

USP

Campus de São Carlos

**EFEITO DA INUNDAÇÃO DO SOLO
NO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
MOLDADAS *IN LOCO*, INSTRUMENTADAS,
EM CAMPO EXPERIMENTAL DE BAURU-SP**

AUTOR: CLÁUDIO VIDRIH FERREIRA

ORIENTADOR: PROF. DR. JOSÉ HENRIQUE ALBIERO

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO



ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

T0154138

**EFEITO DA INUNDAÇÃO DO SOLO
NO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
MOLDADAS IN LOCO, INSTRUMENTADAS,
EM CAMPO EXPERIMENTAL DE BAURU-SP.**



CLÁUDIO VIDRIH FERREIRA

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. José Henrique Albiero

DEDALUS - Acervo - EESC



31100017822

São Carlos
1998

Class. TESE/EES C
Cott. F2J#7i
Tombo T0154/98

st 0979231

F383e

Ferreira, Cláudio Vidrih

Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas *in loco*, instrumentadas, em campo experimental de Bauru-SP. / Cláudio Vidrih Ferreira. São Carlos, 1998.

Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1998

Orientador: Prof. Dr. José Henrique Albiero

1. Fundações. 2. Estacas. 3. Colapso. I. Título

*À minha esposa
Marilene;
aos meus filhos:
Natália,
Gabriel Luis,
Cláudio Augusto e
Luis Gustavo
pela compreensão, colaboração,
carinho e incentivo.
e
aos meus pais
Walter e Ignêz
dedico este trabalho.*

AGRADECIMENTOS.

Ao Prof. Dr. José Henrique Albiero pela amizade, orientação, dedicação, apoio e confiança demonstrados durante todo o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Dr. David de Carvalho, da Feagri-Unicamp, pela amizade, incentivo e imprescindível colaboração na instrumentação e provas de carga.

Ao meu pai, Walter Ferreira, que incansavelmente dividiu comigo a árdua tarefa de todos os trabalhos de campo.

Ao Prof. Dr. Ademar da Silva Lobo pelo inestimável apoio e sugestões.

Aos professores Adilson Renoffio, João Guarnetti, Jorge Hamada, Heraldo Luiz Giacheti e Newton Carlos Pereira Ferro pelo apoio e/ou orientações.

A todos os alunos que nos apoiaram nos ensaios de campo, em especial Altair Gustavo Rocha Martins, Tânia Cristina Bastos Donadon, Andréa Gracia Guarnieri e Carla Alves de Oliveira.

Ao Sr. Felisberto B. Santos e Adriano B. Santos, técnicos do laboratório de mecânica dos solos, pela dedicação e empenho na realização dos ensaios de campo.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP- pelo apoio financeiro para viabilizar a implantação do Campo Experimental e o auxílio financeiro para concretização da pesquisa.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida durante o programa de doutorado.

Às empresas BAURU EMP - Empreiteira de Obras - e TIJOTELHAS - Comércio de Materiais de Construção-, através de seus sócios proprietários Walter Vidrih Ferreira e José Roberto Vidrih Ferreira, pelo inestimável apoio com transporte e mão de obra na montagem dos ensaios, e especialmente na movimentação da viga de reação.

Ao Prof. Dr. José Jairo de Sales, do Departamento de Estruturas da EESC-USP, São Carlos, pelos cálculos de verificação da viga de reação

Às empresas ENGESOLOS e PTS pelos ensaios realizados, a MASTER - Fundações e Obras- pela execução das estacas e a ASSUÃ Engenharia pelo fornecimento do concreto das estacas da segunda fase do projeto.

A todos os funcionários das seções de Obras, Oficinas, Marcenaria e Fazenda Experimental, em especial José Ayres Prado, Pioto e Paulo Ricci, pela paciência e relevantes trabalhos prestados para viabilizar este trabalho.

Aos funcionários do setor de vigilância que sempre nos deram retaguarda na guarda dos equipamentos e na nossa segurança.

Aos Engenheiros Alexandre Tadeu Claro e Paulo J. R. Albuquerque e ao técnico João Bergamo, da Feagri-Unicamp, pela instrumentação das barras, montagem e apoio em diversos ensaios de campo.

Aos colegas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia e Tecnologia da Unesp-Bauru, pelo apoio.

Às secretárias do Departamento de Engenharia Civil, Maria de Oliveira e Marlene de Souza Almeida Lima, pelo carinho e paciência.

Ao Departamento de Engenharia Civil pelo afastamento parcial concedido durante o programa de doutorado e pelos recursos para implantação do campo experimental.

Ao Prof. Dr. José Carlos Ângelo Cintra, pela atenção e sugestões.

Aos professores, funcionários e alunos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, pela atenção e saudável convivência.

E a todos, que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE FOTOS.....	v
LISTA DE TABELAS.....	vii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	viii
RESUMO.....	x
<i>ABSTRACT</i>	xi
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1. Estacas apiloadas.....	7
2.1.1. Histórico das estacas apiloadas em Bauru.....	9
2.1.2. Processo executivo.....	11
2.1.3. Comprimento limite.....	13
2.1.4. Vantagens e desvantagens.....	16
2.2. Solos colapsíveis.....	17
2.3. Provas de carga em estacas.....	19
2.4. Provas de carga em estacas apiloadas.....	20
3. CAMPO EXPERIMENTAL.....	27
3.1. Implantação do campo experimental.....	30
3.2. Aspectos geológicos.....	34
3.3. Caracterização geotécnica.....	35
3.3.1. Ensaio in-situ.....	35
3.3.2. Ensaio laboratoriais.....	38

3.4. Correlações.....	44
3.4.1. Tratamento dos resultados.....	45
3.4.2. Correlações obtidas.....	45
3.4.3. Análise dos resultados.....	49
4. MATERIAIS E MÉTODOS.....	52
4.1. Estacas de ensaio.....	52
4.2. Estacas da 1ª fase.....	53
4.2.1. Execução das estacas.....	53
4.2.2. Instrumentação das estacas da 1ª fase.....	58
4.2.3. Provas de carga realizadas na 1ª fase.....	60
4.3. Estacas da 2ª fase.....	66
4.3.1. Execução das estacas.....	66
4.3.2. Provas de carga realizadas na 2ª fase.....	69
4.4. Considerações sobre os ensaios.....	69
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	71
5.1. Curvas carga-deslocamento.....	71
5.2. Apresentação e análise dos resultados da instrumentação.....	79
5.2.1. Estaca de 4,0m - E-02.....	79
5.2.2. Estaca de 7,0m - E-06.....	86
5.2.3. Estaca de 10,0m - E-03.....	92
5.2.4. Estaca de 10,0m - E-04.....	98
5.3. Análise global dos resultados.....	104
5.3.1. Atrito lateral.....	104
5.3.2. Reação de ponta.....	105
5.3.3. Carga de ruptura.....	106
6. CONCLUSÕES.....	114
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	117

ANEXOS	133
ANEXO 01 - Curvas carga x deslocamento.....	134
ANEXO 02 - Distribuição do atrito lateral médio em trechos instrumentais.....	145
ANEXO 03 .- Resultados obtidos da instrumentação.....	158

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.01 - Variedade do formato dos soquetes utilizados em Bauru.....	10
FIGURA 2.02 - Provas de carga sem e com inundação - estacas E22 e E33 (apud LOBO 1991).....	22
FIGURA 2.03 - Provas de carga sem e com inundação - estacas E 25 e E 27 (apud LOBO 1991).....	23
FIGURA 2.04 - Provas de carga sem e com inundação - estacas E 29 e E31 (apud LOBO 1991).....	23
FIGURA 2.05 - Provas de carga sem e com inundação - estaca de 6,0m (apud CARNEIRO & CINTRA 1994).....	26
FIGURA 2.06 - Provas de carga sem e com inundação - estaca de 9,0m (apud CARNEIRO & CINTRA 1994).....	26
FIGURA 3.01 - Planta parcial da cidade de Bauru, com destaque aos locais pesquisados (apud FERREIRA et al., 1996).....	29
FIGURA 3.02 - Implantação do campo experimental (apud FERREIRA et al., 1996).....	33
FIGURA 3.03 - Perfil geológico da região de Bauru (DAEE, 1976).....	36
FIGURA 3.04 - Perfil geotécnico típico do solo da região de Bauru.....	40
FIGURA 3.05 - Variação de N com Z.....	41
FIGURA 3.06 - Variação de T com Z.....	41
FIGURA 3.07 - Variação de qc com Z.....	41
FIGURA 3.08 - Variação de fc com Z.....	41
FIGURA 3.09 - Variação das propriedades índices com a profundidade (apud FERREIRA et al., 1996).....	43

FIGURA 3.10 -	Correlações $N = f(Z)$	46
FIGURA 3.11 -	Correlações $T = f(Z)$	46
FIGURA 3.12 -	Correlações $q_c = f(Z)$	46
FIGURA 3.13 -	Correlações $f_c = f(Z)$	46
FIGURA 3.14 -	Correlações $fT = f(N)$	47
FIGURA 3.15 -	Correlações $f_c = f(N)$	47
FIGURA 3.16 -	Correlações $q_c = f(N)$	47
FIGURA 3.17 -	Correlações $f_c = f(fT)$	47
FIGURA 3.18 -	Varição $K = f(Z)$	48
FIGURA 3.19 -	Varição $f_c/q_c = f(Z)$	48
FIGURA 3.20 -	Varição $T/N = f(Z)$	48
FIGURA 3.21 -	Correlações $f_c = f(q_c)$	48
FIGURA 3.22 -	Correlações $K = f(N)$	49
FIGURA 3.23 -	Correlações $\alpha = f(N)$	49
FIGURA 4.01 -	Distribuição das sondagens e locação das estacas.....	58
FIGURA 4.02 -	Distribuição da instrumentação com a profundidade.....	62
FIGURA 4.03 -	Esquema de montagem utilizado nas provas de carga.....	64
FIGURA 5.01 -	Conjunto de curvas carga-deslocamento para as estacas de 4,0m.....	74
FIGURA 5.02 -	Conjunto de curvas carga-deslocamento para as estacas de 7,0m.....	75

FIGURA 5.03 - Conjunto de curvas carga-deslocamento para as estacas de 10,0m.....	76
FIGURA 5.04 - Curvas $\sigma \times \varepsilon$ - estacas E-02; E-06; E-03 e E-04.....	80
FIGURA 5.05 - Transferência de carga ao longo da profundidade - estaca E-02.....	82
FIGURA 5.06 - Reação de ponta da estaca em função do deslocamento da ponta - E-02 - L = 4,0m.....	83
FIGURA 5.07 - Atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca em função do deslocamento do topo - E-02 - L = 4,0m.....	84
FIGURA 5.08 - Curvas reação de ponta x deslocamento da ponta - E-02.....	85
FIGURA 5.09 - Curvas atrito lateral médio x deslocamento do topo - E-02.....	85
FIGURA 5.10 - Transferência de carga ao longo da profundidade - estaca E-06.....	88
FIGURA 5.11 - Reação de ponta da estaca em função do deslocamento da ponta - E-06 - L = 7,0m.....	89
FIGURA 5.12 - Atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca em função do deslocamento do topo - E-06 - L = 7,0m.....	90
FIGURA 5.13 - Curvas reação de ponta x deslocamento da ponta - E-06.....	91
FIGURA 5.14 - Curvas atrito lateral médio x deslocamento do topo - E-06.....	91
FIGURA 5.15 - Transferência de carga ao longo da profundidade - estaca E-03.....	94
FIGURA 5.16 - Reação de ponta da estaca em função do deslocamento da ponta - E-03 - L = 10,0m.....	95
FIGURA 5.17 - Atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca em função do deslocamento do topo - E-03 - L = 10,0m.....	96
FIGURA 5.18 - Curvas reação de ponta x deslocamento da ponta - E-03.....	97

FIGURA 5.19 -	Curvas atrito lateral médio x deslocamento do topo - E-03...	97
FIGURA 5.20 -	Transferência de carga ao longo da profundidade - estaca E-04.....	100
FIGURA 5.21 -	Reação de ponta da estaca em função do deslocamento da ponta - E-04 - L = 10,0m.....	101
FIGURA 5.22 -	Atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca em função do deslocamento do topo - E-04 - L = 10,0m.....	102
FIGURA 5.23 -	Curvas reação de ponta x deslocamento da ponta - E-04.....	103
FIGURA 5.24 -	Curvas atrito lateral médio x deslocamento do topo - E-04...	103
FIGURA 5.25 -	Valores da carga de ruptura em função do comprimento da estaca.....	107
FIGURA 5.26 -	Comparação da capacidade de carga previstas por métodos empíricos e os obtidos em provas de carga.....	111
FIGURA 5.27 -	Variação das cargas médias nos níveis instrumentados, em função da carga aplicada no topo da estaca.....	112
FIGURA 5.28 -	Variação das cargas médias por bainhas e por níveis instrumentados, em função da carga aplicada no topo da estaca.....	113

LISTA DE FOTOS

FOTO 2.01 - Vista do conjunto de acionamento/deslocamento do soquete	14
FOTO 2.02 - Sequência da perfuração do terreno pelo soquete.....	14
FOTO 2.03 - Vistas de uma perfuração pronta para concretagem.....	15
FOTO 2.04 - Vistas dos tipos de funil utilizados na concretagem das estacas....	15
FOTO 3.01 - Vista aérea de parte do campo experimental da Unesp de Bauru..	32
FOTO 3.02 - Destaque das características do ambiente de implantação do campo experimental de fundações.....	32
FOTO 4.01 - Vista do conjunto utilizado para içar, aprumar e descer as armaduras nos furos das estacas.....	55
FOTO 4.02 - Vista da colocação da armadura no furo de uma das estacas instrumentadas.....	55
FOTO 4.03 - Vistas de uma estaca concretada, onde se observa a forma final do fuste.....	56
FOTO 4.04 - Vista da posição do strain gage instalado na seção de referência.....	56
FOTO 4.05a- Vista da instalação da instrumentação na estaca.....	61
FOTO 4.05b- Vista da estaca com a instrumentação instalada.....	61
FOTO 4.06 - Visão geral do local das provas da 1ª fase.....	61
FOTO 4.07 - Vista do esquema de montagem das provas de carga.....	65

FOTO 4.08 - Vista de uma prova de carga em andamento com destaque do sistema de proteção dos ensaios.....	65
FOTO 4.09a- Vista do sistema de aplicação de cargas.....	68
FOTO 4.09b- Vista do sistema usado nas estacas de reação.....	68
FOTO 4.10 - Armadura de fendilhamento utilizado nas estacas de reação da 2ª fase.....	68

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.01 - Custos por metro linear de estacas apiloadas - mão de obra.....	8
TABELA 2.02 - Variedade de traços utilizados na execução de estacas apiloadas.....	12
TABELA 2.03 - Comparação entre cargas de ruptura e cargas de colapso segundo LOBO (1991).....	22
TABELA 2.04 - Redução da capacidade de carga (apud CARNEIRO & CINTRA,1994).....	24
TABELA 3.01 - Valores de N e T obtidos nos ensaios SPT-T.....	38
TABELA 3.02 - Valores de q_c e f_c obtidos nos ensaios CPT.....	39
TABELA 3.03 - Faixa de variação das propriedades índices.....	42
TABELA 4.01 - Características das estacas apiloadas.....	53
TABELA 4.02 - Consumo de água verificado nas provas com solo pré-inundado.....	67
TABELA 5.01 - Resumo das provas de carga realizadas.....	72
TABELA 5.02 - Valores da carga de ruptura convencional para as estacas ensaiadas.....	78
TABELA 5.03 - Carga de ruptura convencional e recalques - NBR 6122/96.....	78
TABELA 5.04 - Valores do atrito lateral médio na ruptura para as estacas ensaiadas.....	104
TABELA 5.05 - Valores da reação de ponta na ruptura convencional.....	106
TABELA 5.06 - Valores médios do atrito lateral obtidos nas provas de carga, nos ensaios SPT-T e CPT e os atritos previstos por métodos empíricos.....	108
TABELA 5.07 - Relações entre atritos laterais medidos e obtidos através de ensaios e métodos empíricos.....	109
TABELA 5.08 - Valores da resistência de ponta previstos por métodos empíricos e obtidos em provas de carga.....	110
TABELA 5.09 - Valores das cargas de ruptura obtidas e previstas.....	111

LISTA DE SÍMBOLOS - unidades

A	- área da seção transversal da estaca	m ²
A _p	- área da ponta da estaca	m ²
D	- diâmetro da estaca	m
e	- índice de vazios	
E	- módulo de elasticidade	Gpa
E ₀₂	- módulo de elasticidade da estaca E-02	Gpa
E ₀₆	- módulo de elasticidade da estaca E-06	Gpa
E ₀₃	- módulo de elasticidade da estaca E-03	Gpa
E ₀₄	- módulo de elasticidade da estaca E-04	Gpa
f _c	- atrito na luva de Begemann, do ensaio CPT	kPa
f _{su}	- atrito lateral médio de ruptura medido na prova de carga	kPa
f _T	- atrito lateral medido com o torque	kPa
h	- penetração total do amostrador	cm
IP	- índice de plasticidade	
K	- relação q _c /N da fórmula de Aoki & Velloso (1975)	kPa/golpe
L	- comprimento da estaca	m
LL	- limite de liquidez	
N	- índice de resistência à penetração no ensaio SPT	
q _c	- resistência de ponta do cone no ensaio CPT	kPa
q _u	- resistência de ponta na ruptura	kPa
Q	- carga aplicada	kN
Q _c	- carga de colapso	kN
Q _u	- capacidade de carga, carga de ruptura	kN
T	- torque máximo medido no ensaio SPT-T	N.m
w	- teor de umidade	
Z	- profundidade do solo	m

α	- relação f_c/q_c da fórmula de Aoki & Velloso (1975)	
ε	- deformação específica	
ϕ	- diâmetro da estaca	m
ρ	- massa específica	kg/m ³
ρ_d	- massa específica aparente seca	kg/m ³
σ	- tensão normal na seção de referência	kPa

RESUMO

FERREIRA, C.V. *Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru-SP.* São Carlos, 1998. 160p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Visando o estudo de diversos tipos de fundações implantou-se um Campo Experimental de Engenharia Civil na Unesp, campus de Bauru. Neste local foram realizados inúmeros ensaios de investigação geotécnica cujo solo é uma arcia fina argilosa de baixa compactidade, com características colapsíveis, representativo de uma grande área do Estado. Neste trabalho apresentam-se os resultados de trinta provas de carga à compressão, executadas neste campo experimental em dez estacas apiloadas, sendo doze provas em estacas instrumentadas com o uso de strain-gages. Em cada estaca executaram-se três provas de carga, sendo a terceira com inundação prévia do solo, para se verificar o efeito da colapsibilidade na capacidade de carga. A instrumentação permitiu determinar a parcela de carga resistida por atrito e pela ponta da estaca. Os resultados são comparados a métodos empíricos normalmente utilizados no Brasil. Os resultados obtidos servem como subsídios para os projetistas desse tipo de fundação de uso muito freqüente no interior do estado de São Paulo.

Palavras chave: fundações; capacidade de carga; estacas instrumentadas; colapso do solo, transferência de carga.

ABSTRACT

FERREIRA, C.V. *The influence of soil soaking in the behavior of uncased cast in place instrumented piles at experimental test site in Bauru-SP.* São Carlos, 1998. 160p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

In order to study different foundation types, the Unesp (São Paulo State University) in Bauru, created an experimental field in Civil Engineering. In this site an extensive soil investigation program were carried out. The topmost soil is a clayey fine sand with collapsible characteristic. The paper presents the results of thirty compression load tests carried out in ten uncased displacement cast in place piles (pounded piles, called *apiloadas* in Brazil), where twelve load tests were instrumented with electrical strain gages. In each pile three load test were conducted, two in natural condition and the third after soaking the soil, in order to evaluate the influence of the soil collapsibility in the results. The instrumentation permitted the evaluation of the ultimate bearing, the skin friction, the end-bearing stress and the load transfer distribution along the pile length. Comparation are made between results obtained and predicted by empirical methods that used SPT and CPT results. The results obtained provides the basis for a more rational design procedure and has a major interest for those who are dealing with foundation design of this type, frequently used in the interior of São Paulo State which soil is similar from a geotechnical point of view.

Key-words: foundation; pile load test, collapsible soil, instrumentation, load transfer patterns.

1. INTRODUÇÃO.

O solo de Bauru, representativo de uma grande área do Estado de São Paulo, é constituído por uma areia fina argilosa residual de arenito. A formação desse solo em clima tropical, em que ocorre alternância de estações chuvosas com estações de relativa seca, faz com que ocorra intensa lixiviação dos finos do horizonte superficial, criando uma estrutura porosa e muito permeável, normalmente com nível freático profundo e espessas camadas de solo não saturado.

Devido a esse processo de lixiviação, boa parte do solo desta região apresenta SPT, variando de 2 a 6 golpes nos primeiros 6m, crescendo de forma praticamente linear com a profundidade até aproximadamente 10 a 12m. A partir daí ocorre um crescimento mais acentuado até atingir camadas impenetráveis à percussão, por volta de 20 a 25m (FERREIRA, 1991).

Esse tipo de solo, devido a alta porosidade e nível freático geralmente profundo, permite que se executem facilmente estacas moldadas *in loco*, sem revestimento. Nestas estacas, a abertura do fuste é executada por escavação do solo, ou por apiloamento através da queda livre de um soquete, que produz uma abertura no terreno, compactando o solo ao redor. Nestas estacas, denominadas de escavadas e apiloadas, respectivamente, a concretagem do fuste é feita simplesmente lançando-se o concreto da superfície do terreno.

Este solo, com predominância de partículas de areia fina, cimentadas por grumos de argila coloidal e óxidos de ferro, apresenta-se numa forma instável. A inundação potencializa esta instabilidade e pode influir significativamente na capacidade de carga da fundação

Quando ocorre um aumento no teor de umidade, sob tensão, há um enfraquecimento dos agentes cimentantes que reduz a resistência ao cisalhamento, provocando bruscas reduções de volume. Assim se torna importante verificar o comportamento de estacas, implantadas neste solo, quando ocorre inundação do terreno, pois o aumento no teor de umidade do solo pode influir significativamente na capacidade de carga desse tipo de fundação.

As fundações da maioria das obras de pequeno porte, executadas na cidade de Bauru e grande parte do Estado de São Paulo, são feitas com estes tipos de estacas, principalmente as apiloadas, com comprimento variando de 4 a 10m. Atualmente, encontram-se em construções inúmeros conjuntos residenciais em diversas cidades do interior paulista. Em Bauru, num único conjunto residencial composto de 2.800 apartamentos, estão sendo executados aproximadamente 150.000 metros de estacas apiloadas com diâmetro de 0,20m.

Por utilizar equipamentos simples e de fácil locomoção, além de mão de obra barata, o custo dessa estaca acaba sendo bastante competitivo. Apesar desse aspecto positivo, alguns projetistas têm evitado seu uso, face a pequena quantidade de trabalhos científicos divulgados sobre seu comportamento, havendo também dúvidas em como enquadrá-la ao se utilizar, por exemplo, os fatores F1 e F2 do método de AOKI & VELLOSO (1975).

Embora as estacas apiloadas sejam largamente utilizadas na região de Bauru, a determinação do comprimento e da previsão da carga última, geralmente, é feita através de métodos empíricos, utilizando-se principalmente os de AOKI-VELLOSO (1975) e DÉCOURT-QUARESMA (1978), que utilizam resultados de ensaios de penetração contínua ou sondagem a percussão e foram estabelecidos para outras estacas e para outros tipos de solos.

No entanto, essas correlações foram obtidas a partir de resultados de provas de carga executadas em outros locais, cujas características geotécnicas são diferentes do solo local, podendo não ser aplicáveis a outras regiões, conforme constatado por ALBIERO (1990).

A influência de diversos fatores, além da natureza do solo, na capacidade de carga de estacas, não permite sua determinação através de métodos teóricos que utilizam resultados de ensaios de laboratório ou de modelos reduzidos. Somente a realização de provas de carga permite a determinação da capacidade de carga e da curva carga x recalque de forma confiável.

A realização de provas de carga em estacas instrumentadas possibilita o conhecimento da distribuição de tensões ao longo do fuste e conseqüentemente permite a determinação da parcela de carga lateral e de ponta da estaca.

O crescente número de obras civis executadas nesta área do Estado destaca a importância do desenvolvimento de pesquisas que permitam caracterizar e prever o comportamento geotécnico dos solos desta região, assim como o comportamento dos principais tipos de fundações, face as solicitações impostas pelas edificações.

Considerando-se o largo uso de estacas apiloadas na região de Bauru, desenvolveu-se um projeto de pesquisa, objetivando-se estudar o comportamento deste elemento de fundação implantada neste tipo de solo.

Visando a realização desta e outras pesquisas em Engenharia Civil, a Unesp-campus de Bauru, destinou uma área 52.000m², na qual implantou-se o Campo Experimental de Fundações.

Neste campo experimental, está se desenvolvendo um extenso trabalho de pesquisa, visando-se prever o comportamento de estacas apiloadas de dimensões mais correntemente utilizadas em Bauru.

Face à extensa área do Campo Experimental, foram realizados quatro programas de investigação geotécnica em épocas diferentes.

No primeiro programa, em 1994, foram executados cinco ensaios SPT-T e cinco CPT até a profundidade de 25m cada um.

No segundo programa, em 1995, foram realizados três ensaios SPT até a profundidade de 20m e um poço de inspeção e coleta de amostras. Na lateral deste poço foram retiradas amostras deformadas e indeformadas de solo até 20m de profundidade que foram submetidas a ensaios laboratoriais.

No terceiro programa, em 1996, foram realizados três ensaios SPT-T e três ensaios CPT, até a profundidade de 20m..

Finalmente, em 1997, foram realizados um ensaio CPT e um ensaio dilatométrico, DMT, até 20 metros de profundidade. Estes últimos ensaios fazem parte de um projeto de outros pesquisadores envolvendo as cidade de Bauru, Campinas e São Carlos.

Para a realização deste trabalho foram executadas, inicialmente, oito estacas apiloadas, sendo quatro de 0,32m de diâmetro e 12,0m de comprimento que, em conjunto com um perfil metálico com capacidade de 800kN, constituíram o sistema de reação das provas de carga e quatro com 0,25m de diâmetro, das quais uma de 4,0m, uma de 7,0m e duas de 10,0m de comprimento. As quatro estacas de 0,25m de diâmetro, prevendo-se a execução de provas de carga, foram instrumentadas com strain gages em diversos níveis, diametralmente opostos, ao longo da profundidade.

Entretanto, segundo CINTRA (1995), o nível de dispersão constatado nos resultados de diversas provas de carga analisadas parece indicar o número mínimo de três ensaios a serem realizados em idênticas condições, em três elementos de fundações semelhantes, para confiabilidade dos resultados obtidos.

Assim, posteriormente foram executadas onze estacas apiloadas, sem instrumentação, sendo cinco de reação com diâmetro de 0,32m e 12,0 m de comprimento e seis para ensaio à compressão, com diâmetro de 0,25m, sendo duas de 4,0m de comprimento, duas de 7,0m e duas de 10,0m de comprimento.

Em cada uma das dez estacas foram realizadas três provas de carga à compressão. As duas primeiras provas foram conduzidas com o solo no estado natural e a terceira com inundação prévia do terreno. Assim, foram realizadas doze provas de carga nas estacas instrumentadas e dezoito provas de carga nas estacas sem instrumentação, num total de trinta provas de carga.

Neste trabalho, são apresentados resultados de ensaios SPT-T e CPT, as curvas carga x recalque das diversas provas de carga realizadas, as capacidades de carga obtidas e a influência da inundação no comportamento deste tipo de fundação.

