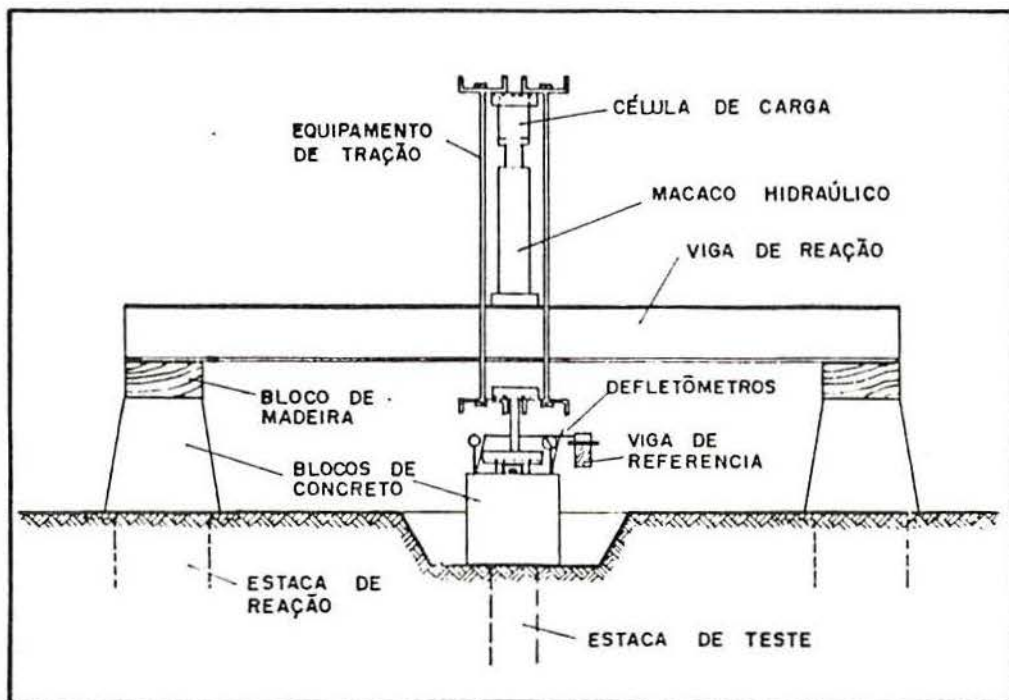


Fig. 3.3 Esquema do sistema mecânico-estrutural de aplicação da carga de tração.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

1. EXPERIMENTOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO

1.1. ENSAIOS "IN SITU" DE PENETRAÇÃO DINÂMICA - SPT

Foram realizadas três sondagens de simples reconhecimento, para caracterizar o perfil geotécnico e a resistência à penetração dinâmica (SPT) do subsolo. As duas principais sondagens identificadas por S1 e S2 nas Figuras 4.1 e 4.2, foram executadas com tempo seco, no verão de 1987, enquanto que a sondagem S3 ocorreu no inverno de 1988, após uma semana de chuvas torrenciais.

Examinando detalhadamente os resultados das sondagens resumidos na Figura 4.2, pode ser verificado que os valores N_{SPT} da sondagem S3 estão bastante abaixo dos correspondentes às sondagens S1 e S2, sobretudo a partir de 2m de profundidade. Embora não seja de menosprezar a influência que o teor de umidade tem nos parâmetros de resistência dos solos parcialmente saturados, é mais provável que a queda das resistências à penetração dinâmica verificada na sondagem S3 seja devida a uma variabilidade natural inerente à estrutura resistente do próprio solo, e não motivada por um aumento do teor de umidade, que, segundo amostras coletadas por DIAS(1987) no mesmo local (vide Figura 4.6), não apresenta variações sazonais significativas.

Assim, na análise de resultados apresentada no capítulo cinco, os resultados da sondagem S1 foram tomados como indicativos das resistências máximas N_{SPT} do solo, enquanto que os da sondagem S3 foram adotados como resistências mínimas.

1.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

A) Ensaios de Análise Granulométrica e dos Limites de Atterberg

A fim de que a caracterização do subsolo fosse mais pormenorizada, foram recolhidas amostras representativas em diversas profundidades, através de trado helicoidal manual. As perfurações foram realizadas perto das sondagens S1 e S2 e passam a ser referidas por furos F1 e F2, respetivamente.

No furo F1, situado na parte elevada do campo experimental, foram coletadas amostras às profundidades de 0.50m; 1.00m; 2.00m; 3.00m; 3.20m e 3.70m. Os resultados da análise laboratorial destas amostras estão na Figura 4.3.

No furo F2, as amostras foram coletadas nas profundidades de 0.5m; 1.00m; 1.50m e 2.00m. A Figura 4.4 apresenta os resultados da análise granulométrica, da determinação dos estados de consistência e da classificação pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos, à semelhança da Figura 4.3.

B) Ensaios para Determinação dos Índices Físicos

A Figura 4.1 também apresenta a localização da cava onde foram retirados blocos de solo nas profundidades 0.5-1.0m, 2.0-2.5m e 3.0-3.5m, com o fim de preparar amostras indeformadas para os ensaios laboratoriais. Ainda, quando da perfuração das estacas de teste de 3m foram retiradas, a cada metro, amostras deformadas para determinação do teor de umidade, tendo sido obtidos os resultados da Figura 4.5. A Tabela 4.1 resume os valores do peso específico aparente úmido, γ_t , nas profundidades de 0.5-1.0m, 2.0-2.5m e 3.0-3.5m.

Tabela 4.1 Pesos específicos do solo

Índice físico	Profundidade(m)		
	0.5-1.0	2.0-2.5	3.0-3.5
γ_t KN/m ³	17.40	18.30	20.70

No mesmo tipo de solo, embora noutra campo experimen-

tal, próximo da torre 16C (vide Fig. 3.1), DIAS(1987) avaliou a variação sazonal do teor de umidade, podendo os seus resultados da Figura 4.6 ser tomados como uma indicação qualitativa segura para o caso presente.

C) Ensaio de Adensamento

As características de compressibilidade do subsolo foram estudadas através do ensaio de compressão confinada, com amostras representativas dos seguintes intervalos de profundidade: 0.5-1.0m; 1.5-2.0m; 2.0-2.5m e 3.0-3.5m. Para cada uma dessas profundidades, foram preparadas duas amostras, sendo uma com umidade natural e a outra inundada. Os resultados dos ensaios de adensamento estão sistematizados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Resultados dos ensaios de adensamento

Profundidade (m)	Condições	e_0	w_0 (%)	w_f (%)	γ_t KN/m ³	σ'_{vm} KPa	C_c	C_{cr}
0.5 a 1.0	natural	1.019	22.67	20.44	16.52	85	0.365	0.08
	inundado	1.039	22.50	18.88	16.41	75	0.349	0.05
1.5 a 2.0	natural	0.861	23.19	-	18.15	180	0.307	0.07
	inundado	0.862	24.47	20.43	18.31	180	0.329	0.03
	inundado	0.836	21.25	-	17.99	200	0.329	0.03
2.0 a 2.5	natural	0.795	21.13	19.89	18.49	170	0.382	0.05
	inundado	0.859	22.00	-	17.99	150	0.355	0.06
3.0 a 3.5	natural	0.545	18.97	-	20.79	200?	0.218	0.02
	inundado	0.534	17.88	-	20.75	200?	0.103	0.02

A Figura 4.7 apresenta as curvas de adensamento das amostras ensaiadas. Do exame destas curvas ressaltam as seguintes conclusões:

- os solos residuais estudados apresentam comportamento típico pré-adensado, com as pressões e razões de pré-adensamento apresentadas na Tabela 4.3, abaixo:

Tabela 4.3 Pressões σ'_{vm} e razões OCR de pré-adensamento para várias profundidades

Profundidade (m)	σ'_{vm} (KPa)	OCR médio	OCR mínimo
0.50- 1.00	75-85	6.1	4.3
1.50- 2.00	180-200	6.1	5.0
2.00- 2.50	150-170	4.0	3.3

- a razão de pré-adensamento para efeitos de cálculo do coeficiente de empuxo em repouso, K_0 , pode ser considerada igual a 4.4 para todos os solos, isto é, a média dos valores mínimos de OCR;
- os índices de vazios iniciais dos solos até 2.50m de profundidade variam aproximadamente de 0.8 a 1.0 e, após o adensamento sob uma pressão de 1500KPa, decrescem para cerca de metade dos valores iniciais;
- os solos entre 3.0 e 3.5m de profundidade têm índices de vazios muito baixos, da ordem de 0.5, e experimentam pouca variação do índice de vazios durante o ensaio ($\Delta e \approx 0.1$), para pressões sucessivamente crescentes até 1500KPa;
- a determinação das pressões de pré-adensamento para as amostras correspondentes às profundidades superiores a 3.0-3.5m é bastante difícil, devido à ausência de quebra na curva de adensamento.
- as amostras inundadas apresentam índices de compressão C_c quase iguais aos das amostras com teor de umidade natural, e, sem a realização de ensaios específicos para definição, não é possível afirmar que a "inundação" conduz a um colapso da estrutura do solo, conforme ocorre com certos solos porosos parcialmente saturados, e.g. o "loess", já que no caso presente algumas curvas de adensamento de amostras inundadas estão acima das correspondentes ao teor de umidade natural;
- os índices de recompressão C_{cr} são muito baixos e indicativos de deslocamentos pequenos durante as provas de carga das estacas.

D) Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com dois ciclos para as camadas das profundidades 0.5-1.0m, 2.0-2.5m e 3.0-3.5m. A Figura 4.8 apresenta graficamente os resultados obtidos em corpos de prova da profundidade 0.5-1.0m, para as tensões normais de 7, 18, 25, 100, 150 e 200KPa, com o teor de umidade natural. A Figura 4.9 apresenta os resultados da profundidade 2.0-2.5m, para as tensões normais de 25, 50, 100 e 150KPa e para o teor de umidade natural. Ainda para o intervalo de profundidades 2.0-2.5m foram repetidos os ensaios

para as pressões normais de 25, 50, 100 e 150KPa, mas com os corpos de prova inundados, e, nesta condição, os resultados obtidos(vide Figura 4.10) atestam uma diminuição entre 20 a 30%, tanto para as resistências de pico como para as resistências residuais, relativamente à condição de umidade natural. Os ensaios dos corpos de prova da profundidade 3.0-3.5m foram realizados no estado de umidade natural, para as tensões normais 25, 50, 100 e 200KPa, e os seus resultados estão resumidos na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a profundidade 3.0 - 3.5m

σ_N (KPa)	1.º ciclo		2.º ciclo	
	τ_{pico}	τ_{residual}	τ_{pico}	τ_{residual}
25	56	25	70	28
50	90	52	105	58
100	141	81	145	81
200 amostra 1	145	132	135	135
200 amostra 2	118	110	118	120
200 amostra 3	128	125	114	118

A dificuldade experimentada na moldagem dos corpos de prova, a ocorrência de resistências no 2.º ciclo superiores às do 1.º ciclo, para as pressões confinantes entre 25 e 100KPa, a disparidade de valores obtidos para as três amostras ensaiadas sob a pressão confinante de 200KPa e, ainda, o fato da resistência residual ultrapassar em alguns ensaios a resistência de pico evidenciam a grande heterogeneidade do solo da profundidade 3.0-3.5m, com nódulos muito resistentes interme_ diados por outros bastante fracos. Esta condição de heterogeneidade inviabilizou a moldagem de corpos de prova cilíndricos para a caracterização do solo da profundidade 3.0-3.5m, pelo ensaio de compressão triaxial.

O traçado das envoltórias de pico e residual conduziu aos valores da coesão e do ângulo de atrito interno expressos na Tabela 4.5, calculados por regressão linear para os valores da pressão confinante compreendidos entre 0 e 100 KPa. A hetero_ geneidade do solo da profundidade 3.0 - 3.5m também deve ser responsável por um valor do ângulo de atrito interno residual

um pouco inferior ao de pico, nesta profundidade, o que contraria o comportamento convencional dos solos.

Tabela 4.5 Valores de c e ϕ determinados pelos ensaios de cisalhamento direto

Profundidade (m)	Valores de Pico		Valores Residuais	
	c (KPa)	ϕ (Graus)	c (KPa)	ϕ (Graus)
0.5- 1.0	22.7	27.1	18.0	27.6
2.0- 2.5	28.1	26.2	20.0	26.6
3.0- 3.5	30.5	48.2	10.5	35.9

E) Ensaios de Compressão Triaxial

Os ensaios de compressão triaxial realizados foram do tipo CIU, com os corpos de prova previamente saturados por percolação e contrapressão. Para qualquer corpo de prova, esta saturação prévia conduziu a valores máximos do parâmetro B de Skempton em torno de 0.75- 0.76.

A Figura 4.11 apresenta para a condição de ruptura, as tensões, círculos de Mohr e envoltórias dos ensaios efetuados para a profundidade de 0.5-1.0m. A Figura 4.12 refere-se a corpos de prova do bloco coletado à profundidade de 2.0-2.5m.

Atendendo aos valores previsíveis da tensão normal à superfície de ruptura, durante o ensaio de arrancamento das estacas, convem adotar os parâmetros de resistência correspondentes à envoltória dos círculos 1 e 2, para a profundidade 0.5-1.0m, e à envoltória dos círculos 1 e 3, para a profundidade 2.0-2.5m. Assim, a Tabela 4.6 resume os valores da coesão, c e do ângulo de atrito interno, ϕ a utilizar nas previsões da resistência ao arrancamento.

Tabela 4.6 Valores de c e ϕ determinados pelos ensaios de compressão triaxial

Profundidade (m)	Parâmetros Totais		Parâmetros Efetivos	
	c (KPa)	ϕ (Graus)	c' (KPa)	ϕ' (Graus)
0.5- 1.0	8.8	23.3	6.9	38.7
2.0- 2.5	18.6	18	9.5	36.2

2. EXPERIMENTOS DE TRAÇÃO DAS ESTACAS

As Figuras 4.13 a 4.21 apresentam as relações carga vs. deslocamento, deslocamento vs. tempo e carga vs. tempo obtidas nos experimentos de tração das estacas de teste, referenciadas de T1 a T9.

Os deslocamentos registrados nos gráficos correspondem à média aritmética dos dois deslocamentos medidos pelos defletômetros instalados em justaposição diagonal sobre o bloco de coroamento da estaca testada. Não foram registrados os dois deslocamentos sobre o gráfico para evitar a profusão de pontos, facilitando assim a leitura.

3. SUMÁRIO

A Figura 4.1 apresenta a situação dos pontos de sondagem SPT e de amostragem, relativamente à localização das estacas no campo experimental.

A caracterização geotécnica do subsolo foi feita através dos seguintes ensaios:

- ensaios "in situ" de penetração dinâmica SPT, com os resultados expostos na Figura 4.2;
- ensaios de análise granulométrica e de limites de Atterberg, com os resultados resumidos nas Figuras 4.3 e 4.4;
- ensaios de determinação dos índices físicos, com os resultados apresentados na Tabela 4.1 e na Figura 4.5;
- ensaios de compressão confinada, com os resultados das Tabelas 4.2 e 4.3 e da Figura 4.7;
- ensaios de cisalhamento direto, com os resultados expostos nas Figuras 4.8, 4.9 e 4.10 e nas Tabelas 4.4 e 4.5;
- ensaios de compressão triaxial CIU, cujos resultados constam das Figuras 4.11 e 4.12 e da Tabela 4.6.

Assim, os pesos específicos aparentes úmidos e os parâmetros de resistência do solo a utilizar nas previsões da resistência ao arrancamento das estacas são encontrados nas Tabelas 4.1, 4.5 e 4.6.

As Figuras 4.13 a 4.21 apresentam os resultados dos experimentos de tração, das estacas T1 a T9.

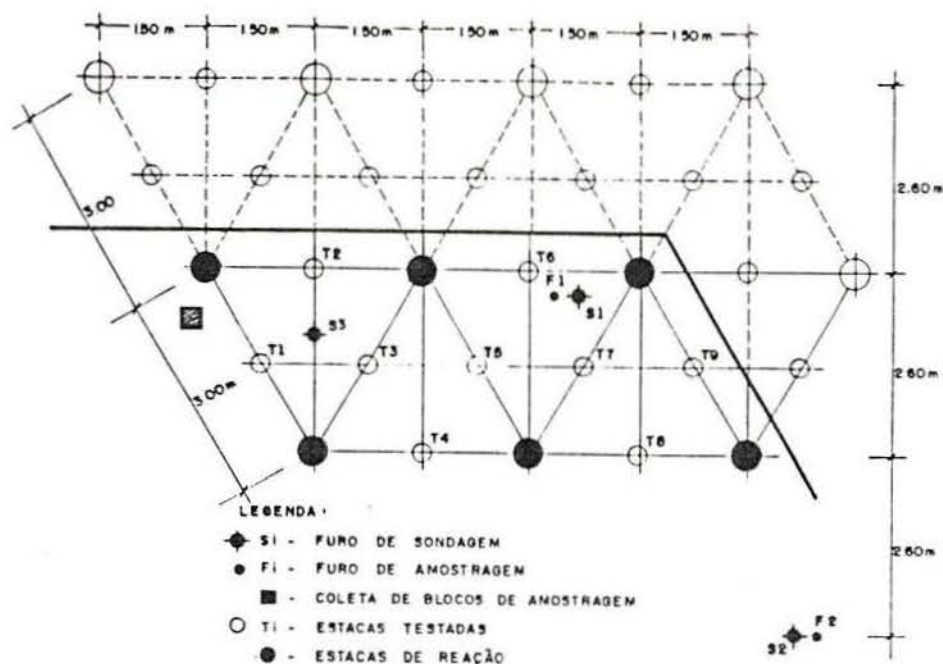
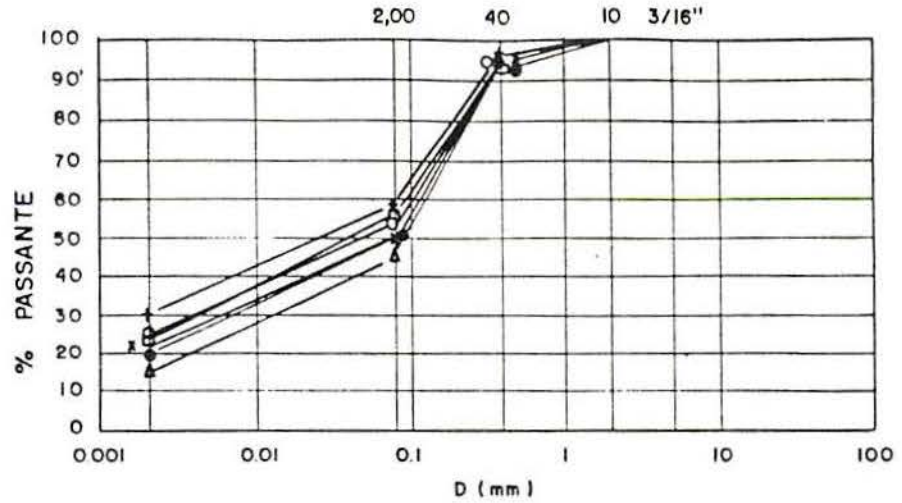


Fig. 4.1 Localização das sondagens SPT e das coletas de amostras representativas.

PROFUNDIDADE (m)	SONDAGEM S1		SONDAGEM S2		SONDAGEM S3				
	TIPO de SOLO	golpes/30cm		TIPO de SOLO	golpes/30cm				
		1ª	2ª		1ª	2ª	TIPO de SOLO	1ª	2ª
1.00	0,75	3	5	0,50	2	3	0,75	2	2
		5	5		4	4			
		4	6		4	3			
2.00	1,95	5	6	1,50	6	7	1,65	4	5
		5	6		6	7			
		5	6		6	7			
3.00	2,70	9	14	2,40	11	20	2,70	3	3
		9	14		17	26			
		21	31		18	23			
4.00	N.A.	21	28	N.A.	15	21	N.A.	10	18
		21	28		19	23			
		17	21		18	21			
5.00	N.A.	15	18	5,10	11	11	N.A.	N.A.	N.A.
		15	18		15	19			
		9	13		15	19			
6.00	N.A.	14	18	N.A.	18	27	N.A.	N.A.	N.A.
		14	18		11	17			
		15	20		11	17			
7.00	L.S.	14	17	L.S.	10	15	L.S.	L.S.	L.S.
		14	17		8	10			
		14	17		8	10			

HORIZONTES	AREIA SILTO-ARGILOSA MARRON, COM RAIZES		L.S. - LIMITE DE SONDAAGEM
	A	B	
B	ARGILA SILTO-ARENOSA MARRON AVERMELHADA		N.A. - NIVEL DE ÁGUA
	ARGILA SILTO-ARENOSA VERMELHA		
C	ARGILA SILTO-ARENOSA, VERMELHA, COM INCLUSÕES CINZENTAS E AMARELAS		N.A. - NIVEL DE ÁGUA
	ARGILA SILTO-ARENOSA, CINZENTA, COM INCLUSÕES AMARELAS E VERMELHAS		

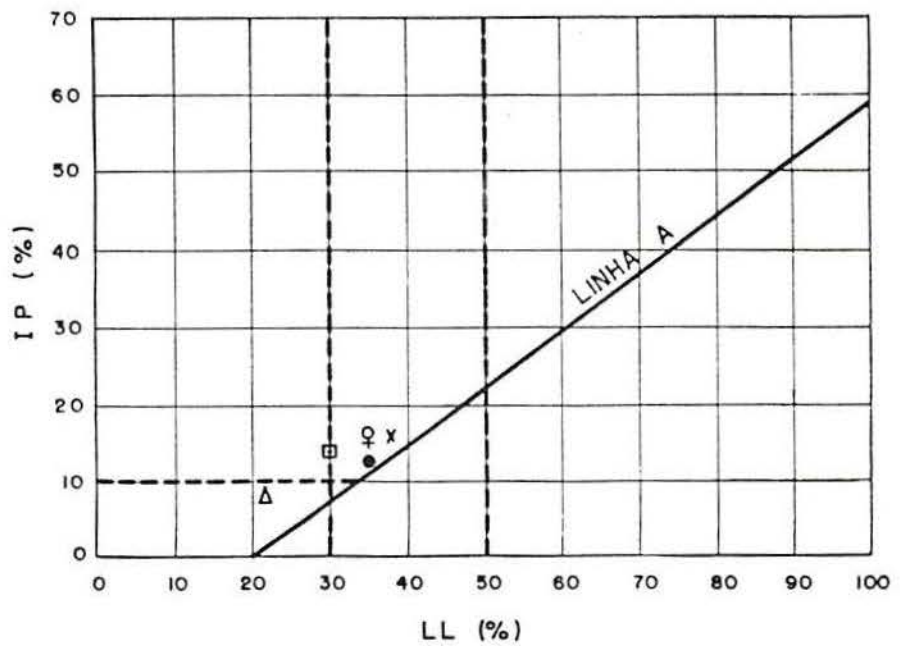
Fig. 4.2 Resultados das sondagens SPT.



a)

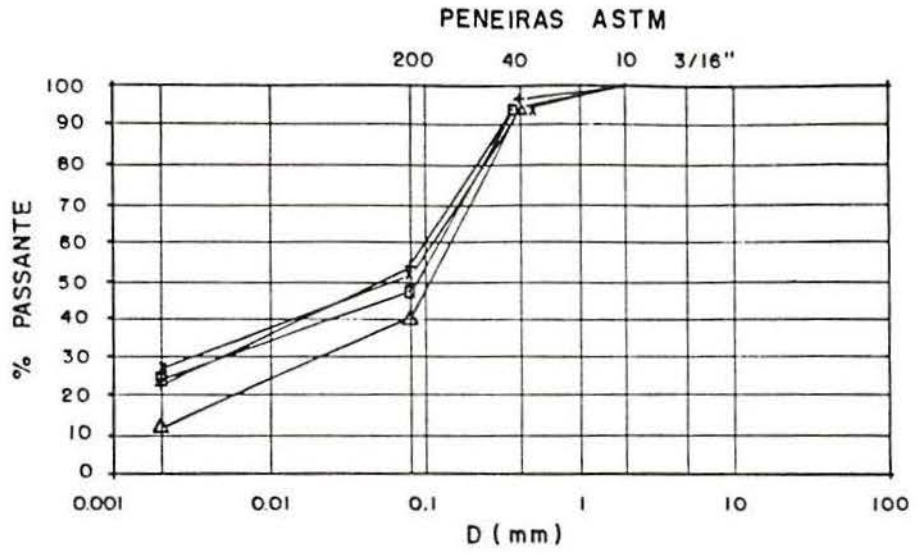
Fracções ABNT ↓ Profundidade	SÍMBOLO	ARGILA	SILTE	AREIA			PEDREGULHO		Classificação S. U. C. S.
				F	M	G	F	G	
				0.002	0.075	0.425	2.0	4.75	
0,50	△	15	30	50	5	0	0	0	SC
1,00	□	24	32	38	6	0	0	0	CL
2,00	+	30	28	38	4	0	0	0	CL
3,00	x	22	28	45	5	0	0	0	CL
3,20	○	25	30	40	5	0	0	0	CL
3,70	●	20	30	44	6	0	0	0	CL

b)



c)

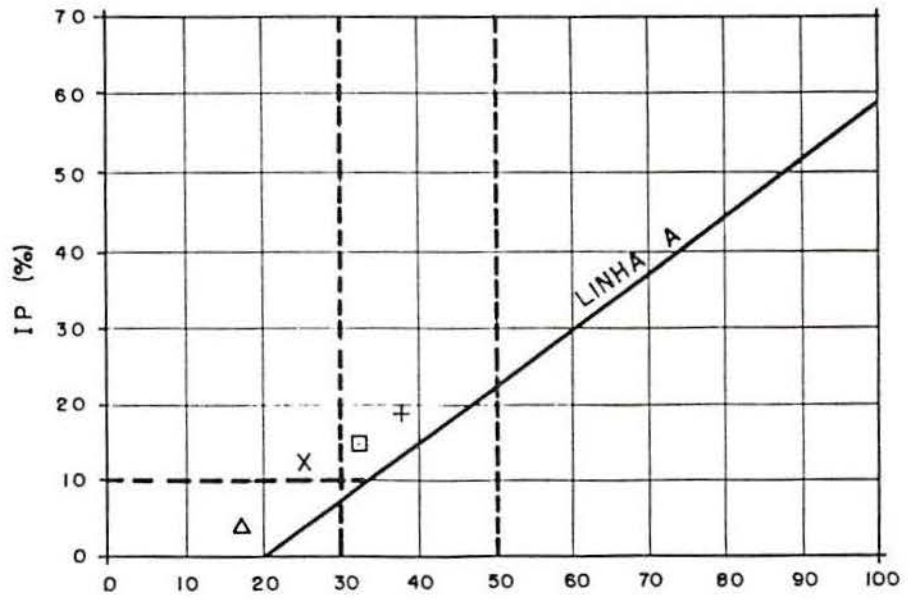
Fig. 4.3 Resultados da análise granulométrica e dos limites de Atterberg das amostras do furo 1.



a)

Frações ABNT %		0.002		0.075		0.425		2.0		4.75		19		Classificação S. U. C. S
↓ Profundidade		ARGILA	SILTE	AREIA			PEDREGULHO							
m	Símbolo			F	M	G	F	G						
0,50	Δ	12	28	54	6	0	0	0			SC-5M			
1,00	□	24	24	47	5	0	0	0	CL					
1,50	+	26	28	42	4	0	0	0	CL					
2,00	X	23	30	41	6	0	0	0	CL					

b)



c)

Fig. 4.4 Resultados da análise granulométrica e dos limites de Atterberg das amostras do furo 2.

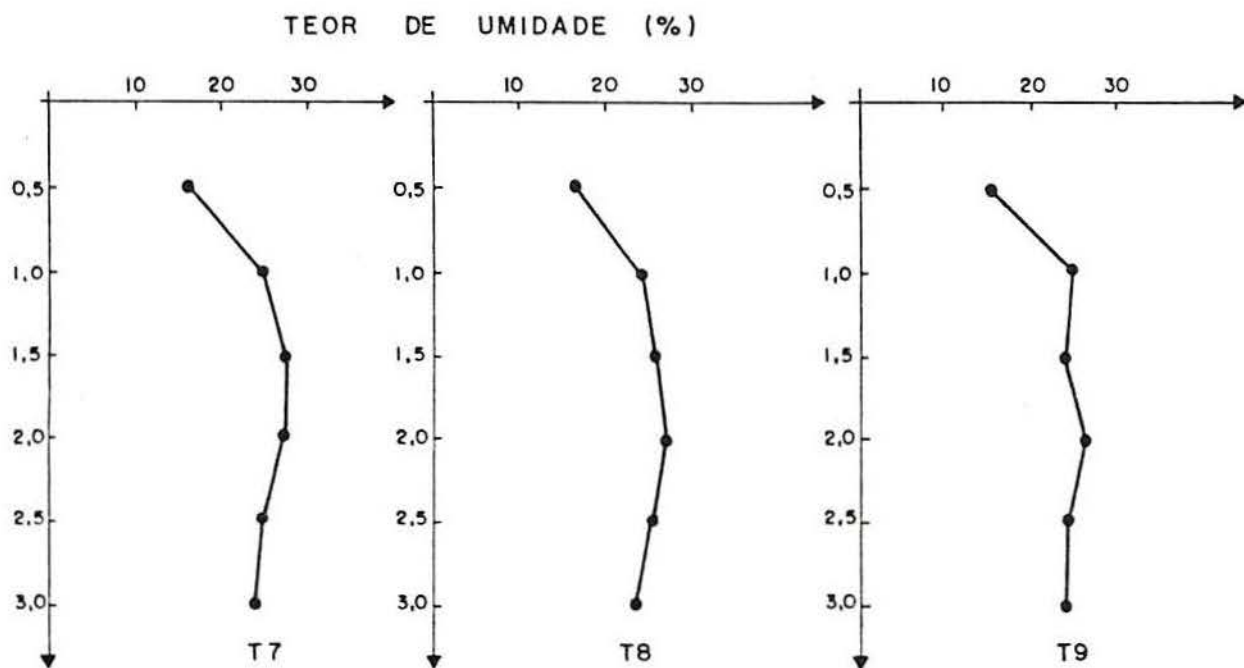
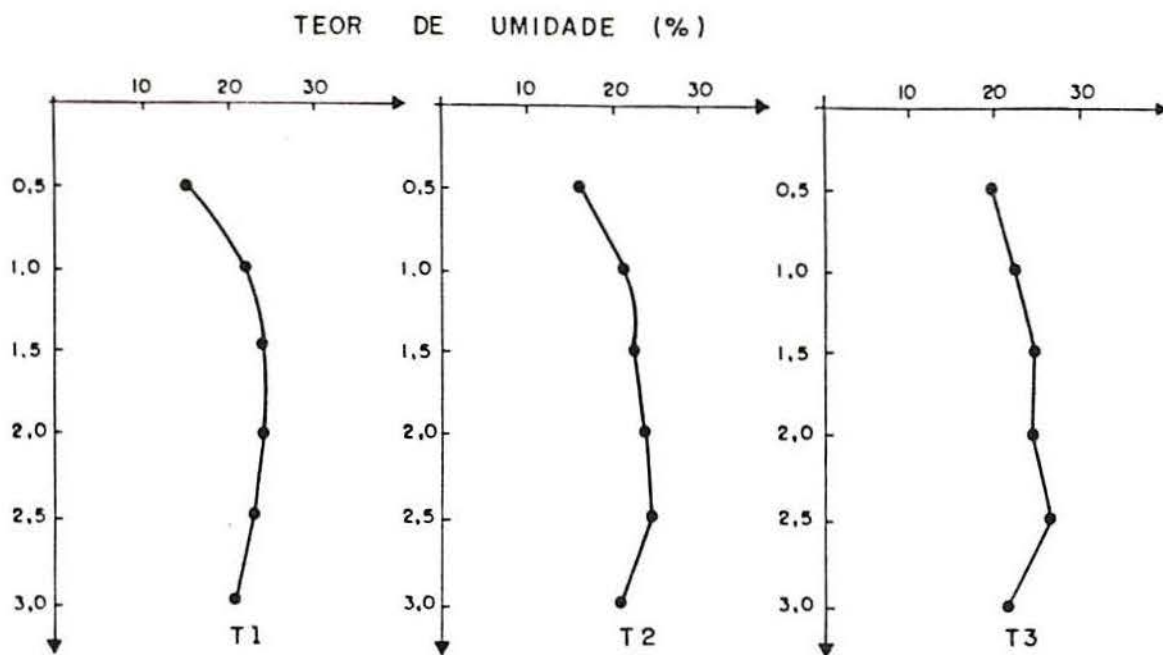


Fig. 4.5 Curvas de teor de umidade versus profundidade.

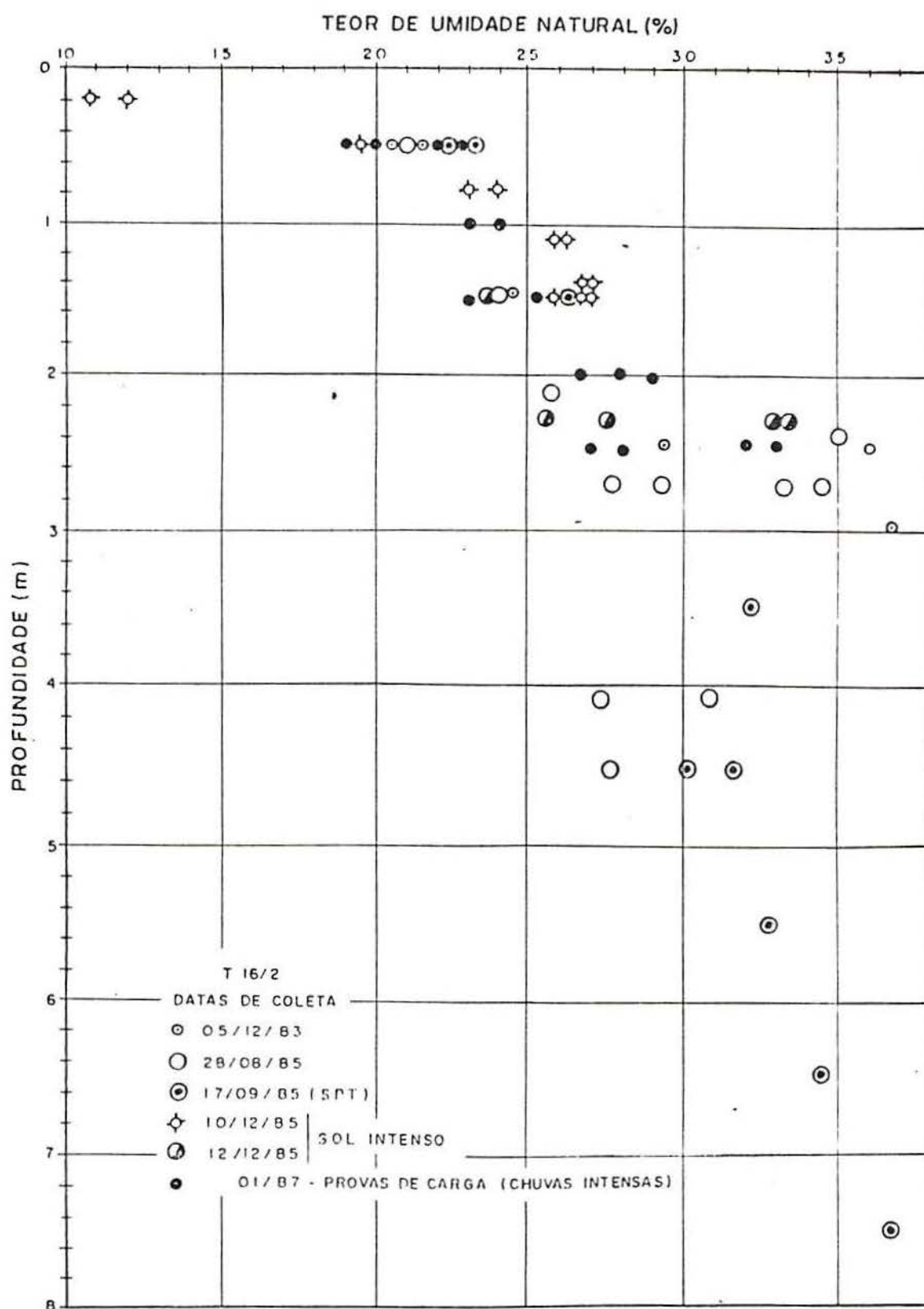


Fig. 4.6 Teores de umidade natural em várias épocas do ano (Dias, R., 1987).

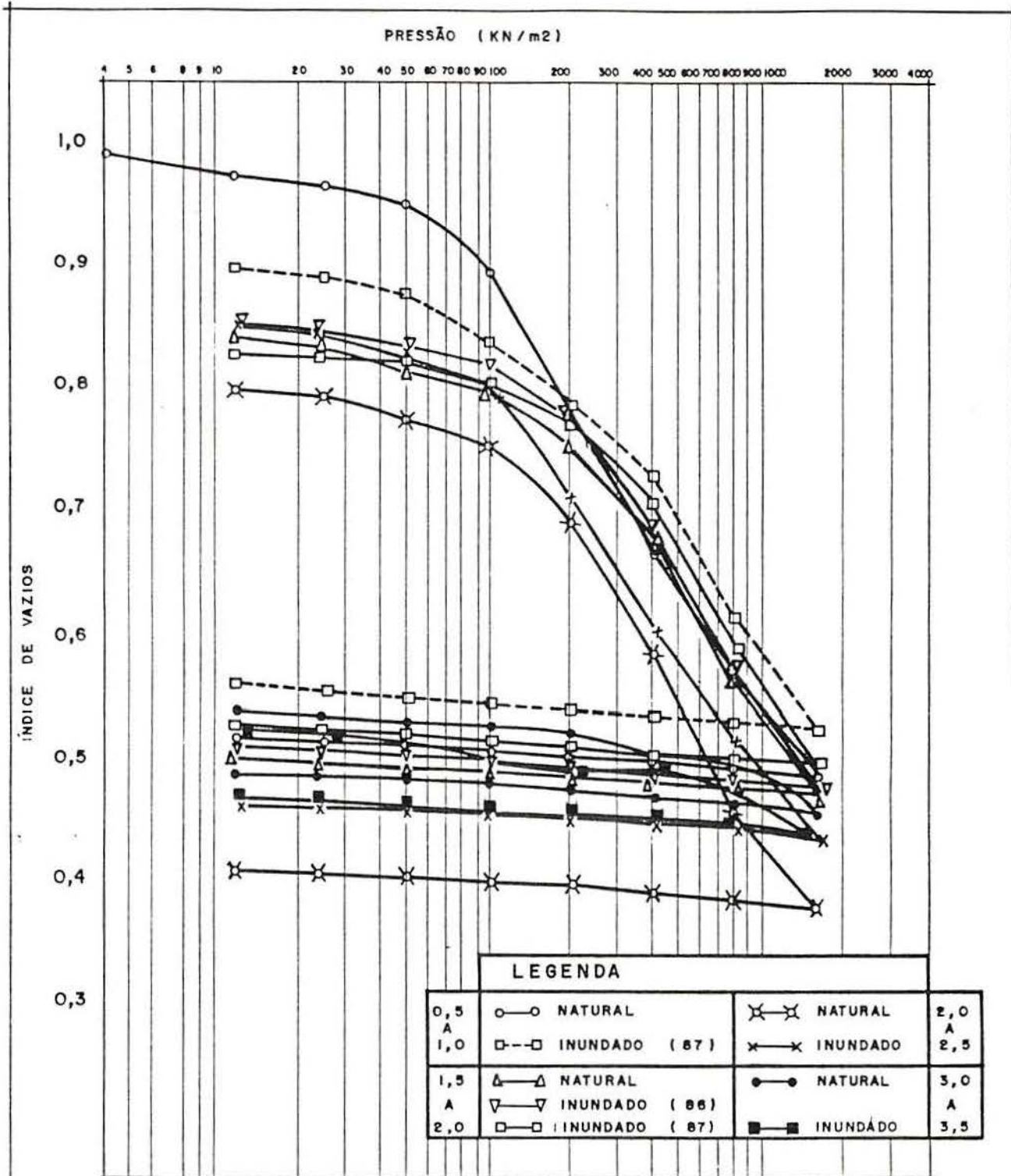


Fig. 4.7 Curvas de índices de vazios vs. pressão efetiva (log).

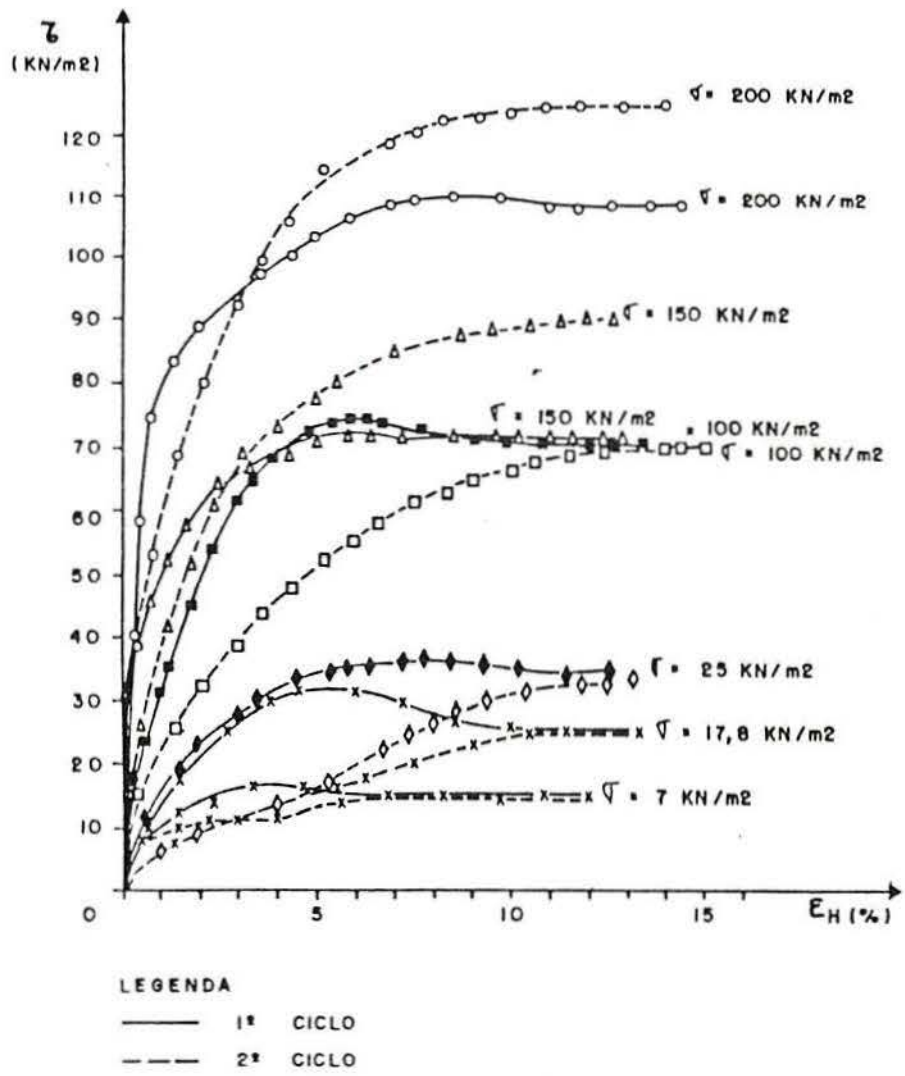


Fig. 4.8 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a profundidade 0.50-1.00m.

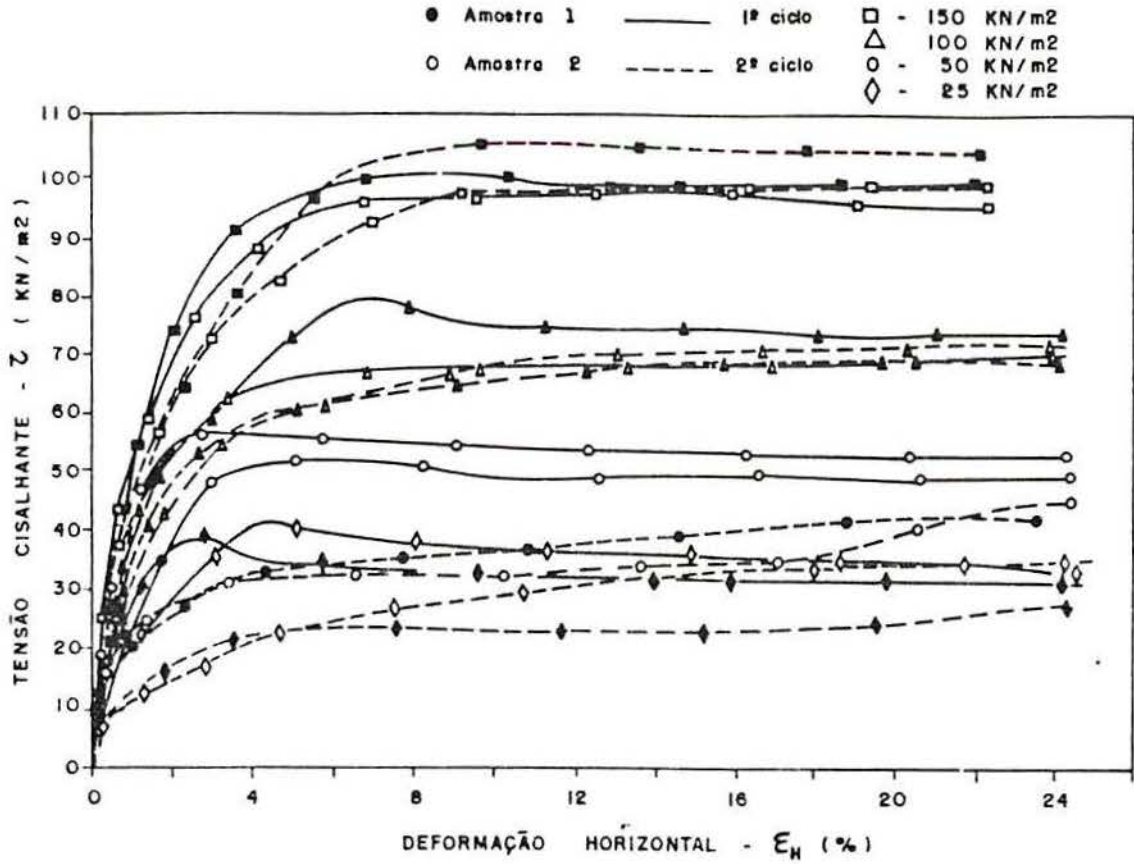


Fig. 4.9 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a profundidade 2.00-2.50m, com teor de umidade natural.