A realização das doze provas de carga instrumentadas permitiu a determinação das curvas de transferência de carga ao longo da profundidade e do módulo de elasticidade do material da estaca.

A partir dos resultados foram obtidas correlações entre a resistência de ponta e atrito lateral medido nas provas de carga com os resultados de ensaios SPT-T e CPT, que poderão ser úteis em projetos de fundações em estacas apiloadas.

Os resultados permitirão um melhor conhecimento do comportamento desse tipo de estaca, largamente utilizada em obras de pequeno porte no interior do Estado de São Paulo, visto que as características geológico-geotécnicas desses solos são similares, quanto as origens e características do material pesquisado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.

O homem começou a ter contato com o solo desde suas primeiras habitações em cavernas, depois habitações sobre palafitas (primeiras habitações sobre estacas). Só depois, começou a edificar sobre o solo, encontrando inúmeras dificuldades com fundações nas grandiosas obras construídas no passado. As soluções e técnicas foram passando de boca a boca para construtores e arquitetos (NÁPOLES NETO, 1970).

No interior do Estado de São Paulo, o emprego de fundações profundas iniciou-se na década de 1930, com a construção dos primeiros edifícios. Nesta época eram utilizadas estacas pré-moldadas de concreto armado, estacas moldadas *in-loco* do tipo Strauss e até mesmo estacas tipo Franki.

Desde então inúmeros tipos de estacas foram paulatinamente introduzidas no meio geotécnico, visando obter-se segurança e economia nas edificações. Dentre elas surgiu a estaca apiloada, uma variante da estaca Strauss, que apesar de suas limitações, tornou-se uma boa opção para obras de pequeno e médio porte.

Praticamente todos os tipos de fundações profundas têm sido utilizadas no interior do Estado de São Paulo, sendo que na região da capital e perto de grandes cidades, tem-se opção de alguns tipos de fundações que eram inicialmente inviáveis em outras regiões, devido ao custo de deslocamento de equipamentos e pessoal (ALBIERO et al. 1993).

No interior de São Paulo um dos tipos de fundações profundas mais executadas, para obras de pequeno porte, são as estacas apiloadas. Na cidade de Bauru a maioria das edificações, incluindo edifícios residenciais de 3 a 7 pavimentos, tem sido executadas com estacas apiloadas, com comprimentos entre 4 e 12 metros.

2.1. ESTACAS APILOADAS.

Segundo DÉCOURT (1996), as estacas usuais podem ser classificadas em duas categorias: estacas de deslocamento e estacas escavadas. As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo. Enquadram-se nessa categoria as estacas apiloadas.

Assim, as estacas apiloadas, também conhecidas como estacas pilão ou soquete, são consideradas estacas de deslocamento, moldadas *in-loco*, sem revestimento, sendo sua execução possível apenas em terrenos porosos e não saturados, situação comum no interior do Estado de São Paulo. Segundo MACACARI (1994), este tipo de estaca é muito executada na região centro-oeste do Estado de São Paulo, em obras de pequeno porte.

Recentemente, constatou-se que além de inúmeros grandes centros do Estado de São Paulo, este tipo de fundação tem sido executado em Brasília/DF e Campo Grande/MS. A preocupação com esse tipo de estaca surgiu pelo fato de que apesar de muito utilizada, raríssimos estudos a seu respeito estão disponíveis na literatura

Na sua execução emprega-se o mesmo equipamento de estacas do tipo Strauss, exceto com relação a piteira e ao revestimento. A massa do soquete a ser escolhido depende do diâmetro da estaca a ser executada. Os diâmetros usuais variam de 0,20m a 0,40m.

Segundo FALCONI et al. (1996), as estacas apiloadas são utilizadas apenas para pequenas cargas e, pelas limitações que os processos envolvem, têm aplicação bastante reduzida (sic). No entanto, vários edifícios de 4 a 7 pavimentos têm sido construídos em Bauru, apoiados neste tipo de estaca. Os resultados obtidos por LOBO et al. (1991), FERREIRA et al. (1997) e outros pesquisadores, através de provas de carga realizadas neste tipo de estaca, têm encorajado o seu uso nessas obras. O baixo custo desse tipo de estaca tem sido um fator determinante da sua utilização.

Na tabela 2.01, apresentam-se as faixas de variação do custo por metro linear, atualmente praticados pelas empresas de “bate-estaca” da região de Bauru, relativo à mão de obra, não sendo usual a cobrança de taxas de instalação e/ou mobilização do equipamento.

TABELA 2.01. - Custos por metro linear de estacas apiloadas- mão de obra.

Diâmetro (m)	mínimo (R\$)	máximo (R\$)
0,20	2,00	2,50
0,25	2,50	3,50
0,32	3,00	4,00
0,38	4,50	5,50

As estacas apiloadas, embora largamente utilizadas em obras de pequeno porte, durante muitos anos, passaram despercebidas pelos pesquisadores que concentraram seus esforços em elementos de fundações utilizados principalmente em obras de grande porte.

A lacuna na literatura, que geralmente omite esse tipo de fundação, não permitiu muitos avanços quanto à garantia de uma capacidade de carga nem a uma necessária e premente padronização na sua forma de execução, podendo-se afirmar que ainda hoje, em diversos locais, trata-se de uma estaca artesanal, com inúmeras variações no seu processo executivo. Alguns profissionais chamam-na, erroneamente, de estaca Strauss.

A NBR 6122/96, no item 3.16, apresenta:

ESTACA APILOADA: tipo de fundação profunda executada por perfuração com o emprego de soquete. Nesta norma, este tipo de estaca é tratado também como estaca tipo broca. Nota: Tanto a estaca apiloadada como a estaca escavada com injeção incluem-se num tipo especial de estacas que não são cravadas, nem totalmente escavadas.

Assim, oferece uma vaga definição de estaca apiloada, tratando-a inclusive como estaca tipo broca. Entende-se o termo broca, embora tecnicamente correto, como depreciativo, tendo-se em vista que em algumas localidades do interior de São Paulo, este tipo de fundação, popularmente se refere a uma escavação manual preenchida com concreto, atingindo 2 a 3 metros e, no máximo, para 20kN de carga.

Destaque-se que o Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo tornou-se um dos pioneiros no estudo desse tipo de fundação, oferecendo importantes contribuições ao meio geotécnico de São Paulo.

2.1.1. Histórico de Estacas Apiloadas em Bauru.

Segundo MARINGONI (1989), as primeiras estacas apiloadas, em Bauru, foram executadas por volta de 1950, quando começaram as construções dos primeiros edifícios “altos” (8 a 10 pavimentos), apoiados em estacas Strauss e estacas escavadas a trado.

Com o objetivo de simplificar a execução destas estacas, que eram muito demoradas, eliminou-se a abertura a trado e o uso da sonda, passando-se a executar o furo com o próprio soquete, que era utilizado para apiloar o concreto. Algumas estacas, nessa época, foram executadas com formato telescópico, utilizando-se três soquetes de diâmetros diferentes para cada terço das estacas.

O formato da parte inferior do soquete parece desempenhar um importante papel na abertura do fuste. A figura 2.01 dá uma idéia da grande variabilidade de formato dos soquetes utilizados em Bauru.

Algumas empresas preferem a parte inferior do soquete plana, por entenderem ser mais fácil manter a verticalidade do furo, outras utilizam a parte inferior arredondada. MARINGONI (1989), realizou provas de carga em estacas apiloadas, utilizando soquete com a ponta em “ogiva”, concluindo que esse tipo de soquete melhora a capacidade de carga das estacas.

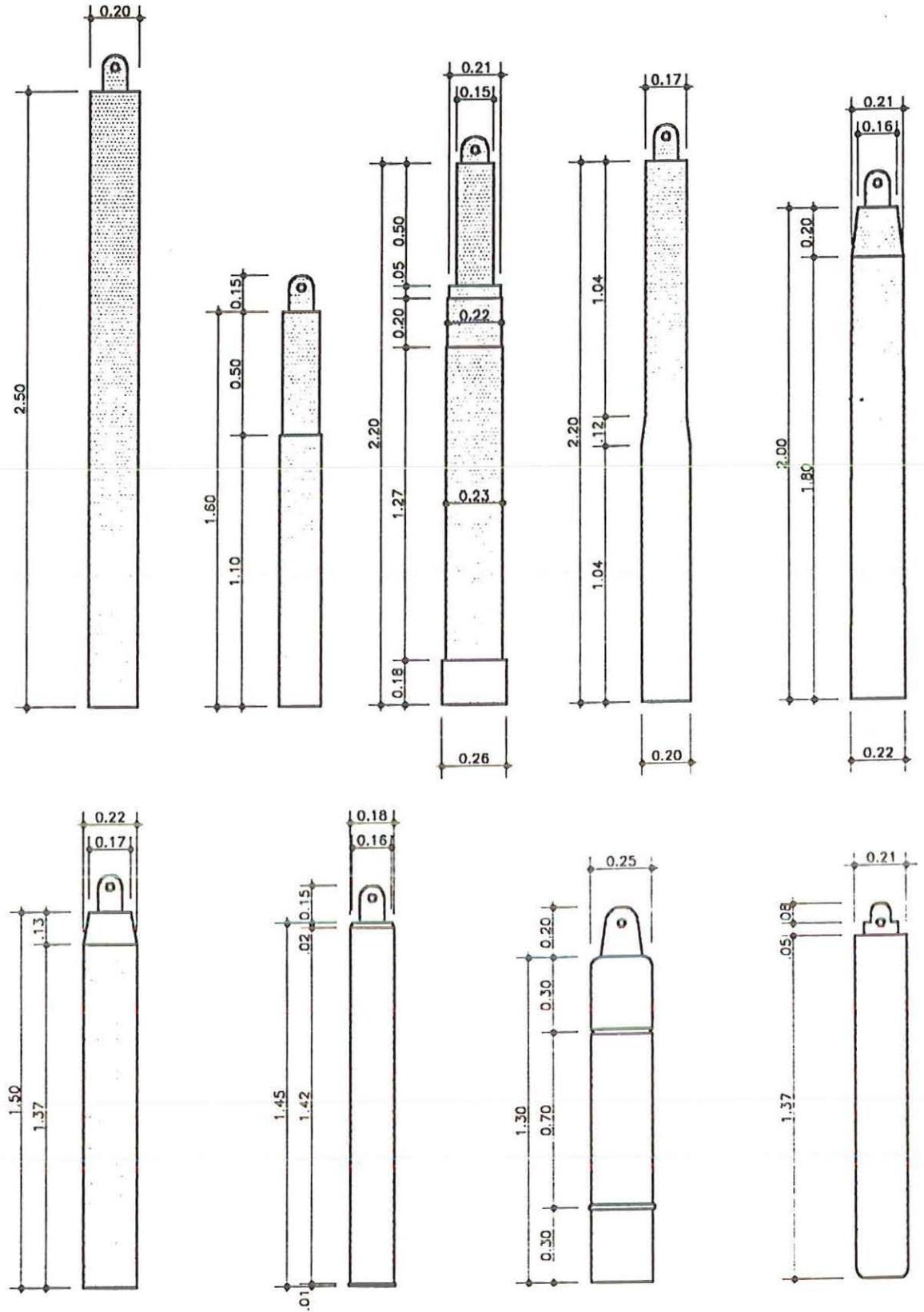


FIGURA 2.01: Variedade do formato dos soquetes utilizados em Bauru-SP.

2.1.2. Processo Executivo.

O equipamento para execução de estacas apiloadas, denominado de “bate-estaca”, é constituído de um tripé, soquete e motor, tal como na estaca Strauss. O tripé formado por tubos metálicos desmontáveis apresenta altura da ordem de 6,0m. O soquete, geralmente de forma cilíndrica, apresenta massa de 200 a 600kg e comprimento bastante variável. Seu diâmetro varia de acordo com o diâmetro nominal da estaca, sendo usualmente 0,02 a 0,03m menor que o diâmetro nominal de projeto da estaca. O motor pode ser a diesel, gasolina ou elétrico assentado sobre um estrado de madeira.

A abertura do furo é iniciada com a queda livre do soquete de pequena altura. A medida que a profundidade aumenta, a altura de queda do soquete vai crescendo até atingir 2 a 3 metros de altura. Segue-se apiloando o solo, deslocando-o lateralmente e para baixo, formando ao redor do fuste um anel de solo compactado, que mantém a estabilidade do furo. A perfuração prossegue até a cota desejada ou até atingir-se camadas de difícil penetração do soquete, senão impossível. Importante destacar que não é utilizado nenhum tipo de revestimento, durante as etapas de execução, exceto algumas vezes em que se utiliza um tubo guia, metálico, apenas nos primeiros metros da estaca. Algumas empresas efetuam, inicialmente, a abertura de um furo (pré-furo), da ordem de 1,0m, com cavadeira manual, com intuito de reduzir o risco de trincas ou rachaduras nas construções vizinhas.

Em solos argilosos, a coesão pode ocasionar a aderência de material no corpo do pilão, prejudicando a eficiência da perfuração. Neste caso é usual adicionar areia ao furo facilitando o avanço da perfuração. Em perfurações que atingem camadas próximas do nível d'água, é usual o lançamento de cerca de 20 litros de areia grossa no furo, evitando que o solo “prenda” o soquete.

O traço do concreto produzido na obra é, sem dúvida, o item que apresenta a maior variabilidade. Num recente trabalho de pesquisa, envolvendo alunos do curso de Engenharia Civil da Unesp/Bauru, com o objetivo de acompanhar a execução de estacas apiloadas em Bauru, constatou-se concreto variando de quase seco a bastante plástico. A tabela 2.02 fornece uma idéia da grande dispersão observada.

TABELA 2.02.-Variedade de traços utilizados na execução de estacas apiloadas.

OBRA	CIMENTO (saco)	AREIA GROSSA (litros)	BRITA (litros)	TRAÇO (VOLUME)
01	1	170	340	1 : 4,7 : 9,4
02	1	180	300	1 : 5,0 : 8,3
03	1	100	120	1 : 2,8 : 3,3
04	1	80	80	1 : 2,2 : 2,2
05	1	120	180	1 : 3,3 : 5,0
06	1	72	180	1 : 2,0 : 5,0
07	1	160	160	1 : 4,4 : 4,4
08	1	90	110	1 : 2,5 : 3,0
09	1	145	145	1 : 4,0 : 4,0
10	1	180	240	1 : 5,0 : 6,7
11	1	220	220	1 : 6,1 : 6,1
12	1	90	180	1 : 2,5 : 5,0
13	1	120	240	1 : 3,3 : 6,7

Terminada a perfuração, efetua-se o lançamento do concreto a partir da superfície do terreno. Sua concretagem varia muito em função da empresa executora. Algumas costumam fazer uma bucha utilizando concreto com baixo fator água/cimento (quase seco) ou brita na ponta, concretando o fuste em camadas com discreto apiloamento do concreto, à medida que o fuste vai sendo preenchido; outras empresas simplesmente lançam o concreto plástico da superfície, com auxílio de funil, sem apiloamento.

Considera-se mais apropriado o procedimento da concretagem sem apiloamento, pois se elimina a possibilidade do contato do soquete com a parede do furo e a conseqüente contaminação do concreto, com a mistura de solo. Entretanto, pesquisas mais recentes (PEREZ, 1997) com estacas Strauss revestidas, com e sem apiloamento do concreto, tem indicado que o apiloamento é benéfico em termos de módulo de Young retroanalisado do solo, visto que o mesmo aumenta as tensões laterais ao longo do fuste e conseqüentemente a sua rigidez.

Freqüentemente esta estaca recebe uma armadura nos primeiros 2 a 3 metros do topo, principalmente em locais aterrados. O mais comum é colocar uma ou duas barras de diâmetro 8 a 10mm espetados na cabeça da estaca, com cerca de 1m de comprimento, cuja função é ligar a estaca ao bloco.

Acredita-se que a colocação destas barras servem mais como uma advertência ou lembrete ao construtor, de que ali existe uma estaca, para que este proceda a devida limpeza da cabeça da estaca, antes da concretagem das vigas baldrames.

A foto 2.01 mostra o conjunto guincho mecânico, motor e chassi de madeira, responsável pelo acionamento/deslocamento do soquete, destacando-se o soquete sendo posicionado sobre o piquete de locação da estaca a ser executada.

As fotos 2.02a, 2.02b e 2.02c mostram a seqüência da perfuração do terreno pelo soquete, durante a execução de uma estaca. Na foto 2.02a, observa-se o soquete, em destaque, posicionado sobre o piquete e pronto para iniciar a perfuração da estaca apiloada. As fotos 2.02b e 2.02c mostram o progresso da perfuração da estaca.

A foto 2.03 mostra uma perfuração pronta para concretagem, onde se constata a limpeza e a praticidade do uso deste tipo de fundação. Na foto 2.03a, o furo acabou de ser executado enquanto que na 2.03b, a perfuração está pronta para concretagem.

A foto 2.04 mostra, numa seqüência, os tipos de funis normalmente utilizados durante a concretagem. Na foto 2.04a, mostra uma placa de madeira com furo central. Na fotos 2.04b, observa-se a utilização de um funil de madeira e concreto usinado e na foto 2.04c, o funil é metálico e o concreto produzido na obra.

Segundo CINTRA et al. (1997), é presumível que o método executivo da estaca influencie consideravelmente o seu comportamento perante a colapsibilidade. As estacas de deslocamento, por exemplo, provocam uma compactação do solo ao redor do fuste e sob a ponta, causando uma diminuição do índice de vazios e, abrandando as conseqüências nefastas do colapso.

2.1.3. Comprimento Limite.

A falta de informações acerca deste tipo de fundação não permite avaliar com segurança até que profundidade ou até que valores de SPT este método de abertura do furo tem eficiência. Indubitavelmente, quanto maior a massa do soquete, maior profundidade é possível atingir-se. Tem-se observado que um soquete de 500 a 600kg, com diâmetro de 0,20 a 0,30m, é eficiente para valores de SPT limitados a cerca de 12, correspondente a 10 a 12 metros de profundidade na região de Bauru.



FOTO 2.01: Vista do conjunto de acionamento/deslocamento do soquete.

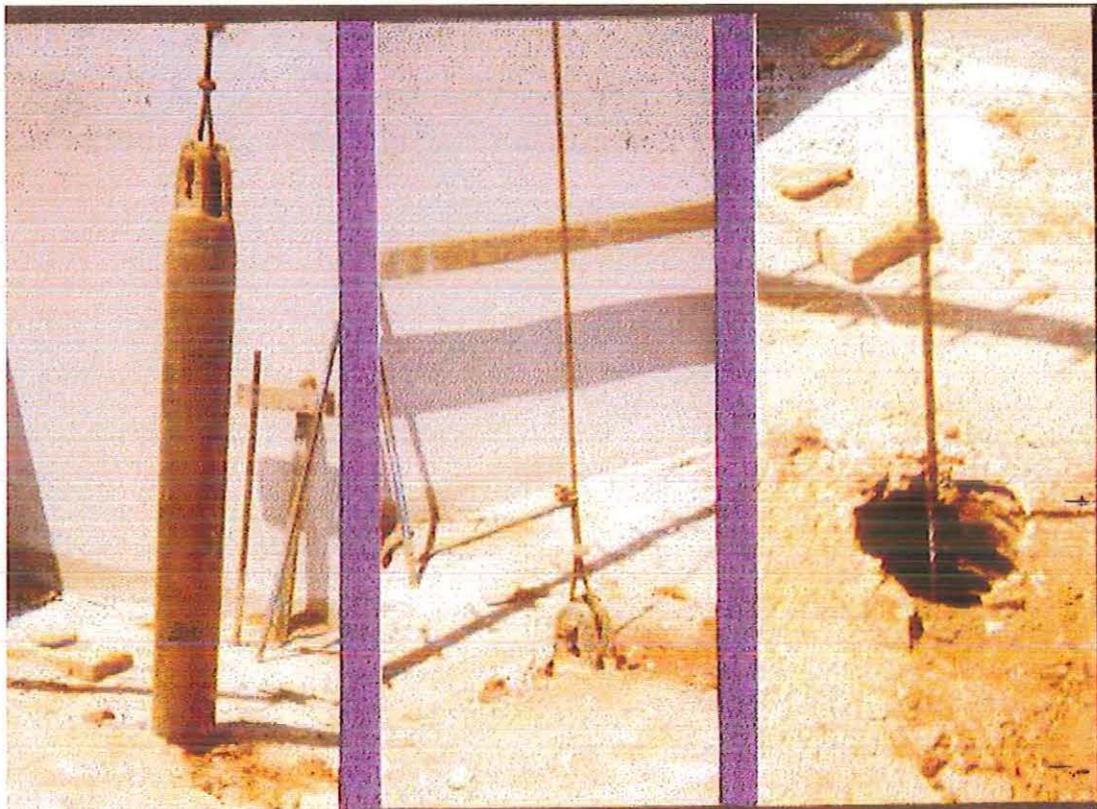


FOTO 2.02: Seqüência da perfuração do terreno pelo soquete.

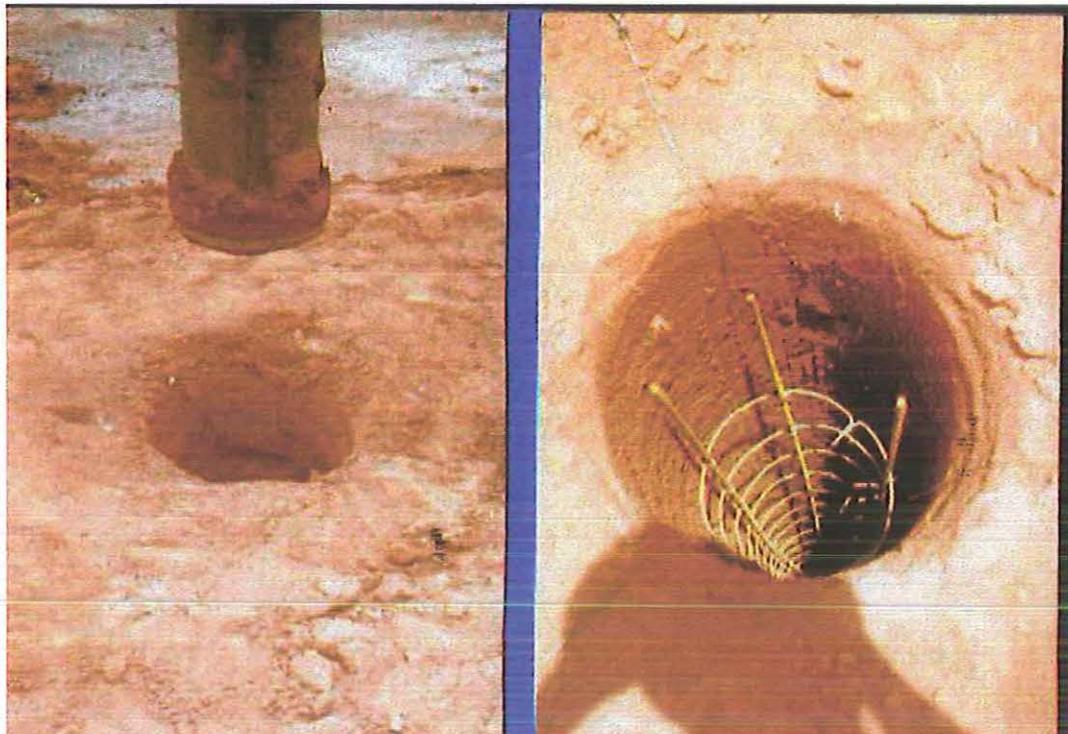


FOTO 2.03: Vistas de uma perfuração pronta para concretagem.

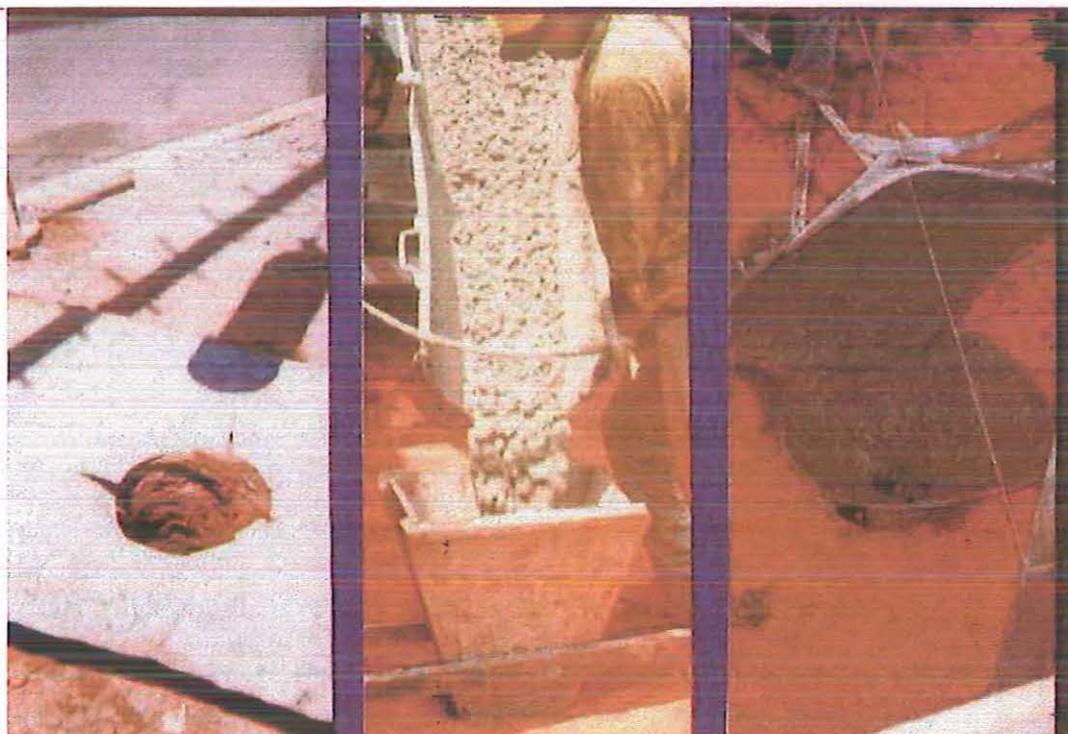


FOTO 2.04: Vistas dos tipos de funil utilizados para concretagem das estações.

A partir deste valor, devido ao aumento das pressões confinantes, o solo deslocado tende a fechar o furo e começar a prender o soquete, diminuindo sensivelmente o rendimento. Este é um forte indicativo de que atingiu-se o comprimento limite deste tipo de estaca.

2.1.4. Vantagens e Desvantagens.

Todos os tipos de fundações apresentam vantagens e desvantagens, quanto a sua escolha. Neste item são apresentados os aspectos negativos e positivos da execução de estacas apiloadas.

a) Aspectos negativos.

- A execução deste tipo de estaca está limitada a solos porosos e acima do nível d'água.
- Por se tratar de uma estaca de deslocamento, provoca vibrações no terreno que podem resultar em danos nas edificações vizinhas, dependendo da distância da estaca até a edificação, da idade da construção e do sistema construtivo utilizado.
- Profundidade limitada a cotas com SPT próxima de 12, em virtude do baixo rendimento da abertura do furo.
- Pode ocorrer consumo de concreto de 20 a 30% superior ao estimado, resultante de variações significativas entre o diâmetro real e o diâmetro nominal da estaca.
- Tem-se observado uma significativa variação nos traços do concreto executados pelas diversas empresas executoras desse tipo de fundação. A tabela 2.02 indica que não existe nenhum critério na determinação do traço, bem como não há uniformidade na forma de lançamento desse concreto no fuste da estaca. É notório que os profissionais responsáveis pela obra devem dedicar uma especial atenção nesse aspecto, de forma inclusive a atender as recomendações da NBR 6122/96, quanto ao fck mínimo do concreto a ser utilizado.

b) Aspectos positivos.

- Baixo custo, devido ao pequeno número de operários (2) e a simplicidade do equipamento.
- Facilidade de locomoção dentro da obra, em virtude de utilizar equipamentos leves.
- Possibilidade de executar estacas próximas às divisas, diminuindo a excentricidade dos blocos.
- Possibilidade de montar o equipamento em terrenos de pequenas dimensões.
- Método executivo que conserva a obra limpa.
- Faixa de capacidade de carga na qual outro tipo de estaca convencional seria antieconômico

2.2. SOLOS COLAPSÍVEIS.

Segundo AOKI (1982), no caso de fundações profundas é cada vez mais importante a preocupação com o controle de qualidade. Na característica de maior significado para fins de engenharia, a capacidade de suporte de fundação, entra uma variável que escapa ao controle, é o solo de fundação tal como a natureza legou ou já perturbado pelo homem.

Muitas vezes o solo pode se encontrar instável ou ainda em processo de estabilização, quando se inicia a implantação de um elemento estrutural de fundação. Pode acontecer de um elemento de fundação, implantado num certo tipo de solo se comportar de forma satisfatória durante muito tempo e, devido a um aumento no teor de umidade do solo ao redor da estaca, esta fundação vir a sofrer um repentino deslocamento, em função de uma brusca redução no volume de solo. Esse tipo de solo, bastante freqüente no mundo, recebe o nome de colapsível.

O solo colapsível é aquele que, quando sob tensão, apresenta acentuada redução do índice de vazios quando submetido ao umedecimento, conseqüência do enfraquecimento das ligações existentes entre as partículas. Ao se processar a redução do índice de vazios, ou colapso, as propriedades de resistência e deformação do solo são inteiramente modificadas e são funções, entre outros, do teor de umidade.

A presença desses solos no mundo tem trazido aos engenheiros de fundações uma preocupação crescente, constituindo-se num grande desafio.

Até o final dos anos 70, a comunidade geotécnica brasileira dispunha de poucos relatos e contribuições sobre a ocorrência de solos colapsíveis no Brasil. Neste período encontram-se, dentre outros, os trabalhos de QUEIROZ (1959); SCHERRER (1965); VARGAS (1970); WOLLE et al. (1978) e VILAR (1979).

No início dos anos 80, VILAR et al. (1981) apresentam uma importante contribuição relatando as condições básicas para ocorrência de solos colapsíveis e fornecendo um resumo dos vários critérios existentes para identificação desse tipo de solo. Posteriormente, inúmeros pesquisadores dedicaram especial atenção ao estudo dos solos colapsíveis. Apresentam importantes contribuições os trabalhos de ARAGÃO & MELLO (1982); BENVENUTO (1982); GEHLING et al. (1982); NAKAO & RICCÓ (1982); LIMA SOBRINHO (1983); FERREIRA & MONTEIRO (1985); NOGUEIRA et al. (1985); VILAR (1985); COSTA (1986); LOPES (1987); NEVES (1987); MIRANDA (1989) e FERREIRA & TEIXEIRA (1989).

Na década de 1990, estudos envolvendo solos colapsíveis foram realizados por AFLITOS et al. (1990); CARVALHO & SOUZA (1990); FERREIRA (1990); FERREIRA & BENVENUTO (1990); MENDONÇA (1990); SILVA (1990); PEREIRA et al. (1990); AGNELLI (1991); LOBO et al. (1991); SOUZA (1993); MARIZ (1993); TEIXEIRA (1993); CAMPELO (1994); CARNEIRO (1994); CARVALHO (1994); PAIXÃO et al., (1994); CAMAPUM DE CARVALHO (1994); MENEZES et al., (1994); CINTRA (1995); AGNELLI (1997); ARAKI (1997).

Segundo CINTRA (1995), nessa vasta bibliografia, encontram-se boas revisões bibliográficas no Brasil, tais como: VILAR (1979); BENVENUTO (1982); MENDONÇA (1990); MARIZ (1993) e CARVALHO (1994).

No Brasil, a maioria das fundações são projetadas com base exclusivamente nos valores do SPT. A grande experiência acumulada, aliada à rapidez de execução e seu baixo custo justifica e estimula essa prática. Entretanto, não se tem dado muita atenção ao fato de que, em solos colapsíveis, havendo aumento no teor de umidade do solo, haverá naturalmente uma redução no valor do SPT. Esse aumento no teor de umidade pode ocorrer por elevação na posição do nível d'água freático, por vazamentos de tubulações de água ou esgoto ou infiltração de águas pluviais.

Apesar de existirem vários métodos de previsão da capacidade de carga de estacas, para o projetista de fundações é muito difícil estimar qual a influência da infiltração de água nos valores do SPT e qual seria a redução provocada, por este efeito, na capacidade de carga de uma fundação, no caso de um solo colapsível.

A realização de provas de carga, com o solo no estado natural e com inundação artificial, constituem-se na forma mais eficiente e confiável para determinar a capacidade de carga e quantificar a influência do colapso de uma fundação, implantada nesse tipo de solo.

A necessidade de conhecer a capacidade de carga e o desenvolvimento de recalques, tanto dos elementos de fundação isolados como em grupos, quando da implantação de uma obra civil, sempre foi um desafio para os engenheiros civis, (MASSAD, 1985).

2.3. PROVAS DE CARGA EM ESTACAS.

Apesar do progresso alcançado nos métodos semi-empíricos para a estimativa da capacidade de carga de estacas, a prova de carga, principalmente a estática, ainda é um dos meios mais confiáveis e indiscutíveis de se avaliar a carga que uma determinada estaca pode suportar (ALONSO, 1997).

Basicamente, a prova de carga consiste em carregar a estaca em incrementos progressivos de carga aplicada no topo e medir os deslocamentos correspondentes. Obtém-se assim, segundo BURIN & MAFFEI (1989), a trajetória de equilíbrio do conjunto estaca-solo, genericamente chamado estaca.

No Brasil, uma das primeiras provas de carga em estacas foi realizada na estação da estrada de ferro Noroeste do Brasil em Bauru, em fevereiro de 1936. Segundo MASSAD (1985), as primeiras provas de carga executadas no Brasil foram feitas sem uma metodologia definida e sem conhecimento prévio do solo onde as estacas iriam ser instaladas.

Neste item, são indicados diversos trabalhos nos quais se realizaram provas de carga em estacas submetidas a esforços de compressão, com inundação artificial do terreno, em solos colapsíveis.

Um dos pioneiros trabalhos foi realizado por HOLTZ & GIBBS (1953), em Nebraska, EUA. Posteriormente, ABELEV & ASKALONOV (1957), executaram provas de carga em estacas, em solos loéssicos. Em seguida, novos resultados de provas de carga em solos colapsíveis foram apresentados por GRIGORJAN (1970); NADEO & VIDELA (1975); MELLIOS (1985); MONTEIRO (1985); MORAES et al. (1985); CARVALHO & SOUZA (1990); SILVA (1990); TEIXEIRA (1993); SEGANTINI & CARVALHO (1994) e CARNEIRO et al. (1994).

CINTRA (1995) apresenta um estudo detalhado, analisando e discutindo os trabalhos acima mencionados, constituindo-se numa obra de referência obrigatória.

2.4. PROVAS DE CARGA EM ESTACAS APILOADAS.

Desde o início da década de 1970, o Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo tem-se preocupado com o estudo dos solos colapsíveis. A partir do início da década de 1990, esse Departamento tem dedicado especial atenção ao estudo das fundações implantadas nesse tipo de solo. Assim, vem sendo estudado a influência da inundação do solo no comportamento de diversos tipos de fundações executados no Estado de São Paulo, dentre elas, as estacas apiloadas, face ao seu largo uso.

Nesta seção, são apresentados os estudos efetuados sobre a influência da inundação do solo no comportamento de estacas apiloadas, submetidas a esforços verticais de compressão.

LOBO (1991), em sua tese de doutoramento, apresenta os resultados obtidos em provas de carga verticais realizadas em sete estacas escavadas, nove apiloadas e quatro reapiloadas, num total de vinte estacas executadas na cidade de Bauru-SP.

Apresentam-se as características, a metodologia e os resultados das provas de carga realizadas em seis das nove estacas apiloadas executadas, denominadas de E.22; E.33; E.25; E.27; E.29 e E.31. Nessas estacas, os ensaios foram conduzidos com o terreno no estado natural e após inundação do solo ao redor da estaca, objetivando-se verificar a influência da inundação do solo na carga última das estacas.

As estacas foram executadas num solo residual constituído de uma areia fina argilosa, fofa a pouco compacta, de alta porosidade, com índice de resistência à penetração nos primeiros cinco metros variando de 2 a 4 golpes.

Ao redor da estaca comprimida foi feita uma escavação de formato quadrado em planta, de lado 1,30m e profundidade 0,40m. Em cada canto da escavação, executou-se um furo com trado manual de diâmetro 0,10m e comprimento aproximadamente igual ao comprimento da estaca. Esses furos foram preenchidos com areia grossa lavada para permitir melhor infiltração d'água no terreno.

Após a realização da primeira prova de carga, com o terreno nas condições naturais, carregava-se a estaca até próximo de 50% da carga atingida no primeiro carregamento, e inundava-se a escavação ao redor da estaca, mantendo-se uma lâmina de água de 0,10 a 0,30m por 48 horas, fazendo-se leituras de recalques a cada hora, quando então a estaca era descarregada.

Mantendo-se sempre o terreno inundado ao redor da estaca, iniciava-se nova prova de carga até se atingir a ruptura, normalmente da estaca comprimida. Algumas provas de cargas foram interrompidas sem atingir ruptura da estaca comprimida, devido a ruptura da ligação estaca-solo das estacas tracionadas, quando a umidade atingia o fuste dessas estacas.

Na tabela 2.03, apresentam-se as dimensões das estacas ensaiadas e uma comparação entre as cargas de ruptura e as cargas de colapso, obtidas pelo método de Van der Veen, e as perdas de resistência provocadas pela inundação, nas estacas recarregadas.

TABELA 2.03: comparação de cargas de ruptura e cargas de colapso(LOBO, 1991).

ESTACAS	L (m)	D (m)	Qu	Qc	REDUÇÃO (%)
22	2	0,25	186	121	35
33	2	0,25	198	153	23
25	4	0,25	216	167	23
27	4	0,25	362	246	32
29	6	0,25	564	394	30
31	6	0,25	606	425	30

PERDA DE RESISTÊNCIA MÉDIA = 29%

As figuras 2.02 a 2.04 apresentam as curvas carga x recalque, para as estacas apiloadas ensaiadas com o terreno natural e com inundação do solo, obtidas por LOBO (1991).

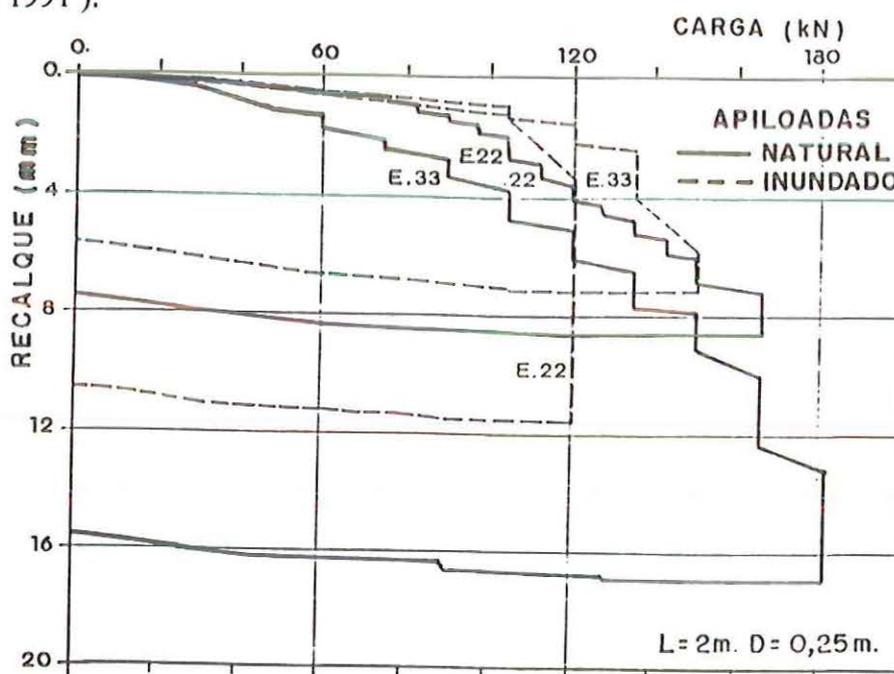


FIGURA 2.02: Provas de carga sem e com inundação - estacas E 22 e E 33
(apud LOBO, 1991)

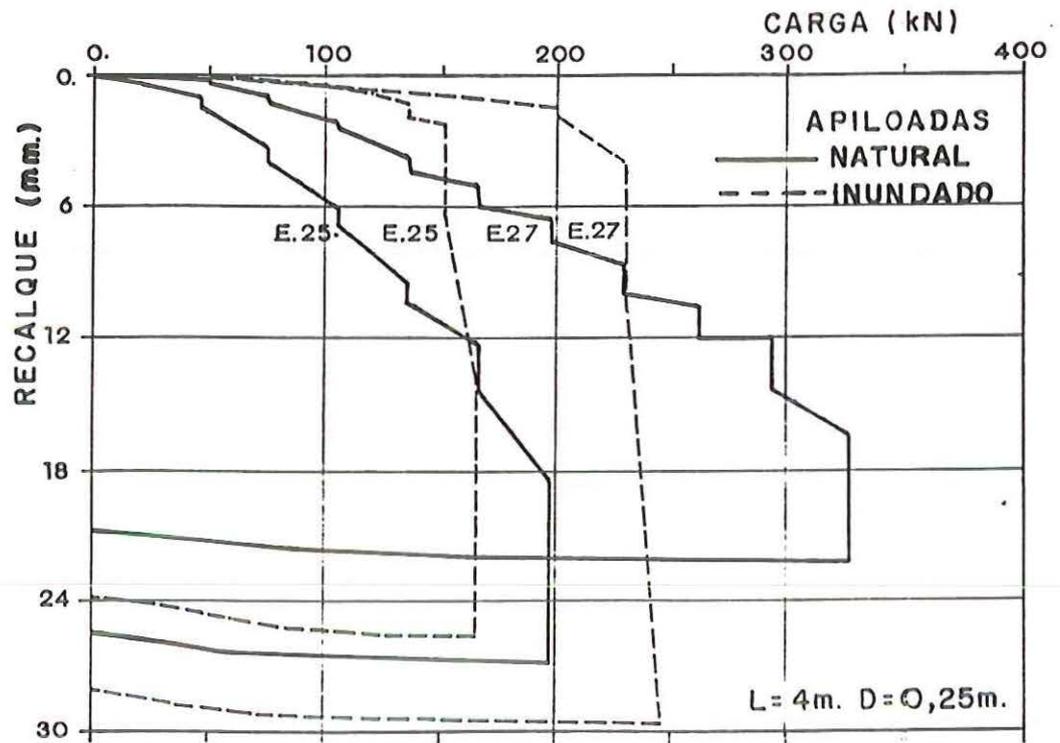


FIGURA 2.03: Provas de carga sem e com inundação - estacas E 25 e E 27
(apud LOBO, 1991)

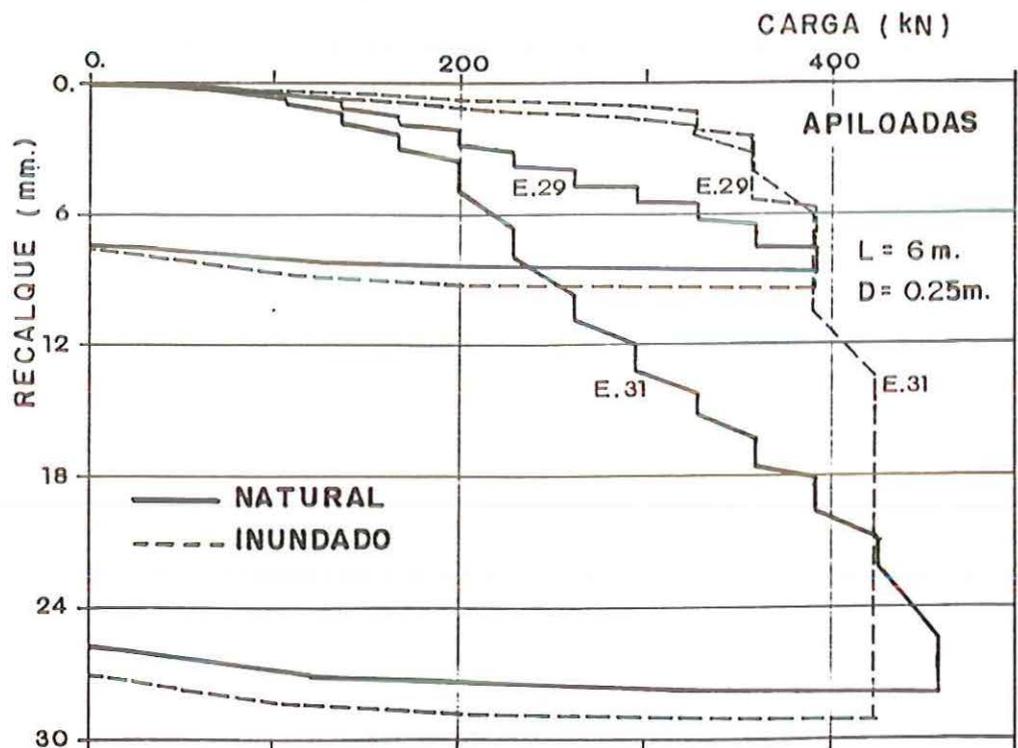


FIGURA 2.04: Provas de carga sem e com inundação - estacas E 29 e E 31
(apud LOBO, 1991)

CARNEIRO (1994), em sua dissertação de mestrado, apresenta os resultados de provas de carga realizadas no Campo Experimental de Fundações da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Foram realizadas provas de carga em seis estacas apiloadas de 0,20m de diâmetro. Três destas estacas, com 6,0m de comprimento, foram executadas com o fuste embutido na camada superficial e com ponta na transição para o solo residual, enquanto as outras três de comprimento 9,0m apresentam-se embutidas 3,0m no solo residual.

Inicialmente, as estacas foram submetidas a provas de carga do tipo rápido com o solo na umidade natural. Após o descarregamento, estas estacas foram reensaaiadas com inundação do solo na carga de serviço.

A inundação do solo foi feita através de cava, de dimensões 1,00m x 1,00m x 0,40m, aberta em torno da cabeça das estacas. A inundação foi mantida por 48h, quando então prosseguiu-se a prova de carga até ser atingida a carga de colapso.

Na tabela 2.04, são apresentadas as dimensões das estacas, bem como os valores de carga última (Q_u), carga de colapso (Q_c) e a redução verificada na capacidade de carga devido a inundação do terreno.

Tabela 2.04: Redução da capacidade carga (apud CARNEIRO & CINTRA, 1994).

ESTACA	L (m)	D (m)	Q_u (kN)	Q_c (kN)	REDUÇÃO (%)
01	6,0	0,20	232	184	21
02	6,0	0,20	200	150	25
03	6,0	0,20	150	120	20
04	9,0	0,20	255	196	23
05	9,0	0,20	312	270	13
06	9,0	0,20	270	225	17

Esta tabela, de acordo com CINTRA (1995), mostra que as estacas mais longas sofreram uma redução da capacidade de carga ligeiramente inferior às estacas mais curtas, pois os percentuais médios de redução são 18 e 22%, respectivamente.

CINTRA (1995) também destaca que os dados desta tabela permitem deduzir a importância de se ensaiar pelo menos três estacas com características idênticas para se detectar o nível de dispersão dos resultados.

As perdas observadas nas estacas apiloadas à compressão estão situadas na faixa de 20%, devido ao colapso. O apiloamento do solo não foi suficiente para eliminar a propensão ao colapso das estacas, quando inundadas, mas serviu para prorrogar a ocorrência da colapsibilidade da ligação solo-estaca. CARNEIRO et al. (1994).

As figuras 2.05 e 2.06 mostram as curvas carga x deslocamento típica das provas de carga realizadas em duas das seis estacas ensaiadas de comprimentos 6,0m e 9,0m, respectivamente.

Dependendo do comprimento da estaca e da espessura da camada colapsível, isto é, do nível de embutimento no estrato inferior, parece conclusivo que as estacas apiloadas sofrem uma redução na capacidade de carga de 20 a 30% em consequência da inundação do terreno. Portanto, o processo do apiloamento é eficiente para impedir a ocorrência do colapso na carga de trabalho, mas não suficiente para eliminar completamente o efeito da colapsibilidade (CINTRA et al. 1997).

Seria interessante que diversos pesquisadores utilizassem os mesmos critérios para execução das provas de carga com inundação, de tal forma que o número de variáveis seja reduzido, possibilitando uma comparação de forma mais realística dos resultados obtidos.

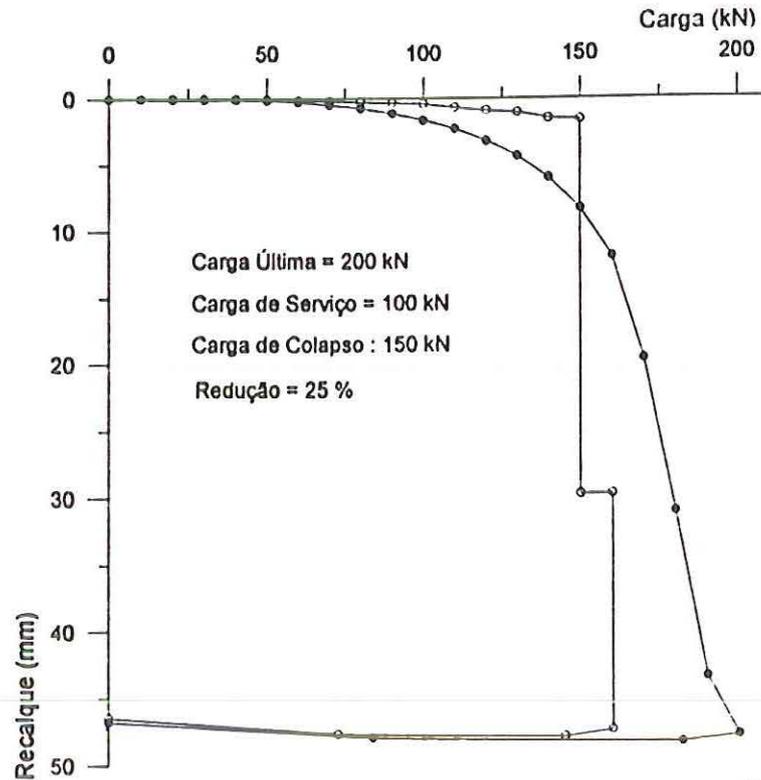


FIGURA 2.05: Provas de carga sem e com inundações - estaca de 6,0m
 (apud CARNEIRO & CINTRA, 1994)

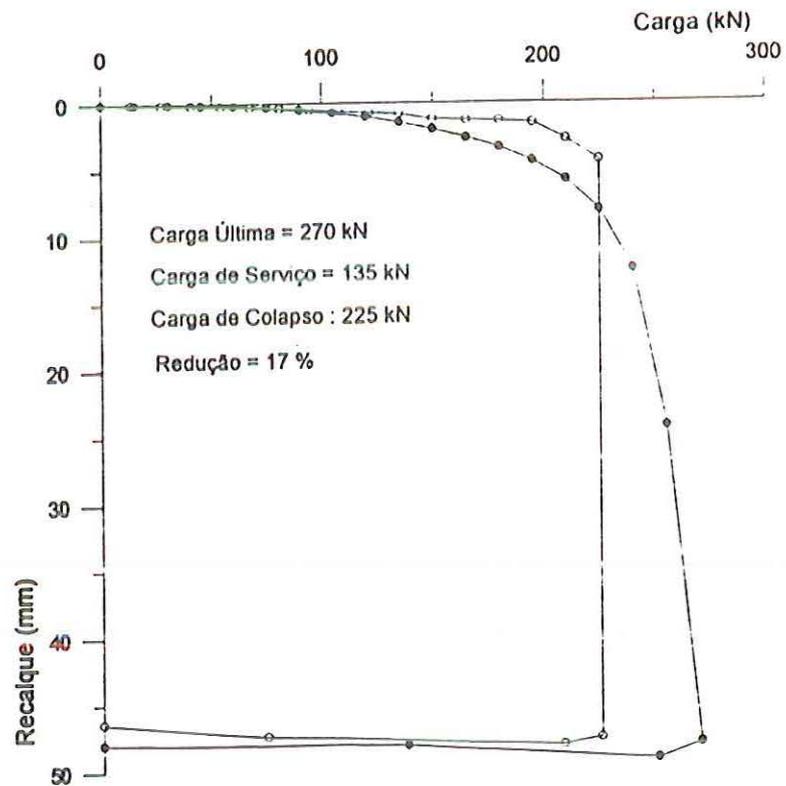


FIGURA 2.06: Provas de carga sem e com inundações - estaca de 9,0m
 (apud CARNEIRO & CINTRA, 1994)

3. CAMPO EXPERIMENTAL.

Dentro da linha de pesquisa “Geotecnia da Região de Bauru”, com apoio da FAPESP, CNPq e CAPES, foram desenvolvidas inúmeras pesquisas no intuito de caracterizar o solo e, através de provas de carga e ensaios laboratoriais, possibilitar a previsão do comportamento de vários tipos de fundações freqüentemente utilizados nessa região, quer seja nas condições do terreno natural ou na situação de terreno inundado.

FERREIRA (1991), coletando amostras em três locais diferentes, denominados de 1, 2 e 3, (figura 3.01), na cidade de Bauru, afastados cerca de 4.000m do Câmpus da Unesp, desenvolveu um programa de ensaios laboratoriais, obtendo informações sobre compressibilidade, permeabilidade e resistência ao cisalhamento, no intuito de possibilitar a caracterização geotécnica do solo desta região e oferecer resultados que proporcionem um melhor conhecimento deste material e de seu provável comportamento, quando de sua utilização em obras de engenharia civil.

LOBO (1991) realizou inúmeras provas de carga sobre estacas apiloadas e escavadas, com o terreno natural e após inundação, verificando a influência do modo executivo e do encharcamento do solo no valor da carga última das estacas. Esses valores foram comparados aos previstos por fórmulas empíricas, que usam resultados de sondagens de simples reconhecimento. Um programa de laboratório foi desenvolvido, para caracterizar o solo do local das provas, neste trabalho denominado de local 4, afastado cerca de 2.500m do Câmpus da Unesp, e verificar a influência da inundação nos parâmetros de resistência e compressibilidade do solo.

GIACHETI (1991) estudou o comportamento dinâmico dos solos que ocorrem no local 4, a partir de resultados de ensaios sísmicos “cross-hole” e coluna ressonante.

AGNELLI (1992) executou provas de carga direta com o terreno natural e inundado, verificando a influência do encharcamento do solo no valor da pressão de ruptura e na magnitude do recalque. Os valores foram comparados aos previstos pela teoria e fórmulas empíricas que usam resultados de sondagens à percussão. Um programa de laboratório foi desenvolvido para caracterizar o solo local, e verificar a influência da inundação nos parâmetros de compressibilidade do solo. Essa pesquisa foi desenvolvida no campus da Unesp/Bauru, neste trabalho denominado de local 5.