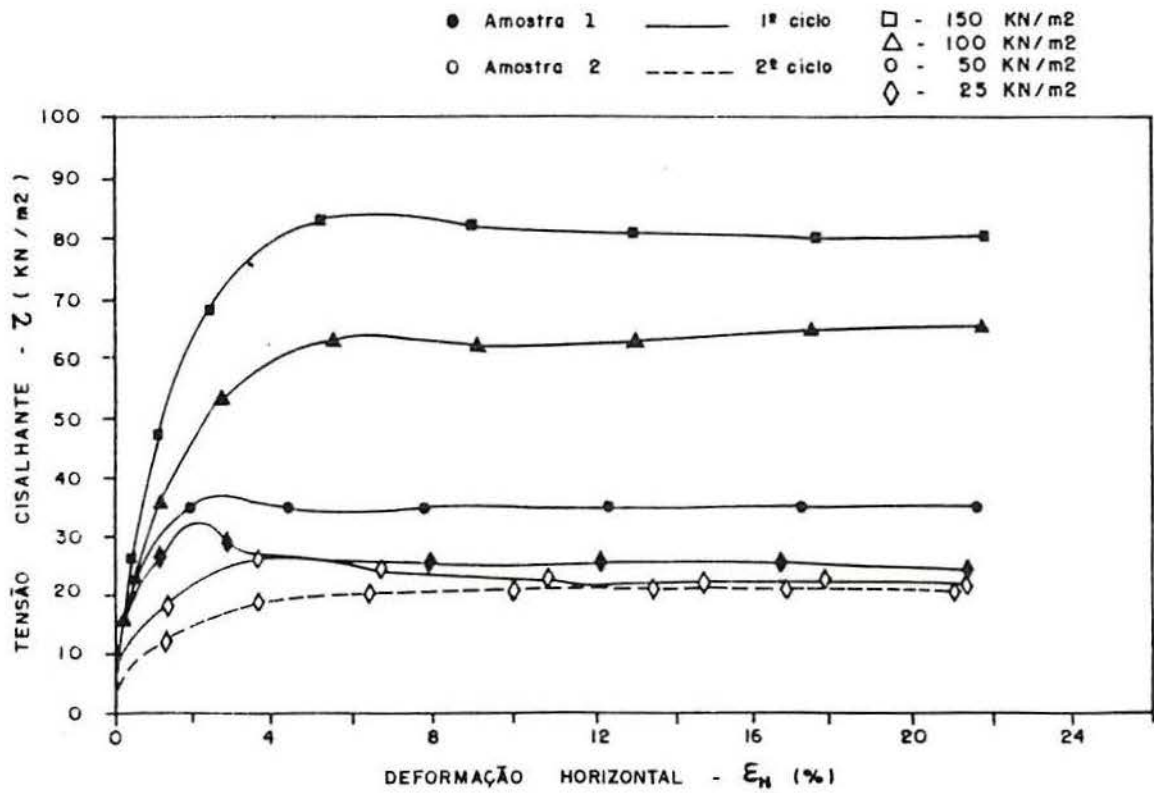
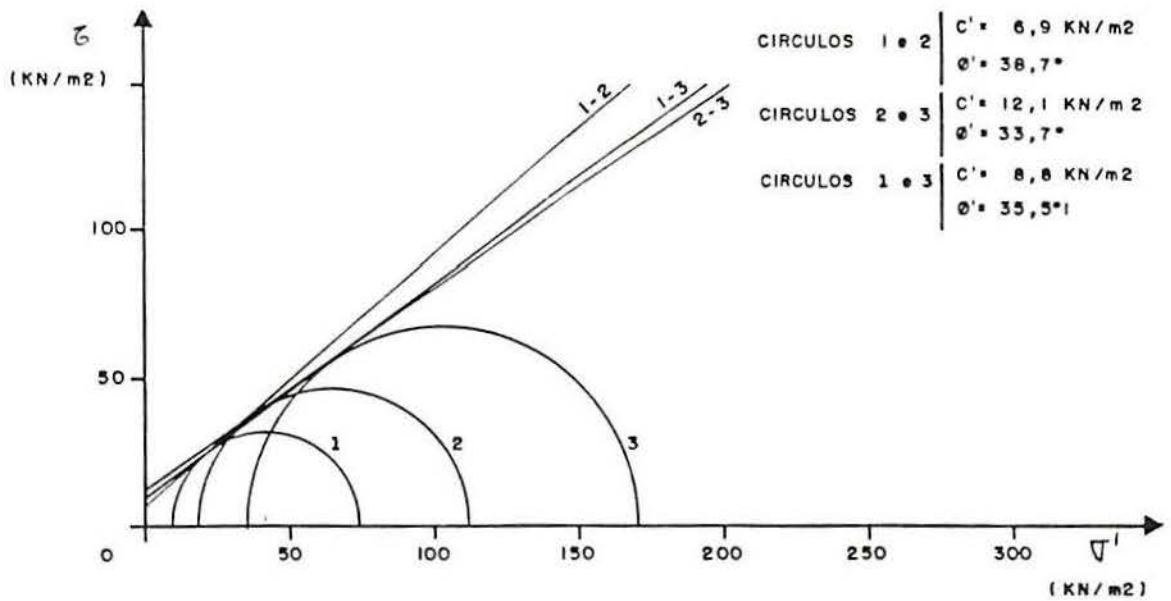
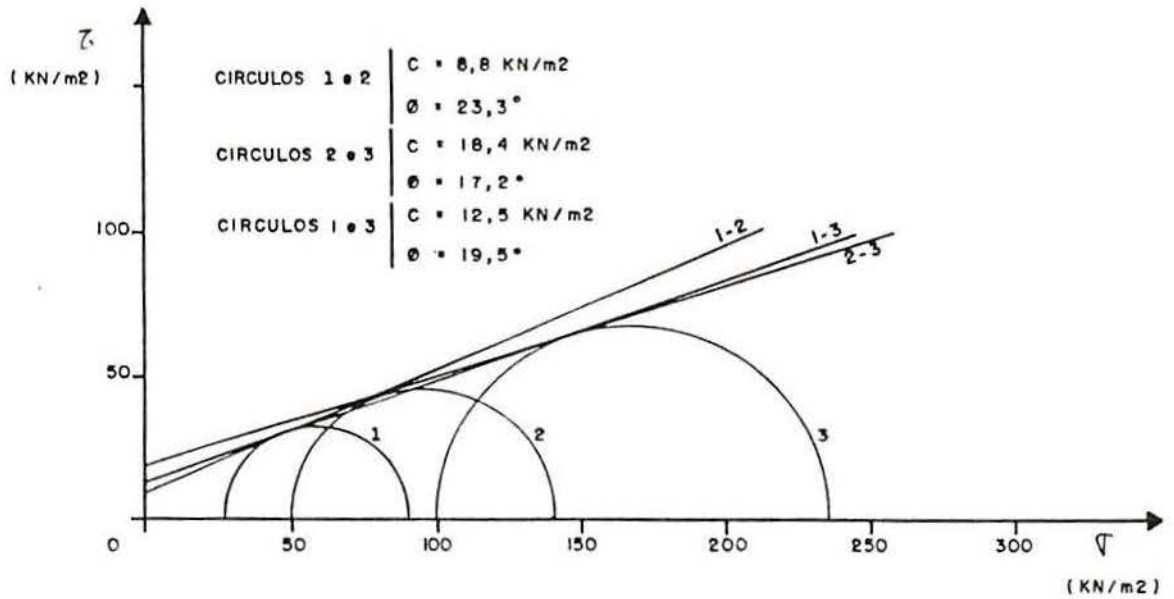
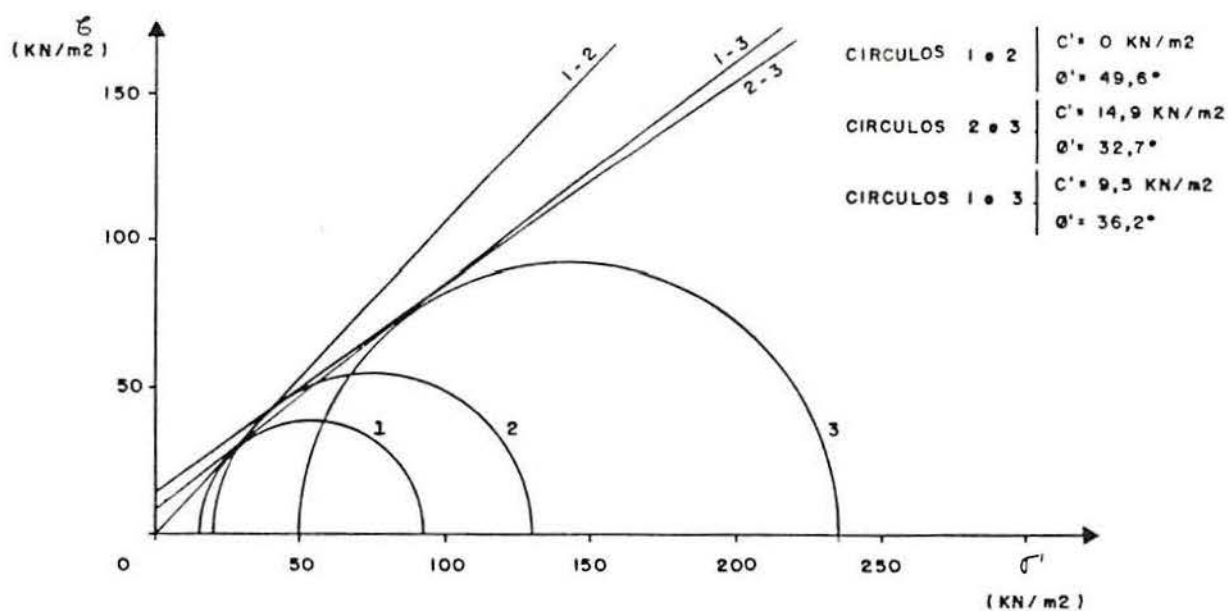
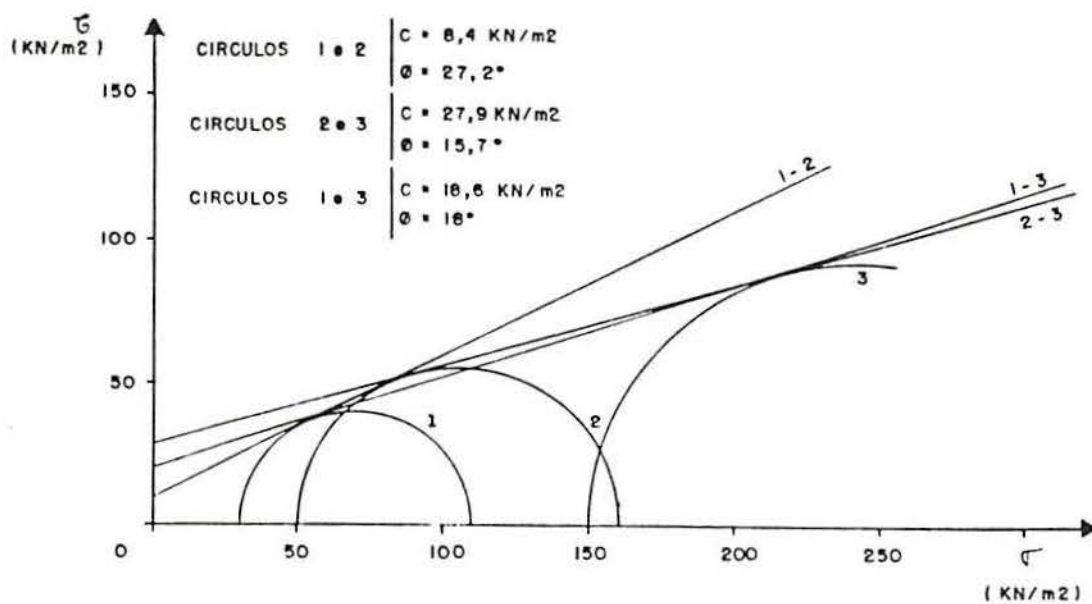


Fig. 4.10 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a profundidade 2.00-2.50m, em corpos de prova inundados



σ_3 KN/m ²	σ_1 KN/m ²	ΔU KN/m ²	σ'_3 KN/m ²	σ'_1 KN/m ²
27	89	17	10	72
50	142	31	19	111
100	234	64	36	170
$B = 0,76$				

Fig. 4.11 Tensões e envoltórias de ruptura do ensaio CIU, para a profundidade 0.50-1.00m.



σ_3 KN/m ²	σ_1 KN/m ²	ΔU KN/m ²	σ'_3 KN/m ²	σ'_1 KN/m ²
30	108	16	14	92
49	159	30	19	129
150	335	99	51	236
B = 0,75				

Fig. 4.12 Tensões e envoltórias de ruptura do ensaio CIU, para a profundidade 2.00-2.50m.

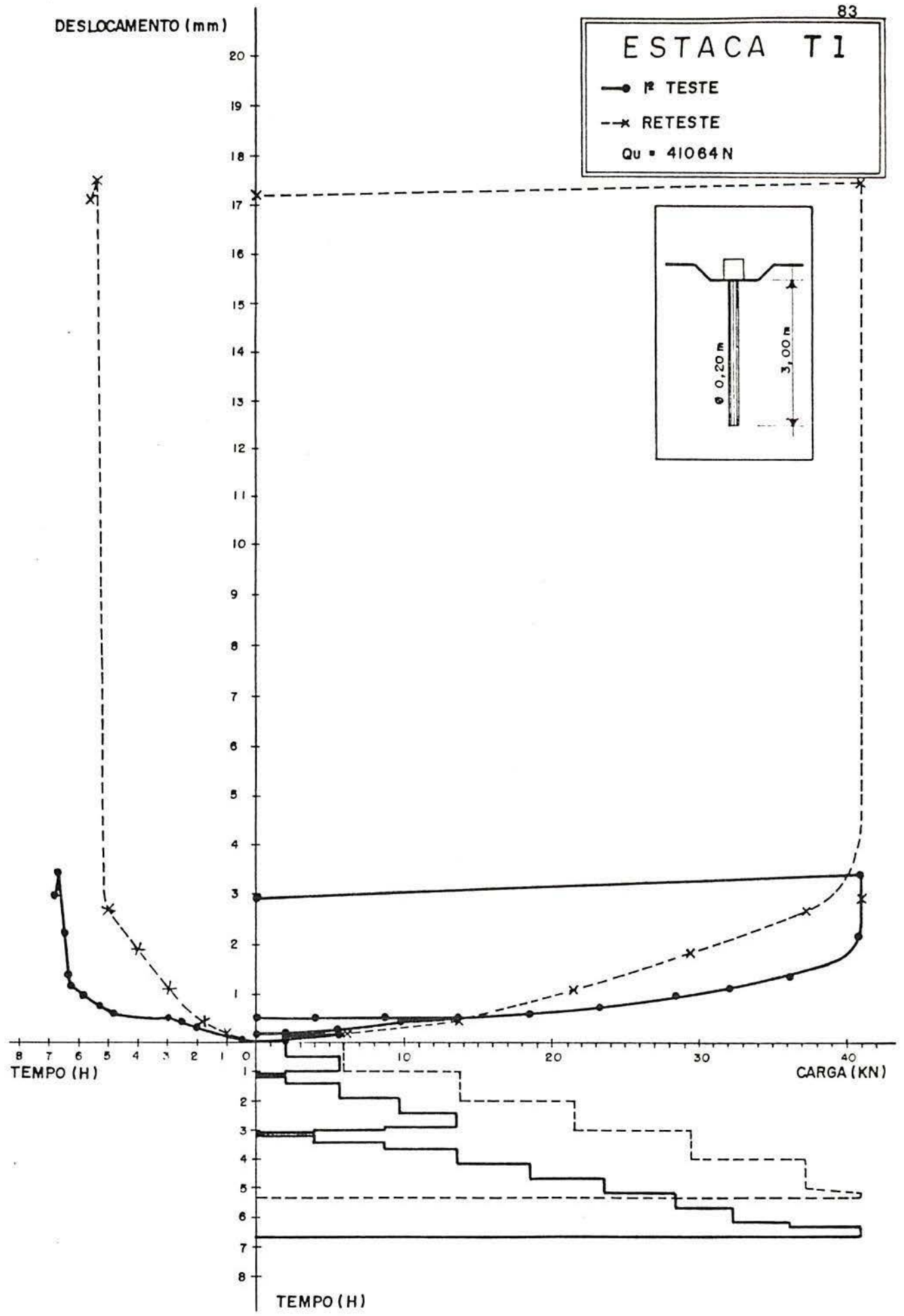


Fig. 4.13 Curvas dos ensaios de tração da estaca T1.

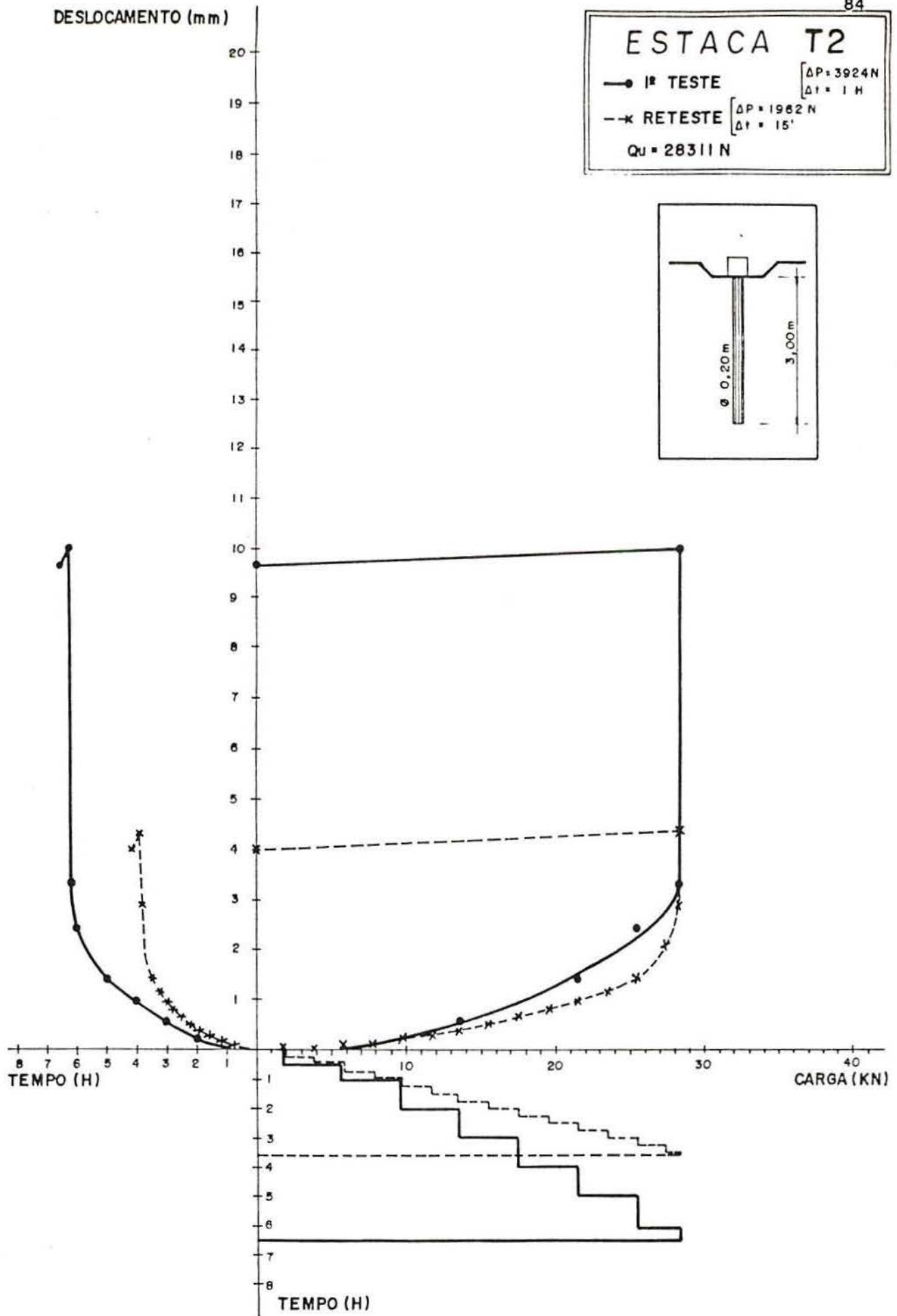


Fig. 4.14 Curvas dos ensaios de tração da estaca T2.

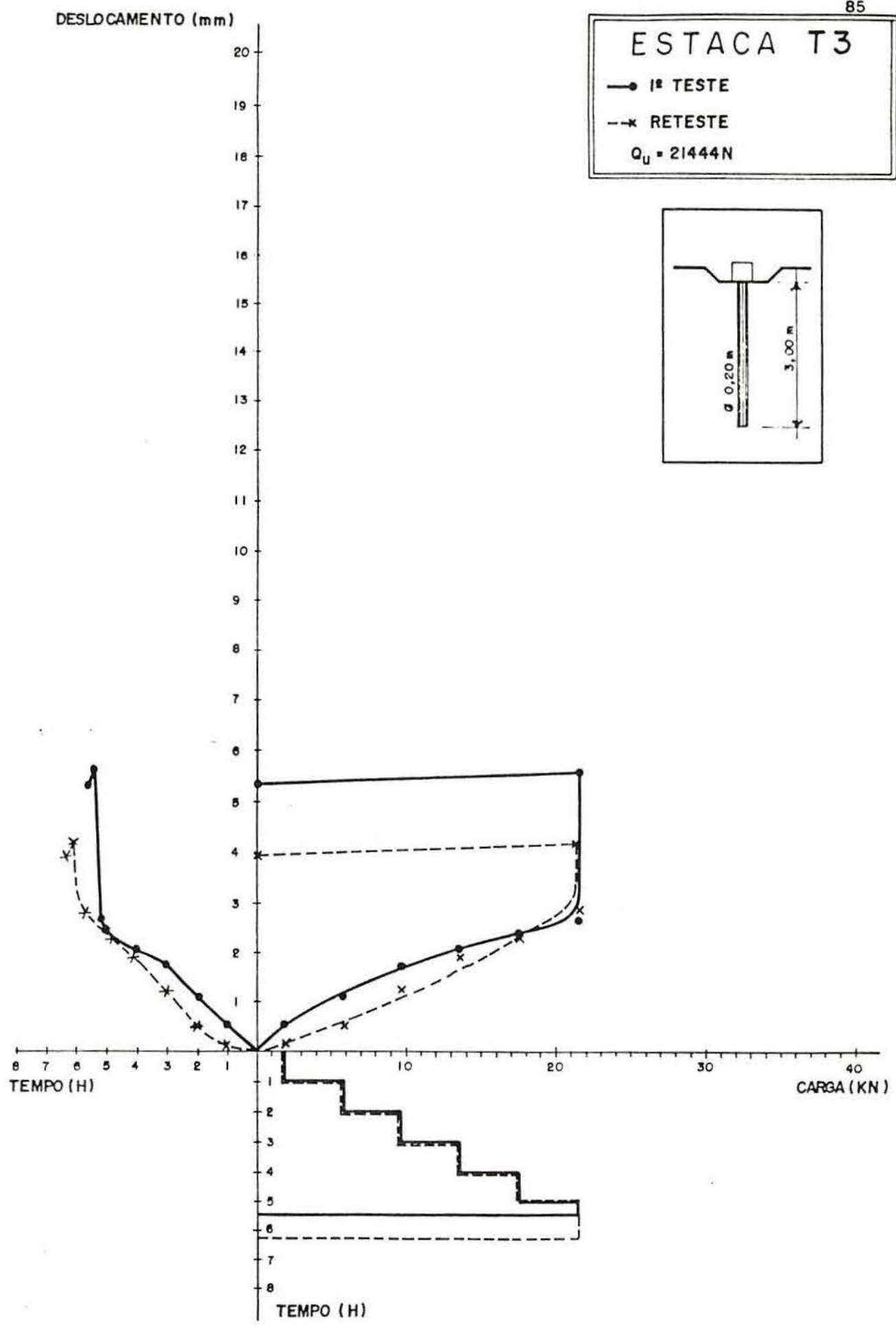


Fig. 4.15 Curvas dos ensaios de tração da estaca T3.

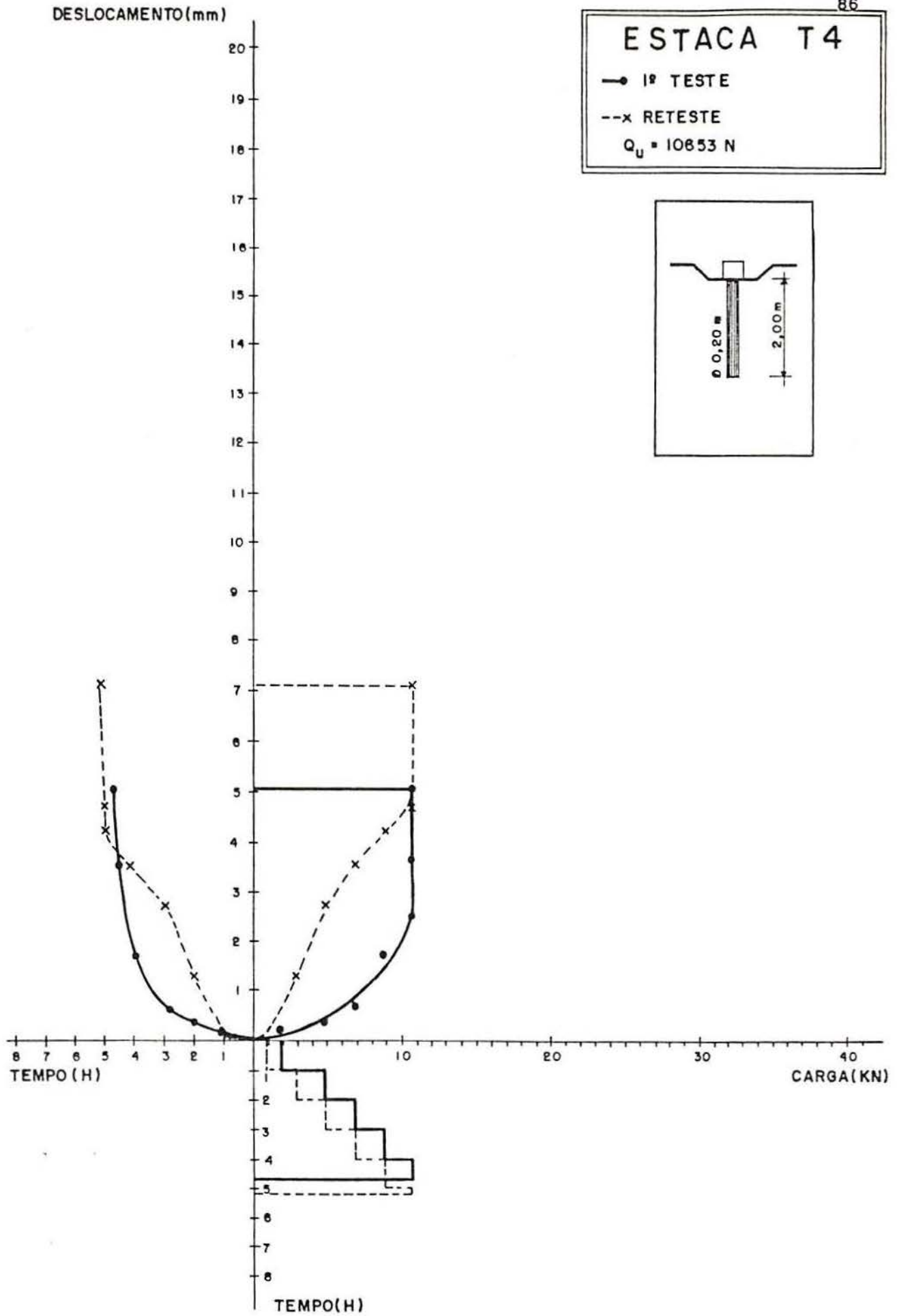


Fig. 4.16 Curvas dos ensaios de tração da estaca T4.

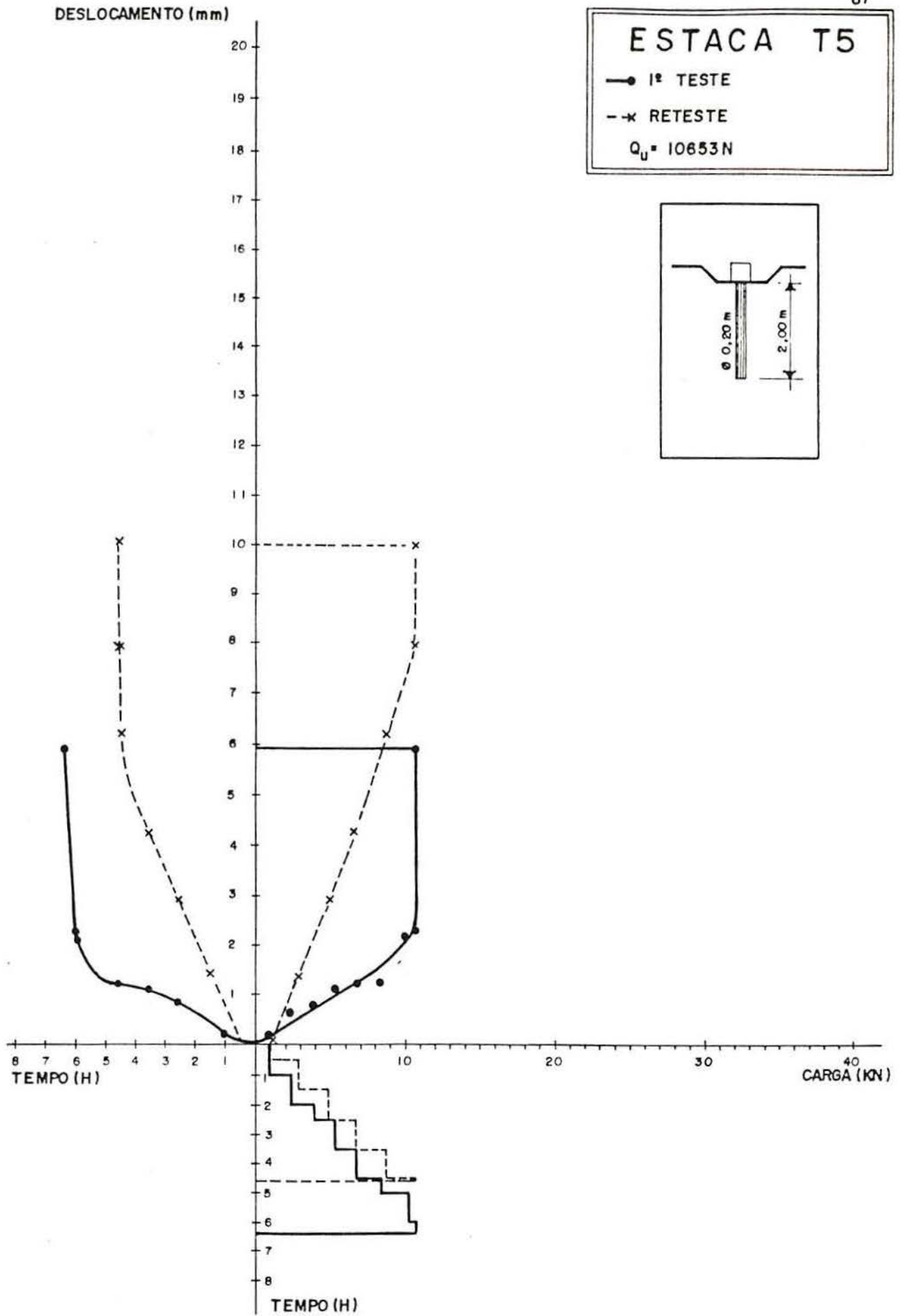


Fig. 4.17 Curvas dos ensaios de tração da estaca T5.

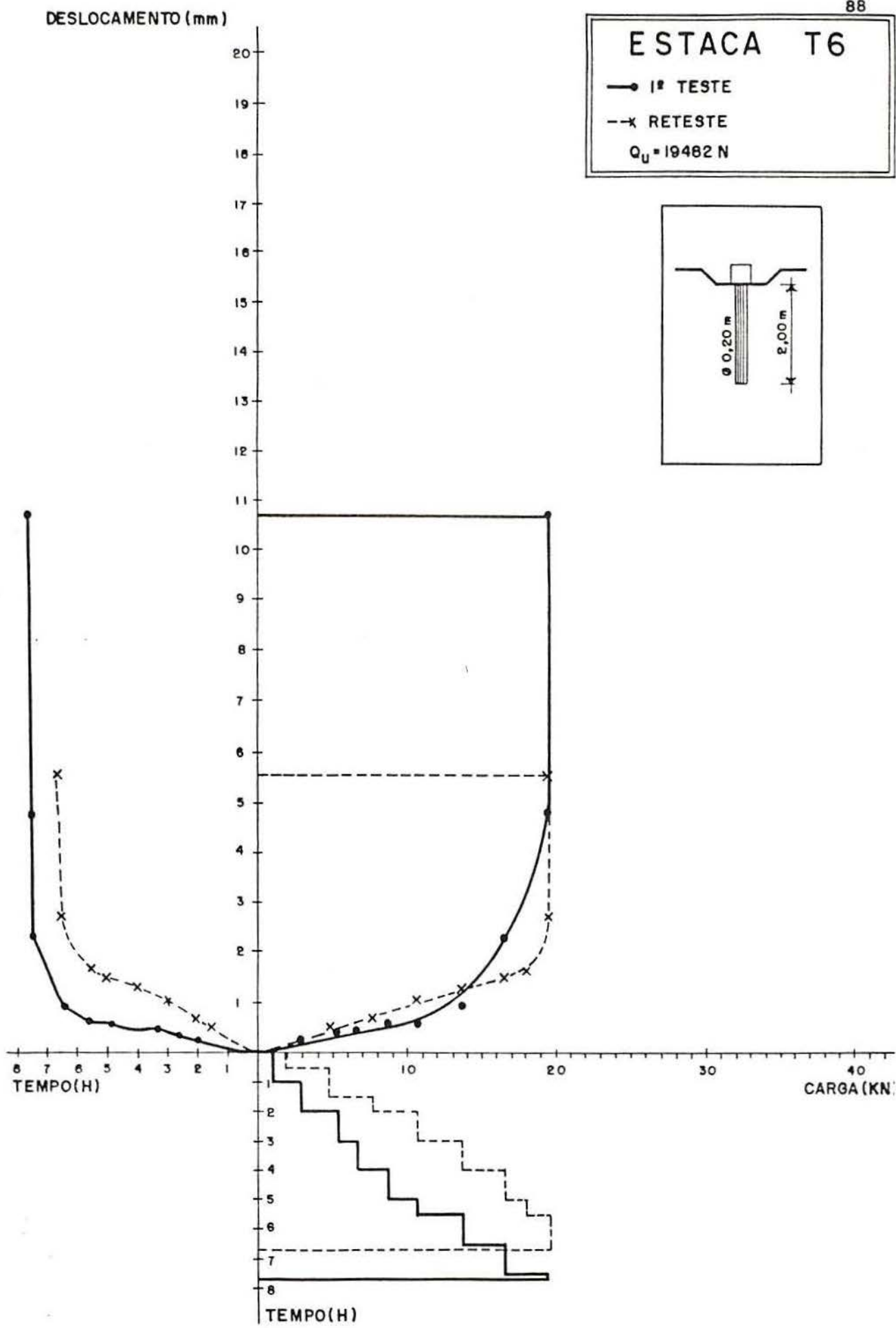


Fig. 4.18 Curvas dos ensaios de tração da estaca T6.

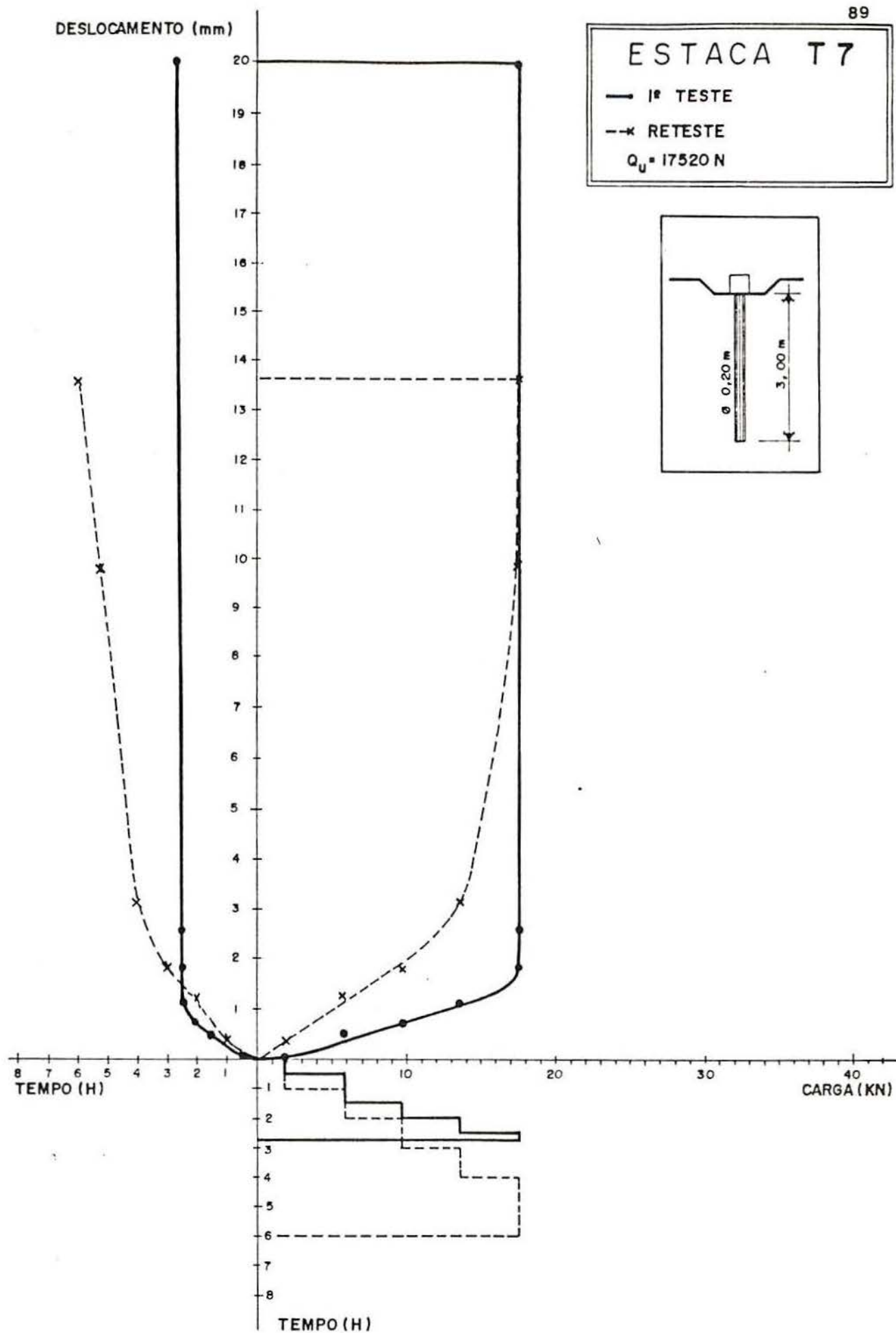


Fig. 4.19 Curvas dos ensaios de tração da estaca T7.

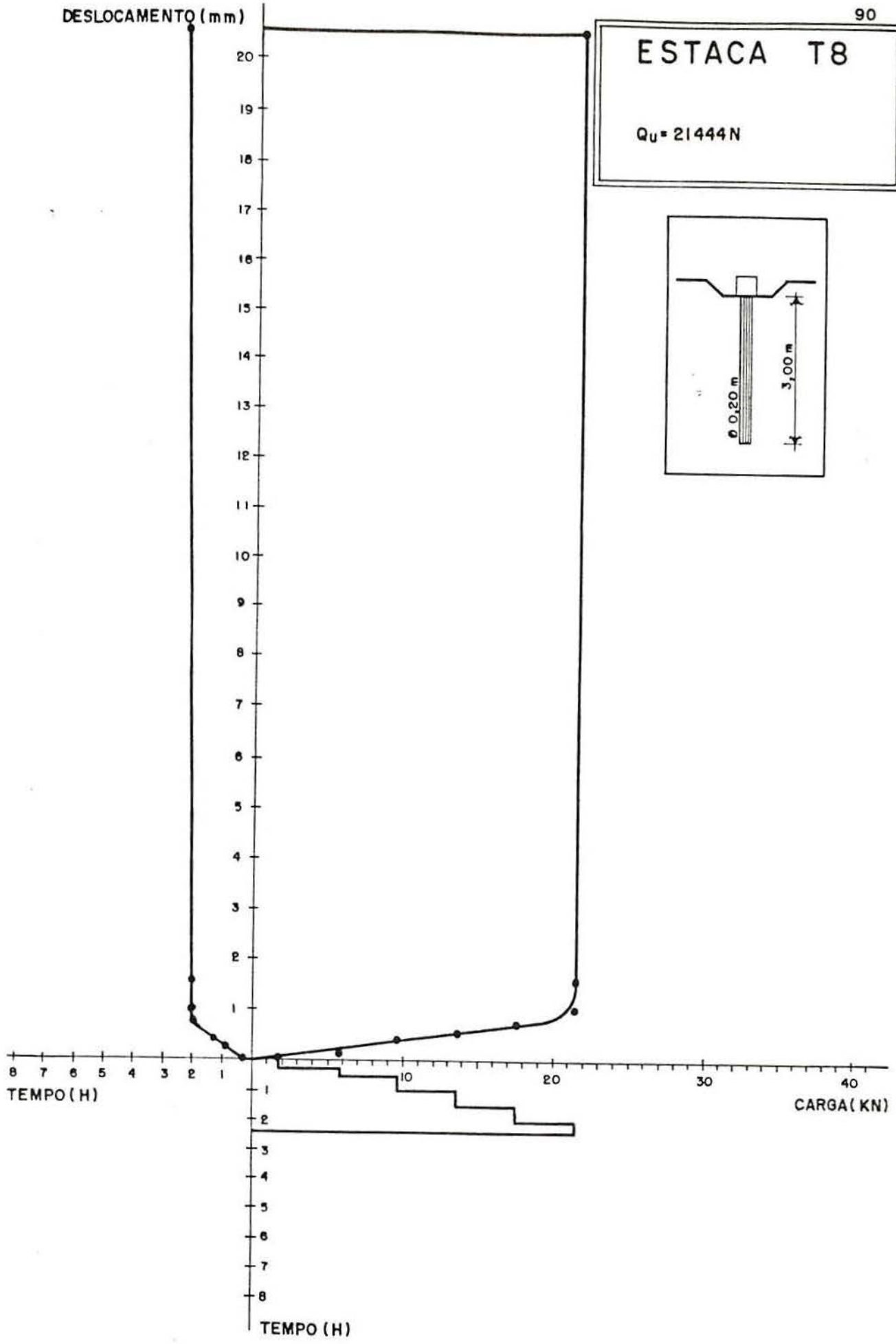


Fig. 4.20 Curvas do ensaio de tração da estaca T8.

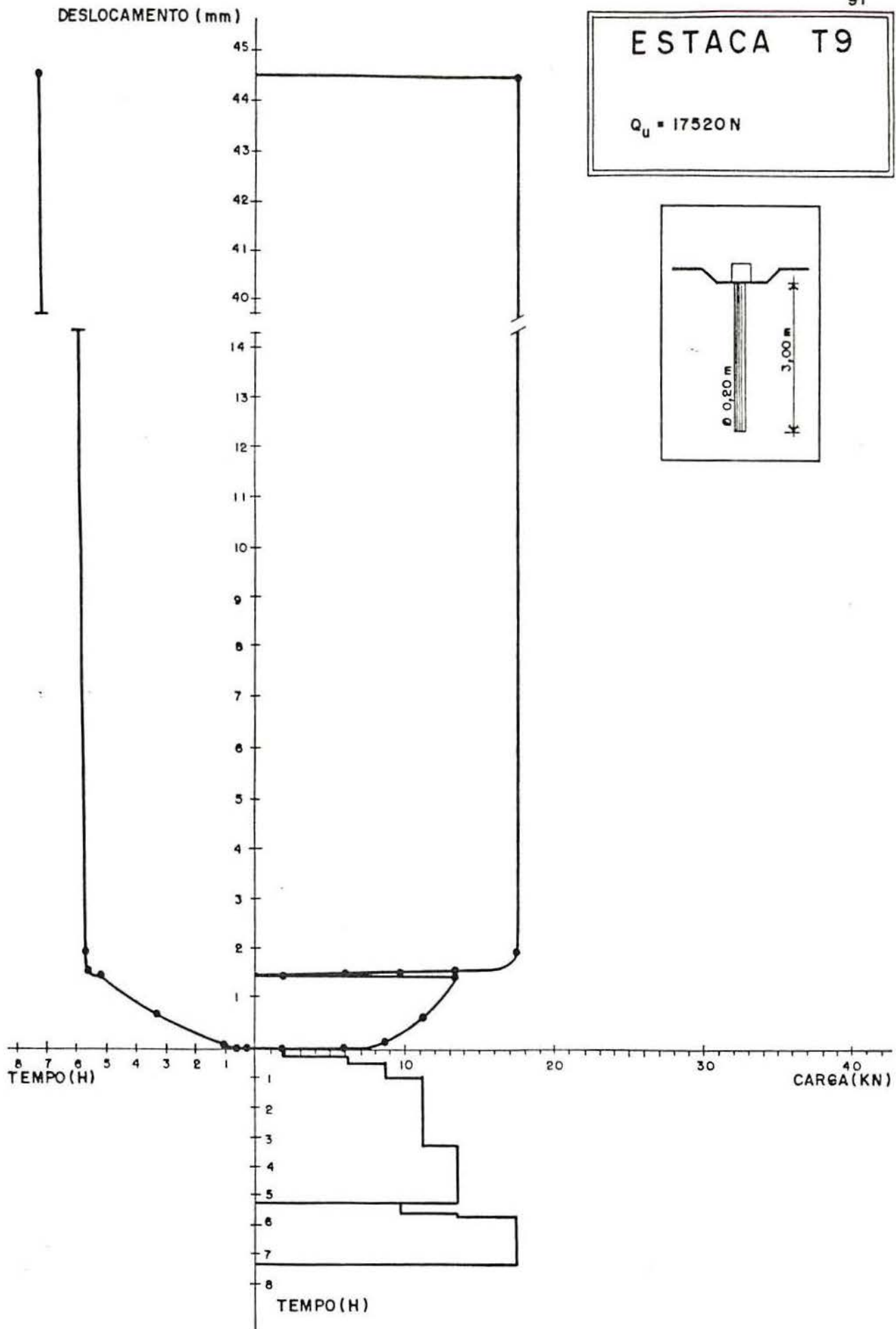


Fig. 4.21 Curvas do ensaio de tração da estaca T9.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE E APLICAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

1. ANÁLISE DAS CURVAS DOS TESTES DE TRAÇÃO

A observação das curvas carga vs. deslocamento, carga vs. tempo e deslocamento vs. tempo das Figuras 4.13 a 4.21 permite as seguintes conclusões genéricas:

a) a resistência total de arrancamento não experimentou alteração significativa com a mudança da metodologia de carregamento;

b) o deslocamento que prenuncia o estado de ruptura se situou entre 1.0 e 3.5mm (0.5% - 1.75% do diâmetro);

c) para a mesma metodologia de carregamento, os deslocamentos de uma determinada estaca são maiores no reteste do que no primeiro teste;

d) a velocidade de deformação, isto é, a razão deslocamento/tempo é maior no reteste do que no primeiro teste, para idênticas velocidades de carregamento;

e) a adoção de uma maior velocidade de carregamento conduz a menores deslocamentos, para um dado nível de carga, conforme evidencia a Figura 4.14, por comparação das curvas carga vs. deslocamento do primeiro teste da estaca T2, realizado pelo método opcional de carregamento com intervalos de tempo constantes, e do reteste, realizado pelo método opcional de carregamento rápido;

f) o fato de uma estaca não ser previamente levada à ruptura por compressão antes do ensaio de arrancamento (estaca T6) ou a variabilidade das características resistentes do solo local podem conduzir a um aumento da resistência total de arrancamento, conforme se verificou com as estacas T6 e T1 que apresentaram, respetivamente, resistências ao arrancamento cerca de 83% e 93% superiores às das estacas homólogas, de 2m e de 3m;

g) o fato das estacas de 3m terem 30cm da ponta no horizonte C praticamente não implicou num aumento substancial da sua resis-

tência relativamente às de 2m, porque o aumento de resistência com a profundidade segue naturalmente um crescimento quadrático, conforme evidenciam as fórmulas de previsão dos métodos Beta e do Cilindro de Atrito, por exemplo, o que foi verificado experimentalmente, pois a média das resistências das estacas de 3m é aproximadamente dupla da média correspondente às estacas de 2m ($18937\text{N} / 9114\text{N} = 2.1$), concordando com a proporção dos quadrados dos comprimentos respectivos ($3^2 / 2^2 = 2.25$).

A Figura 5.1 mostra as relações resistência lateral/resistência lateral limite versus deslocamento verificadas nos experimentos de tração. Pelo exame destes gráficos pode-se concluir o seguinte:

- os deslocamentos correspondentes ao início da ruptura se situaram no intervalo de 15 a 50 vezes a razão diâmetro/comprimento da estaca, em milímetros ($1 - 3.5\text{mm}$; $0.5\% d - 1.75\% d$);
- o valor médio do deslocamento do início da ruptura se localizou no intervalo de 25 a 30 vezes a razão diâmetro/comprimento da estaca, em milímetros ($2 - 2.5\text{mm}$; $1\% d - 1.25\% d$);
- em termos de valores médios, pode ser considerada uma tendência linear de crescimento da razão Q_1/Q_{1u} em função do deslocamento da cabeça da estaca, desde 0 até 1.

A Tabela 5.1 resume as resistências totais ao arrancamento, Q_u , as resistências máximas de atrito lateral, Q_{1u} e as médias respectivas, para as estacas de 3m. A Tabela 5.2 apresenta as mesmas resistências para as estacas de 2m.

Tabela 5.1 Resistências totais, Q_u e de atrito lateral limite, Q_{1u} , para as estacas de 3m.

ESTACA	Q_u (N)	Q_u médio (N)	Q_{1u} (N)	Q_{1u} médio (N)
T1	41 064	41 064	38 753	38 753
T2	28 311	21 248	26 000	18 937*
T3	21 444		19 133	
T7	17 520		15 209	
T8	21 444		19 133	
T9	17 520		15 209	

Nota: * valor considerado para avaliação das resistências previstas.

Tabela 5.2 Resistências totais, Q_u e de atrito lateral limite, Q_{1u} , para as estacas de 2m.

ESTACA	Q_u (N)	Q_u médio (N)	Q_{1u} (N)	Q_{1u} médio (N)
T4	10 653	10 653	9 114	9 114*
T5	10 653		9 114	
T6	19 482	19482	17 943	17 943

Nota: * valor considerado para avaliação das resistências previstas.

Na avaliação dos pesos próprios das estacas foi considerado um peso específico do concreto armado igual a 24525 N/m^3 . Os pesos próprios das estacas de 2m e de 3m foram, assim, $1\ 539 \text{ N}$ e $2\ 311 \text{ N}$, respectivamente.

As resistências médias das estacas de 2m foram calculadas separadamente para as estacas T4 e T5, de um lado, e para a T6, de outro, uma vez que esta não experimentou qualquer ruptura precedente por compressão. Para as estacas de 3m, a separação da estaca T1 do cálculo das resistências médias foi devida à discrepância acentuada entre a sua resistência e as das estacas restantes. A explicação mais aceitável para esta discrepância de resistências é a variação das condições estruturais do subsolo, conforme já foi referido no Capítulo 4.

2. COMPARAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIAS LATERAIS PREVISTAS E RESISTÊNCIAS LATERAIS MEDIDAS

2.1. MÉTODOS GEOMÉTRICOS E GEOTÉCNICOS

2.1.1. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E PESOS ESPECÍFICOS ADOTADOS

Além dos dados expressos na Tabela 4.8, foi decidido utilizar na análise de resultados valores reduzidos a $2/3$ dos parâmetros de resistência [$2c/3$ e $(2tg\phi)/3$], determinados laboratorialmente pelo ensaio de cisalhamento direto, com o objetivo de aproximar mais as previsões baseadas neste ensaio das feitas a partir do ensaio de compressão triaxial. Assim, a Tabela 5.3 apresenta de maneira mais ampla os dados geotécnicos utilizados nas previsões das resistências à tração das estacas testadas.

Tabela 5.3 Dados para previsão de Q_{1u} pelos métodos geométricos e geotécnicos.

Profundidade (m)	Peso Específico (KN /m ³)	Parâmetros de Resistência						
			Triaxial		Cisalhamento Direto			
			Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
0.0 a 0.75	17.4	c(KPa)	8.8	6.0	22.7	18.0	15.1	12.0
		ϕ (°)	23.3	38.7	27.1	27.6	18.8	19.2
0.75 a 2.70	18.3	c(KPa)	18.6	9.5	26.1	20.0	17.4	13.3
		ϕ (°)	18.0	36.2	26.2	26.6	18.2	18.5
2.70 a 3.00	20.7	c(KPa)	-	-	30.5	10.5	20.3	7.0
		ϕ (°)	-	-	48.2	35.0	36.7	25.8
Efet.		- efetivo						
Res.		- residual						
Red.		- reduzido						

2.1.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

A) Método do Tronco de Cone

(Apud Danziger, 1983)

A semelhança do que aconteceu nos experimentos de KULHAWY, KOZERA & WITHIAM(1979) com estacas-modelo em areia compactada, foram testadas as previsões com $\theta = 30^\circ$, $\theta = \bar{\phi}$ e $\theta = \bar{\phi}/2$, sendo $\bar{\phi}$ o ângulo de atrito interno médio para as diversas camadas de solo atravessadas pela estaca.

Os valores médios do ângulo de atrito interno, $\bar{\phi}$ e do peso específico, $\bar{\gamma}$ vêm dados na Tabela 5.4. Estes valores foram obtidos por média ponderada onde os coeficientes de ponderação são as alturas dos estratos atravessados pela estaca, cujos parâmetros de resistência são as quantidades ponderadas.

Tabela 5.4 Pesos específicos médios e ângulos de atrito interno médios do solo para as profundidades de 2m e 3m.

Estaca	Peso Específico médio, $\bar{\gamma}_3$ (KN /m ³)	Ângulo de Atrito Interno Médio, $\bar{\phi}$					
		Triaxial		Cisalhamento Direto			
		Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
2m	18.0	19.99	37.14	26.54	26.98	18.43	18.76
3m	18.3	19.33	36.83	28.63	27.78	20.20	19.41
Efet.		- efetivo					
Res.		- residual					
Red.		- reduzido					

B) Método do Cilindro de Atrito

(POULOS & DAVIS, 1980)

Para as três camadas de solo identificadas até 3m de profundidade, foram adotados, para o desenvolvimento das previsões por este método, os coeficientes de empuxo lateral constantes da Tabela 5.5, seguindo as sugestões de vários pesquisadores (KULHAWY, KOZERA & WITHIAM, 1979; MEYERHOF, 1976; STEWART & KULHAWY, 1981).