A figura 3.01 mostra uma planta parcial da cidade onde são indicados os locais investigados 1 a 5.

A maioria dessas pesquisas foi executada em terrenos particulares, algumas vezes com restrições dos proprietários, o que nem sempre permite condições ideais para o seu desenvolvimento, bem como inviabiliza o acompanhamento ou continuidade de outras pesquisas, cujos resultados poderiam ser correlacionados entre si. Assim, tornou-se premente a necessidade de uma área experimental, onde fosse possível o desenvolvimento e acompanhamento de pesquisas com um adequado planejamento e com melhor conhecimento das propriedades do subsolo.

Para a viabilização e a realização de outras pesquisas, a Unesp/Bauru destinou, em 1991, uma área de aproximadamente 52.000m^2 para a implantação de um campo experimental do Departamento de Engenharia Civil, em local desprovido de qualquer infra-estrutura, inclusive com necessidade de execução de estrada de acesso em terra. Nessa área implantou-se um campo experimental de fundações.

O estabelecimento efetivo deste campo experimental ocorreu, graças aos recursos da Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB/Unesp) e de auxílio pesquisa obtido junto à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP). Em 1995, a FAPESP, através de programa destinado a melhoria de infra-estrutura, incrementou a instalação de condições mínimas para a utilização deste Campo, o que possibilitou a realização deste trabalho e, posteriormente, de outras pesquisas.

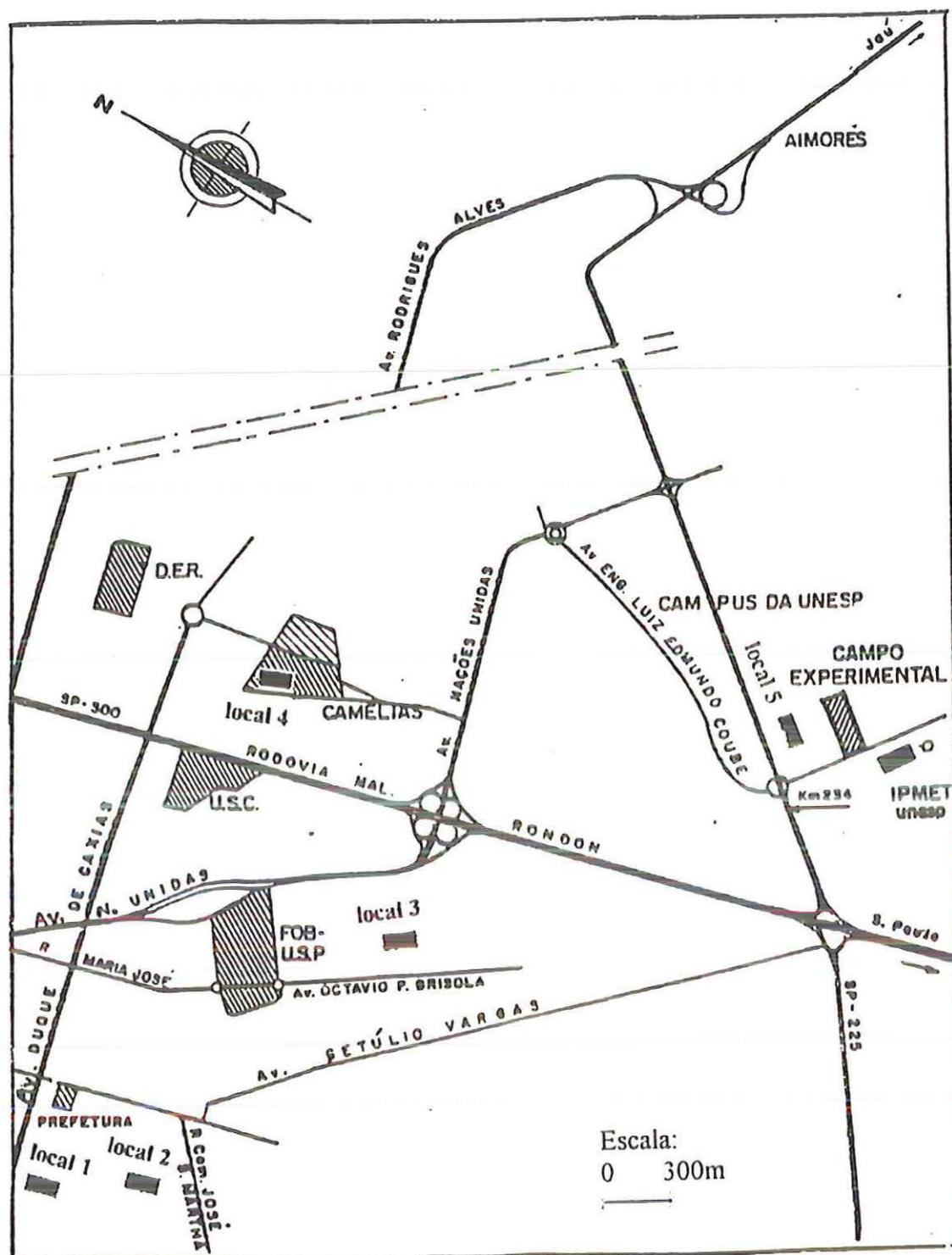


FIGURA 3.01: Planta parcial da cidade de Bauri, com destaque aos locais pesquisados (apud FERREIRA et al., 1996).

O desenvolvimento desta pesquisa, aliado ao estabelecimento deste campo experimental, viabilizou a formação de uma equipe de pesquisadores geotécnicos, envolvendo as três Universidades Estaduais Paulistas, permitindo que se realizem estudos sobre o solo típico da região. As provas de carga em elementos de fundações, usualmente utilizadas, poderão contribuir para o aprimoramento e adequado dimensionamento de fundações em Bauru.

Recentemente, DÉCOURT & QUARESMA FILHO (1996) realizaram investigações neste Campo Experimental. Segundo os autores, o objetivo dessa campanha foi enriquecer de dados um local que foi e continua sendo intensamente utilizado para pesquisas e onde o solo local é característico de uma grande região do Estado de São Paulo.

Almeja-se que no futuro, outras Universidades, pesquisadores e empresas executoras de fundações no Brasil venham utilizar este Campo Experimental e possam contribuir para que se estude o comportamento de outros tipos de fundações consagrados em nosso país, neste tipo de solo.

3.1. IMPLANTAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL.

Inicialmente, para desenvolvimento deste trabalho, foi proposta uma área para ser implantado o Campo Experimental do Departamento de Engenharia Civil da FEB/Unesp-Bauru, local 5 da figura 3.01, onde foram realizados 6 furos de sondagem, abertura de um poço de 1,20 m de diâmetro e 14 metros de profundidade, com coleta de 2 amostras indeformadas de 0,25m x 0,25m x 0,25m a cada metro. Neste local, foram executadas provas de carga sobre placa cujos resultados foram publicados por AGNELLI (1992).

Posteriormente, foi sugerida pela Prefeitura do campus uma nova área, muito próxima do local 5, que, além de contar com maior facilidade de acesso, contava com infra-estrutura, água e luz, mais próximos do que do campo anterior, além de situar-se em local de maior segurança. Destaca-se que o campus da UNESP de Bauru possui uma área total próxima de 5 milhões de metros quadrados, dos quais cerca de 20% encontram-se desmatados.

Esta transferência acarretou uma série de atividades que não estavam previstas, no sentido de proporcionar as condições mínimas para o pleno desenvolvimento do projeto proposto, em virtude deste campo estar localizado numa mata, sem nenhuma infra-estrutura.

Para a implantação do Campo Experimental, foi efetuado um estudo para promover uma utilização racional da área, procurando preservar ao máximo a flora e a fauna existentes. Para execução de infra-estrutura do campo experimental, procedeu-se a inúmeros serviços preliminares, tais como os listados abaixo.

- a) Abertura de estrada de acesso;
- b) Limpeza da área;
- c) Extensão da rede elétrica e instalação de água;
- d) Levantamento topográfico;
- e) Projeto e construção de obra para apoio/depósito no campo experimental.
- f) Colocação de marcos referenciais: cotas e coordenadas.

Nesta exaustiva etapa dos trabalhos foi marcante a contribuição de inúmeros alunos do curso de Engenharia Civil, bolsistas de Iniciação Científica, orientados pelo autor deste trabalho, que permitiu a implantação desta área de pesquisa.

A foto 3.01 mostra parte do campus da Unesp-Bauru, onde pode ser vista uma clareira do lado esquerdo, aproximadamente circular, reservado ao IPMet - Instituto de Pesquisas Meteorológicas, para lançamento de balões, a clareira ao centro, pertencente à Fazenda Experimental do Departamento de Engenharia Mecânica e do lado direito, com formato retangular, se nota uma mata mais fechada, onde se localiza o Campo Experimental de Fundações.

A foto 3.02 mostra as características do ambiente onde se implantou o campo experimental. A figura 3.02 apresenta a área do novo campo experimental e o local onde já foram executados diversos ensaios inclusive com realização de provas de carga em estacas apiloadas e sobre placas a diversas profundidades. Essa nova área dista cerca de 400 metros do local 5.

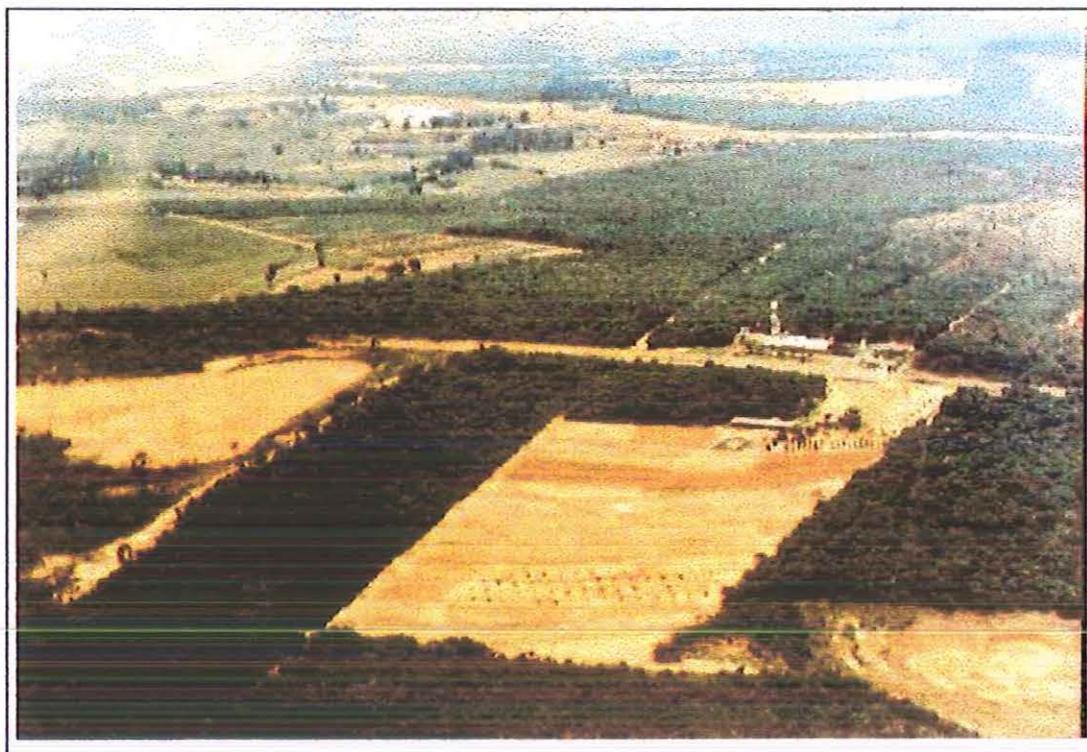


FOTO 3.01: Vista aérea de parte do campus da Unesp de Bauru, onde se nota na parte inferior direita a localização do campo experimental.

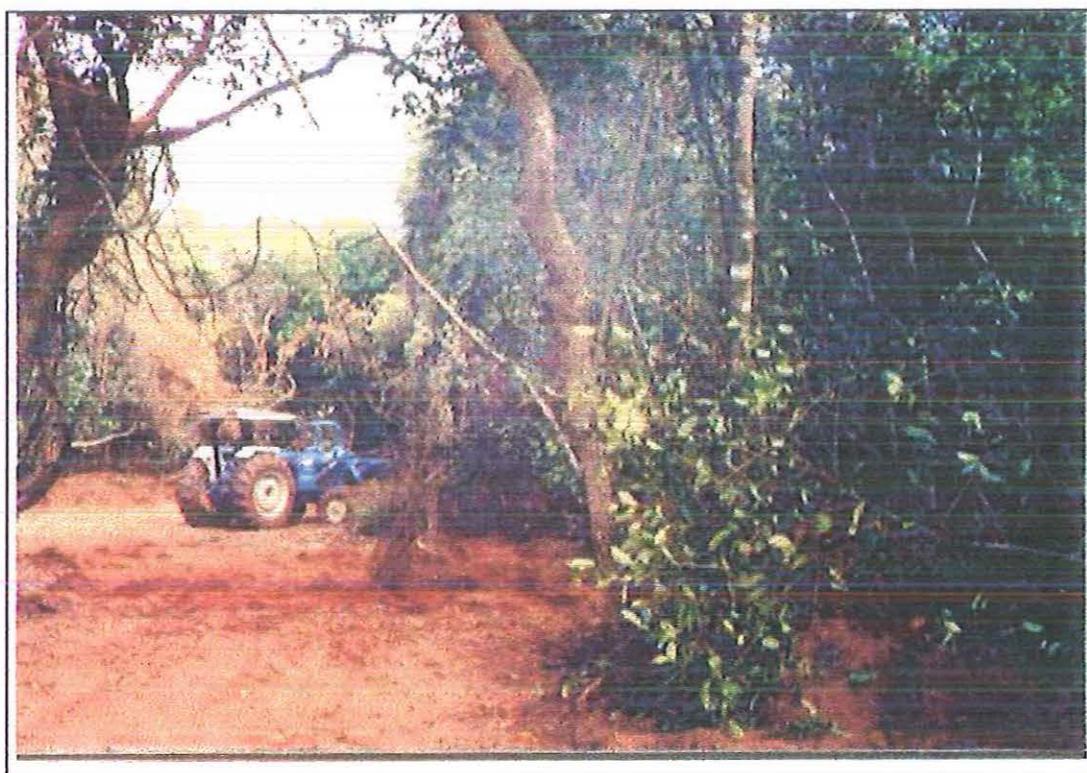


FOTO 3.02: Destaque das características do ambiente de implantação do campo experimental de fundações.

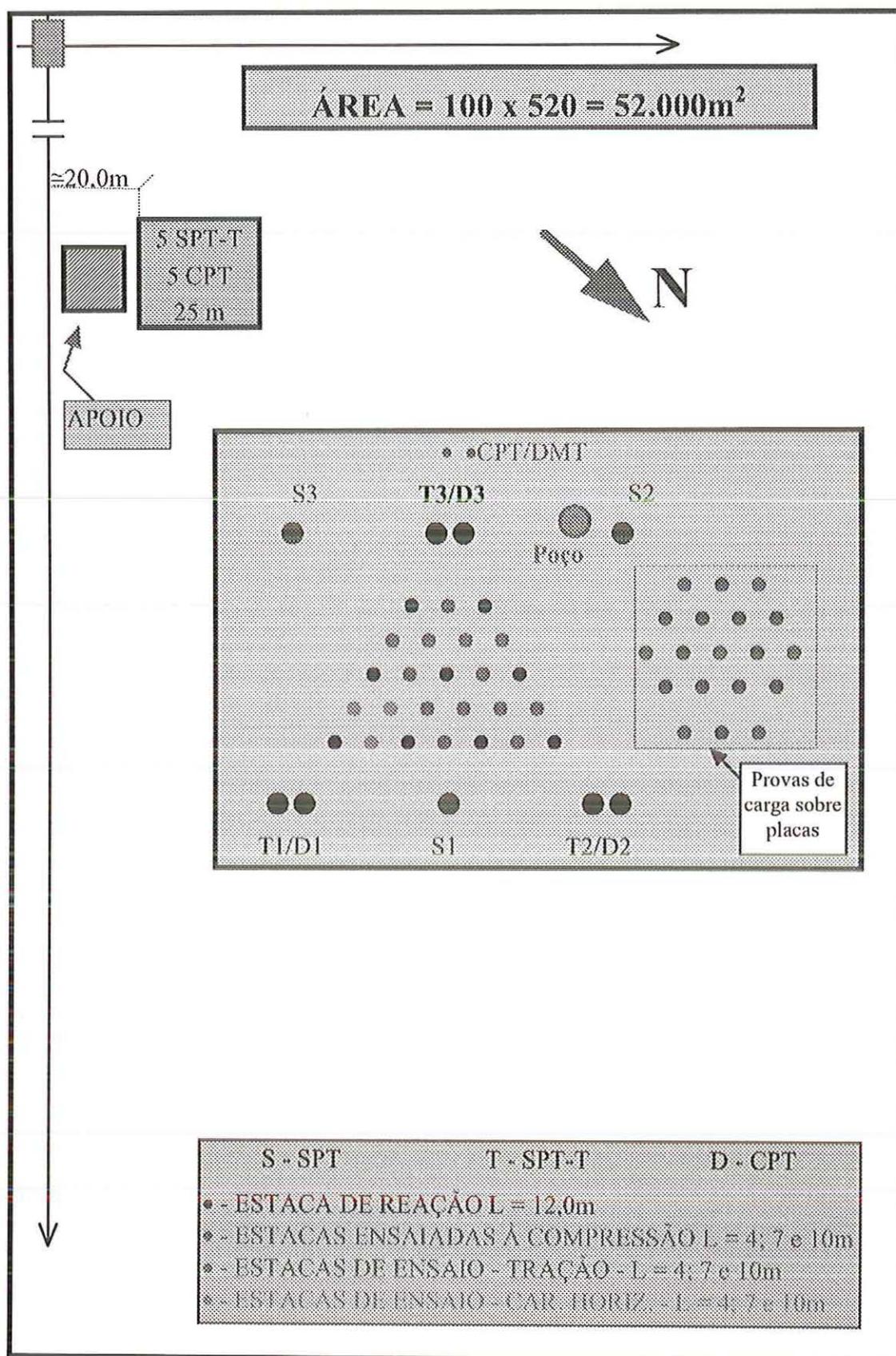


FIGURA 3.02: Implantação do Campo Experimental - sem escala.

Após dotar o campo experimental de condições mínimas de uso, iniciou-se a pesquisa de campo. Numa etapa inicial, foram desenvolvidas investigações geotécnicas, visando caracterizar o solo local.

3.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS.

A cidade de Bauru-SP, localizada na parte central do Estado de São Paulo, dista aproximadamente 300km da capital. Geologicamente, a região de Bauru se encontra totalmente localizada no Planalto Ocidental Paulista. A área é coberta predominantemente, segundo CAVAGUTI (1981), por sedimentos do Grupo Bauru (Formação Marília e Formação Adamantina) existindo uma relação genética entre o solo e a litologia presente.

O Grupo Bauru é de idade cretácea superior. Em alguns locais ocorrem sedimentos cenozóicos e aluviões quaternários. O Grupo Bauru corresponde a um quarto ciclo de deposição mesozóica, sendo de deposição fluvial. Este Grupo pode ser subdividido nas Formações Caiuá, Santo Anastácio, Adamantina e Marília.

A formação Adamantina, de idade cretácea média a superior, está subdividida em duas fácies: Ubirajara (inferior) e Taciba (superior). Esta formação é constituída por arenitos de granulação média a fina, siltitos arenosos micáceos, arenitos micáceos, argilitos e arenitos conglomeráticos e, raramente, arenitos com nódulos carbonáticos. A fração arenosa é rosada e avermelhada, com boa seleção e arredondamento regular.

A distribuição horizontal da Formação Adamantina desenvolve-se genericamente, por toda a área. Sua espessura é muito variável, em função das irregularidades topográficas do substrato, entretanto sua espessura máxima na área é inferior a 200 m. Quanto à origem, as freqüentes estruturas hidrodinâmicas mostram que a Formação Adamantina foi depositada por rios meandantes com extensas planícies de inundação, onde eram comuns as lagoas. Os bancos de arenito foram depositados por canais e os bancos de siltitos em planícies de transbordamento, baixos de inundação e lagoas.

A Formação Marília, de idade cretácea superior, é constituída por arenitos, conglomerados e lamitos, intercalados entre si. Os conglomerados apresentam seixos de composição variada, geralmente de quartzo, calcedônia, quartzito e arenito e, algumas vezes, de calcário e argilito.

Esta Formação aflora por toda a região, ocupando, topograficamente, as cotas mais altas (em média, cotas superiores a 540 m). Apresenta-se bastante lixiviado, originando solo avermelhado de grande espessura. A espessura máxima encontrada na região é da ordem de 80 a 90 m.

A cobertura cenozóica, quando presente, é formada por sedimentos inconsolidados de difícil distinção dos solos residuais. É constituída por areias de granulometria diversificada, pouco coerentes e mal selecionadas, com porcentagens de silte e argila variadas, refletindo de maneira geral a litologia das rochas locais..

Ocorrem aluviões nas planícies de inundação e leitos dos atuais cursos de água, sendo constituídos por areias e cascalhos inconsolidados e, localmente argilosas.

A figura 3.03 apresenta parte do vasto perfil geológico da região de Bauru.

3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

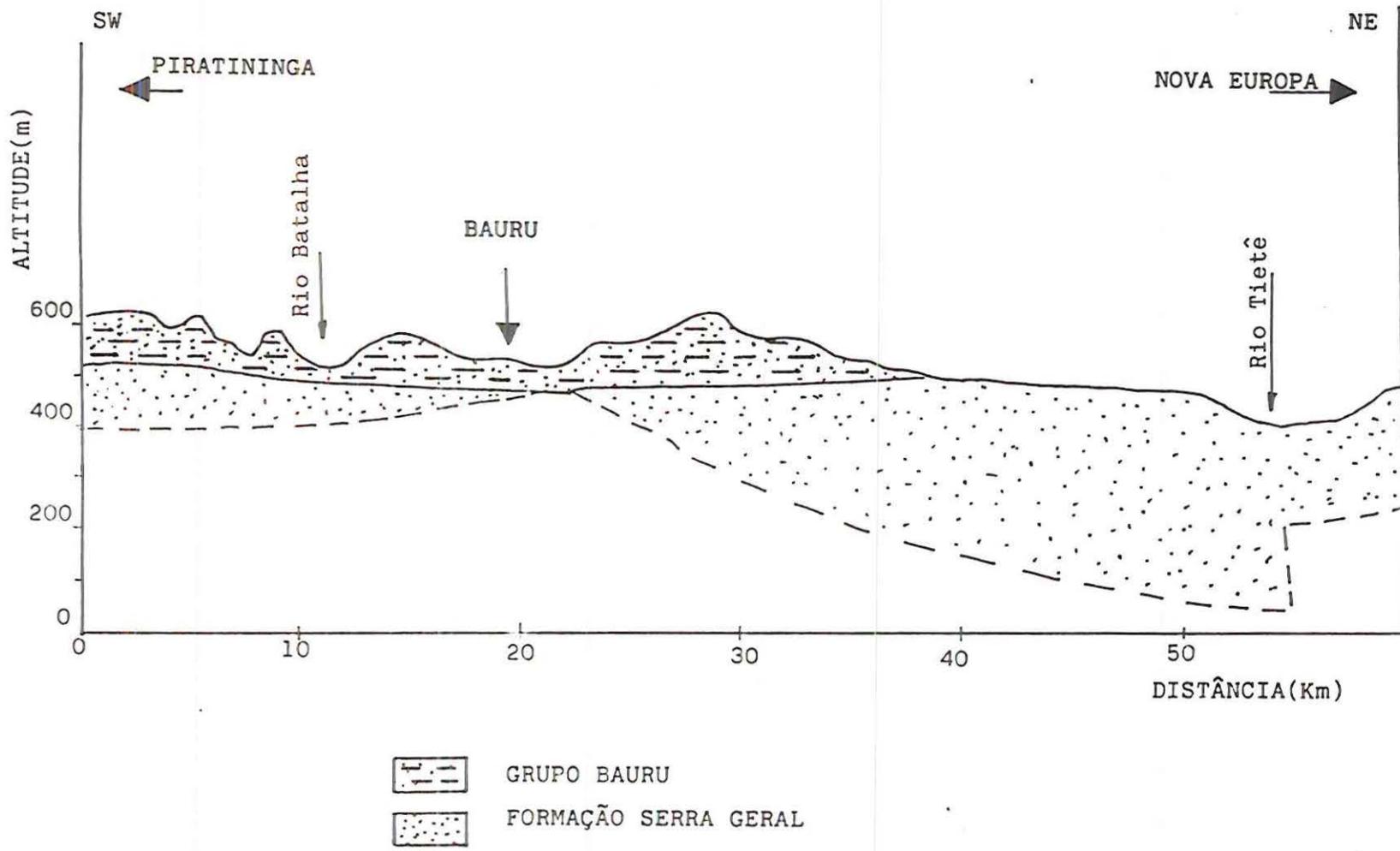
Para a investigação do subsolo, foram executados ensaios de sondagens de simples reconhecimento (SPT e SPT-T), de penetração contínua (CPT), ensaio dilatométrico (DMT), ensaios de infiltração e abertura de um poço de inspeção e coleta de amostras.

Neste trabalho são analisados apenas os ensaios SPT-T e CPT, executados no local das provas de carga realizadas, pois são os mais diretamente correlacionados ao comportamento de estacas.

3.3.1. Ensaios in situ.

Na área do Campo Experimental foram realizados quatro programas de ensaios, em épocas diferentes, para investigação do subsolo. A seguir são apresentados os diversos programas de ensaios efetuados.

FIGURA 3.03: Perfil geológico da região de Bauru-SP (DAEE, 1976).



- a. ano de 1994
 - 5 sondagens de simples reconhecimento com aplicação de torque (SPT-T) com 25m de profundidade cada;
 - 5 ensaios de penetração contínua (cone penetration test - CPT) com 25m de profundidade cada.
- b. ano de 1995
 - 3 sondagens de simples reconhecimento (SPT) com 20 m de profundidade cada furo.
- c. ano de 1996
 - 3 sondagens SPT-T com 20m de profundidade;
 - 3 ensaios de penetração contínua (CPT), com 20m de profundidade cada.
- d. ano de 1997
 - 1 ensaio DMT com 20m de profundidade;
 - 1 ensaio de penetração contínua (CPT), com 20m de profundidade.

Os ensaios da campanha de 1996 (item c), foram realizados no local escolhido para a realização das provas de carga. A locação dos pontos de sondagens foi feita sob a forma de um triângulo equilátero de lado 20 metros. Na área interna desse triângulo, foram executadas as estacas apiloadas relativas ao presente trabalho.

Os valores médios dos resultados dos ensaios SPT-T e CPT, realizados no local das provas de carga, são mostrados nas tabelas 3.01 e 3.02. Essas tabelas foram divididas em dois trechos, considerando-se que a partir de 10m, o solo apresenta significativas mudanças nas suas características. Para a obtenção dos valores de q_c e f_c , de metro em metro, efetuou-se uma interpolação linear entre os valores imediatamente acima e abaixo da cota inteira, na profundidade pesquisada.

A figura 3.04 mostra o perfil típico da região pesquisada. As figuras 3.05 a 3.08 mostram as variações de N, T, f_c e q_c em função da profundidade

Os resultados indicam um perfil típico de solo residual de arenito, constituído por camadas de areia fina argilosa de SPT crescente, de forma praticamente linear com a profundidade. O nível d'água não foi encontrado até o limite dos furos de sondagem.

Tabela 3.01 - Valores de N e T obtidos nos ensaios SPT-T.