Considerando os vários coeficientes de empuxo lateral, foram estudadas as hipóteses de ruptura pelo solo e pela interface estaca-solo, adotando para adesão e ângulo de atrito estaca-solo os valores reduzidos da coesão e do ângulo de atrito interno do solo de acordo com os coeficientes minorantes aconselhados por POTYONDY (1961), sob a forma tabular, para diversas qualidades e condições dos materiais da estaca e do solo. Assim, no caso presente, a consulta da tabela de Potyondy

Tabela 5.5 Coeficientes de empuxo lateral

K_s	Profundidade (m)		
	0.00 a 0.75	0.75 a 2.70	2.70 a 3.00*
$K_o = 1 - \sin\phi'$	0.37	0.41	0.41
$K_o = (1 - \sin\phi') \sqrt{OCR}$	0.77	0.84	0.84
$(1 - \sin\phi') \cdot OCR^{\sin\phi'}$	0.91	0.96	0.96
$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$	0.23	0.26	0.26
$K_p = 1/K_a$	4.34	3.89	3.89
$\sqrt{K_p}$	2.08	1.97	1.97
$K_c = \gamma_c / \gamma$	1.32	1.26	1.11

Notas:

- o ângulo de atrito interno efetivo considerado foi o deduzido pelo ensaio triaxial CIU;
- * - como não foi realizado o ensaio triaxial CIU para esta profundidade, repetiram-se os valores da camada superior;
- γ_c - o peso específico do concreto foi considerado igual a 23 KN/m^3 .

foi feita considerando o solo como granular coesivo, com valores médios $LL = 35$, $IP = 15$ e $w = 25$, e o concreto da estaca como rugoso (vertido sobre um solo preparado), tendo resultado nos seguintes valores de adesão e de ângulo de atrito estaca-solo:

- adesão: $c_a = 0.80c$;
- ângulo de atrito estaca-solo: $\delta = 0.95\phi$.

A Tabela 5.6 fornece os valores da adesão e do ângulo de atrito estaca-solo utilizados nas previsões pelo Método do Cilindro de Atrito, considerando a hipótese de coincidência da superfície cilíndrica de ruptura com a interface estaca-solo.

Tabela 5.6 Valores da adesão e do ângulo de atrito estaca-solo

Profundidade (m)	Parâmetro	Parâmetros de Resistência					
		Triaxial		Cisalhamento Direto			
		Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
0.0 a	c_a (KPa)	7.0	5.5	18.2	14.4	12.1	9.6
0.75	δ ()	22.1	36.8	25.7	26.2	17.9	18.2
0.75 a	c_a (KPa)	14.9	7.6	20.9	16.0	13.9	10.6
2.70	δ ()	17.1	34.4	24.9	25.3	17.3	17.6
2.70 a	c_a (KPa)	-	-	24.4	8.4	16.2	5.6
3.00	δ ()	-	-	45.8	34.1	34.9	24.5

C) Método da Universidade de Grenoble

(Apud Danziger, 1983)

A aplicação do método implica a utilização de valores médios ponderados de peso específico, ângulo de atrito interno e coesão correspondentes à altura da estaca. As médias do peso específico e do ângulo de atrito interno são as apresentadas na Tabela 5.4, já indicada para o Método do Tronco de Cone. Os valores médios da coesão estão especificados na Tabela 5.7, abaixo.

As previsões de resistência foram feitas para hipótese de ruptura do tipo cilíndrica, isto é, pela interface estaca-solo, com $\lambda = 0$.

Tabela 5.7 Valores médios ponderados da coesão do solo para as profundidades 2m e 3m.

Estaca	Coesão Média (KPa)					
	Triaxial		Cisalhamento Direto			
	Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
2m	14.93	8.53	24.83	19.25	16.54	12.81
3m	16.15	8.85	25.69	18.55	17.12	12.35

D) Método de MEYERHOF & ADAMS(1968)

A previsão é referida à resistência a longo prazo ou em condições drenadas, através da expressão (2.17).

Tabela 5.8 Valores de H, m, S e K_u para aplicação do método de MEYERHOF & ADAMS

Estaca	Parâmetro	Triaxial		Cisalhamento Direto				Nota:
		Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.	
2m	H	0.50	1.17	0.66	0.68	0.5*	0.5*	* - valor correspondente a $\phi = 20$
	m	0.05	0.29	0.12	0.12	0.05	0.05	
	S	1.12	2.70	1.39	1.42	1.12	1.12	
	K_u	0.86	0.94	0.89	0.90	0.82	0.83	
3m	H	0.50*	1.15	0.75	0.71	0.5*	0.5*	* - valor correspondente a $\phi = 20$
	m	0.05	0.29	0.14	0.13	0.05	0.05	
	S	1.12	2.67	1.52	1.47	1.12	1.12	
	K_u	0.85	0.93	0.91	0.90	0.86	0.85	

A Tabela 5.8 resume os valores de H, m, S e K_u utilizados na aplicação da referida expressão. Os valores médios de γ , c e ϕ são os mesmos das Tabelas 5.4 e 5.7.

E) Equação de MEYERHOF

(Apud DAS et alii, 1977)

Como no Método do Cilindro de Atrito, a aplicação da Equação de Meyerhof é feita com a consideração de duas hipóteses de ruptura:

- ruptura pelo solo, com valores de adesão, c_a e ângulo de atrito estaca-solo, δ iguais à coesão, c e ao ângulo de atrito

interno do solo, ϕ , respetivamente, dados pela Tabela 5.3;

- ruptura pela interface estaca-solo, com valores da adesão e do ângulo de atrito estaca-solo deduzidos a partir da coesão e do ângulo de atrito interno do solo, respetivamente, de acordo com as indicações de POTYONDY(1961) e dados pela Tabela 5.6.

Assim, a grande diferença relativamente ao Método do Cilindro de Atrito reside na definição do coeficiente de empuxo lateral, que para as condições estudadas assume os valores indicados na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 Valores de K_u para aplicação da Equação de MEYERHOF

Profundidade (m)	Hipótese de Ruptura	Coef. de Empuxo Lateral K_u					
		Triaxial		Cisalhamento Direto			
		Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
0.00 a	P/ solo	1.0	2.5	1.2	1.25	0.9*	0.95
0.75	P/ interf.	1.0	2.2	1.1	1.15	0.9*	0.9
0.75 a	P/ solo	0.9	2.2	1.1	1.1	0.9*	0.9*
2.70	P/ interf.	0.9	1.9	1.05	1.05	0.9*	0.9*
2.70 a	P/ solo	-	-	4.0	1.95	2.0	1.1
3.00	P/ interf.	-	-	4.0	1.8	1.8	1.05

Nota: * - valor mínimo previsto pelo autor

F) Método de TRAN-VO-NHIEM(1971)

Os modelos de previsão 1 (solo incompressível) e 2 (solo compressível), já descritos no Capítulo 2, só podem ser aplicados à estaca de 2m de comprimento, pois só esta tem uma razão L/R dentro dos limites dos ábacos de Tran-Vo-Nhiem para a dedução dos parâmetros $M_{\phi R}$ e M_{CR} , que estão resumidos na Tabela 5.10, considerando uma ruptura pela interface estaca-solo, com parâmetros de resistência corrigidos pelos coeficientes sugeridos por POTYONDY(1961).

A hipótese de mobilização do empuxo passivo na superfície lateral, que é levantada pelo autor para solos não compactados, já foi englobada nas previsões pelo Método do Cilindro de Atrito.

Tabela 5.10 Valores de $M_{\phi R}$ e M_{cR} para aplicação do método de TRAN-VO-NHIEM, para estacas de 2m.

Profundidade (m)	Modelo	Coeficiente	Triaxial		Cisalhamento Direto			
			Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
0.00 a 0.75	Modelo 1	$M_{\phi R}$	0.52	1.30	0.60	0.60	0.30	0.30
		M_{cR}	6.10	6.70	6.10	6.10	6.10	6.10
0.75 a 2.00	Modelo 2	$M_{\phi R}$	0.50	1.65	0.70	0.70	0.30	0.30
		M_{cR}	6.50	6.00	6.50	6.50	6.50	6.50
0.75 a 2.00	Modelo 1	$M_{\phi R}$	0.35	0.95	0.60	0.60	0.30	0.30
		M_{cR}	6.10	5.75	6.10	6.10	6.10	6.10
2.00 a 3.00	Modelo 2	$M_{\phi R}$	0.35	1.50	0.70	0.70	0.35	0.35
		M_{cR}	6.50	6.15	6.50	6.50	6.50	6.50

G) Método Beta

(Apud Milititsky, 1983)

Foram feitas provisões para os seguintes valores de β :

a) $\beta = 0.5$;

b) $\beta = 0.8$;

c) $\beta = 0.7 \tan \phi'$;

d) $\beta = K_0 \tan \phi'$;

e) $\beta = 2K_0 / 3$, com $K_0 = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR}$.

As Tabelas 5.11, 5.12 e 5.13 apresentam os valores do coeficiente β dependentes de ϕ' .

Tabela 5.11 Valores do coeficiente β determinados a partir do ensaio triaxial CIU

Profundidade (m)	$\beta = 0.7 \tan \phi'$	$\beta = K_0 \tan \phi'$	$\beta = 2K_0 / 3$
0.00 a 0.75	0.581	0.615	0.512
0.75 a 3.00	0.512	0.615	0.559

Tabela 5.12 Valores do coeficiente β determinados a partir do ângulo de atrito interno residual do ensaio de cisalhamento direto.

Profundidade (m)	$\beta = 0.7 \tan \phi'$	$\beta = K_0 \tan \phi'$	$\beta = 2K_0 / 3$
0.00 a 0.75	0.365	0.562	0.751
0.75 a 2.70	0.351	0.555	0.752
2.70 a 3.00	0.507	0.655	0.579

Tabela 5.13 Valores do coeficiente β determinados a partir do ângulo de atrito interno residual reduzido.

Profundidade (m)	$\beta = 0,7 \tan \phi'$	$\beta = K_0 \tan \phi'$	$\beta = 2K_0 / 3$
0.00 a 0.75	0.234	0.490	0.933
0.75 a 2.70	0.234	0.476	0.905
2.70 a 3.00	0.333	0.573	0.777

HD Método de C. E. de MELO (1982a)

A implementação do método apresenta duas dificuldades básicas:

a) a determinação relativamente segura da tensão normal que deve ser utilizada no ensaio de cisalhamento direto de cada amostra, para que este ensaio seja representativo das condições de ruptura por arrancamento da estaca;

b) as regras de construção das curvas de cálculo de tensão cisalhante versus deslocamento, a partir das curvas laboratoriais, quando as tensões normais usadas nos ensaios de cisalhamento direto não coincidem com as respectivas tensões horizontais ao longo da superfície lateral da estaca durante o seu ensaio de arrancamento.

Assim, no presente estudo, foram utilizadas as curvas de cálculo desenhadas na Figura 5.2, que foram obtidas por extrapolação a partir das curvas dos ensaios de cisalhamento direto, conforme a discriminação das alíneas subsequentes:

a) curva de 0.0 a 1.0m - deduzida por extrapolação a partir da curva experimental de tensão normal igual a 7 KPa, da amostra coletada na profundidade 0.0 - 1.0m;

b) curva de 1.0 a 2.0m - deduzida a partir da curva experimental de 17.8 KPa, da amostra concernente à profundidade 0.0 - 1.0m;

c) curva de 1.0 a 3.0m - deduzida a partir da curva experimental de tensão normal igual a 25 KPa, da amostra coletada na profundidade 2.0 - 2.5m.

2.1.3. RESISTÊNCIAS LATERAIS PREVISTAS E RAZÕES RESISTÊNCIA LATERAL PREVISTA/RESISTÊNCIA LATERAL MEDIDA

As Tabelas 5.14, para estacas de 2m, e 5.15, para estacas de 3m, apresentam os resultados das previsões da resistência lateral pelos métodos geotécnicos e geométricos e, entre parêntesis, as razões entre resistência prevista e resistência medida, respetivas.

As Figuras 5.3, 5.4 e 5.5 apresentam gráficamente as relações Q_{1u} prevista / Q_{1u} medida mais próximas da unidade para os diversos métodos geotécnicos e geométricos estudados, tendo em vista a escolha do(s) método(s) de previsão mais eficiente(s).

2.2. CORRELAÇÕES COM ENSAIOS SPT

2.2.1. HIPÓTESES CONSIDERADAS

Dentro da área de execução das estacas foram realizadas em épocas diferentes duas sondagens SPT, designadas por S1 e S3, que também forneceram resistências à penetração dinâmica bastante distintas. Embora S1 tivesse sido realizada em época mais seca do que S3, esta diferença de resistências não pode ser atribuída, sem pesquisas adicionais, ao crescimento da umidade do solo. Assim, foi decidido adotar os resultados da sondagem S1 para as previsões das resistências ao arrancamento máximas e os da sondagem S3 para as das resistências mínimas. Resta salientar que os ensaios de arrancamento foram realizados em tempo seco, com condições de umidade do solo muito próximas das verificadas quando da execução da sondagem S1.

A Tabela 5.16 fornece as médias das resistências à penetração dinâmica N_{SPT} máximas e mínimas, para as três camadas diferentes consideradas nos cálculos de previsão das resistências laterais, Q_{1u} .

2.2.2. RESISTÊNCIAS MÁXIMAS PREVISTAS

A Tabela 5.17 apresenta um resumo dos dados de aplicação do Método de Aoki & Velloso, nas suas diversas versões.

Na Tabela 5.18 estão indicados os resultados dos passos de cálculo e os valores finais das resistências máximas

Tabela 5.14 Resistências laterais previstas, Q_{1u} prevista (KN) e razões $(Q_{1u}$ prevista / \bar{Q}_{1u} medida), para estacas de 2m (\bar{Q}_{1u} medida = 9114 N)

Método	Hipótese	E. CIU		E. Cis. Direto			
		Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
Cilindro de Atrito - Ruptura pelo solo	$K_o = 1 - \sin\phi'$	21.807 (2.39)	17.395 (1.91)	35.658 (3.91)	28.734 (3.15)	23.761 (2.61)	19.135 (2.10)
	$K = K_o = (1 - \sin\phi') \text{ OCR}$	25.024 (2.75)	24.434 (2.68)	40.357 (4.43)	33.518 (3.68)	26.899 (2.95)	22.331 (2.45)
	$K = (1 - \sin\phi') \cdot \text{OCR}^{\sin\phi'}$	25.959 (2.85)	26.468 (2.90)	41.713 (4.58)	34.899 (3.83)	27.805 (3.05)	23.253 (2.55)
	$K = K_a = \text{tg}^2(45 - \phi'/2)$	20.865 (2.29)	14.939 (1.64)	34.018 (3.73)	27.064 (2.97)	22.666 (2.49)	18.020 (1.99)
	$K = K_p = 1/K_a$	48.811 (5.36)	76.160 (8.36)	74.838 (8.21)	68.631 (7.53)	49.922 (5.48)	45.780 (5.02)
	$K = K_p$	33.820 (3.71)	43.566 (4.78)	53.112 (5.83)	46.507 (5.10)	35.416 (3.89)	31.005 (3.40)
	$K = K_c = \gamma_c / \gamma$	28.377 (3.11)	31.700 (3.48)	45.197 (4.96)	38.447 (4.22)	30.131 (3.31)	25.622 (2.81)
Cilindro de Atrito - Ruptura pela interface	$K = 1 - \sin\phi'$	17.889 (1.96)	14.811 (1.63)	29.199 (3.20)	23.639 (2.59)	19.442 (2.13)	15.725 (1.73)
	$K = K_o = (1 - \sin\phi') \text{ OCR}$	20.932 (2.30)	21.394 (2.35)	33.630 (3.69)	28.154 (3.09)	22.416 (2.46)	18.752 (2.06)
	$K = (1 - \sin\phi') \cdot \text{OCR}^{\sin\phi'}$	21.817 (2.39)	23.296 (2.56)	34.908 (3.83)	24.457 (3.23)	23.273 (2.55)	19.626 (2.15)
	$K = K_a = \text{tg}^2(45 - \phi'/2)$	18.827 (1.85)	12.514 (1.37)	27.653 (3.03)	22.064 (2.42)	18.405 (2.02)	14.668 (1.61)
	$K = K_p = 1/K_a$	43.436 (4.77)	69.770 (7.66)	66.141 (7.26)	60.602 (6.65)	44.231 (4.85)	40.969 (4.50)
	$K = K_p$	29.254 (3.21)	39.288 (4.31)	45.656 (5.01)	40.409 (4.43)	30.486 (3.34)	26.971 (2.96)
	$K = K_c = \gamma_c / \gamma$	24.104 (2.64)	28.190 (3.09)	38.193 (4.19)	32.804 (3.60)	25.478 (2.80)	21.871 (2.40)
Universidade de Grenoble	$\lambda = 0$	13.323 (1.46)	11.936 (1.31)	15.641 (1.72)	14.112 (1.55)	14.170 (1.55)	12.494 (1.37)

Tabela 5.14(cont.) Resistências laterais previstas, Q_{1u} prevista (KN) e razões $(Q_{1u}$ prevista / \bar{Q}_{1u} medida), para estacas de 2m (\bar{Q}_{1u} medida = 9114 N).

Método	Hipótese	E. CIU		E. Cis. Direto			
		Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
Meyerhof & Adams	-	8.160 (0.90)	42.260 (4.64)	17.990 (1.97)	16.531 (1.81)	8.225 (0.90)	7.149 (0.78)
Tran - Vo - - Nhiem	Solo compactado incompressível	124.07 (13.6)	86.50 (9.49)	204.77 (22.5)	162.03 (17.8)	134.00 (14.7)	105.45 (11.6)
	Solo compactado compressível	131.87 (14.5)	130.53 (14.3)	221.71 (24.3)	175.69 (19.3)	143.21 (15.7)	112.79 (12.4)
	Solo não compactado	47.153 (5.17)	63.242 (6.94)	70.306 (7.71)	63.872 (7.01)	48.449 (5.32)	44.228 (4.85)
Beta	$\bar{\beta} = 0.5$	-	11.154 (1.22)	-	-	-	-
	$\bar{\beta} = 0.8$	-	17.846 (1.96)	-	-	-	-
	$\bar{\beta} = 0.7 \text{tg}\phi'$	-	11.572 (1.27)	-	7.876 (0.86)	-	5.251 (0.58)
	$\bar{\beta} = K_o \text{tg}\phi'$	-	13.719 (1.51)	-	12.677 (1.39)	-	10.719 (1.18)
	$\bar{\beta} = 2K_o/\beta$	-	12.325 (1.35)	-	16.772 (1.84)	-	21.254 (2.33)
Equação de Meyerhof	Ruptura pelo solo	25.704 (2.82)	47.839 (5.25)	43.494 (4.77)	36.794 (4.04)	27.415 (3.01)	22.909 (2.51)
	Ruptura p/ interface	21.575 (2.37)	38.642 (4.24)	35.993 (3.95)	30.638 (3.36)	22.904 (2.51)	19.250 (2.11)
Tronco de Cone	$\theta = 30$	50.270 (5.52)	-	-	-	-	-
	$\theta = \phi$	19.955 (2.19)	86.503 (9.49)	37.617 (4.13)	39.082 (4.29)	16.746 (1.84)	17.396 (1.91)
	$\theta = \phi/2$	4.684 (0.51)	17.020 (1.87)	8.387 (0.92)	8.678 (0.95)	3.969 (0.44)	4.115 (0.45)
C. E. de Melo	-	-	21.700 ($u = 4.2\text{mm}$) (2.38)				

Tabela B.15 Resistências laterais previstas, Q_{1u} prevista (KN) e razões (Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida), para estacas de 3m (\bar{Q}_{1u} medida = 18937 N).

Método	Hipótese	E. CIU		E. Cis. Direto			
		Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
Cilindro de Atrito - Ruptura pelo solo	$K_o = 1 - \sin\phi'$	37.276 (1.97)	31.883 (1.68)	61.124 (3.23)	46.232 (2.44)	40.737 (2.15)	30.795 (1.63)
	$K = K_o = (1 - \sin\phi') \text{ OCR}$	44.459 (2.35)	47.856 (2.53)	74.461 (3.93)	58.067 (3.07)	49.639 (2.69)	38.700 (2.04)
	$K = (1 - \sin\phi') \cdot \text{OCR}^{\sin\phi'}$	46.501 (2.46)	52.383 (2.77)	78.223 (4.13)	61.415 (3.24)	52.152 (2.75)	40.937 (2.16)
	$K = K_a = \text{tg}^2(45 - \phi'/2)$	34.770 (1.84)	26.310 (1.39)	56.470 (2.98)	42.103 (2.22)	37.631 (1.99)	28.037 (1.48)
	$K = K_p = 1/K_a$	96.380 (5.09)	162.55 (8.61)	170.22 (8.99)	143.19 (7.56)	113.55 (6.00)	95.557 (5.05)
	$K = K_p$	63.679 (3.36)	90.468 (4.78)	109.91 (5.80)	89.583 (4.73)	73.302 (3.87)	59.752 (3.16)
	$K = K_c = \gamma_c / \gamma$	51.210 (2.70)	62.777 (3.32)	86.100 (4.55)	68.821 (3.63)	57.408 (3.03)	45.884 (2.42)
Cilindro de Atrito - Ruptura pela interface	$K = 1 - \sin\phi'$	30.832 (1.63)	27.556 (1.46)	50.654 (2.67)	38.581 (2.04)	33.782 (1.78)	25.689 (1.36)
	$K = K_o = (1 - \sin\phi') \text{ OCR}$	37.631 (1.99)	42.497 (2.24)	63.121 (3.33)	49.724 (2.63)	42.180 (2.23)	33.172 (1.73)
	$K = (1 - \sin\phi') \cdot \text{OCR}^{\sin\phi'}$	39.564 (2.09)	46.732 (2.47)	66.643 (3.52)	52.877 (2.79)	44.551 (2.35)	35.288 (1.86)
	$K = K_a = \text{tg}^2(45 - \phi'/2)$	28.459 (1.50)	22.343 (1.18)	46.304 (2.45)	34.693 (1.83)	30.852 (1.63)	23.079 (1.22)
	$K = K_p = 1/K_a$	86.772 (4.58)	150.16 (7.93)	152.64 (8.06)	129.87 (6.86)	102.48 (5.41)	86.934 (4.59)
	$K = K_p$	55.821 (2.95)	82.357 (4.35)	96.268 (5.08)	79.400 (4.19)	64.505 (3.41)	53.096 (2.80)
	$K = K_c = \gamma_c / \gamma$	44.020 (2.32)	54.098 (2.86)	74.028 (3.91)	59.857 (3.16)	49.518 (2.61)	39.973 (2.11)
Universidade de Grenoble	$\lambda = 0$	26.398 (1.39)	26.499 (1.40)	30.642 (1.62)	28.135 (1.49)	27.049 (1.43)	24.007 (1.27)

Tabela 5.15(cont.) Resistências laterais previstas, Q_{1u} prevista (KN) e razões $(Q_{1u} \text{ prevista} / \bar{Q}_{1u} \text{ medida})$, para estacas de 3m ($\bar{Q}_{1u} \text{ medida} = 18937 \text{ N}$).

Método	Hipótese	E. CIU		E. Cis. Direto			
		Total	Efet.	Pico	Res.	Pico Red.	Res. Red.
Meyerhof & Adams	-	10.350 (0.55)	66.020 (3.49)	29.199 (1.54)	23.325 (1.23)	10.981 (0.58)	9.183 (0.48)
Tran - Vo - - Nhiem	Solo compactado incompressível	-	-	-	-	-	-
	Solo compactado compressível	-	-	-	-	-	-
	Solo não compactado	92.965 (4.91)	134.43 (7.10)	147.85 (7.81)	129.36 (6.83)	105.27 (5.56)	90.921 (4.80)
Beta	$\bar{\beta} = 0.5$	-	25.348 (1.34)	-	-	-	-
	$\bar{\beta} = 0.8$	-	40.557 (2.14)	-	-	-	-
	$\bar{\beta} = 0.7 \tan \phi'$	-	26.107 (1.38)	-	19.365 (1.02)	-	12.910 (0.68)
	$\bar{\beta} = K_o \tan \phi'$	-	31.178 (1.65)	-	29.333 (1.55)	-	25.236 (1.33)
	$\bar{\beta} = 2K_o / 3$	-	28.195 (1.49)	-	36.430 (1.92)	-	46.754 (2.47)
Equação de Meyerhof	Ruptura pelo solo	45.692 (2.41)	99.519 (5.26)	114.52 (6.05)	71.618 (3.78)	58.970 (3.11)	40.881 (2.16)
	Ruptura p/ interface	38.797 (2.05)	80.351 (4.24)	99.052 (5.23)	60.408 (3.19)	51.056 (2.70)	34.959 (1.85)
Tronco de Cone	$\theta = 30$	172.47 (9.11)	-	-	-	-	-
	$\theta = \phi$	63.668 (3.36)	290.21 (15.3)	154.19 (8.14)	143.59 (7.58)	70.040 (3.70)	64.239 (3.39)
	$\theta = \phi/2$	15.007 (0.79)	57.358 (3.03)	33.692 (1.78)	31.641 (1.67)	16.417 (0.87)	15.134 (0.80)
C. E. de Melo	-	-	-	36.800 ($u = 4.0 \text{ mm}$) (1.94)			

previstas, Q_{1u} , e das razões Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida, para as diversas correlações estudadas.

A Figura 5.6 A) representa graficamente os resultados da Tabela 5.18.

2.2.3. RESISTÊNCIAS MÍNIMAS PREVISTAS

A Tabela 5.19 sistematiza os valores das resistências laterais mínimas previstas, Q_{1u} , e das respectivas relações Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida.

A Figura 5.6 B) representa graficamente as relações Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida que constam da Tabela 5.19, calculadas para as resistências mínimas à penetração dinâmica SPT.

Tabela 5.16 Resistências à penetração dinâmica \bar{N}_{SPT} consideradas nas previsões das resistências laterais máximas e mínimas.

Profundidade (m)	\bar{N}_{SPT} MAX.	\bar{N}_{SPT} MIN.
0.00 a 0.75	3.30	0.75*
0.75 a 2.00	5.64	3.39
2.00 a 3.00	8.85	3.40

Nota: * - $\bar{N}_{SPT} = 3$ é o valor mínimo para o método de Décourt-Quaresma.

Tabela 5.17 Dados para o Método de Aoki & Velloso

Profundidade (m)	Original		Danziger		Alonso		Modificado	
	k Kg/cm ²	α %	k Kg/cm ²	α %	k Kg/cm ²	α %	k Kg/cm ²	α %
0.00 a 0.75	7.0	2.4	5.3	2.4	6.4	1.4	5.3	2.4
0.75 a 2.00	3.3	3.0	3.0	3.0	2.7	2.9	3.0	5.0
2.00 a 3.00	3.3	3.0	3.0	3.0	2.7	2.9	3.0	5.0
	F = 6.0		F = 6.0		F = 7.0		F = 5.2	

Tabela 5.18 Resistências máximas previstas, Q_{1u} prevista, e razões Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida por correlações com ensaios SPT.

ΔL (m)	A_1 (cm ²)	\bar{f} ou Q_1	A.-V. ORIG.	A.-V. DANZ.	A.-V. ALO.	A.-V. MOD.	DÉC. - QUAR.	MIL. - ALVES	MOR. Tor.
0.75	4712	\bar{f} (KPa)	9.240	7.000	4.220	8.070	21.000	8.085	5.65
		Q_1 (KN)	4.354	3.297	1.990	3.804	9.895	3.810	2.66
1.25	7854	\bar{f} (KPa)	9.310	8.460	6.310	16.270	28.800	13.818	9.66
		Q_1 (KN)	7.309	6.644	4.955	12.778	22.620	10.853	7.59
Q_{1u} prevista			11.663	9.941	6.945	16.582	32.515	14.663	10.26
Q_{1u} prev. / \bar{Q}_{1u} med.			(1.28)	(1.09)	(0.76)	(1.82)	(3.57)	(1.61)	(1.13)
1.00	6283	\bar{f} (KPa)	14.600	13.280	9.900	25.230	3.950	21.683	15.17
		Q_1 (KN)	9.175	8.341	6.220	16.040	24.818	13.623	9.53
Q_{1u} prevista			20.838	14.985	13.165	32.622	57.333	28.286	19.79
Q_{1u} prev. / \bar{Q}_{1u} med.			(1.10)	(0.79)	(0.70)	(1.72)	(3.03)	(1.49)	(1.05)

Nota: * - valores que não consideram a redução motivada por possível interferência das estacas de reação.

Tabela 5.19 Resistências mínimas previstas, Q_{1u} prevista, e razões Q_{1u} prevista / \bar{Q}_{1u} medida por correlações com ensaios SPT.

ΔL (m)	A_1 (cm ²)	\bar{f} ou Q_1	A.-V. ORIG.	A.-V. DANZ.	A.-V. ALO.	A.-V. MOD.	DÉC. - QUAR.	MIL. - ALVES	MOR. Tor.
0.75	4712	\bar{f} (KPa)	2.100	1.590	0.960	1.830	20.000	1.838	1.28
		Q_1 (KN)	0.990	0.749	0.432	0.865	9.424	0.866	0.60
1.25	7854	\bar{f} (KPa)	5.590	5.080	3.790	9.780	21.300	8.306	5.81
		Q_1 (KN)	4.393	3.993	2.978	7.680	16.729	6.523	4.56
Q_{1u} prevista			5.383	4.742	3.410	8.545	26.153	7.389	5.11
Q_{1u} prev. / \bar{Q}_{1u} med.			(0.59)	(0.52)	(0.37)	(0.94)	(2.87)	(0.81)	(0.51)
1.00	6283	\bar{f} (KPa)	5.610	5.100	3.800	9.810	21.330	8.330	5.81
		Q_1 (KN)	3.525	3.204	2.390	6.162	13.404	5.234	3.60
Q_{1u} prevista			8.908	7.946	5.800	14.707	39.557	12.623	8.81
Q_{1u} prev. / \bar{Q}_{1u} med.			(0.47)	(0.42)	(0.31)	(0.78)	(2.09)	(0.67)	(0.41)

Nota: * - valores que não consideram a redução motivada por possível interferência das estacas de reação.

3. RETROANÁLISE

3.1. ATRITO LATERAL UNITÁRIO MÉDIO

Conforme pode ser verificado pela Figura 5.7, onde estão representadas as curvas do atrito lateral unitário médio versus deslocamento, o atrito lateral unitário médio no arrancamento está situado preferencialmente entre 7 e 10 KN/m², todavia pode assumir valores bastante mais elevados, que na tração da estaca T1 atingiu cerca de 20.5 KN/m².

3.2. VALOR DO COEFICIENTE β

Tendo o Método Beta apresentado boas previsões da resistência lateral no arrancamento, para a hipótese de TOUMA & REESE(1974), ($\beta = 0.7 \text{tg}\phi'$), considerou-se importante determinar por retroanálise o valor médio do coeficiente β para as estacas de 2m e 3m testadas. Assim, segundo evidência a Figura 5.8, o coeficiente β assumiu experimentalmente as médias de $0.55 \text{tg}\phi'$ e $0.51 \text{tg}\phi'$, respetivamente, para as estacas de 2m e de 3m.

3.3 VALOR DO COEFICIENTE DE EMPUXO LATERAL, K

Os experimentos de tração no campo mostraram claramente a ocorrência de ruptura pela interface estaca-solo, portanto do tipo cilíndrica. Assim, o Método do Cilindro de Atrito pode ser de extrema utilidade na previsão da resistência ao arrancamento de estacas cilíndricas em solo parcialmente saturado, desde que haja uma segurança aceitável na postulação do coeficiente de empuxo lateral, K. Verificou-se neste estudo que a previsão mais eficiente, através de um coeficiente de empuxo convencional, foi realizada com o coeficiente de empuxo ativo, K_a , porém a Figura 5.9 torna evidente que a adoção de um coeficiente de empuxo lateral igual a metade do coeficiente de empuxo ativo conduz a previsões mais próximas dos valores medidos, para os comprimentos de estacas que foram estudados, de 2m e 3m.

Também a Figura 5.9 evidencia que o coeficiente de empuxo lateral máximo igual a 0.7, conforme sugestão do Código

Japones de Estruturas Portuárias de 1971 (Apud Tang Nian-Ci et alii, 1983), se mostra adequado à previsão das resistências máximas, quer para as estacas de 2m, quer de 3m.

As previsões referidas na Figura 5.2 correspondem, evidentemente, à utilização dos parâmetros de resistência efetivos afetados da redução de Potyondy, pois foi esta a hipótese que conduziu a melhores resultados.

3.4. CORRELAÇÃO ATRITO LATERAL UNITÁRIO MÉDIO, \bar{f}_s VS. RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DINÂMICA MÉDIA, \bar{N}_{SPT}

Tendo em vista uma expressão empírica do tipo:

$$\bar{f}_s = q_{1u} = k \cdot \bar{N}_{SPT} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (5.1)$$

, estabelecendo uma proporcionalidade entre o atrito lateral unitário médio, no estado limite, e as resistências médias ao longo do fuste da estaca, \bar{N}_{SPT} , foram encontrados por retroanálise os seguintes valores para o coeficiente de proporcionalidade, k:

k = 1.50 - 1.65, para as resistências máximas \bar{N}_{SPT} ;

k = 3.05 - 3.60, para as resistências mínimas \bar{N}_{SPT} .

4. MODELOS DE PREVISÃO INDICADOS

4.1. MÉTODOS GEOTÉCNICOS

4.1.1. COM BASE NOS RESULTADOS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

De modo genérico, verificou-se que os parâmetros de resistência efetivos são mais adequados à realização das previsões da resistência ao arrancamento do que os parâmetros de resistência totais. Nesta perspectiva, os Métodos do Cilindro de Atrito, da Universidade de Grenoble e Beta se apresentam como os mais exatos, embora todos eles superestimem o valor da resistência de 1.20 a 1.40 vezes, como mostra a Figura 5.3.

4.1.2. COM BASE NOS RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

A tendência geral verificada é os parâmetros de resistência residuais fornecerem previsões mais realistas.

O Método Beta é muito exato nas previsões, ficando estas ligeiramente abaixo do valor médio medido, ou seja, de 86% a 100%, portanto do lado da segurança. As previsões pelo Método da Universidade de Grenoble são ainda aceitáveis desde que sejam afetados de um coeficiente redutor de 1.5.

A adoção de parâmetros de resistência reduzidos não trouxe melhorias significativas na exatidão das previsões pelos métodos mais eficientes.

4.2. CORRELAÇÕES COM OS RESULTADOS DO ENSAIO SPT

Atendendo a que as correlações com os valores máximos N_{SPT} são as mais próximas das resistências médias medidas nos ensaios de arrancamento, as considerações que se seguem são referidas exclusivamente a estas correlações.

Como pode ser observado nos gráficos da Figura 5.6.A), o Método de Aoki & Velloso na Versão de Danziger foi o que forneceu as melhores previsões, dentre os métodos deduzidos em compressão. É de realçar que praticamente todos estes métodos prevêem por excesso a resistência lateral. Certamente, este fato se deve à sua formulação para o funcionamento da estaca em compressão, quando o atrito lateral tende a assumir valores mais elevados do que na tração. Além disso, também na formulação desses métodos pode muitas vezes existir uma certa indeterminação quanto à fixação rigorosa das parcelas de resistência de ponta e de resistência lateral, com atribuição de certa carga à segunda parcela em detrimento da primeira.

Merece destaque especial a previsão feita através da Fórmula Empírica de Moraes & Torres, tornando esta fórmula recomendável para avaliação em futuras pesquisas.

5. SUMÁRIO

As Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam os resultados das resistência total e de atrito lateral individuais e médias das estacas tracionadas de 3m e 2m, respectivamente.

A Tabela 5.3 sistematiza os dados principais que

serviram de base à realização das previsões pelos métodos geométricos e geotécnicos. O Método do Cilindro de Atrito e a Equação de Meyerhof também foram aplicados para a hipótese de ruptura pela interface estaca-solo, com valores da adesão e do ângulo de atrito estaca-solo fornecidos pela Tabela 5.6 e calculados com base nas recomendações de POTYONDY(1961).

As Tabelas 5.14 e 5.15 e as Figuras 5.3, 5.4 e 5.5 resumem os resultados das previsões baseadas nos métodos geométricos e geotécnicos aplicáveis.

A Tabela 5.16 fornece as médias dos valores máximos e mínimos das resistências à penetração dinâmica N_{SPT} verificadas no campo experimental. As Tabelas 5.18 e 5.19 e a Figura 5.6 resumem os resultados das previsões das resistências laterais máximas e mínimas no arrancamento, feitas por correlações com os resultados dos ensaios de penetração dinâmica SPT.

A Figura 5.7 evidencia que as estacas assumiram predominantemente valores do atrito lateral unitário médio na tração compreendidos entre 7 e 10 KN/m².

A Figura 5.8 prova que o coeficiente β , utilizado no método com o mesmo nome, apresentou valores experimentais muito próximos de $0.55tg\phi'$.

O gráfico da Figura 5.9 identifica um coeficiente de empuxo lateral igual a metade do coeficiente de empuxo ativo como o ideal nas previsões pelo Método do Cilindro de Atrito, para estacas e solo nas condições estudadas.

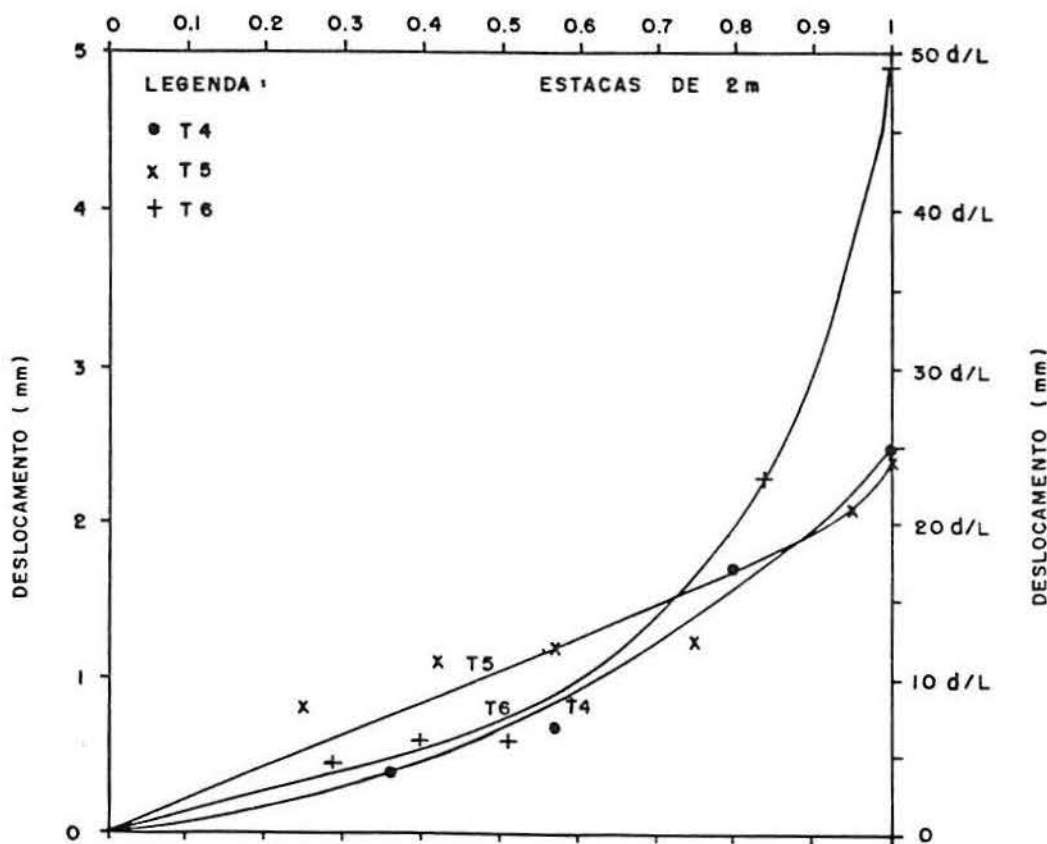
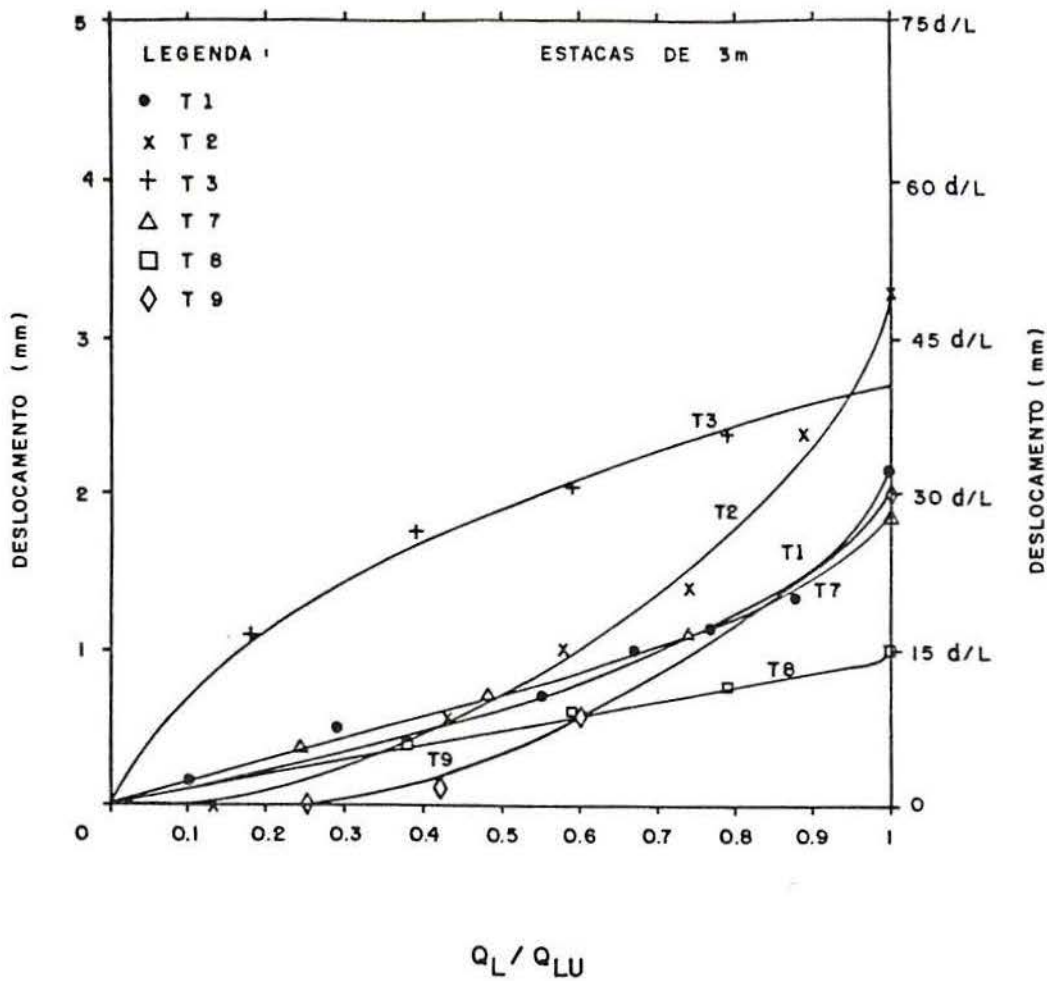


Fig. 5.1 Curvas (Q_1 / Q_{1u}) versus deslocamento.

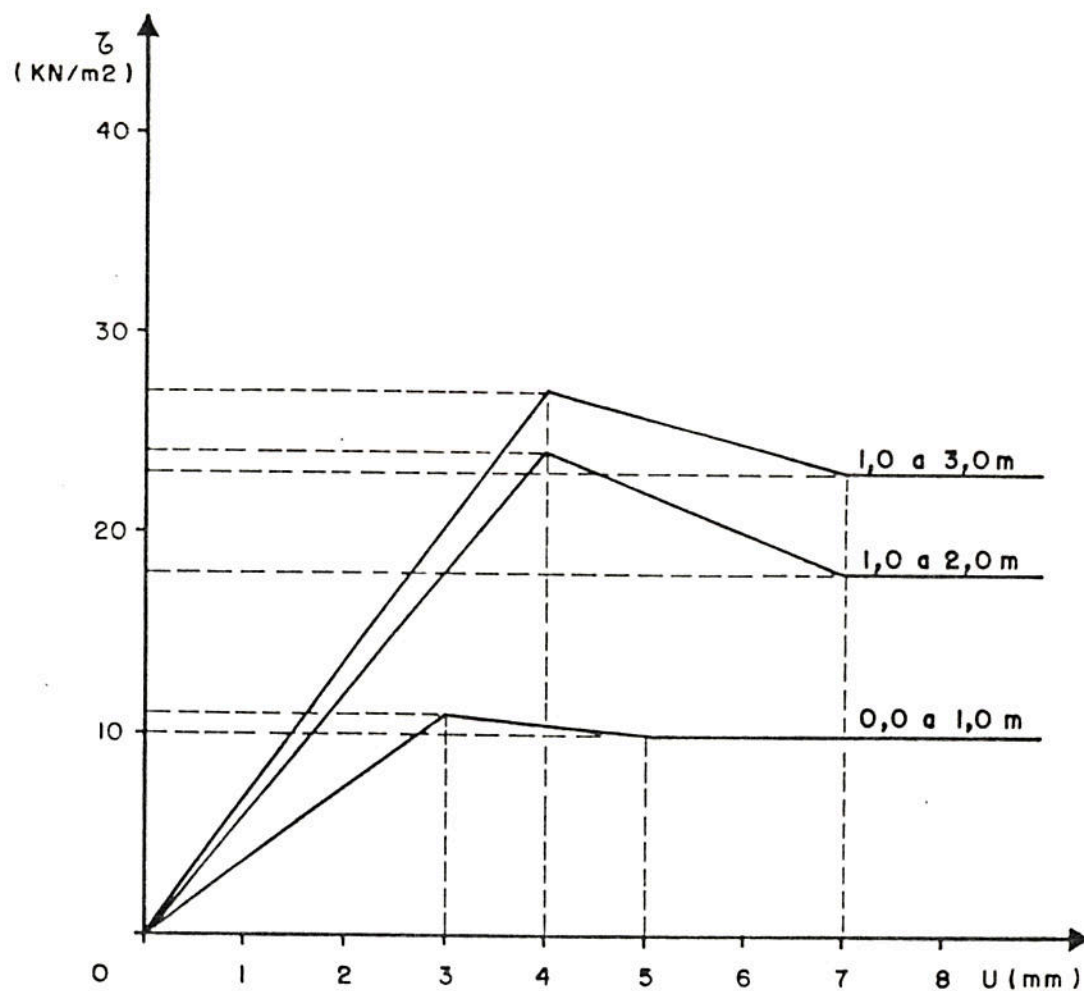
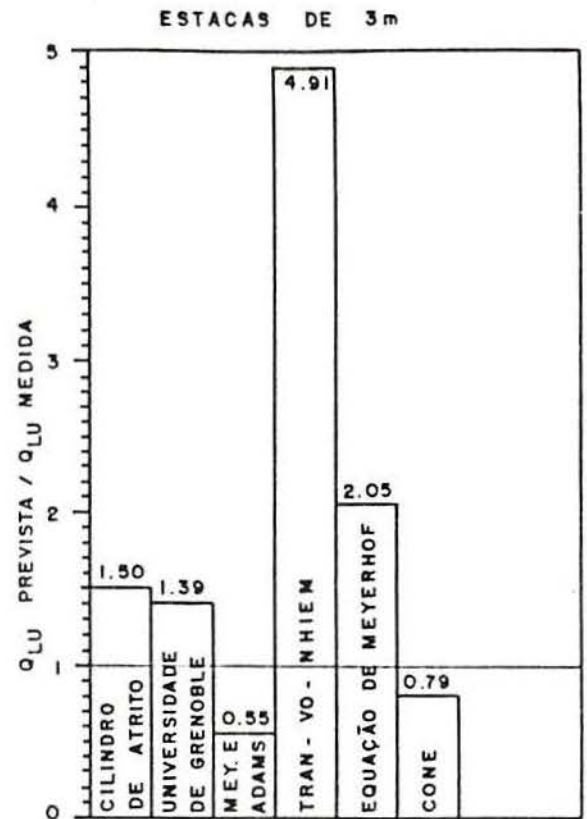
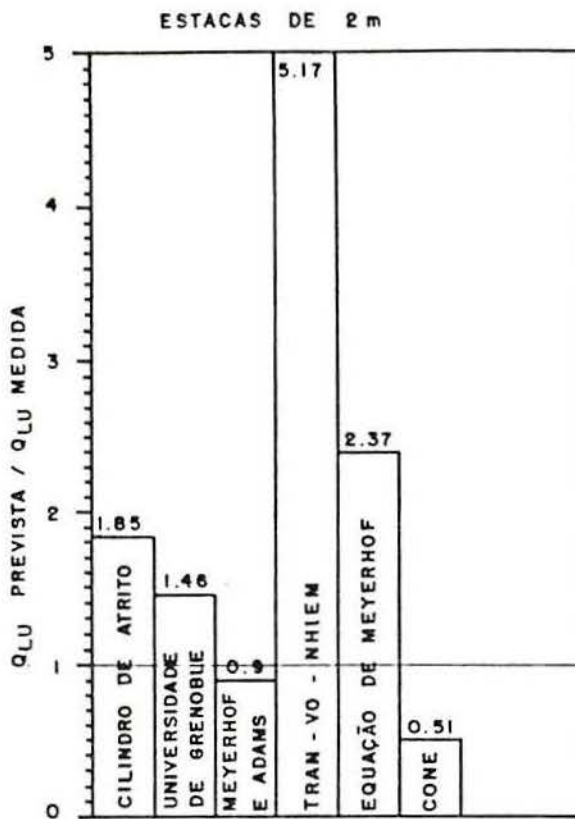


Fig. 5.2 Curvas tensão cisalhante, τ versus deslocamento, u , utilizadas na aplicação do Método de C. E. de Melo.