	Z (m)	N ₁	N ₂	N ₃	N _{med}	T ₁ (N.m)	T ₂ (N.m)	T ₃ (N.m)	T _{med} (N.m)
1º	1	2	3	3	2,7	8,2	16,4	18,0	14,2
	2	2	2	3	2,3	8,2	17,0	30,0	18,4
	3	3	3	3	3,0	26,5	19,6	20,0	22,0
T	4	4	4	4	4,0	40,0	20,0	28,1	29,4
R	5	4	3	4	3,7	37,5	27,0	30,0	31,5
E	6	6	6	5	5,7	40,0	30,0	47,9	39,3
C	7	6	8	8	7,3	27,6	50,0	48,9	42,2
H	8	8	5	8	7,0	38,3	52,9	50,0	47,1
O	9	9	7	9	8,3	46,9	50,0	78,3	58,4
	10	7	7	9	7,7	55,1	60,0	56,3	57,1
2º	11	10	10	14	11,3	70,0	68,5	67,0	68,5
	12	11	13	15	13,0	80,0	80,0	120,0	93,3
	13	11	12	14	12,3	120,0	70,0	130,0	106,7
T	14	15	14	18	15,7	180,0	157,0	280,0	205,7
R	15	16	13	20	16,3	210,0	220,0	290,0	240,0
E	16	15	13	20	16,0	200,0	160,0	260,0	206,7
C	17	20	19	24	21,0	230,0	290,0	300,0	273,3
H	18	19	19	31	23,0	380,0	340,0	390,0	370,0
O	19	25	18	22	21,7	370,0	230,0	370,0	323,3
	20	22	22	19	21,0	260,0	260,0	240,0	253,3

3.3.2. Ensaios laboratoriais.

No intuito de melhor caracterizar a área do campo experimental, foi aberto um poço de inspeção e coleta de amostras de profundidade 21 metros. O poço de amostragem foi executado na área situada entre os pontos de sondagens, com 20,0m de profundidade e com seção transversal de tal forma que as amostras fossem coletadas na parede lateral. A cada metro escavado foram coletadas duas amostras indeformadas, retiradas manualmente, na forma de bloco cúbico com 0,25m de aresta. Igualmente também, foram coletadas amostras deformadas, acondicionadas em sacos plásticos.

Tabela 3.02 - Valores de q_c e f_c obtidos nos ensaios CPT.

	Z (m)	q_{c1} (kPa)	q_{c2} (kPa)	q_{c3} (kPa)	q_{cMED} (kPa)	f_{c1} (kPa)	f_{c2} (kPa)	f_{c3} (kPa)	f_{cMED} (kPa)	
	1	-	-	-	-	-	-	-	-	
1º	2	800	2600	2800	2065	21,1	28,2	21,1	23,5	
	3	1533	2233	2967	2247	28,2	42,3	42,3	37,6	
	T	4	1767	2633	3433	2612	28,2	68,1	39,9	45,5
	R	5	2200	2800	3800	2935	28,2	35,2	42,3	35,2
	E	6	2467	2767	4333	3188	42,3	42,3	56,3	46,9
	C	7	3533	3000	2633	3055	32,9	32,9	42,3	36,2
	H	8	4800	4600	3800	4400	77,5	91,5	56,3	75,1
	O	9	6000	5600	5733	5778	56,3	108,0	56,3	73,6
		10	4467	5233	5533	5075	108,0	110,3	96,2	104,8
		11	6800	6200	6500	6500	126,8	112,7	105,6	115,0
2º	12	7200	6333	8133	7225	140,8	140,8	194,8	158,8	
	13	8000	8800	5500	7433	164,3	244,1	237,1	215,0	
		14	7400	7200	9400	8000	197,2	140,8	239,4	192,5
	T	15	9733	8733	9067	9175	328,6	220,7	333,3	294,2
	R	16	7867	8933	10833	9211	272,3	394,4	270,0	312,2
	E	17	8200	8700	7400	8100	225,4	274,6	394,4	298,1
	C	18	11933	5133	6200	7753	218,3	281,7	286,4	262,1
	H	19	7400	6800	11600	8600	385,0	225,4	474,2	361,5
	O	20	11000	9800	10400	10400	528,2	253,5	295,8	359,2

As amostras deformadas e indeformadas de solo coletadas foram submetidas a ensaios de caracterização, adensamento, permeabilidade e ensaios químicos. Os resultados obtidos encontram-se em AGNELLI (1997).

$q_{c,med}$ (kPa)	$f_{c,med}$ (kPa)	T_{med} (N.m)	N_{med}	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Z (m)
		14,2	2,7	AREIA	
2065	23,5	18,4	2,3		
2247	37,6	22,0	3,0	FINA	
2612	45,5	29,4	4,0		
2935	35,2	31,5	3,7	ARGILOSA	
3188	46,9	39,3	5,7		
3055	36,2	42,2	7,3	FOFA	
4400	75,1	47,1	7,0		
5778	73,6	58,4	8,3	A	
5075	104,8	57,1	7,7		
6500	115,0	68,5	11,3	MEDIANAMENTE COMPACTA	
7225	158,8	93,3	13,0		
7433	215,0	106,7	12,3	VERMELHA	
8000	192,5	205,7	15,7		
9175	294,2	240,0	16,3		
9211	312,2	206,7	16,0		
8100	298,1	273,3	21,0		16,9
7753	262,1	370,0	23,0	Argila siltosa, rija	17,8
8600	361,5	323,3	21,7	Areia fina argilosa	
10400	359,2	253,3	21,0	mediana ^{te} compacta a compacta, vermelha	

FIGURA 3.04: Perfil geotécnico típico do solo da região de Bauru-SP.

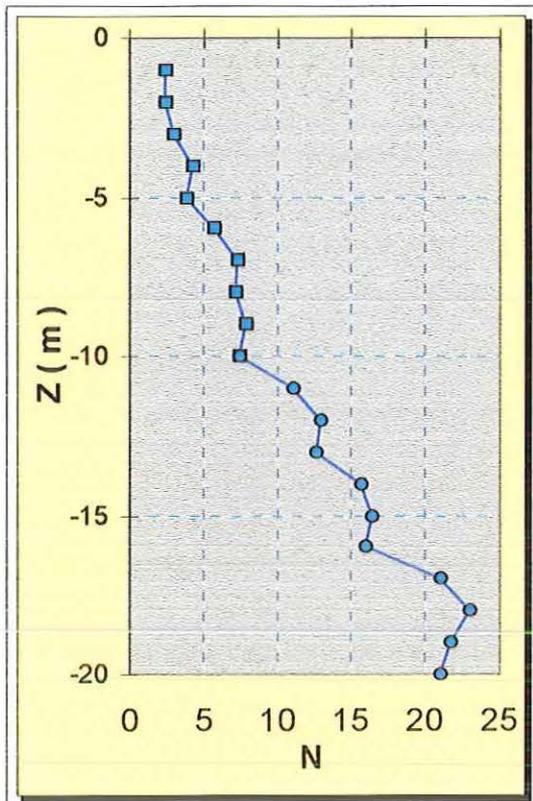


FIGURA 3.05: Variação de N_{med} com Z .

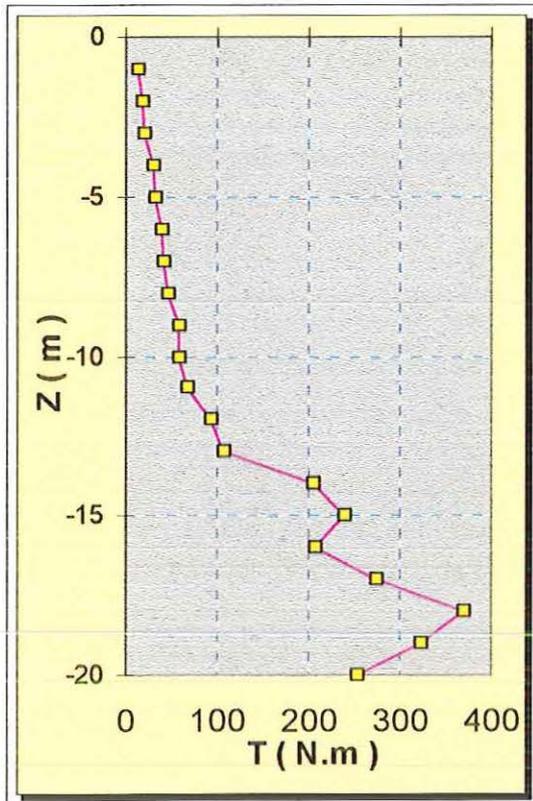


FIGURA 3.06: Variação de T_{med} com Z .

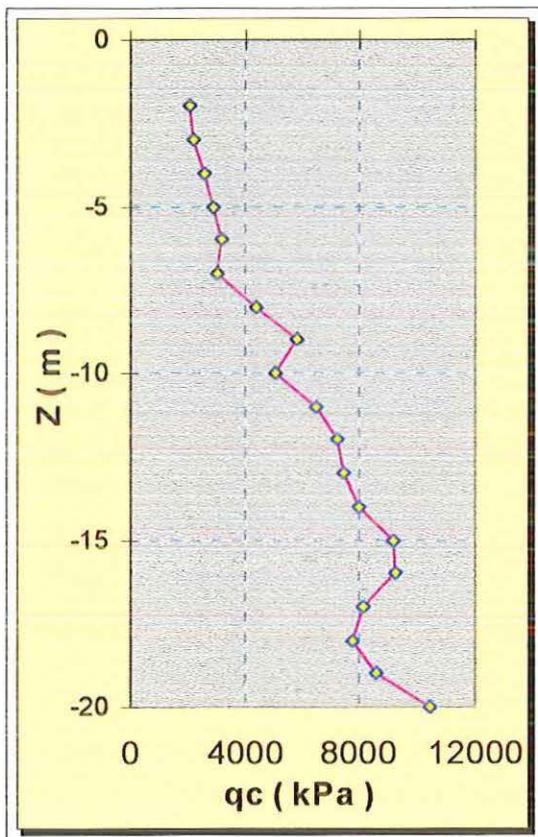


FIGURA 3.07: Variação de qc_{med} com Z .

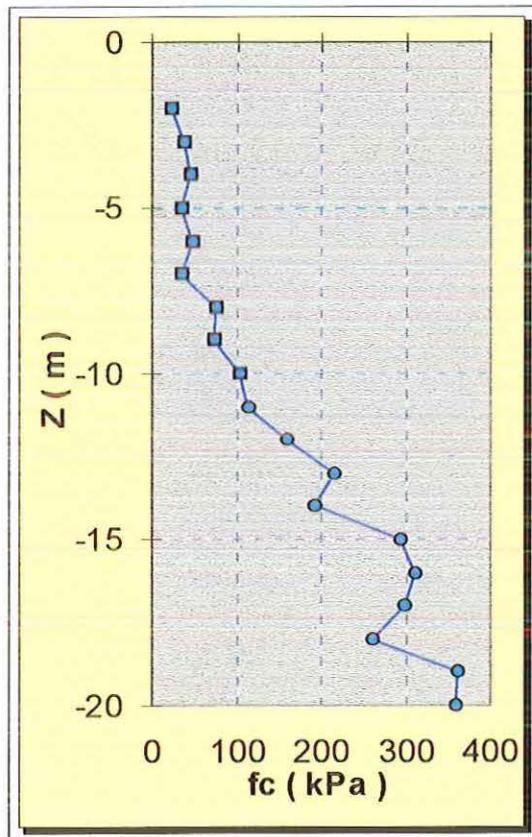


FIGURA 3.08: Variação de fc_{med} com Z .

Na tabela 3.03, são apresentadas as faixas de variação de parâmetros geotécnicos do solo típico da região e representativo do campo experimental, até 15m de profundidade (apud FERREIRA et al. 1994). A figura 3.09 apresenta a variação com a profundidade da granulometria, limites de consistência e índices físicos do local.

Tabela 3.03 - Faixa de variação das propriedades índices.

PROPRIEDADES	UNIDADE	MÍNIMO	MÁXIMO	MÉDIA
GRANULOMETRIA				
AREIA MÉDIA	%	1	10	5
AREIA FINA	%	52	78	69
SILTE	%	7	20	11
ARGILA	%	10	25	15
ÍNDICES FÍSICOS				
TEOR DE UMIDADE (W)	%	8,0	15,2	10,1
MASSA ESPECÍFICA (ρ)	10^3 kg/m^3	1,61	1,92	1,77
MASSA ESPECÍFICA SÓLIDOS (ρ_s)	10^3 kg/m^3	2,64	2,72	2,68
MASSA ESPECÍFICA SECA (ρ_d)	10^3 kg/m^3	1,47	1,72	1,61
ÍNDICE DE VAZIOS (e)		0,57	0,83	0,67
GRAU DE SATURAÇÃO (Sr)	%	27	64,9	41,8
LIMITES DE CONSISTÊNCIA				
LIMITE DE LIQUIDEZ (LL)	%	16,8	29,1	22,3
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (IP)	%	4,0	8,5	6,1
COMPACTAÇÃO				
UMIDADE ÓTIMA (W_{ot})	%	9,7	15,1	11,4
MASSA ESP. SECA MÁX. ($\rho_{dmáx}$)	10^3 kg/m^3	1,83	1,98	1,93
RESISTÊNCIA				
RESIST. COMPR. SIMPLES (R_c)	kPa	13	84	39
COESÃO (c')	kPa	0	49	14
ÂNGULO ATRITO INTERNO (ϕ')	°	25	34	30
ADENSAMENTO				
ÍNDICE de COMPRESSÃO (C_c)	-	0,02	0,19	0,11
PRESSÃO PRÉ-ADENSAM (σ'_{ad})	kPa	27	220	133
PERCOLAÇÃO				
COEF. de PERMEABILIDADE (k)	10^{-5} m/s	0,1	7,5	1,2
COEF. de INFILTRAÇÃO (CI)	$\text{l/m}^2/\text{dia}$	50	120	83

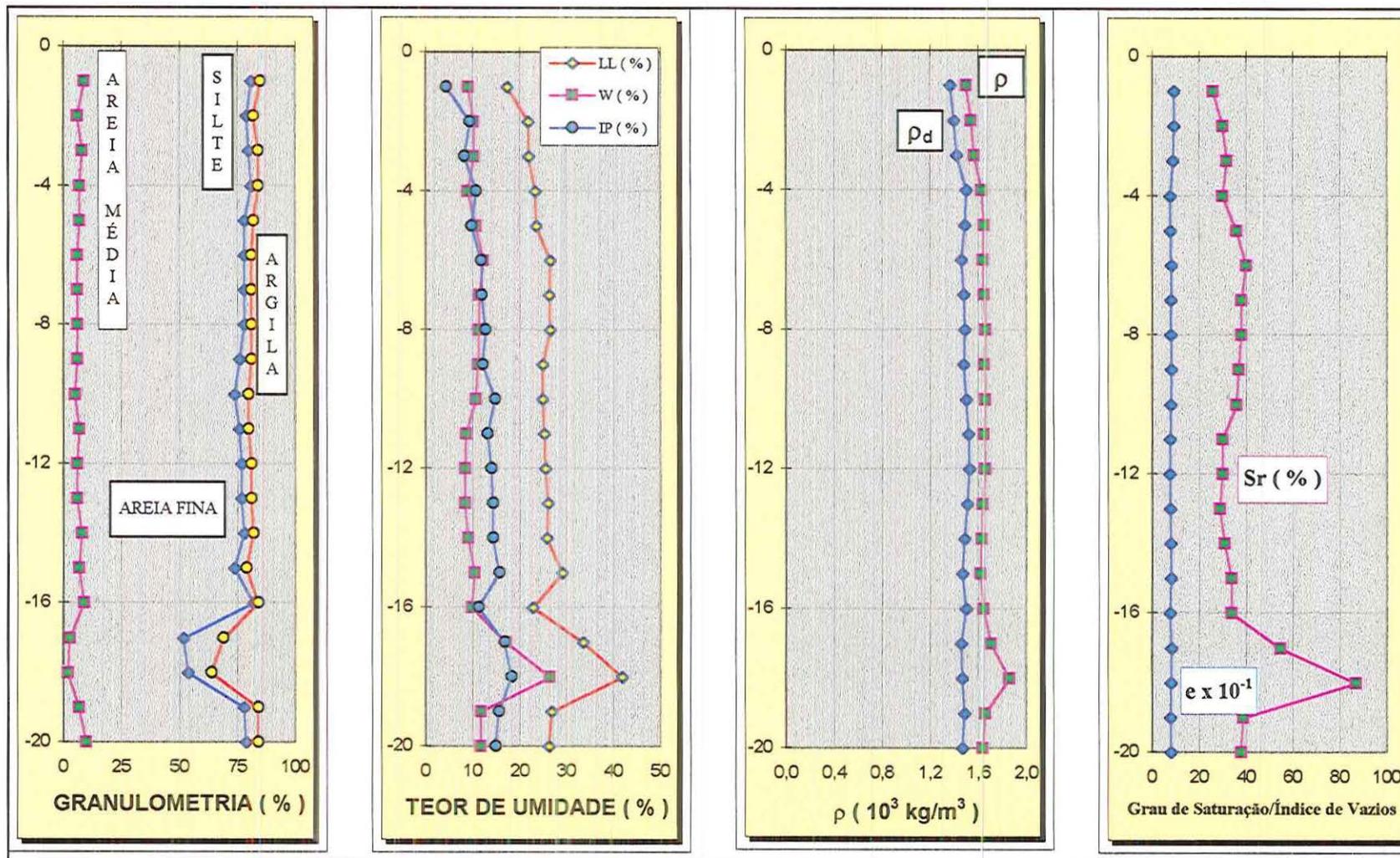


FIGURA 3.09 - Variação de propriedades índices com a profundidade. (Apud FERREIRA et al., 1996)

3.4. CORRELAÇÕES.

Na engenharia de fundações, a estimativa dos parâmetros para projeto de fundações e obras de terra, tem sido rotineiramente efetuada, a partir de correlações obtidas com resultados de ensaios penetrométricos e ensaios de caracterização do solo.

Nos projetos de fundações, o atrito lateral e a resistência de ponta, em estacas, geralmente, são previstos a partir de correlações com resultados de ensaios penetrométricos. AOKI & VELLOSO (1975) utilizam resultados dos ensaios de cone pela expressão $f_{su} = f_c/F_2$, em que F_2 está relacionado ao processo executivo da estaca.

Não se dispondo do ensaio de cone, os autores sugerem a estimativa do parâmetro f_c através dos resultados do ensaio SPT, pela correlação $f_c = \alpha kN$, em que α e K dependem do tipo de solo.

O fator F_2 é tabelado pelos autores, para as estacas mais executadas no Brasil. Para as estacas apiloadas, pelo processo executivo, esse fator deveria situar-se entre os valores da estaca escavada ($F_2 = 6,0$) e o da pré-moldada ($F_2 = 3,5$). Neste trabalho, procurou-se determinar o valor de F_2 para esse tipo de estaca.

O atrito estaca solo é determinado com maior confiabilidade a partir de provas de carga instrumentadas, o que nem sempre é possível, face, principalmente, ao seu alto custo. Desta forma, torna-se importante a estimativa dessa propriedade através de ensaios mais comumente utilizados, como o SPT e CPT e recentemente o ensaio SPT-T. São propostos valores para os parâmetros utilizados nesta fórmula, para estacas apiloadas, implantadas no solo arenoso em estudo.

Os valores de f_T foram obtidos a partir do ensaio SPT-T, utilizando-se a fórmula apresentada por RANZINI (1994), dada por:

$$f_T = \frac{100T}{0,41h - 0,032} \quad \text{sendo } f_T \text{ em kPa, } T \text{ em kgf.m e } h \text{ em cm} \quad (3.01)$$

3.4.1. Tratamento dos resultados.

Para uma melhor análise dos resultados obtidos, dividiu-se o solo pesquisado em duas camadas. Na primeira, considerou-se o trecho de 1 a 10m de profundidade e na segunda camada, de 10 a 20m de profundidade. Posteriormente os dados foram agrupados formando um único conjunto, de 1 a 20m, representativo de toda a profundidade pesquisada. Tal consideração se prende ao fato do solo apresentar comportamento bastante característico e diferenciado em ambos os trechos, conforme pode ser constatado através das figuras 3.05 a 3.08.

Considerando-se os parâmetros obtidos e normalmente utilizados em fórmulas empíricas, foram feitas as seguintes correlações: $q_c = f(N)$; $f_c = f(q_c)$; $q_c = f(f_c)$; $f_c = f(f_T)$. Também foram determinadas as relações $\alpha = f_c/q_c$ e $K = q_c/N$.

Na determinação das diversas correlações, utilizou-se a média dos valores de N e T, correspondente aos três ensaios SPT-T. Nas correlações envolvendo os parâmetros do ensaio CPT, foram determinadas as médias de q_c e f_c , dos três ensaios realizados e posteriormente, através de interpolação linear, obteve-se uma média a cada metro de profundidade.

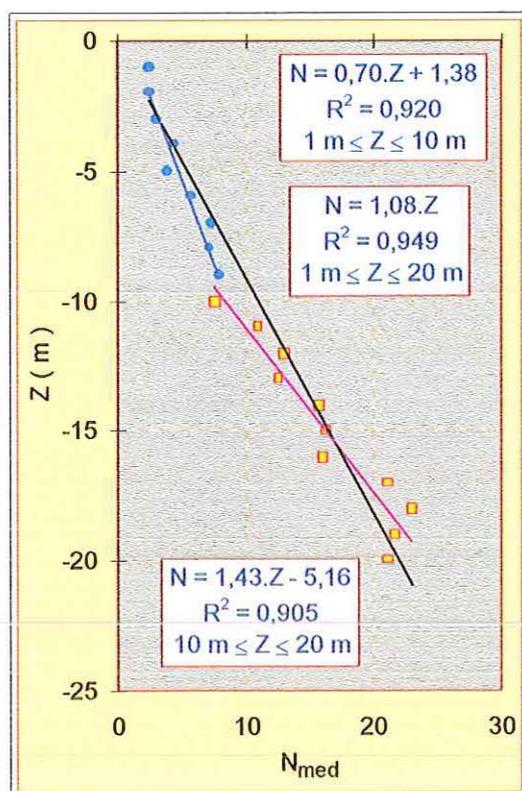
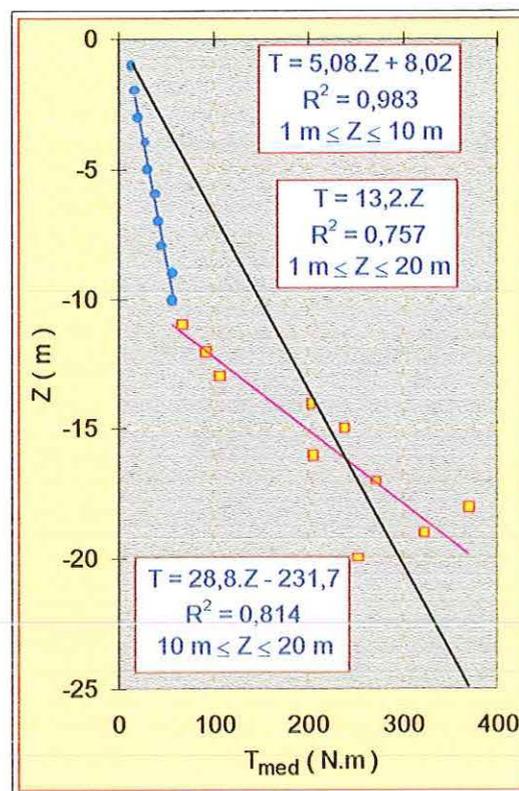
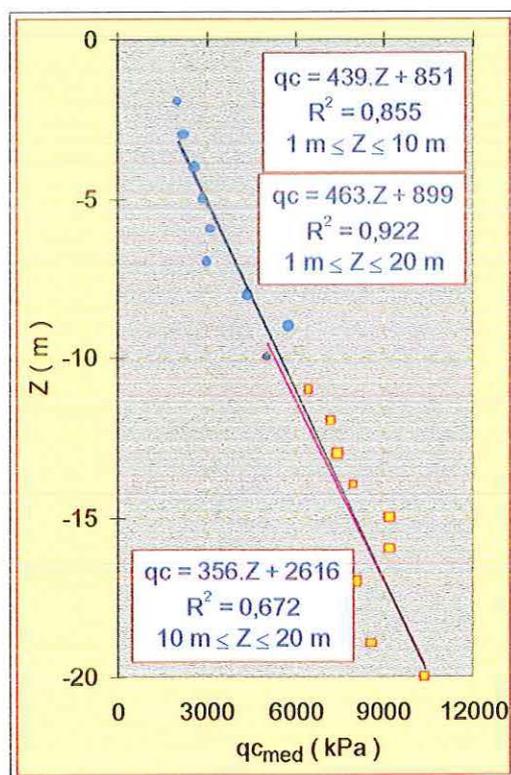
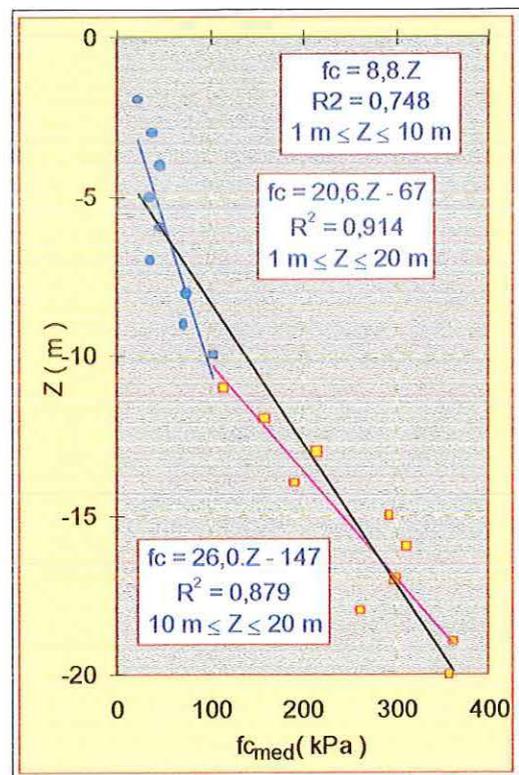
As correlações obtidas, na falta de ensaios específicos e na fase preliminar de projetos, poderão fornecer uma estimativa dos parâmetros deste solo.