B) PARÂMETROS EFETIVOS

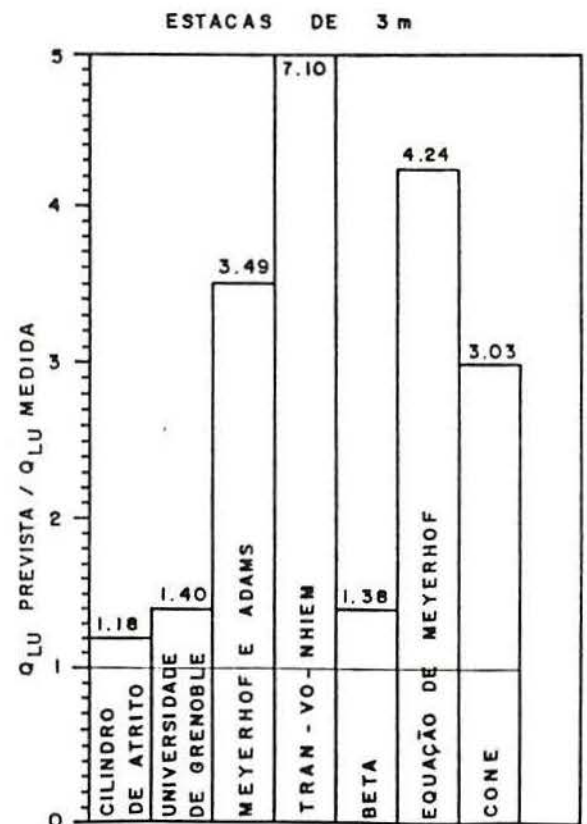
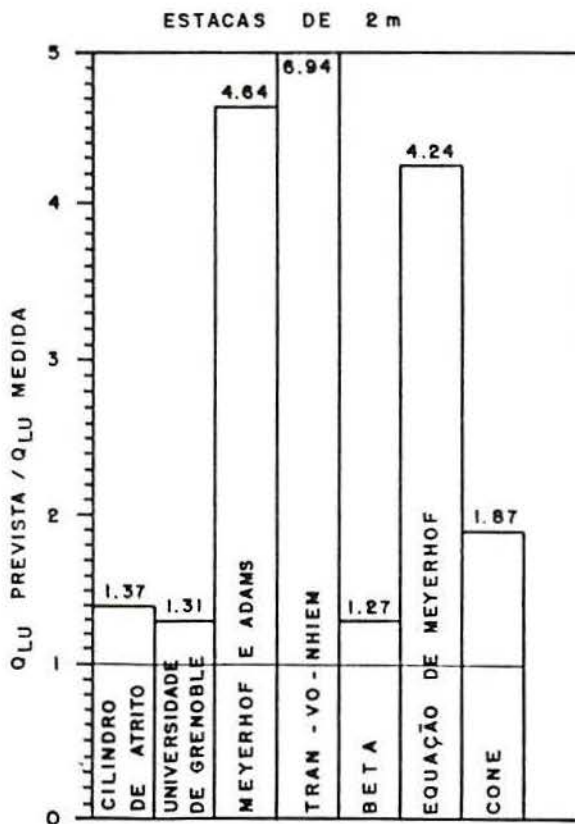
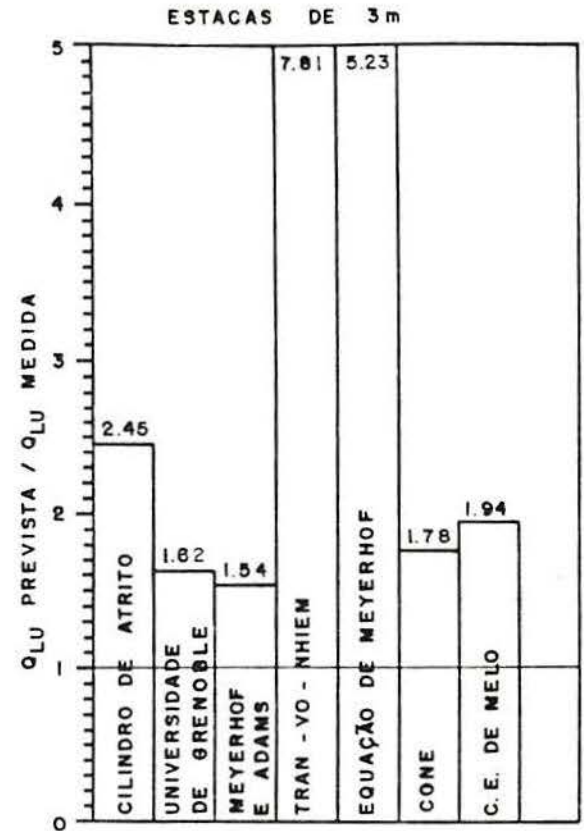
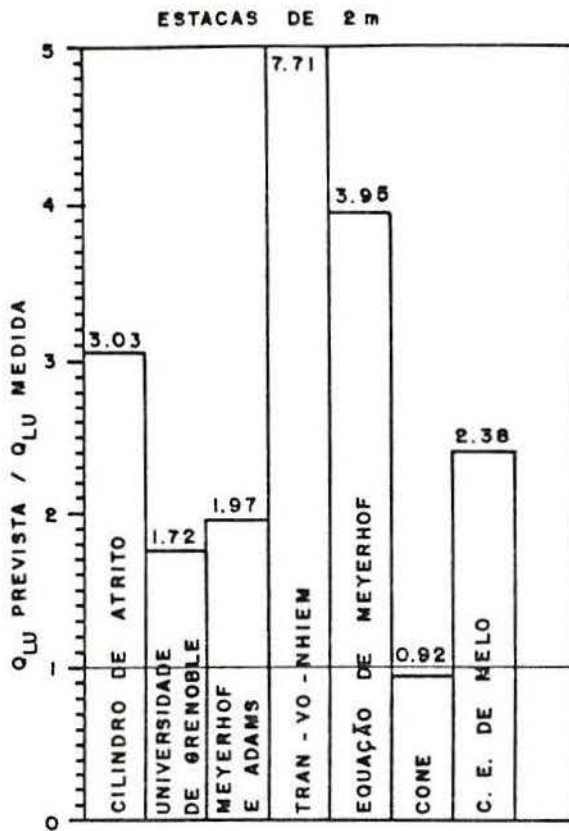


Fig. 5.3 Avaliação das previsões de Q_{LU} baseadas no ensaio triaxial.

A) PARÂMETROS DE PICO



B) PARÂMETROS RESIDUAIS

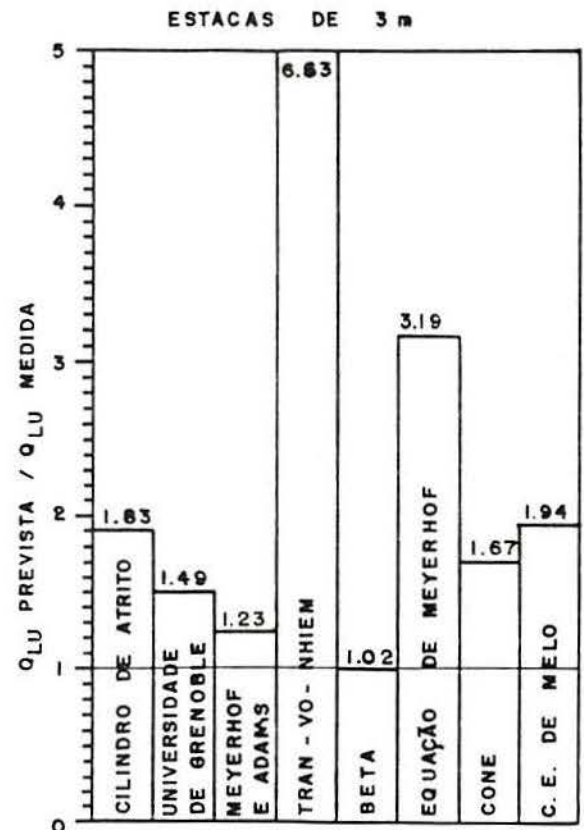
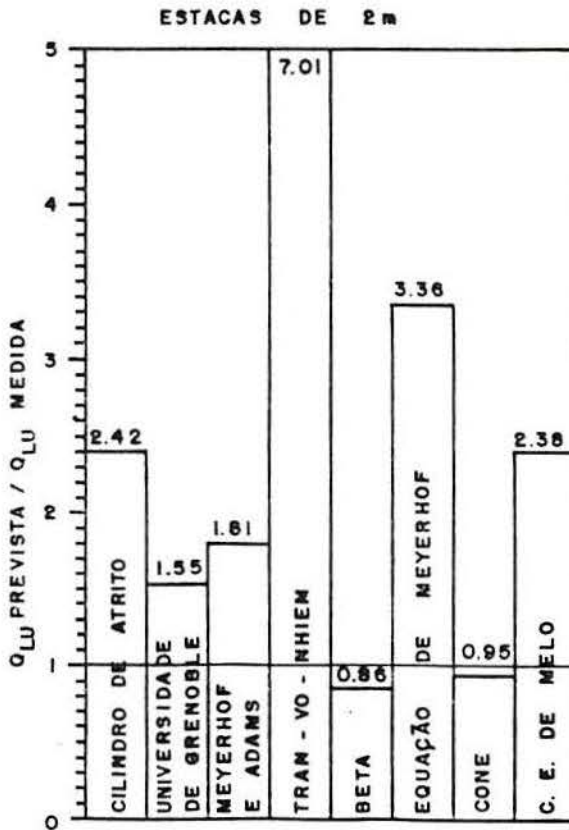
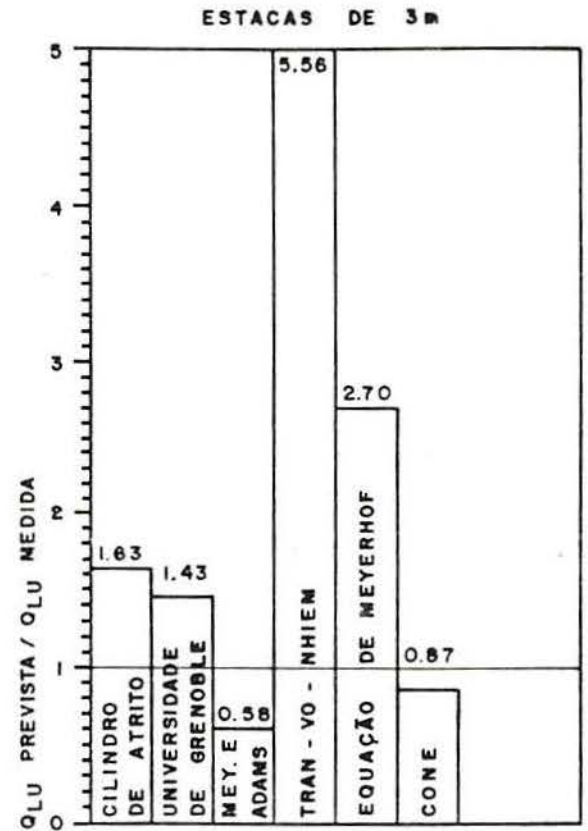
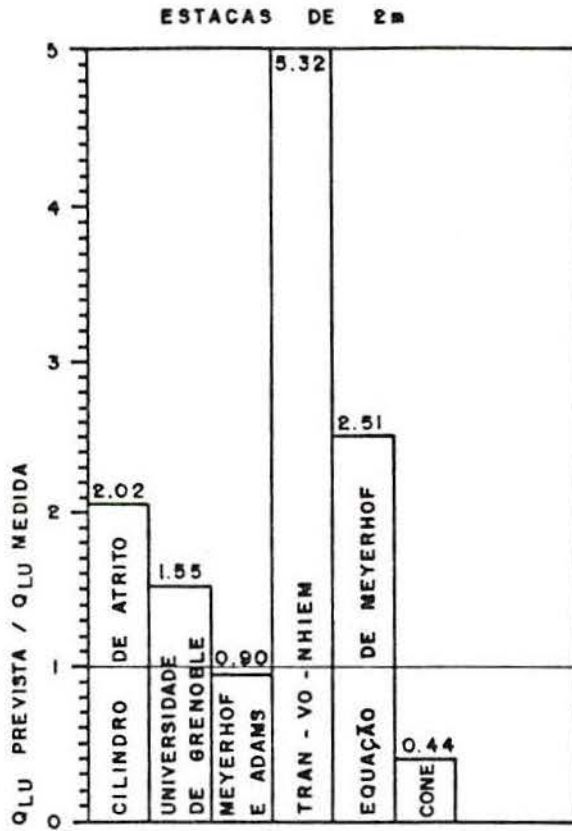


Fig. 5.4 Avaliação das previsões de Q_{LU} baseadas no ensaio de cisalhamento direto.

A) PARÂMETROS DE PICO REDUZIDOS



B) PARÂMETROS RESIDUAIS REDUZIDOS

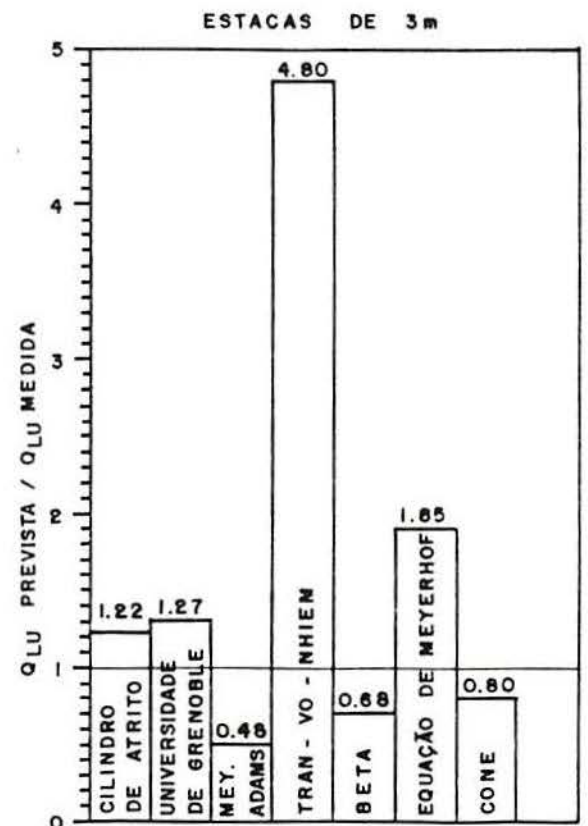
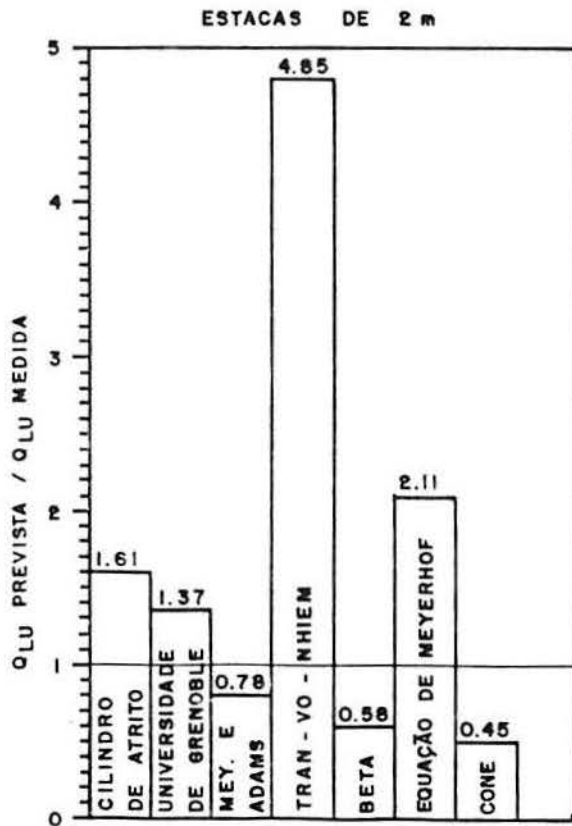
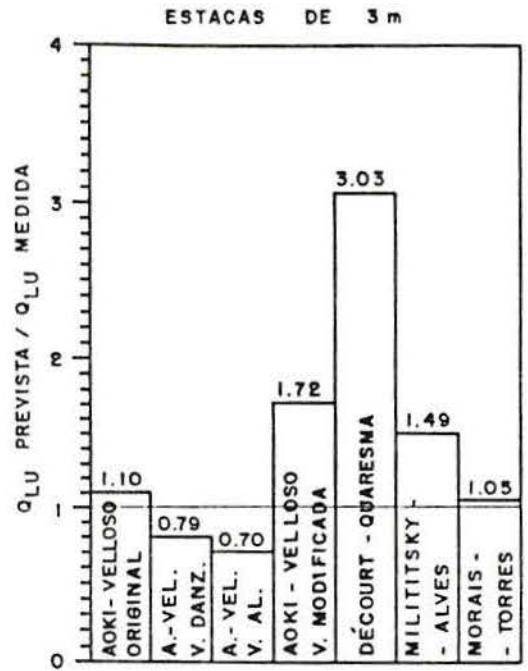
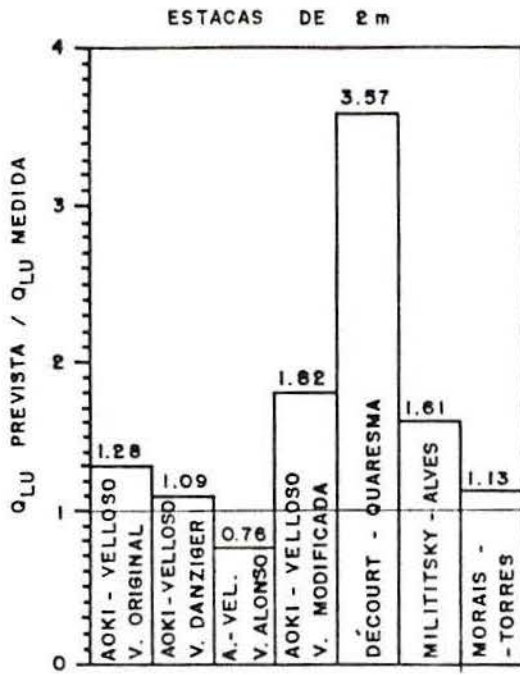


Fig. 5.5 Avaliação das previsões de Q_{1u} baseadas nos parâmetros reduzidos do ensaio de cisalhamento direto.

A) RESISTÊNCIAS MÁXIMAS N_{SPT}



B) RESISTÊNCIAS MÍNIMAS N_{SPT}

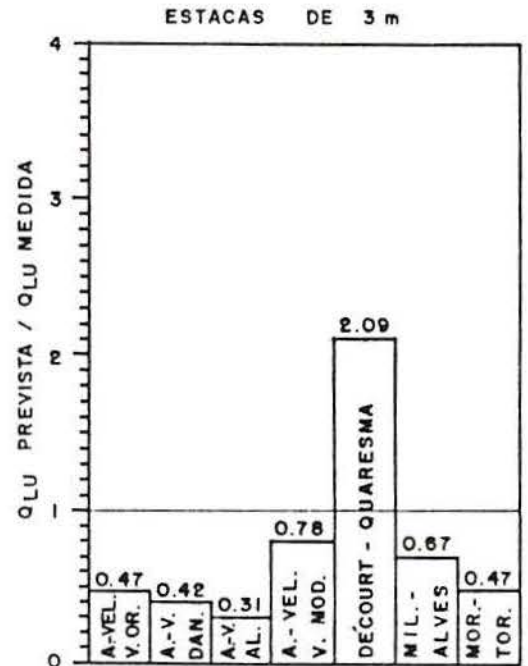
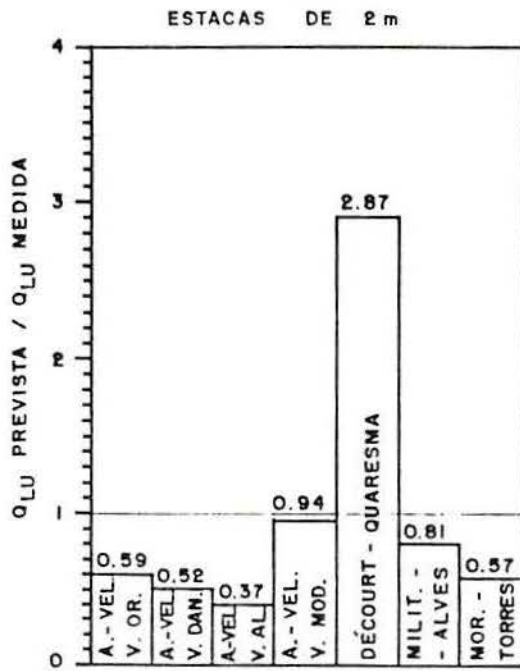


Fig. 5.6 Avaliação das previsões de Q_{1U} baseadas no ensaio SPT.

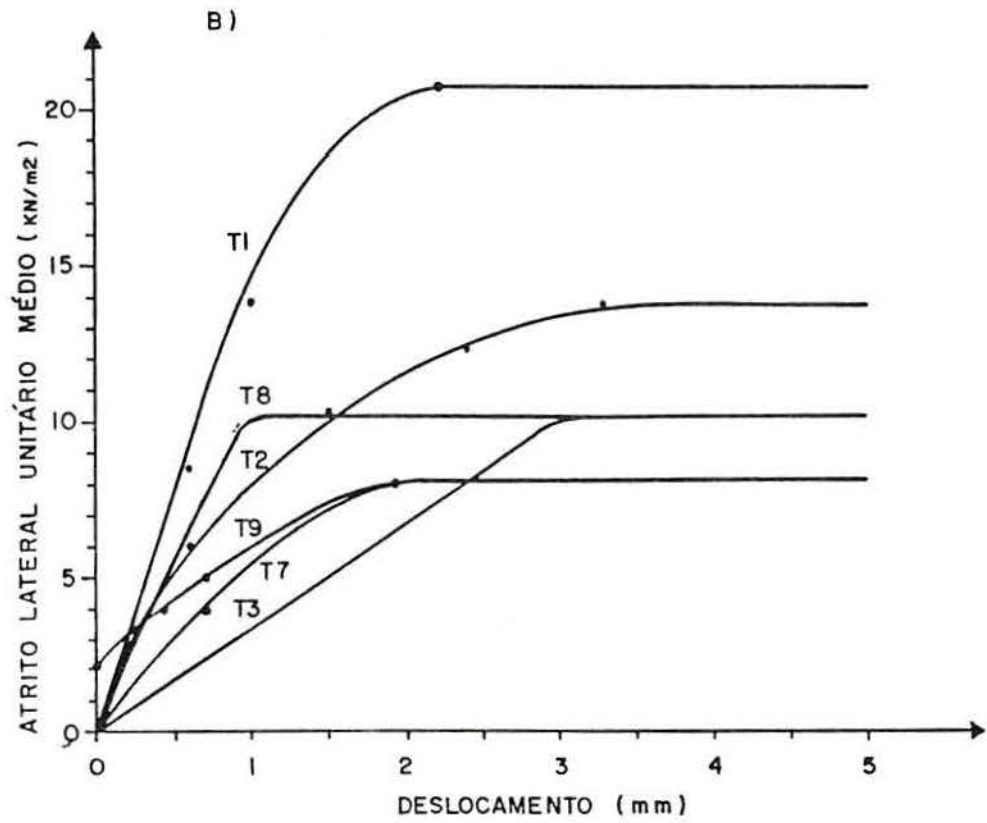
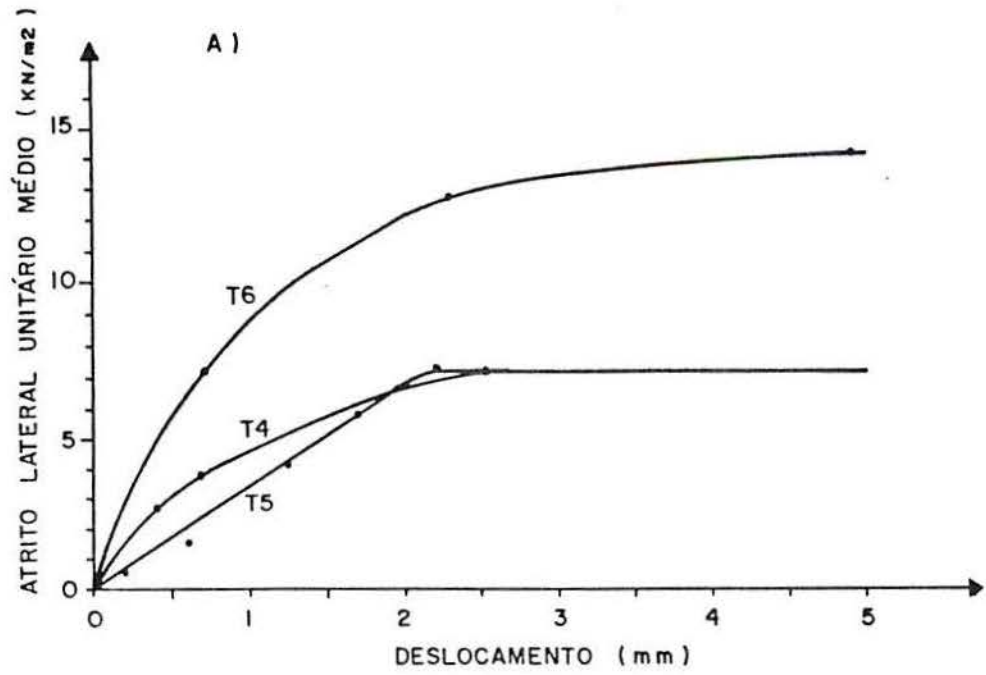
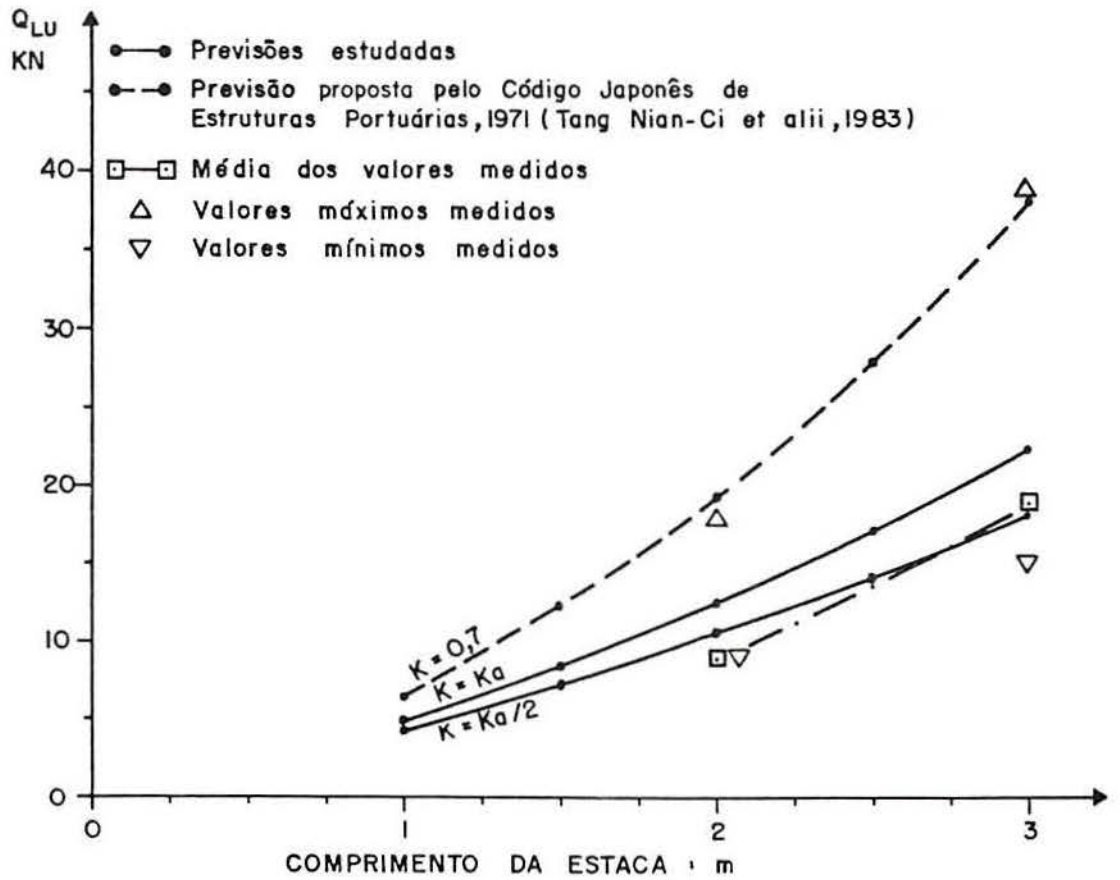
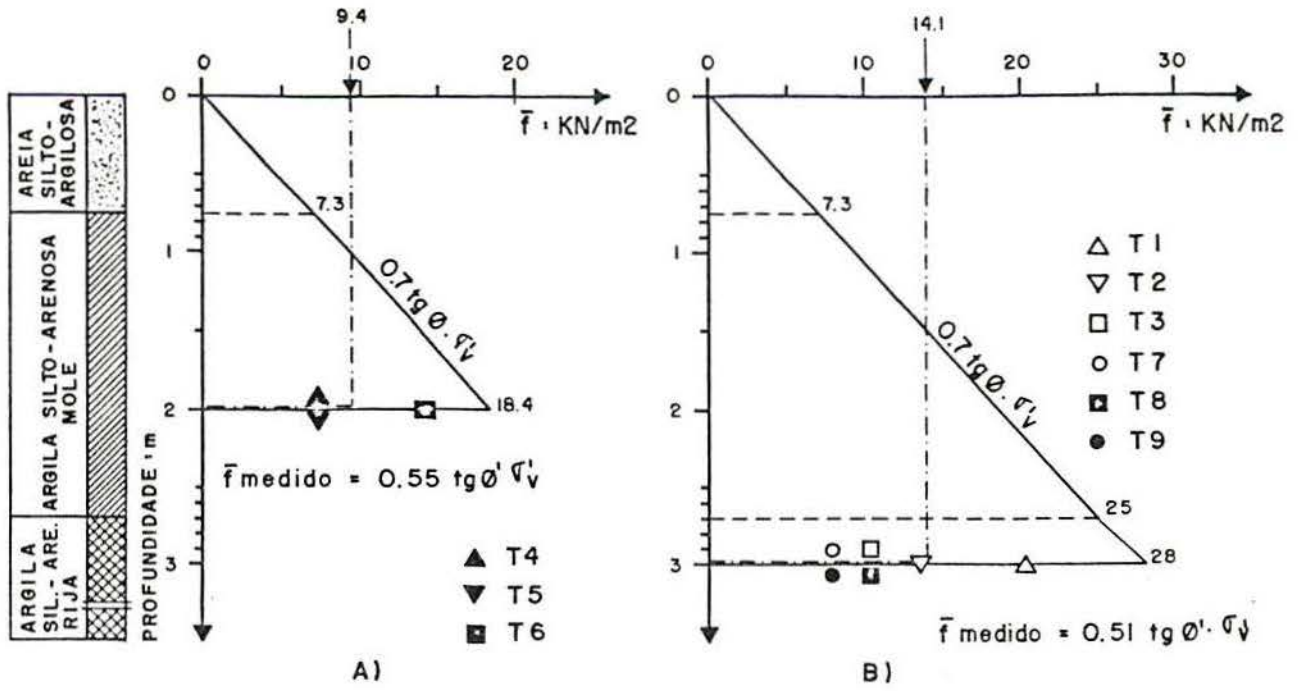