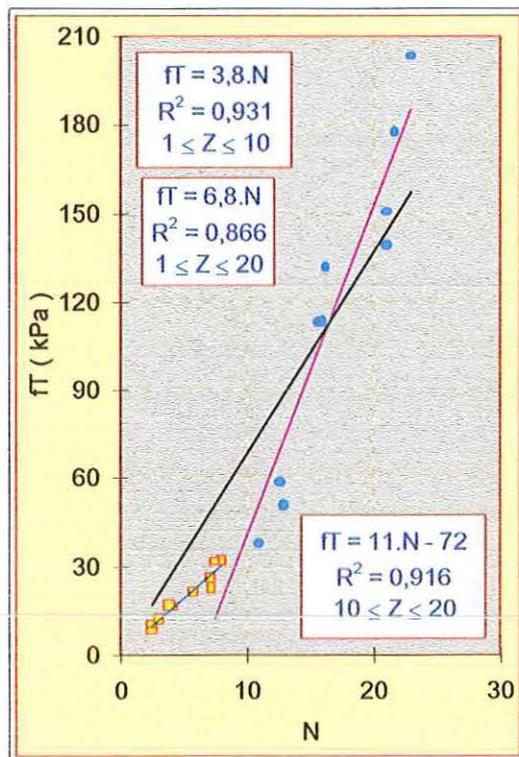
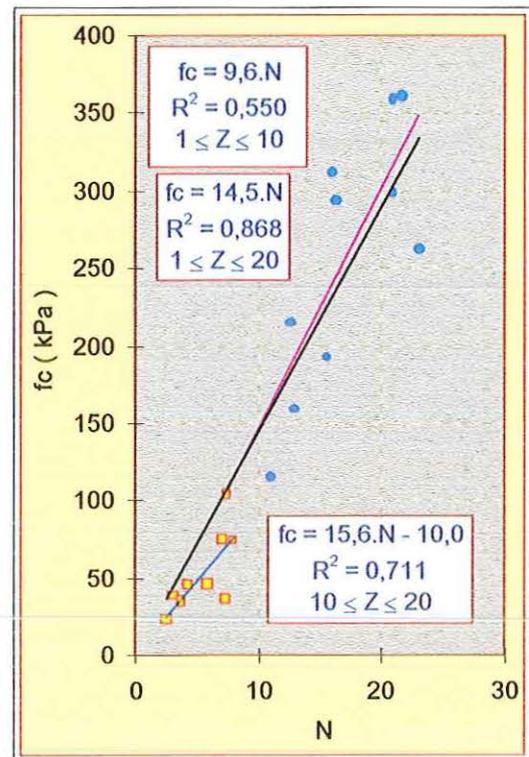
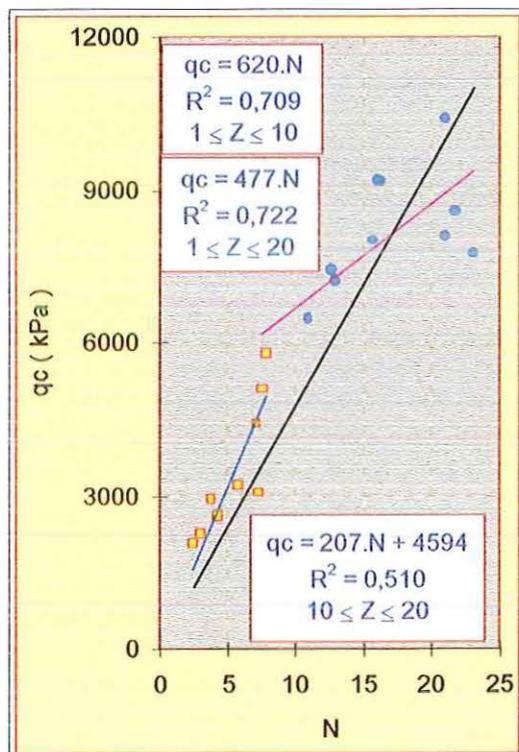
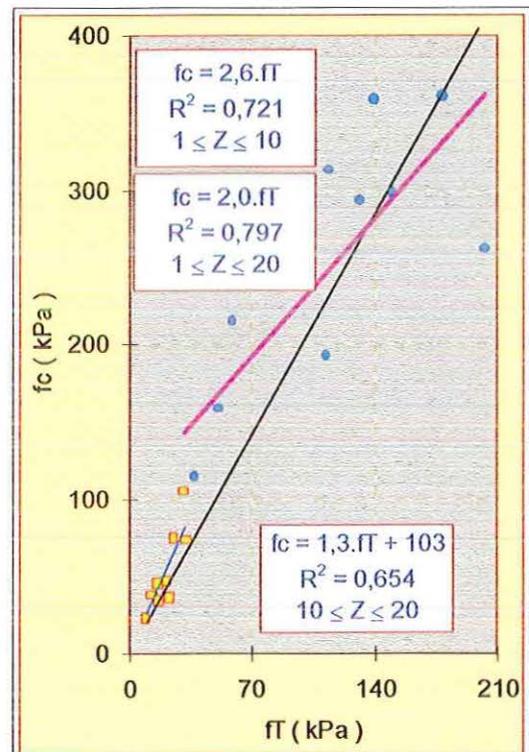
3.4.2. Correlações obtidas.

A seguir, são apresentadas as diversas correlações obtidas, envolvendo os parâmetros do solo do campo experimental.

Nas figuras 3.10 a 3.13, são mostradas as correlações obtidas envolvendo o SPT e o torque, do ensaio SPT-T e a resistência de ponta e o atrito na luva de Begemann, do ensaio CPT, em função da profundidade pesquisada.

Nas figuras 3.14 a 3.16, são destacadas as correlações obtidas entre f_T , f_c e q_c com o SPT. A figura 3.17, apresenta as correlações entre f_c e f_T .

FIGURA 3.10: Correlações $N = f(Z)$.FIGURA 3.11: Correlações $T = f(Z)$.FIGURA 3.12: Correlações $q_c = f(Z)$.FIGURA 3.13: Correlações $f_c = f(Z)$.

FIGURA 3.14: Correlações $fT = f(N)$.FIGURA 3.15: Correlações $fc = f(N)$.FIGURA 3.16: Correlações $qc = f(N)$.FIGURA 3.17: Correlações $fc = f(fT)$.

Nas figuras 3.18 a 3.20, representam as variações de K , f_c/q_c e T/N com Z . A figura 3.21, destaca as correlações entre f_c e q_c .

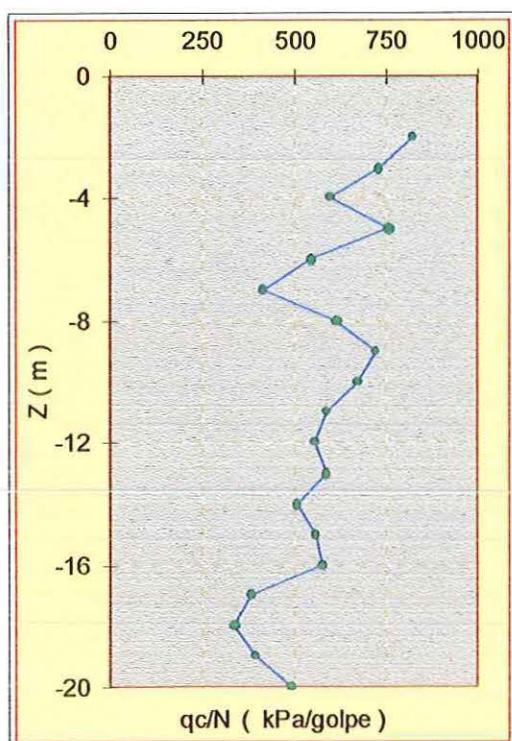


FIGURA 3.18: Variação $K = f(Z)$.

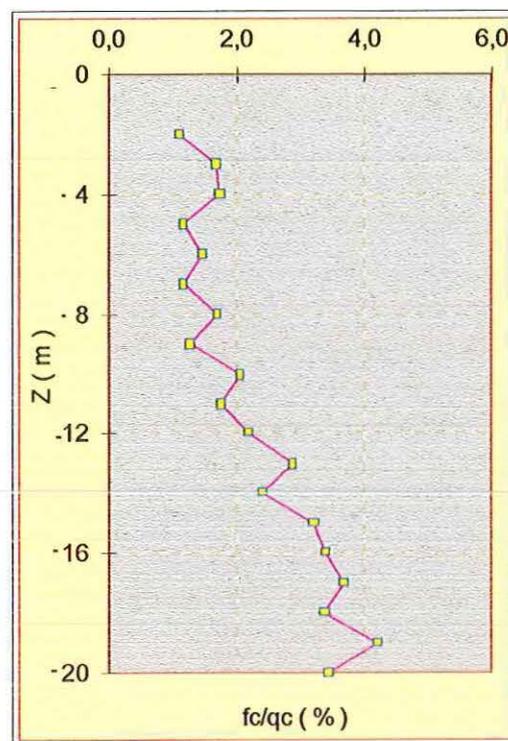


FIGURA 3.19: Variação $f_c/q_c = f(Z)$.

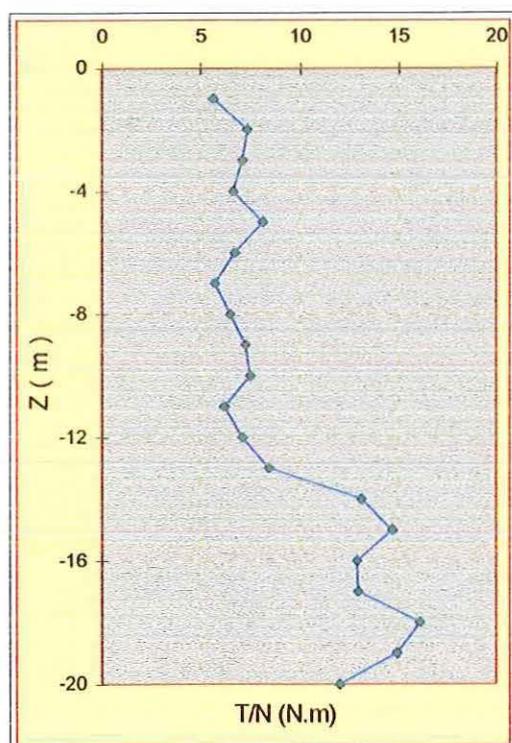


FIGURA 3.20: Variação $T/N = f(Z)$.

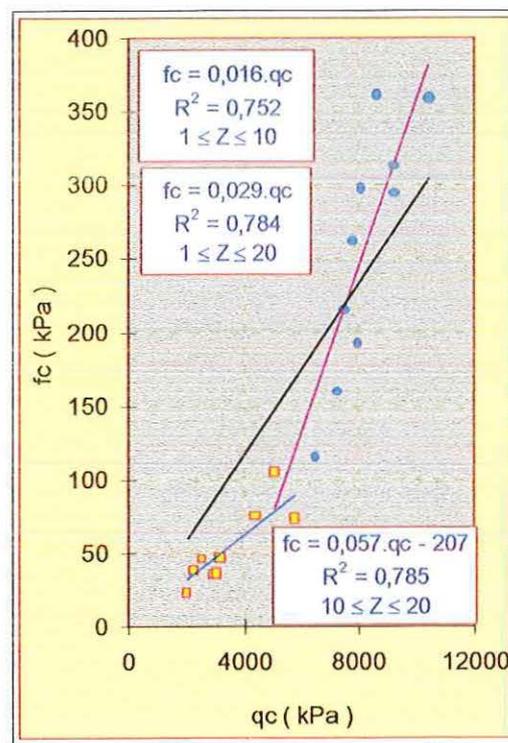


FIGURA 3.21: Correlações $f_c = f(q_c)$.

Nas figuras 3.22 e 3.23, são apresentadas correlações obtidas entre K e α com N.

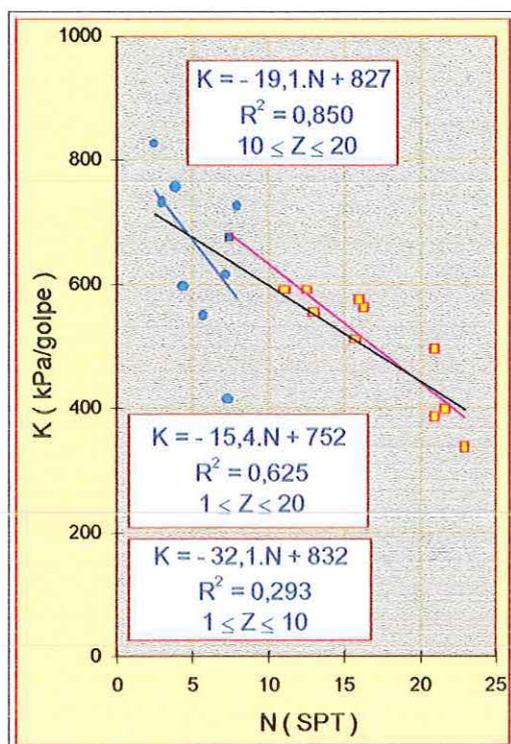


FIGURA 3.22: Correlações $K = f(N)$.

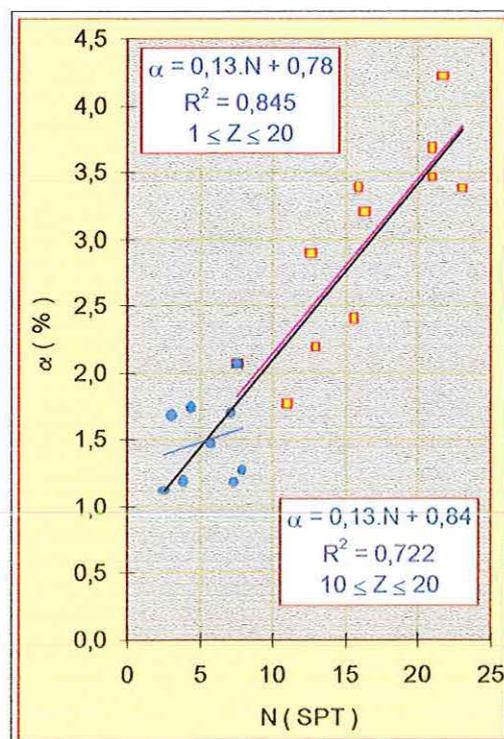


FIGURA 3.23: Correlações $\alpha = f(N)$.

3.4.3. Análise dos resultados.

O ensaio SPT-T representa um recente e significativo impulso em relação ao tradicional ensaio SPT, praticamente sem custo adicional e mantendo sua simplicidade. Na falta de ensaios CPT e DMT, a possibilidade de obter o atrito solo-amostrador poderá ser um parâmetro importante na estimativa do atrito entre o solo e a luva de Begemann no ensaio CPT, bem como na estimativa da resistência lateral de estacas.

Constata-se que o solo desta região apresenta SPT e torque crescendo de forma praticamente linear com a profundidade até, aproximadamente, 10 a 12 m. A partir desta cota ocorre um crescimento acentuado até atingir-se camadas impenetráveis a percussão, devido, provavelmente, a lixiviação de finos para camadas mais profundas do solo. A análise do SPT para toda a profundidade confirma pesquisas anteriores nas quais $N \approx Z$.

A análise dos resultados desses ensaios mostrou ser o solo local, muito próximo do que se considera típico da cidade de Bauru e representativo de grande área do Estado de São Paulo.

O valor de q_c cresce linearmente com a profundidade até cerca de 15m, enquanto o valor de f_c apresenta-se praticamente constante até 7m, crescendo a partir daí com a profundidade.

Constata-se, que a relação q_c/N decresce com o aumento da compacidade, tal como verificado por MARTINS & FURTADO (1963), NARAHARI & AGGARWAL (1967) e DANZIGER & VELLOSO (1986).

Ao longo de toda a profundidade estudada, K apresenta um valor médio de 573 kPa/golpe. Esse valor está coerente com os propostos por COSTA NUNES & FONSECA (1959), MARTINS & FURTADO (1963), NARAHARI & AGGARWAL (1967) e DANZIGER & VELLOSO (1986), que obtiveram para diversas areias com a presença de argila, a relação q_c/N entre 500 e 700kPa/golpe. O valor obtido é próximo de 600 kPa/golpe proposto por AOKI & VELLOSO (1975), para este tipo de solo.

Constata-se que a relação f_c/q_c aumenta com a profundidade. Ao longo de toda a profundidade pesquisada, os valores de α apresentam um valor médio de 2,32%, que é consistente com os propostos por AOKI & VELLOSO (1975), que obtiveram para diversas areias a relação f_c/q_c entre 1,4 e 3,0% e para areia argilosa 3%.

Os valores do atrito lateral obtidos através do torque do ensaio SPT-T correlacionam-se com os valores de atrito obtidos através do ensaio de cone, até a profundidade de 10 metros, através de um fator, dado por:

$$f_T = 0,55. f_c \quad \dots\dots\dots(3.02)$$

Para toda a profundidade pesquisada, de 1 a 20m, a correlação é dada por

$$f_T = 0,50. f_c \quad \dots\dots\dots(3.03)$$

Pelas relações obtidas entre atrito do torque (f_T) e atrito do cone (f_c) e correlações entre atrito do torque, verifica-se a grande potencialidade de utilização das sondagens SPT-T.

As correlações apresentadas visam fornecer uma indicação de prováveis valores de alguns parâmetros para este tipo de solo e possibilitar uma orientação em outros programas de investigação, visto que as camadas de cobertura de uma grande área do Estado de São Paulo são similares, quanto a origem e características geotécnicas.

Na prática estas correlações podem ter um valor relativamente limitado, sobretudo devido ao fato de que outros fatores não considerados, podem exercer influência no parâmetro estimado. Sua utilização deve ser feita com a máxima cautela e julgamento e de forma nenhuma dispensa ou substitui a realização de ensaios mais precisos e infelizmente mais caros, tais como o CPT e DMT.

4. MATERIAIS E MÉTODOS.

As pesquisas iniciaram-se com a investigação geotécnica da área, tendo-se realizado quatro campanhas de ensaios, no período de 1994 a 1997. Nestas campanhas, foram realizados ensaios SPT, SPT-T, CPT, DMT e ensaios laboratoriais em amostras coletadas em poço de 20m de profundidade.

Após a caracterização local do Campo Experimental, escolheu-se uma área para a locação das estacas previstas em projeto, para teste e reação nas provas de carga.

Neste capítulo, descrevem-se as estacas ensaiadas, os materiais empregados e os métodos utilizados na condução dos ensaios.

4.1. ESTACAS DE ENSAIO.

Em abril de 1995, com auxílio da FAPESP através do Processo 94/0515-8, foram executadas quatro estacas instrumentadas e uma outra com 10m de comprimento, em condições de ser futuramente instrumentada. Esta instrumentação foi efetuada em março de 1997 com apoio da Unicamp.

Posteriormente, em outubro de 1997, procurando-se obter um maior número de dados para complementar as análises e atender as recomendações de CINTRA (1995), foram executadas seis estacas sem instrumentação.

Para a viabilização dos ensaios, em ambas as fases, foram executadas 7 estacas de tração que serviram como reação nas provas de carga. Na tabela 4.01 são apresentadas as dimensões e o número de estacas executadas nas duas fases do projeto:

TABELA 4.01: Características das estacas apiloadas.

Estacas	ϕ (m)	L (m)	Nº estacas 1ª fase	Nº estacas 2ª fase	Número Total de Estacas
Reação	0,32	12,0	4	3	7
Ensaio	0,25	4,0	1	2	3
de	0,25	7,0	1	2	3
Compressão	0,25	10,0	2	2	4

4.2. ESTACAS DA 1ª FASE

4.2.1. Execução das estacas

Na primeira fase, a abertura do furo, por apiloamento do solo, para as estacas de ensaio à compressão, foi efetuada com soquete, de ponta plana, de massa aproximada de 400kg e diâmetro 0,22m de tal forma que resultasse um diâmetro nominal de 0,25m. Antes da concretagem, procedeu-se a uma cuidadosa verificação do diâmetro real do fuste, descendo-se, através de arame, um disco de madeira, tendo-se constatado diferenças muito pequenas em relação ao diâmetro nominal.

Estas estacas foram executadas com uma armadura construtiva composta por quatro barras de aço de 8mm, dispostas ao longo de todo o comprimento. Estas barras permitiram a fixação, ao longo de toda a armadura, de duas bainhas de aço corrugado de 50mm de diâmetro, que posteriormente, receberam as barras instrumentadas, solidarizadas à estaca através da injeção de nata de cimento. Essas bainhas foram dispostas em posições diametralmente opostas ao longo de todas as estacas.

A fixação das bainhas às armaduras conferiram-lhes uma maior rigidez que aliada aos cuidados que foram tomados com sua colocação no furo aberto para execução da estaca, obrigaram a confecção de uma estrutura metálica treliçada, de 0,30x0,30x7,0m³, onde foi soldado um tubo metálico de 1,50m de comprimento, provido de roldana.

Essa treliça foi colocada no topo de um andaime tubular de 12m de altura, formando um tipo de “grua”, montada exclusivamente para permitir o levantamento e a descida, a prumo, das armaduras das estacas a serem ensaiadas à compressão. Face a elevada altura, a estabilidade do conjunto foi mantida com a utilização de inúmeras cordas, que funcionaram como “espias”.

Durante a descida das armaduras, foi colocado um tubo guia no interior do furo, de 2,0m de comprimento, para centralização da armadura e garantir a integridade do furo.

A foto 4.01 dá uma idéia do conjunto utilizado na elevação e colocação das armaduras, a prumo, no furo das estacas instrumentadas. As foto 4.02a e 4.02b mostram a colocação da armadura provida de bainhas, direcionada pelo tubo metálico.

Nesta primeira fase, o concreto foi fabricado na obra, traço 1:2:2,5 com relação água/cimento igual a 0,40 e lançado da superfície do terreno. Com o objetivo de torná-lo auto adensável foi efetuada a adição de super plastificante, na proporção de 0,4% em peso. O fck do concreto das estacas de ensaio, obtido através de ensaios laboratoriais, foi de 33MPa.

Durante a concretagem, utilizou-se como forma da parte superior das estacas de ensaio, um tubo de PVC de diâmetro 250mm e 0,80m de comprimento, objetivando-se garantir a homogeneidade e a constância da seção transversal (seção de referência), para uma maior precisão na determinação do módulo de elasticidade da estaca, através da instrumentação interna e uma maior facilidade para colagem de strain gages na parte externa do fuste, também objetivando-se a determinação do módulo de elasticidade da estaca.

As fotos 4.03a e 4.03b mostram uma estaca concretada, onde se observam as bainhas e parte do PVC utilizado como forma dos primeiros 0,80m da estaca e a forma final do fuste

A foto 4.04 mostra a seção de referência da estaca, onde se observa a posição dos strain gages instalados externamente ao fuste.

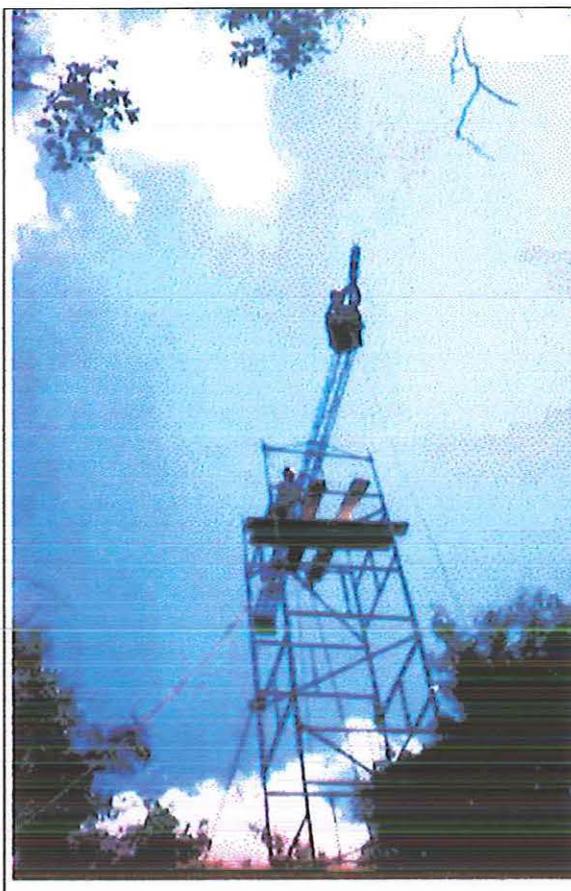


FOTO 4.01: Vista do conjunto utilizado para içar, aprumar e descer as armaduras nos furos das estacas.

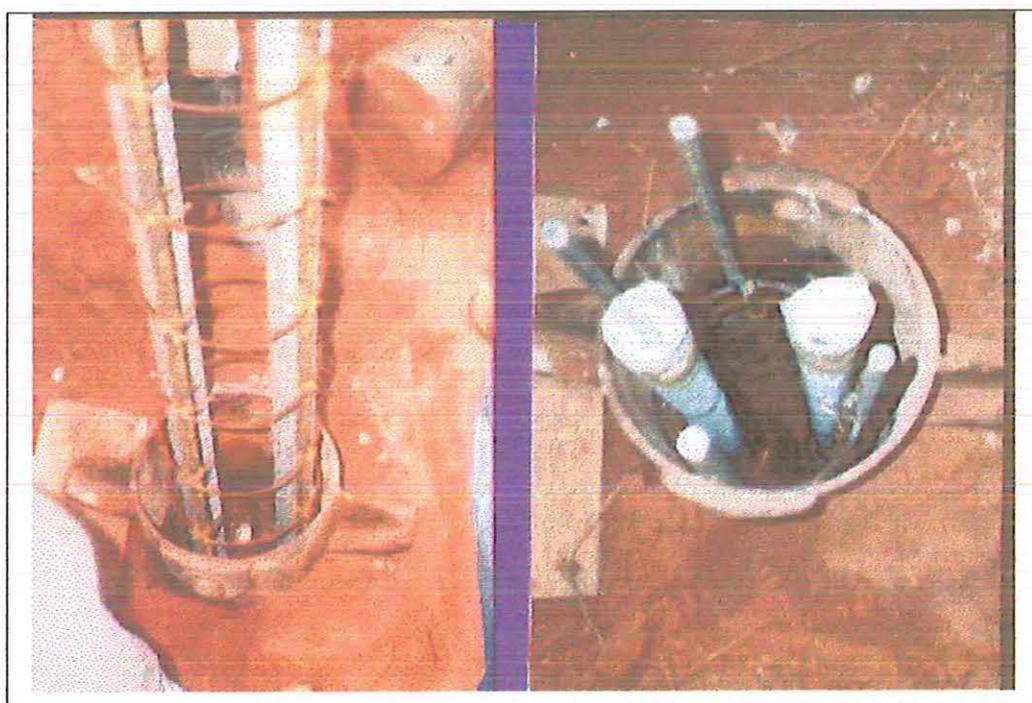


FOTO 4.02: Vistas da colocação da armadura no furo de uma das estacas instrumentadas.

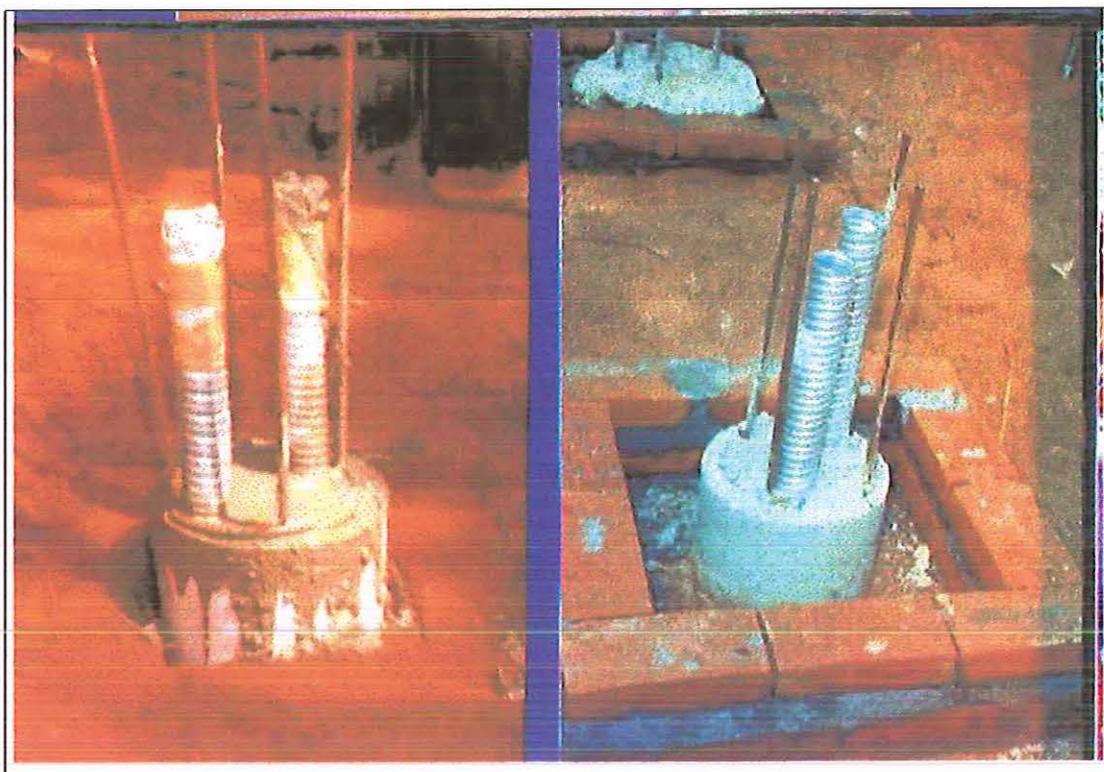


FOTO 4.03: Vistas de uma estaca concretada, onde se observa a forma final do fuste.

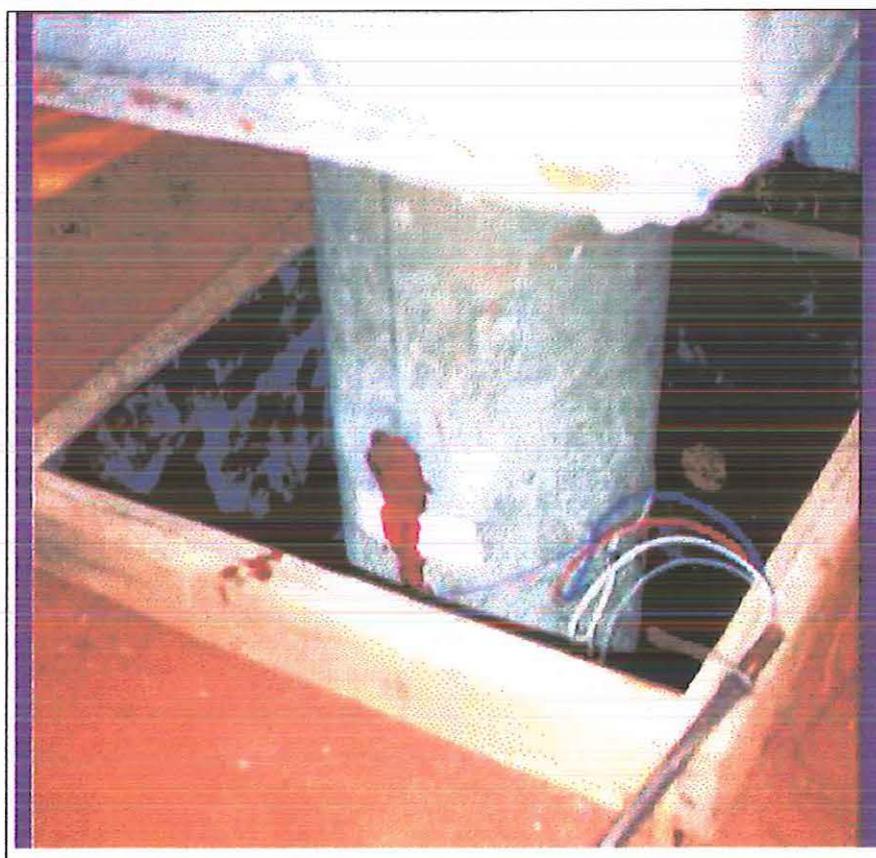


FOTO 4.04: Vista do strain gage instalado na seção de referência.

As bainhas das estacas foram prolongadas no interior do bloco, através de tubos de PVC de 50mm. Com auxílio de um tê de 50mm, de PVC, efetuou-se uma derivação, fazendo para cada bainha uma saída de topo para instalação da instrumentação e injeção da nata e outra lateral para passagem da fiação.

Nesta primeira fase, para ancoragem da viga de reação, utilizada nas provas de carga, foram executadas estacas apiloadas de 0,32m de diâmetro e 12m de comprimento. As estacas de reação foram armadas com seis barras de aço de 16mm e uma barra de aço especial ST-85/105, tipo “Dywidag”, de 32mm de diâmetro e 6m de comprimento, centrada com o furo, para atirantamento do sistema de reação.

Todas as estacas de reação foram alinhadas e posicionadas a uma distância mínima de 1,5m da estaca ensaiada mais próxima. Para abertura do furo, foi utilizado um soquete de diâmetro 0,28m e massa de 615kg.

No topo das estacas foram executados blocos de coroamento, com dimensões 0,50m x 0,50m x 0,50m. No interior de cada bloco, das estacas de reação, além da armadura, foi introduzido um PVC de 100mm de diâmetro e 0,20m de comprimento, concêntrico com o tirante.

O concreto dos blocos e das estacas de reação foi feito na obra, com traço 1 : 2,5 : 4,5 com relação água/cimento igual a 0,40 e adição de super plastificante na proporção de 0,4%. O fck do concreto das estacas de reação, obtido através de ensaios laboratoriais em corpos de prova, foi de 12MPa.

Antes da confecção dos blocos de coroamento de todas as estacas, procedeu-se ao rebaixamento do terreno, utilizando-se placas de muro para contenção do terreno lateral do corte, transformando a área numa “sala de ensaios”.

A figura 4.01 mostra a locação das estacas e suas posições em relação às sondagens mais próximas efetuadas no campo experimental. Os vértices do triângulo correspondem ao ponto médio dos ensaios SPT-T e CPT realizados. Foi mantida uma distância de 1,0m entre cada furo desses ensaios. A estaca E-01, instrumentada, foi submetida a provas de carga à tração e carregamento horizontal, fora dos objetivos deste trabalho. As estacas E-08, E-09, E-10, E-14 e E-15, sem instrumentação, são relativas a outro projeto de pesquisa em andamento.

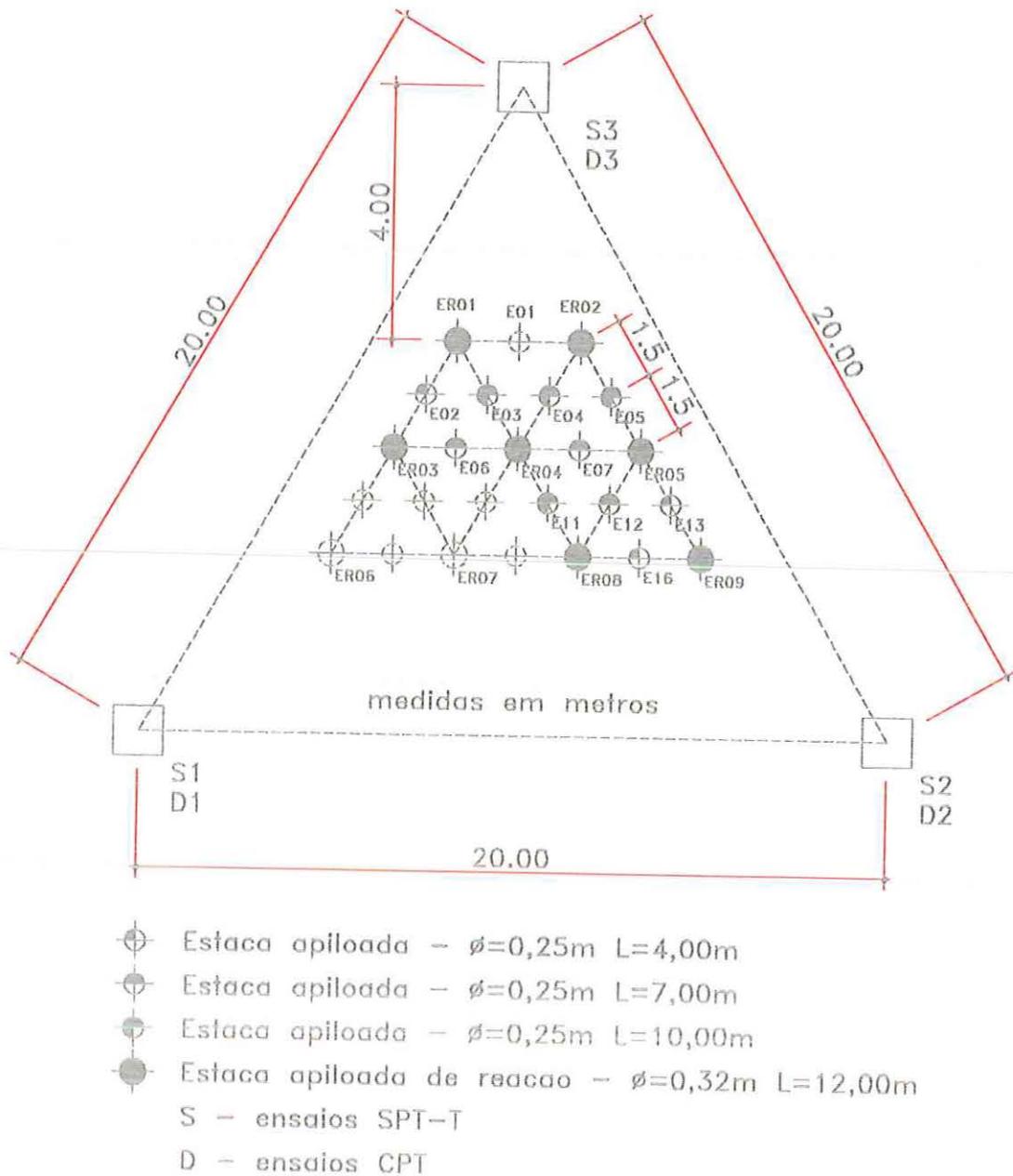


FIGURA 4.01: Distribuição das sondagens e localização das estacas.

4.2.2. Instrumentação das estacas da 1ª fase.

Visando obter informações relativas à transferência de carga em profundidade, as estacas ensaiadas à compressão, na primeira fase, foram instrumentadas.

A instrumentação consistiu de extensômetros elétricos de resistência (strain gages - tipo KFC2-D16-11- Kyowa), colados nas armaduras e instalados aos pares no mesmo nível, em posições diametralmente opostas. O tipo de ligação utilizada foi “ponte completa”.

Foram utilizadas barras de aço do tipo CA-50A, com 12,5mm de diâmetro e 0,60m de comprimento, para a instalação dos extensômetros elétricos. No centro da barra, local de instalação dos extensômetros elétricos, procedeu-se a retirada das nervuras das barras, numa extensão de 80mm, com auxílio de torno mecânico. Sobre os extensômetros, foi feita uma proteção contra umidade e choques mecânicos. Testes em barras instrumentadas protegidas de forma semelhante, submetidas a pressão de água de 1,0MPa, durante o período de uma semana, indicaram a eficiência deste tipo de proteção. Todas as barras, após instrumentação, foram calibradas no laboratório da Feagri-Unicamp.

Posteriormente, à medida que iam sendo introduzidas nas bainhas, essas barras instrumentadas foram acopladas a outras de mesmo material e diâmetro, com comprimentos de 1,10m, 1,55m e 1,75m, através de luvas de aço. Formaram-se assim barras contínuas de 4,0m, 7,0m e 10,0m, respectivamente, nas estacas a serem ensaiadas.

O acoplamento das barras instrumentadas foi realizado através de roscas feitas nas pontas das barras e unidas por luvas metálicas confeccionadas nas oficinas da Unesp-Bauru, utilizando barras de aço de 22mm.

Ao final desses procedimentos, para solidarização do conjunto, foi injetada na bainha, de baixo para cima através de mangueira, nata de cimento, com pressão de 200kPa, suficiente para o preenchimento da bainha de forma suave. Após a nata preencher toda a bainha foi feita a retirada da mangueira.

Na preparação da nata utilizou-se uma bateadeira composta de suporte, motor e recipiente acrílico para homogeneização da mistura, com capacidade para 50 litros, especialmente projetado para esta pesquisa, utilizando-se para injeção um cilindro metálico, com capacidade para 60 litros, conectado a um compressor de ar.

Inicialmente, nas estacas de 4,0m e 7,0m, utilizou-se uma nata com traço 1 : 0,38 : 0,35 (cimento, água, aditivo expensor - em peso). Para a primeira estaca de 10,0m, preferiu-se não utilizar o expensor, devido ao grande aumento de volume te provocado problemas de contenção da nata no interior da bainha, verificados nas estacas de 4,0m e 7,0m. Para a segunda estaca de 10,0m, instrumentada dois anos após a primeira, utilizou-se para a nata o traço 1 : 0,45 (em peso), em razão de pesquisas laboratoriais realizadas pela Unicamp (Feagri), indicarem ser este o melhor traço para esse fim.

Com o objetivo de se determinar o módulo de elasticidade da estaca, foram colados na parte externa de cada uma das estacas E-02, E-03 e E-06, dois strain-gages, em posições diametralmente opostas, sendo a ligação em meia ponte. A instalação foi feita na seção de referência, numa posição situada a 0,30m do topo da estaca.

As fotos 4.05a e 4.05b mostram a instalação da instrumentação nas bainhas e a estaca pronta para receber a injeção de nata de cimento. A foto 4.06 fornece uma visão geral do local das provas de carga instrumentadas.

A figura 4.02 mostra a seção transversal típica das estacas e a distribuição dos instrumentos instalados ao longo da profundidade, fornecendo informações de diferentes níveis do subsolo.

A preparação das barras instrumentadas foi feita no laboratório de materiais da Feagri-Unicamp. Todo o processo de instalação e proteção dos extensômetros foi efetuado de acordo com os procedimentos e recomendações apresentados por Carvalho (1991).

4.2.3. Provas de carga realizadas na 1ª fase.

Em cada uma das quatro estacas apiloadas, instrumentadas, executadas para ensaio, foram realizadas três provas de carga, à compressão, sendo as duas primeiras com o solo no estado natural e a terceira com inundação prévia do solo.

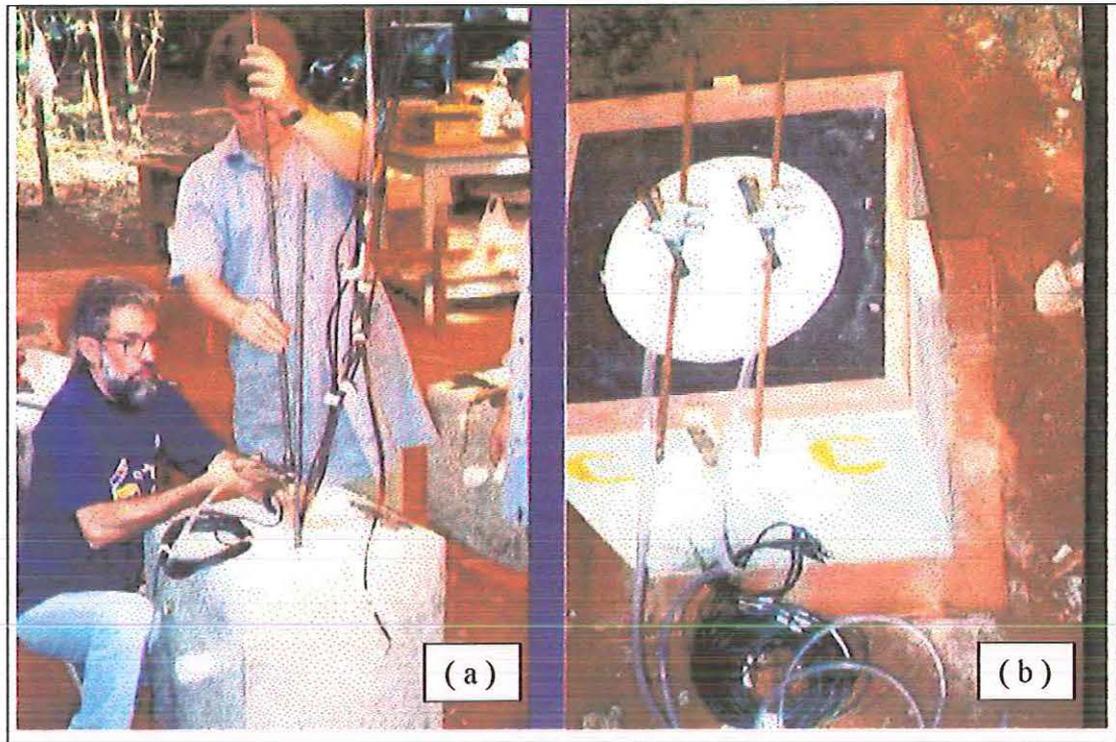


FOTO 4.05a: Vista da Instalação da

FOTO 4.05b: Vista da estaca com a
instrumentação instalada.



FOTO 4.06: Visão geral do local das provas da primeira fase.

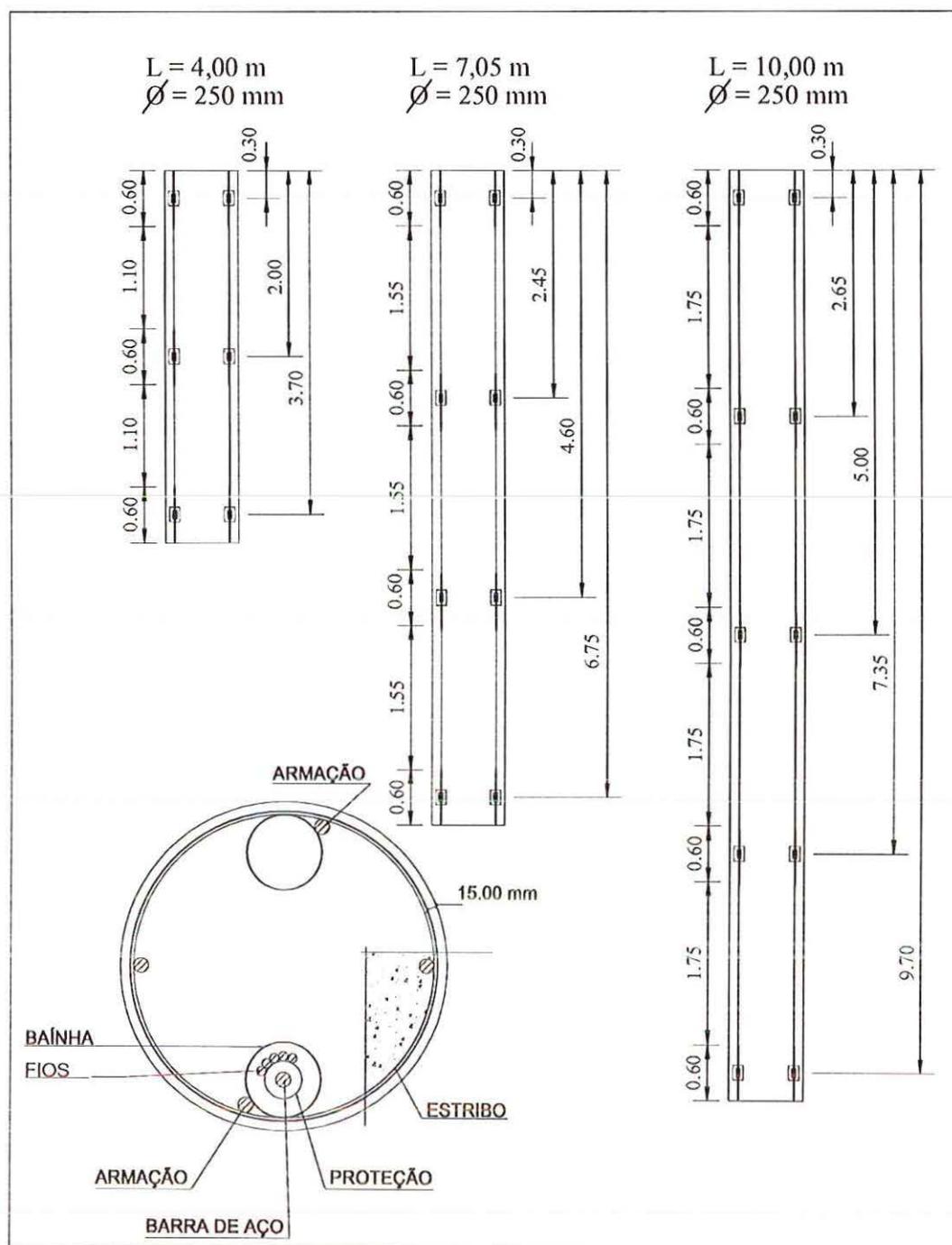


FIGURA 4.02: - Distribuição da instrumentação com a profundidade.

As provas de carga à compressão realizadas foram do tipo rápido, de acordo com a NBR 12131, e conduzidas até atingir-se um recalque mínimo de 50 mm. As cargas foram aplicadas em estágios iguais e sucessivos, utilizando-se o tempo de incremento de carga de 15 minutos, segundo FELLENIUS (1975).

Em cada estágio de carga, foram efetuadas leituras nos tempos 0, 1, 2, 3, 6, 9, 12 e 15 minutos. Após o último estágio da fase de carregamento da prova procedia-se ao descarregamento da estaca em quatro estágios de 15 minutos.

As leituras de deslocamentos foram feitas através de 8 relógios comparadores de 75mm de curso, fixados em réguas metálicas de metalon com 4,0m de comprimento e instalados nos blocos de coroamento, sendo 4 na estaca de compressão, segundo dois eixos ortogonais, e 2 em cada estaca de reação, em posições diametralmente opostas.

Após as leituras dos relógios comparadores, correspondente aos 12 minutos de cada estágio, foram feitas leituras da instrumentação embutida no fuste, bem como dos strain-gages colados na lateral externa do fuste.

As leituras da instrumentação e células de carga foram feitas através de caixas de leituras (dial indicator) para 10 e 28 canais, pertencentes a Feagri-Unicamp e EESC-USP, respectivamente.

As provas de carga instrumentadas, nessa primeira fase, foram realizadas no período de junho a novembro de 1995. A aplicação de cargas foi feita com macaco hidráulico, com capacidade de 1200kN reagindo contra viga metálica, seção I, ancorada nas estacas de reação. Entre a viga metálica de reação e o macaco hidráulico, instalou-se uma rótula e uma célula de carga de 800kN, para controle de aplicação das cargas. A célula de carga e o macaco utilizados pertencem ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

A figura 4.03 apresenta o esquema de montagem utilizado nas provas de carga. A foto 4.07 mostra uma prova de carga pronta para ser iniciada, onde se nota a posição da réguas de referência, macaco, relógios e caixas de leituras da instrumentação.

Atendendo às prescrições da NBR 6121, para a proteção dos dispositivos de referência das leituras contra as intempéries (insolação) e outros fatores que poderiam interferir nos resultados das provas de carga, foi projetada e construída uma barraca metálica desmontável de 7,0m x 5,0m, cuja cobertura foi feita com lonaleve. A foto 4.08 mostra uma prova de carga em andamento, onde se observa o amplo espaço proporcionado pela barraca projetada para abrigo dos ensaios.

Após a realização das duas primeiras provas de carga com o solo natural, em cada estaca, executou-se a prova com inundação prévia do terreno. O sistema para inundação foi composto de mangueiras tipo “conduite preto”, adaptadores, hidrômetros, bóias e conexões de PVC.

Esquema do sistema de reação

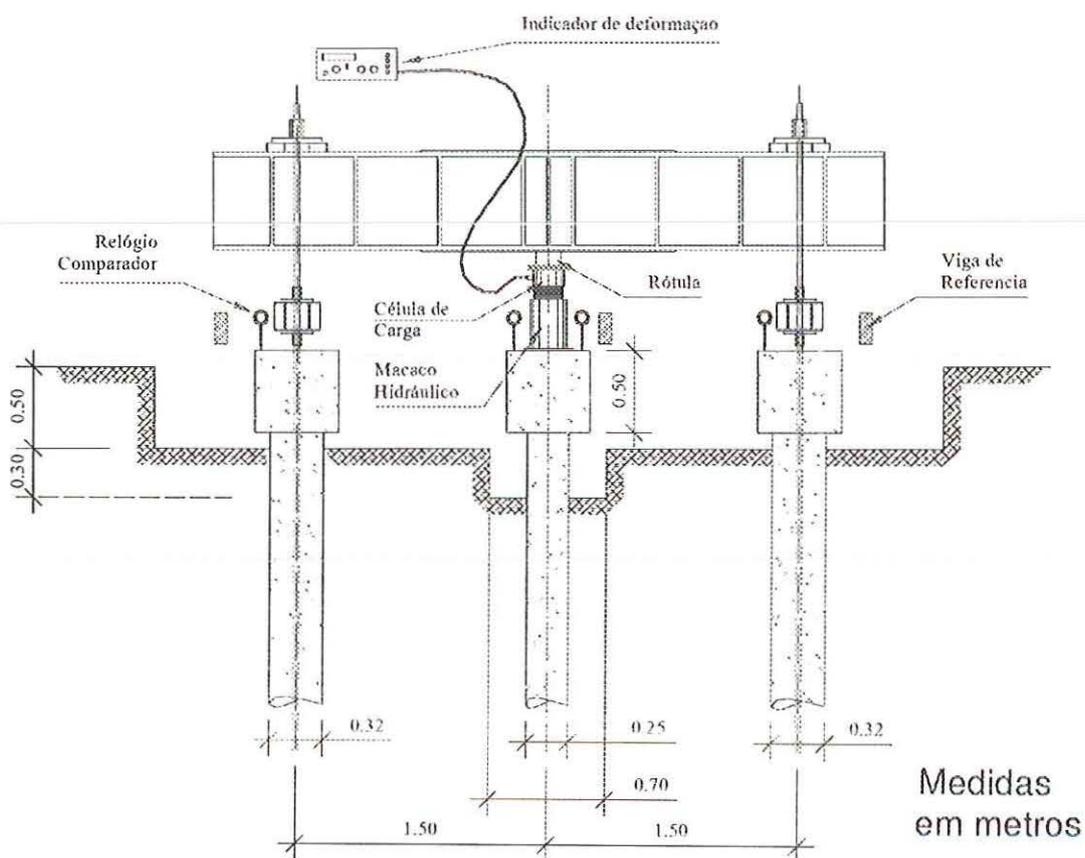


FIGURA 4.03: Esquema de montagem utilizado nas provas de carga

Para o processo de inundação, ao redor de cada uma das estacas a serem ensaiadas, executou-se uma cava, na superfície do terreno, com dimensões aproximadas de $0,70 \times 0,70 \times 0,40 \text{ m}^3$, para possibilitar a realização de provas de carga com inundação do solo e não permitir o contato dos blocos das estacas de compressão com o solo. As cavas foram revestidas lateralmente com madeirite e no fundo com uma camada de $0,10 \text{ m}$ de brita.



FOTO 4.07: Vista do esquema de montagem de uma prova de carga.