Fig. 5.7 Retroanálise do atrito lateral unitário médio.



CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

1. CONCLUSÕES

No decorrer do estudo que corporizou a presente dissertação foram retiradas diversas conclusões que podem ser resumidas objetivamente nos parágrafos abaixo:

1) Os resultados do ensaio de adensamento revelaram para os solos tropicais estudados um comportamento típico pré-adensado, com razões de pré-adensamento compreendidas entre 3 e 6.

2) Os solos até 2.50 metros de profundidade são bastante mais compressíveis dos que estão abaixo deles. Mais concretamente, os primeiros experimentam um decréscimo do índice de vazios para metade, sob uma pressão de adensamento de 1500 KPa, enquanto que os segundos, para a mesma pressão, não apresentam uma diminuição significativa do índice de vazios, no ensaio de compressão confinada.

3) Para os solos abaixo de 2.50 metros de profundidade é bastante difícil a determinação gráfica da pressão de pré-adensamento pelo método de Casagrande.

4) As amostras inundadas apresentam índices de compressão C_c quase iguais aos das amostras com teor de umidade natural, e, sem a realização de ensaios especiais para definição, não é possível afirmar que a "inundação" conduz a um colapso da estrutura do solo, conforme ocorre com certos solos porosos parcialmente saturados, e. g. o "loess", já que no caso presente algumas curvas de adensamento de amostras inundadas estão acima das correspondentes ao teor de umidade natural.

5) Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto atestaram que a inundação dos corpos de prova induziu uma diminuição de 20 a 30% tanto nas resistências de pico como nas residuais, o que certamente permite concluir que deve ser esperada uma diminuição da resistência ao arrancamento de uma estaca como

consequência de um aumento significativo do teor de umidade do solo envolvente.

6) O solo situado abaixo de 2.70 metros de profundidade apresenta uma grande heterogeneidade, conforme foi comprovado pelas anomalias registradas nos respectivos ensaios de cisalhamento direto.

7) Nos ensaios de laboratório não foi possível alcançar a saturação plena de qualquer amostra do solo, mesmo por percolação e contrapressão e, após estas operações, o parâmetro B de Skempton não foi além de 0.76.

8) Durante os experimentos de tração, os deslocamentos das estacas se processaram muito lentamente, de tal modo que uma prova de carga não pôde ser efetuada até à ruptura, pela metodologia do carregamento lento, numa jornada normal de trabalho de 8 horas. Assim, para condições idênticas às estudadas, o "método opcional de carregamento com intervalos de tempo constantes", previsto pela Norma Americana ASTM-D 3689:83, é o que se apresenta mais eficiente quando se impõe um limite para a duração da prova de carga.

9) O deslocamento correspondente ao início do estado de ruptura, para todas as estacas, se situou no intervalo de 1.0 a 3.5mm (15 a 50 vezes a razão diâmetro/comprimento da estaca, em mm) (0.5% d - 1.75% d);

10) Em geral, o valor médio do deslocamento de início da ruptura se localizou entre 1.8 e 2.6mm, ou seja, entre 25 e 30 vezes a razão diâmetro/comprimento, em mm (0.8% d - 1.3% d);

11) A resistência total de arrancamento não experimentou alteração significativa com a mudança da metodologia de carregamento.

12) Em termos de valores médios, pode ser considerada uma tendência linear de crescimento da razão resistência lateral/resistência lateral limite (Q_1/Q_{1U}), em função do deslocamento da cabeça da estaca, desde zero até à unidade.

13) Para metodologias e níveis de carregamento iguais, os deslocamentos de uma determinada estaca são maiores no reteste do que no primeiro teste.

14) A adoção de uma maior velocidade de carregamento conduz a menores deslocamentos, para um dado nível de carga, conforme evidencia a Figura 4.14, por comparação das curvas carga versus deslocamento do primeiro teste da estaca T2, realizado pelo

método opcional de carregamento com intervalos de tempo constantes, e do reteste, realizado pelo método opcional de carregamento rápido.

15) O fato de uma estaca não ser previamente levada à ruptura por compressão antes do ensaio de tração (estaca T6) ou a variabilidade das características resistentes do solo local podem conduzir a um aumento da resistência total de arrancamento, conforme se verificou com as estacas T6 e T1 que apresentaram, respetivamente, resistências cerca de 83% e 93% superiores às estacas homólogas, de 2m e de 3m.

16) Não é correta a previsão da resistência ao arrancamento de estacas, num solo parcialmente saturado do tipo do que foi objeto desta pesquisa, com base num número muito reduzido de provas de carga ou de uma única sondagem SPT, conforme demonstra a variabilidade de resistências ao arrancamento atingidas nos testes, quer das estacas de 2m, quer de 3m, e a diferença de resistências à penetração dinâmica entre as sondagens S1 e S3 (valores mínimos cerca de 40-50% dos valores máximos).

17) A razão entre as resistências ao arrancamento máximas e mínimas, quer no grupo de estacas de 2m, quer no de 3m, aconselha a adoção de um coeficiente de segurança não inferior a 2.5, quando da previsão da resistência ao arrancamento para fins de projeto, através de um número limitado de provas de carga.

18) O modelo de ruptura mais compatível com a realidade experimental é o que considera o desenvolvimento de uma superfície de ruptura cilíndrica pela interface estaca-solo.

19). Embora certos autores considerem o método do Tronco de Cone conservativo na previsão da resistência ao arrancamento, efetivamente ele apresentou ser geralmente inseguro nesta pesquisa.

20) Foi confirmada a falta de fundamento científico para a definição do ângulo θ , de abertura do cone de solo, em função do ângulo de atrito interno do solo, pois aconteceu que, por exemplo, considerando θ igual a metade do ângulo de atrito interno de pico do solo, a previsão da resistência ao arrancamento se mostrou conservativa para as estacas de 2m e insegura para as de 3m. Em suma, a referida estratégia de

definição de θ pode ser considerada inconsistente sob o ponto de vista da Mecânica dos Solos e só obtém justificação puramente empírica, em circunstâncias muito particulares.

21) As indicações de POTYONDY(1961), para a dedução da adesão ($c_a = 0.80c$) e do ângulo de atrito estaca-solo ($\delta = 0.95\phi$), são bastante úteis, pois melhoram as previsões da resistência ao arrancamento pelos métodos que admitem a ocorrência de uma superfície de ruptura cilíndrica pela interface estaca-solo.

22) O método do Cilindro de Atrito só apresenta previsões razoavelmente aceitáveis, superestimando a resistência lateral limite no arrancamento em cerca de 20- 40%, se considerado com parâmetros de resistência efetivos reduzidos pelos coeficientes sugeridos por POTYONDY(1961) e um coeficiente de empuxo lateral igual ao coeficiente de empuxo ativo.

23) As previsões feitas pelo método da Universidade de Grenoble são mais exatas quando baseadas em parâmetros de resistência efetivos ou residuais e são bastante homogêneas, se comparadas as previsões para estacas de 2m e de 3m, feitas com os mesmos dados geotécnicos (v. Figuras 5.3, 5.4 e 5.5).

24) Os modelos que estão baseados na hipótese de ocorrência do empuxo passivo junto à superfície lateral da estaca, como as expressões de Ireland e de Tran-Vo-Nhiem, por exemplo, conduzem a previsões que superestimam a resistência lateral média de ruptura na tração em cerca de 5 vezes.

25) A expressão do método de Meyerhof & Adams que é indicada para a previsão da resistência de arrancamento a longo prazo (eq. 2.16), ou em condições drenadas, paradoxalmente apresenta melhores resultados para os parâmetros de resistência totais do que para os efetivos, determinados pelo ensaio de compressão triaxial CIU. Além disso, não apresenta uma constância de previsão, quando aplicada às estacas de 2m e de 3m, conforme pode ser verificado pelas Figuras 5.3 e 5.4.

26) Embora conservativo, porque a resistência lateral limite é prevista igual 50-80% do valor médio medido, o método de Meyerhof & Adams só faz previsões aceitáveis para os parâmetros de resistência do ensaio de cisalhamento direto reduzidos a $2/3$.

27) A equação de Meyerhof prevê resistências limites de 2 a 4 vezes superiores aos valores médios reais obtidos para as

estacas de 2m e de 3m, mesmo quando a previsão é baseada em parâmetros de resistência reduzidos.

28) À exceção do método de Meyerhof & Adams, a opção de redução a 2/3 dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, obtidos no ensaio de cisalhamento direto, não introduz melhoras substanciais nas previsões realizadas pelos vários métodos aplicáveis ao caso em estudo.

29) Quando o método de Décourt & Quaresma é aplicado à previsão da resistência lateral de estacas escavadas de pequeno diâmetro sob tração, os resultados obtidos superestimam de 2 a 3.5 vezes os valores experimentais, mesmo para as menores resistências à penetração dinâmica (v. Figura 5.6).

30) Dentro das várias versões do método de Aoki & Velloso, a de Danziger e a de Alonso conduziram, para as resistências máximas N_{SPT} , a previsões ligeiramente do lado da segurança, a Original levemente acima do valor médio medido e a versão Modificada superestimou a resistência lateral em cerca de 70 a 80%. Para as resistências N_{SPT} mínimas, todas as versões em geral fazem previsões de Q_{1U} cerca de 30 a 50% do valor médio medido à exceção da versão Modificada, para a qual Q_{1U} prevista é aproximadamente igual a 80-90% de Q_{1U} medida.

31) A fórmula de Milititsky & Alves tende a superestimar a resistência lateral limite em cerca de 50%, para as resistências N_{SPT} máximas. Para as resistências N_{SPT} mínimas, os valores previstos são em média 70-80% dos valores medidos.

32) A equação empírica de Moraes & Torres, que desconsidera a interação das estacas de reação sobre a de teste ($q_{1U} = 1.7\sqrt{N_{SPT}}$ KN/m²), leva a previsões bastante exatas, para os valores máximos do N_{SPT} , embora a sua dedução tenha sido feita para perfis metálicos H. No caso das resistências N_{SPT} mínimas a mesma correlação conduz a Q_{1U} prevista cerca de 50-60% da resistência média medida.

33) O atrito lateral unitário médio no arrancamento variou de 7 a 10 KN/m², porém pode também assumir valores bastante elevados, como no caso da estaca T1 em que chegou a 20.5 KN/m² (v. Figura 5.7).

34) Conforme mostram os gráficos da Figura 5.8, o coeficiente β ($f_s = \beta \cdot \sigma'_v$) assumiu nos experimentos as médias de $0.55 \text{tg} \phi'$ e $0.51 \text{tg} \phi'$, respectivamente, para as estacas de 2m e de 3m.

valores esses que estão muito próximos de $0.7tg\phi'$, de acordo com a sugestão de TOUMA & REESE(1974).

35) Considerando parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento do solo, o método do Cilindro de Atrito leva a resistências previstas quase coincidentes com as medidas, para coeficientes de empuxo lateral iguais a metade dos coeficientes de empuxo ativo (v. Figura 5.9).

36) A proposta do Código Japonês de Projeto de Estruturas Portuárias de 1971 (Apud Tang Nian-Ci et alii, 1983) considera um coeficiente de empuxo lateral máximo de 0.7 e mostrou-se adequada à previsão das resistências máximas, quer para as estacas de 2m, quer de 3m, adotando parâmetros efetivos da resistência ao cisalhamento do solo (v. Figura 5.9).

37) Diferentes métodos de previsão conduzem a diferentes resultados de Q_{1u} prevista, assim como da relação Q_{1u} prevista / Q_{1u} medida.

38) Dos métodos de previsão da resistência ao arrancamento avaliados, nenhum foi especificamente deduzido para solos tropicais parcialmente saturados, todavia alguns métodos deduzidos para outros tipos de solos mostraram-se susceptíveis de fornecer boas previsões para o tipo de solo estudado, desde que utilizados segundo metodologias convenientes, conforme exposto nos itens precedentes.

39) Num mesmo campo experimental, podem ser obtidas diferentes resistências ao arrancamento, com grandes variações relativamente à média, o que é uma consequência óbvia da heterogeneidade estrutural que pode eventualmente ocorrer em solos tropicais do tipo estudado, logo o desenvolvimento de um método de previsão da resistência ao arrancamento para estacas escavadas executadas nestes solos deve resultar de um estudo estatístico apoiado num amplo programa experimental, que inclua vários diâmetros e profundidades de fundação.

40) Assim, para a previsão da resistência ao arrancamento de estacas escavadas sem alargamento da base, executadas em solo tropical parcialmente saturado com as características estudadas nesta pesquisa experimental, devem ser consideradas as seguintes alíneas:

- a) adotar os métodos do Cilindro de Atrito, da Universidade de Grenoble e Beta, com base nos parâmetros efetivos da

- resistência ao cisalhamento do solo, determinados por ensaio de compressão triaxial;
- b) adotar os métodos Beta e da Universidade de Grenoble, com base nos parâmetros residuais de resistência ao cisalhamento do solo, quando o ensaio laboratorial acessível é o ensaio de cisalhamento direto;
- c) quando só existem resultados de ensaios de penetração dinâmica SPT, as previsões devem ser feitas pelo método de Aoki & Velloso na Versão de Danziger e pela fórmula empírica de Moraes & Torres, para as resistências máximas N_{SPT} medidas no campo;
- d) a média das previsões deve ser afetada de um coeficiente de segurança mínimo igual a 3, a fim de ser obtida a carga de serviço da estaca tracionada;
- e) tendo em vista uma expressão empírica do tipo:

$$\bar{f}_s = k \cdot \bar{N}_{SPT} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

, estabelecendo uma proporcionalidade entre o atrito lateral unitário médio, no estado limite, e as resistências médias ao longo do fuste da estaca, \bar{N}_{SPT} , foram encontrados por retroanálise os seguintes valores para o coeficiente de proporcionalidade k:

k = 1.50-1.65, para as resistências máximas N_{SPT} ;

k = 3.05-3.60, para as resistências mínimas N_{SPT} .

2. SUGESTÕES

Entre várias sugestões possíveis para futuras pesquisas, são referidas abaixo apenas duas que estão ligadas diretamente à continuidade deste trabalho, no âmbito da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro num solo parcialmente saturado:

- numa primeira fase, testar outras estacas com maiores comprimentos e diâmetros, no sentido de reforçar a validade das conclusões assumidas e, simultaneamente, alargar as correlações com ensaios "in situ" ao ensaio de penetração estática CPT;

- numa segunda fase, questionar a aplicabilidade das conclusões tiradas com estacas cilíndricas a estacas de base alargada, tendo em vista um maior contributo da pesquisa para o projeto de fundações de torres de linhas de transmissão.

BIBLIOGRAFIA

1. ABNT. "Estaca e tubulão- prova de carga- modo de ensaio". NBR 6121, 1984.
2. ALONSO, U. R. "Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir de resultados de sondagens à percussão". Solos e Rochas. 4(3):19-32, Dez. 1981.
3. AOKI, N. & VELLOSO, D. A. "An approximate method to estimate the bearing capacity of piles". Proceedings, 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. 1:367-76, 1975.
4. ASTM D 1143-81. "Standard method of testing piles under static axial compressive load". Annual Book of ASTM Standards. 239-54, 1981.
5. ASTM D 3689-83. "Standard method of testing individual piles under static axial tensile load". Annual Book of ASTM Standards. 624-38, 1983.
6. BARATA, F. E. et alii. "Uplift tests on drilled piers and footings built in residual soil". Anais, VI CBMSEF, RJ. 3:1-37, Set. 1978.
7. BARATA, F. E. et alii. "Foundations under pulling loads in residual soil- analysis and application of the results of load tests". Proceedings, 6th Pan. Conf. SMFE. 2:165-76, 1979.
8. BEGEMAN, H. K. S. "The maximum pulling force on a single tension pile calculated on the basis of results of the adhesion jacket cone". Proceedings, 6th ICSMFE, Canada. 2:229-33, 1965a.
9. BEGEMAN, H. K. S. "The friction cone as an aid in determining the soil profile". Proceedings, 6th ICSMFE, Canada. 1:17-20, 1965b.
10. BURLAND, J. B. "Shaft friction of piles in clay- A simple fundamental approach". Ground Engineering. 6(3):30-42, May 1973.

11. CHANDLER, R. J. "Discussion". Proceedings Symp. on Large Bored Piles, ICE, London. 95-7, 1966.
12. CHATTOPADHYAY, B. C. & PISE, P. J. "Uplift capacity of piles in sand". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. 112(9):888-903, 1986.
13. COYLE, H. M. & REESE, L. C. "Load transfer for axially loaded piles in clay". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. 92(SM2):1-26, Mar. 1966.
14. DANZIGER, B. R. "Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1982. 265p.
15. DANZIGER, F. A. B. "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1983. 331p.
16. DAS, B. M. "A procedure for estimation of uplift capacity of rough piles". Soils and Foundations. 23(3):122-6, Set. 1983.
17. DAS et alii. "Pullout resistance of rough rigid piles in granular soil". Soils and Foundations. 17(3):72-7, Set. 1977.
18. DÉCOURT, L. "Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT". Proceedings, 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam. 29-34, 1982.
19. DÉCOURT, L. & QUARESMA, A. R. "Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT". Anais, VI CBMSEF, RJ. 1:45-54, 1978.
20. DIAS, R. D. "Aplicação de pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão". Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 1987.
21. DOWNS, D. I. & CHIEURZZI, R. "Transmission tower foundations" Journal of Power Division, ASCE. 92(P02):91-114, 1966.
22. FLEMING, W. G. K. & THORBURN, S. "Recent piling advances". Proceedings, Int. Conf. on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations, ICE, London. Thomas Telford Limited. State of the art: 1-16, Mar. 1983.
23. FONTOURA, S. A. B.; VELLOSO, P. P. C.; PEDROSA, M. G. A. "A

- nálise da capacidade de carga de uma estaca escavada com instrumentação no fuste". Anais VII CBMSEF, Olinda. 221-35, 1982.
24. IRELAND, H. O. "Pulling tests on piles in sand". Proceedings, 4th ICSMFE, London. 2:43-54, 1957.
 25. KULHAWY, F. H.; KOZERA, D. W.; WITHIAM, J. L. "Uplift testing of model drilled shafts in sand". Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE. 105(GT1):31-47, Jan. 1979.
 26. LAPROVITERA, H. "Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1988. 213p.
 27. LEVACHER, D. R. & SIEFFERT, J.-G. "Tests on model tension piles". Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE. 110(12):1735-48, 1984.
 28. MELO, C. E. "A method to predict the response of a single pile under uplift loading in clay". Anais, VII CBMSEF, Olinda. 2a. parte:53-68, Set. 1982a.
 29. MELO, C. E. "Assessment of methods to predict the uplift capacity of a single pile". Anais, VII CBMSEF, Olinda. 2a. parte:34-52, 1982b.
 30. MEYERHOF, G. G. "Bearing capacity and settlement of pile foundations". Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE. 102(GT3):195-228, 1976.
 31. MEYERHOF, G. G. & ADAMS, J. I. "The ultimate uplift capacity of foundations". Canadian Geotechnical Journal. 5(4):225-44, 1968.
 32. MILITITSKY, J. "Installation of bored piles in stiff clays: An experimental study of local changes in soil conditions". PhD Thesis, University of Surrey, London, 1983. 488p.
 33. MILITITSKY, J. & ALVES. "Discussions- Section 3.3: Building Foundations". Proceedings, 1st. Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília. 4:45-8, 1985.
 34. MORAES, P. P. & TORRES, A. "Provas de carga à tração em estacas metálicas- considerações práticas para a estimativa da carga de ruptura a partir de ensaios de

- penetração". Anais, VIII CBMSEF, PoA. 6:35-43, 1986.
35. PALADINO, L. "Foundations of power lines". Proceedings, 5th Panam. Conf. on SMFE, Buenos Aires. 1:437-49, 1975.
 36. POTYONDY, J. G. "Skin friction between various soils and construction materials". Geotechnique, 11(4):339-45, Dec. 1961.
 37. POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. "Pile foundations analysis and design". John Wiley and Sons, NY, 1980. 397p.
 38. SANTOS, A. P. R. "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1985. 367p.
 39. SOWA, V. A. "Pulling capacity of concrete cast in situ bored piles". Canadian Geotechnical Journal. 7:482-93, Jul. 1970.
 40. STEWART, J. P. & KULHAWY, F. H. "Experimental investigation of the uplift capacity of drilled shaft foundations in cohesionless soil". Contract Report B-49(6) to Niagara Mohawk Power Corporation. Cornell University, School of Civil and Environmental Engineering, Ithaca, NY, 1981. 397p.
 41. TANG NIAN-CI et alii. "Static uplift capacity of bored piles". Proceedings, Int. Conf. on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations, ICE, London. Thomas Telford Limited. Paper 13:197-202, Mar. 1983.
 42. TOMLINSON, M. J. "The adhesion of piles driven in clay soils". Proceedings, 5th ICSMFE, London. 2:66-71, 1957.
 43. TOMLINSON, M. J. "Pile design and construction practice". Viewpoint Publications, Cement and Concrete Association, 1981. 415p.
 44. TOUMA, F. T. & REESE, L. C. "Behavior of bored piles in sand". Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE. 100(GT7):749-61, July 1974.
 45. TRAN-VO-NHIEM. "Ultimate capacity of anchor piles". Proceedings, 4th Budapest Conf. on SMFE, Budapest. 829-36, 1971.
 46. TURNER, E. A. "Uplift resistance of transmission tower footings". Journal of Power Division, ASCE. 88(P02):17-33, 1962.

47. VELLOSO, D. A.; AOKI, N.; SALAMONI, J. A. "Fundações para o silo vertical de 100.000t no porto de Paranaguá". Anais, VI CBMSEF, RJ. 3:125-51, 1978.
48. VIJAAYVERGIYA, V. N. & FOCHT, J. A. Jr. "A new way to predict the capacity of piles in clay". Proceedings, 4th Annual Offshore Tech. Conf., Houston. 2:865-74.