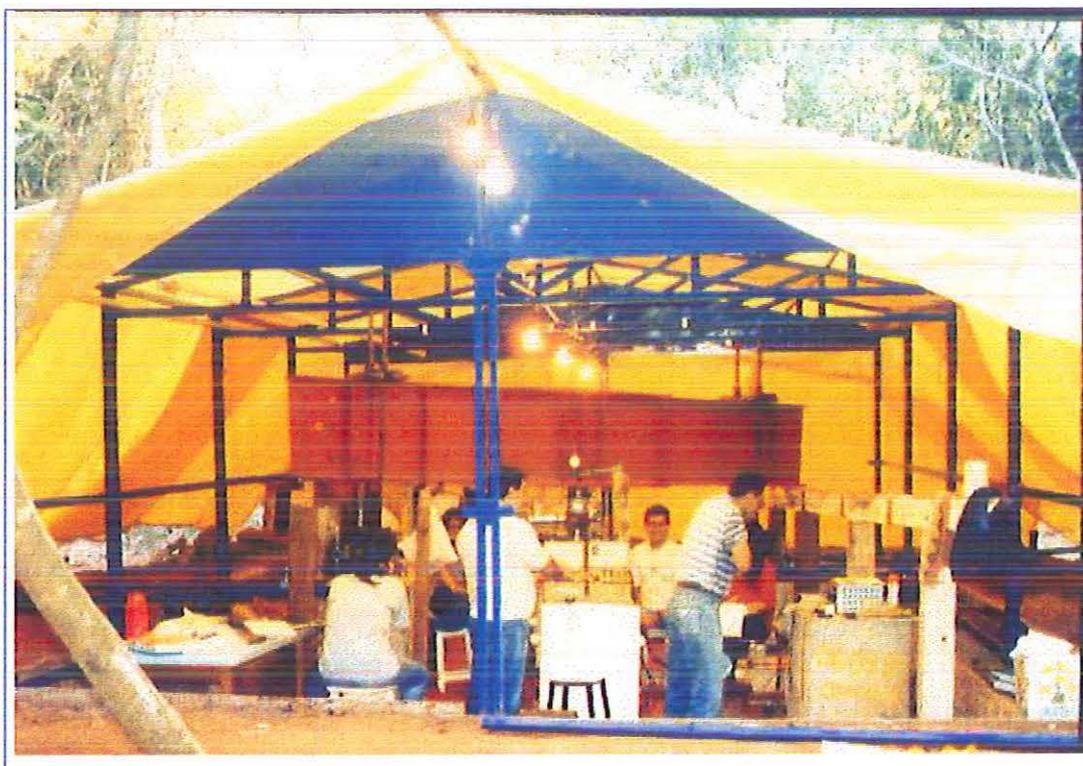


FOTO 4.08: Vista de uma prova em andamento com destaque do sistema de proteção dos ensaios.

Visando possibilitar o efetivo encharcamento ao longo de todo o fuste e ponta, foram abertos ao redor de cada estaca, com auxílio de trado manual, quatro drenos com diâmetro de 100mm e profundidade equivalente a 80% do comprimento da estaca a ser ensaiada. Os drenos foram preenchidos com cascalho.

A inundação do solo foi mantida por 72 horas, tendo-se determinado o volume de água infiltrado no terreno, em cada uma das provas, através de leitura de hidrômetro. Completado o tempo de inundação, imediatamente, dava-se início a realização da prova de carga inundada.

4.3. ESTACAS DA 2ª FASE.

4.3.1. Execução das estacas.

A exceção da instrumentação que não foi efetuada, a abertura do fuste e as armaduras das estacas, nesta segunda fase, foram executadas de forma análoga às da primeira etapa.

Na concretagem das estacas, utilizou-se concreto usinado com fck 20MPa. A execução dos blocos de capeamento na cabeça das estacas foi efetuada através de forma metálica com diâmetro de 0,28m e altura 0,35m.

Para ancoragem da viga de reação, utilizada nas provas de carga, foram executadas estacas apiloadas com diâmetros e comprimentos idênticos aos das estacas da primeira fase. Estas estacas foram armadas com sete barras de aço CA50-A de 12,5mm, sendo três ao longo de toda profundidade, duas de 8,0m e 2 de 4,0m. No centro da armadura de cada estaca de reação foi colocado uma barra de aço ST-85/105, tipo “Dywidag”, de 32mm de diâmetro e 2,5m de comprimento para atirantamento do sistema de reação. Considerando o pequeno comprimento do tirante para ancoragem da reação, procedeu-se neste uma emenda com duas barra de aço de 12,5mm de diâmetro e 4,0m de comprimento, fixadas diretamente no tirante, a 1,0m da ponta e com transpasse de 1,5m.

Nas estacas de reação (tração), não foram efetuados blocos de coroamento. Entretanto para melhor distribuição dos esforços atuantes na cabeça da estaca para a armadura periférica, foi dimensionada uma armadura de fendilhamento (fretagem), utilizando aço CA60-B com 4,0mm de diâmetro. Essa armadura foi distribuída nos 0,30m iniciais, em 6 camadas dispostas perpendicularmente à direção da carga, com respectivos estribos a cada 0,06m.

As fotos 4.09a e 4.09b apresentam detalhes do sistema de aplicação de cargas e da montagem da ancoragem nas estacas de reação. Na foto 4.10, são mostradas as armaduras de fendilhamento utilizadas nas estacas de reação.

O processo de inundação do solo utilizado foi idêntico ao realizado nas estacas da primeira fase. Na tabela 4.02, apresenta-se a vazão e o volume de água consumido em cada uma das provas inundadas, após 72 horas de encharcamento.

TABELA 4.02: Consumo de água verificado nas provas-solo pré-inundado.

DATA	ESTACA	L (m)	HIDRÔMETRO	VOLUME (m ³)	VAZÃO (10 ⁻³ m ³ /s)
23/10/95	E-02	4,0	Lao / Tecnobrás	34,89	0,135
30/10/95	E-06	7,0	Lao / Tecnobrás	35,56	0,137
08/11/95	E-03	10,0	Lao / Tecnobrás	36,59	0,141
29/05/97	E-04	10,0	Lao/Tecnobrás	36,43	0,141
09/12/97	E-16	4,0	Turbimáx	24,26	0,094
10/12/97	E-13	4,0	Tecnobrás	21,00	0,081
11/12/97	E-12	7,0	Lao	24,07	0,093
12/12/97	E-11	10,0	Turbimáx	19,10	0,074
13/12/97	E-07	7,0	Tecnobrás	8,40	0,032
15/12/97	E-05	10,0	Lao	6,18	0,024



FOTO 4.09a: Vista do sistema de aplicação das cargas. **FOTO 4.09b:** Vista do sistema usado nas estacas de reação.

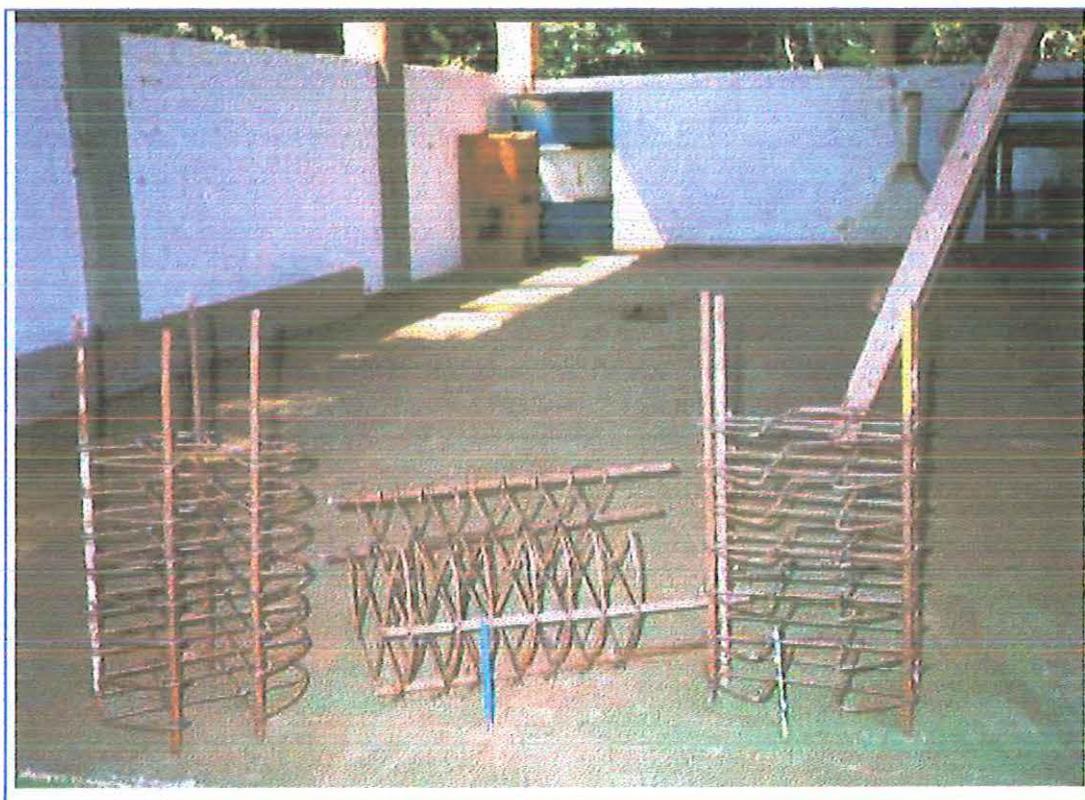


FOTO 4.10: Armadura de fendilhamento utilizada nas estacas de reação da 2ª fase.

4.3.2. Provas de carga realizadas na 2ª fase

Em cada uma das seis estacas apiloadas, sendo duas de 4,0m, duas de 7,0m e duas de 10,0m, foram realizadas três provas de carga, sendo as duas primeiras com o solo no estado natural e a terceira com inundação prévia do solo.

As provas de carga realizadas foram conduzidas de forma idêntica às da primeira fase, à exceção da instrumentação, visto que as mesmas não eram instrumentadas. As dezoito provas de carga da segunda etapa foram realizadas no período de outubro a dezembro de 1997, dois anos após a execução das provas da primeira fase.

4.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ENSAIOS.

As provas de carga em escala real reservam inúmeras surpresas. Só quem já planejou, organizou e executou provas de carga, consegue avaliar a complexidade dos fatores que revestem e interferem no sucesso desse tipo de ensaio. A simples mudança da viga de reação, de massa da ordem de 800kg, feita manualmente nas trinta provas de carga realizadas, necessitou de no mínimo doze pessoas para sua movimentação.

A garantia de execução de uma boa prova de carga se deve principalmente à organização, planejamento, equipamentos/instrumentos de precisão e uma equipe de técnicos e pessoas, abnegadas, capazes e conscientes de suas responsabilidades.

Graças aos recursos recebidos da FAPESP, aos equipamentos cedidos pela EESC/USP e Feagri/Unicamp, aliada à integração das três universidades paulistas, pode-se executar provas de carga contando com intercâmbio de tecnologia e uso comum de equipamentos modernos e devidamente aferidos.

A realização dessa pesquisa motivou a visita de inúmeros alunos dos cursos de Engenharia Civil e Arquitetura, que acompanharam a realização dos ensaios penetrométricos e provas de carga. Essas visitas serviram para despertar em muitos alunos o interesse pela pesquisa científica.

A barraca de proteção, com 35m² de área interna, tornou-se um ambiente adequado e confortável para uma situação de campo, o que contribuiu para o sucesso da realização das provas de carga, constituindo-se num verdadeiro laboratório didático de campo.

A avaliação da fidelidade e confiabilidade na qualidade dos resultados obtidos é uma tarefa extremamente complexa, entretanto, os fatores acima citados, a qualidade da equipe e dos instrumentos utilizados, permite, numa análise superficial dos resultados, acreditar que as provas de carga foram realizadas com sucesso.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.

Neste capítulo, são apresentados e analisados os resultados obtidos nas trinta provas de carga realizadas. Foram ensaiadas quatro estacas apiloadas instrumentadas, de 0,25m de diâmetro, sendo uma de 4,0m, uma de 7,0m e duas de 10,0m. Sem instrumentação foram ensaiadas seis estacas de 0,25m de diâmetro, sendo duas de 4,0m, duas de 7,0m e duas de 10,0m. Cada estaca foi submetida a duas provas de carga com o solo no estado natural, e a uma terceira prova com pré-inundação do terreno.

Na tabela 5.01, apresentam-se as características das provas realizadas, o número de estágios e a duração de cada prova, bem como os valores máximos de carga axial aplicada e de deslocamento vertical medido no topo de cada estaca ensaiada.

A seguir, são apresentados e analisados os resultados obtidos para cada grupo de estacas, de acordo com o seu comprimento. Posteriormente, é feita uma análise conjunta dos resultados obtidos.

5.1. CURVAS CARGA x DESLOCAMENTO.

Neste item são apresentadas e analisadas as curvas carga-recalque obtidas nas trinta provas de carga realizadas.

Na figura 5.01 apresenta-se o conjunto das curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga realizadas nas estacas, E-02; E-13 e E-16, de 4,0m de comprimento.

TABELA 5.01 Resumo das provas de carga realizadas.

Nº ensaio	Estaca	L (m)	Condição do Solo	Nº estágios	Duração da prova (h)	Carga Máxima (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
01			natural	39	9:45	136	51,88
02	E-02	4,0	natural	47	11:45	172	56,26
07			inundado	22	5:30	72	74,88
21			natural	44	11:00	156	53,55
22	E-13	4,0	natural	48	12:00	172	50,05
26			inundado	33	8:15	112	50,06
23			natural	38	9:30	132	52,51
24	E-16	4,0	natural	44	11:00	156	51,92
25			inundado	30	7:30	104	61,42
03			natural	43	10:45	304	52,80
04	E-06	7,0	natural	47	11:45	336	57,43
08			inundado	39	9:45	280	58,74
13			natural	48	12:00	344	50,14
14	E-07	7,0	natural	54	13:30	392	50,00
15			inundado	50	12:30	360	53,65
16			natural	53	13:15	384	53,72
17	E-12	7,0	natural	57	14:15	416	50,40
18			inundado	43	10:45	304	57,24
05			natural	35	8:45	464	78,79
06	E-03	10,0	natural	48	12:00	672	53,10
09			inundado	37	9:15	512	50,86
22			natural	27	6:45	304	57,85
23	E-04	10,0	natural	31	7:45	400	51,60
24			inundado	24	6:00	304	52,97
25			natural	45	11:15	640	15,98
26	E-05	10,0	natural	20	5:00	672	10,62
27			inundado	49	12:15	688	53,85
28			natural	55	13:45	800	10,71
29	E-11	10,0	natural	47	11:45	672	3,52
30			inundado	27	6:45	736	5,29

A figura 5.02 mostra o conjunto das curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga efetuadas nas estacas, E-06; E-07 e E-12, de 7,0m de comprimento.

Na figura 5.03, representa-se o conjunto das curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga realizadas nas estacas, E-03; E-04 E-05 e E-11, de 10,0m de comprimento.

No anexo 01, são apresentadas as curvas carga-deslocamento, agrupadas por estaca ensaiada.

Na primeira prova de carga de cada estaca de 4,0m a curva carga-deslocamento, apresenta uma inflexão, indicando o início de uma maior mobilização da resistência de ponta. Nas estacas de 7,0m, a inflexão é notada de forma acentuada na E-06, de maneira discreta na E-07 e praticamente inexistente na estaca E-12. Nas estacas de 10,0m não é observado tal comportamento.

Na segunda prova de carga, em todas as estacas, os recalques são muito pequenos até valores próximos da carga máxima da prova anterior. A partir daí há uma tendência da curva seguir um prolongamento da curva da primeira prova.

Nas provas com pré-inundação do solo, constata-se a ocorrência de recalques elevados, a partir de um determinado nível de carga, indicando uma perda significativa de resistência da estaca, devido a influência da água.

Exceção ao que foi dito, ocorre com a estaca E-11, de 10,0m de comprimento, que apresentou um comportamento diferenciado, com alta capacidade de carga, conduzindo a uma interrupção da prova em 800kN e recalque 10,71mm, não sendo possível bem definir a curva carga-deslocamento. Esse comportamento pode ter sido provocado pela troca de soquete efetuada durante a perfuração da estaca, tendo em vista que o mesmo apresentava diâmetro menor que o especificado.

Ao se introduzir o novo soquete, de maior diâmetro, houve um alargamento da perfuração iniciada, cujo solo despreendido das laterais acumulou-se no fundo do furo e ao ser novamente socado provocou um reapiloamento do solo na ponta da estaca, melhorando sua capacidade de carga. LOBO (1991), ensaiando estacas apiloadas de 4,0m de comprimento, constatou um acréscimo de 30% na capacidade de carga dessas estacas devido ao seu reapiloamento. É de se esperar que em estacas mais longas este efeito seja mais acentuado.

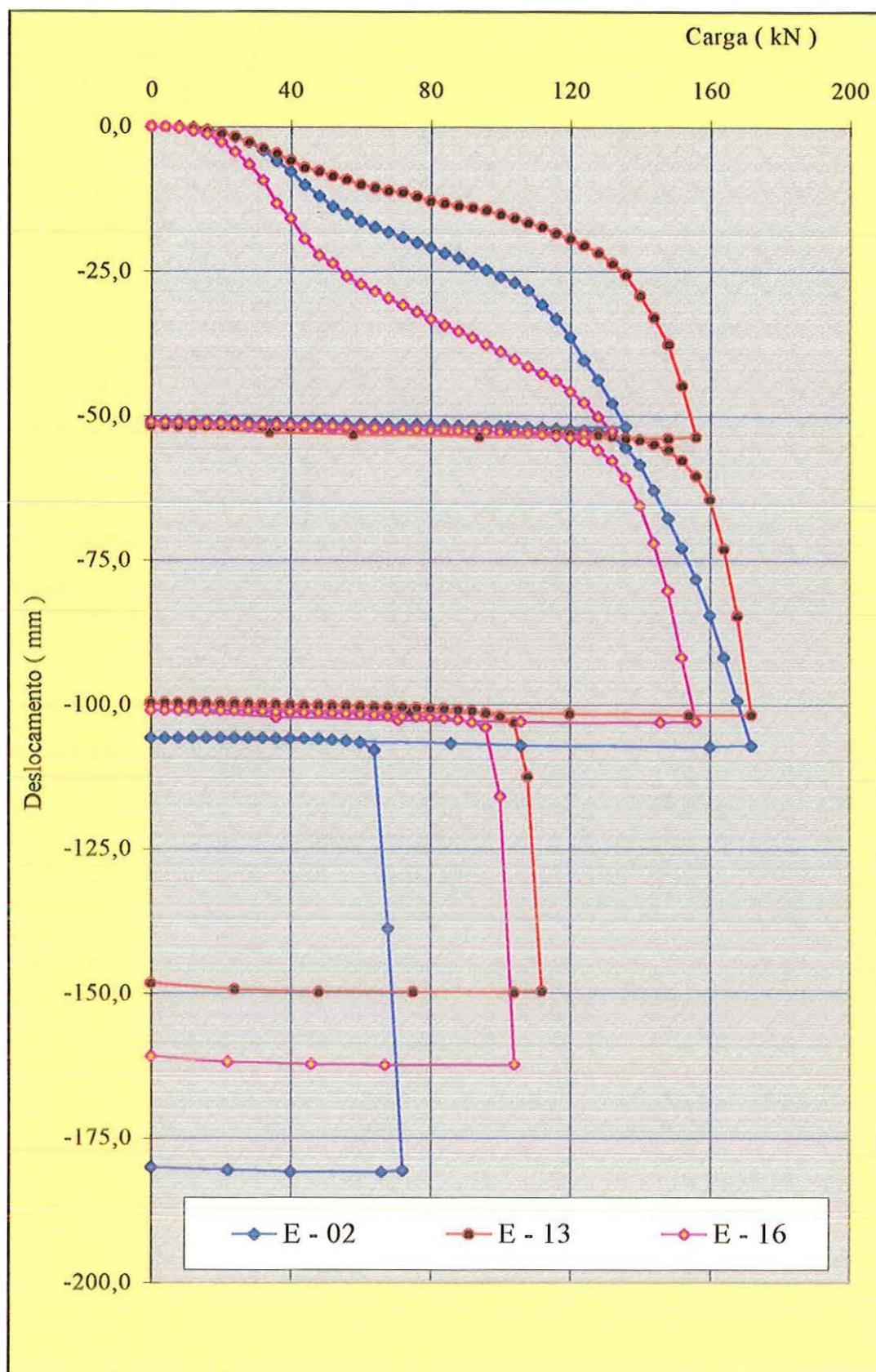


FIGURA 5.01. Conjunto de curvas carga-deslocamento para as estacas de 4,0m.

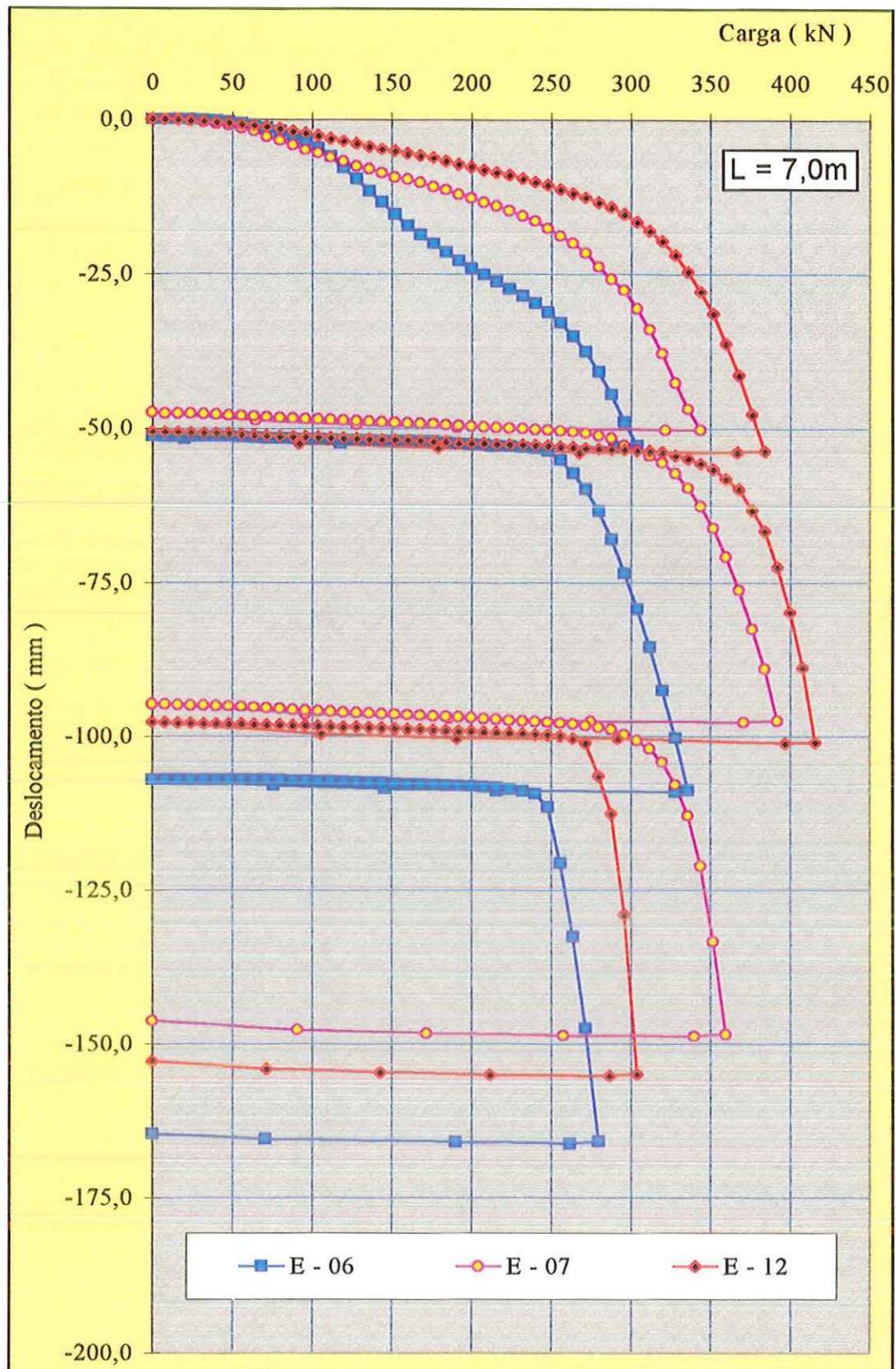


FIGURA 5.02. Conjunto de curvas carga-deslocamento para as estacas de 7,0m.

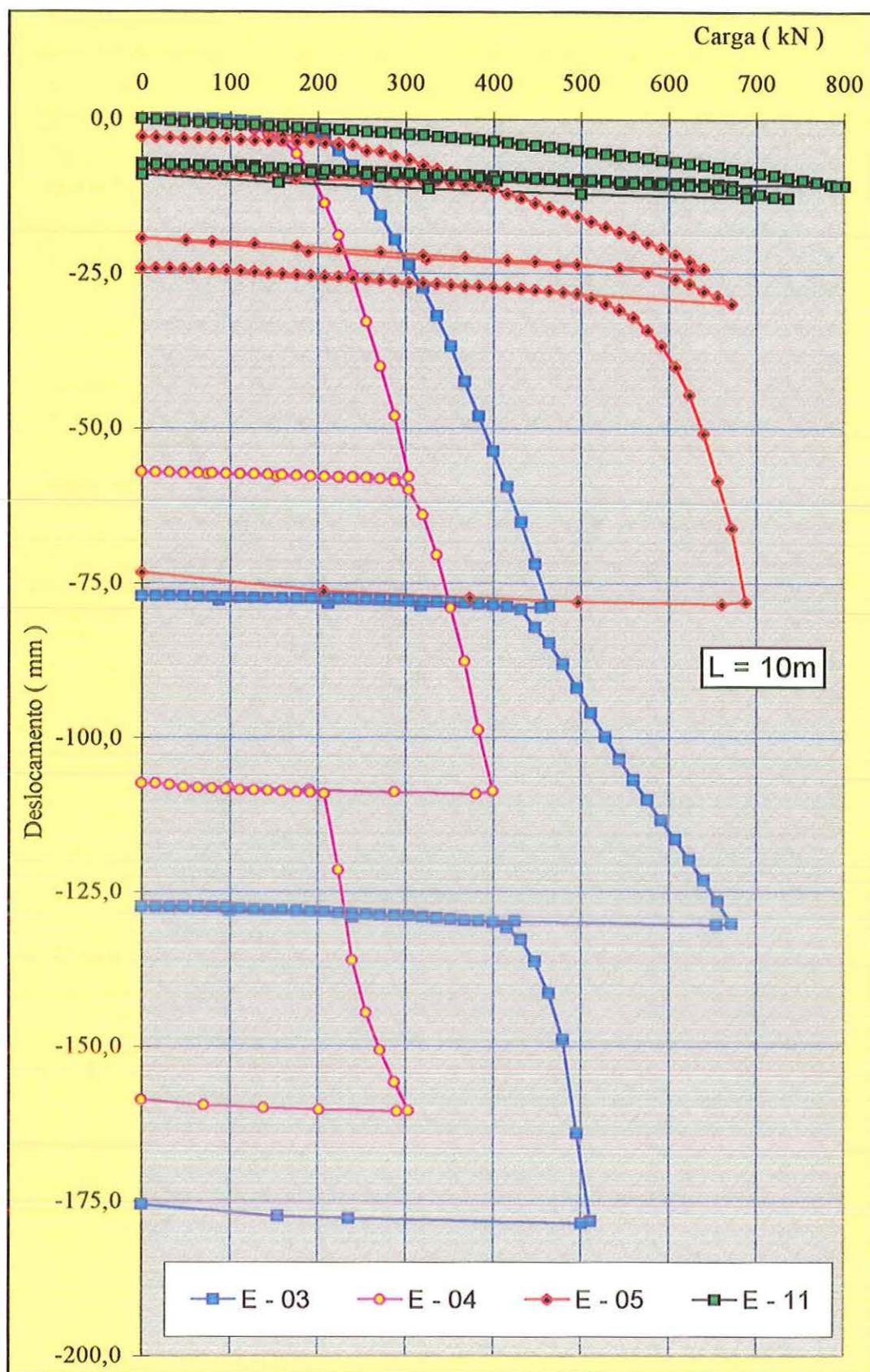


FIGURA 5.03. Conjunto de curvas carga-deslocamento para as estacas de 10,0m.

Analisando-se as curvas carga-deslocamento obtidas a partir das provas de carga realizadas em cada estaca, principalmente as duas primeiras com o solo no estado natural, não se observa uma nítida definição de ruptura. Desta forma não foi possível uma interpretação matemática das curvas carga-recalque.

A análise da instrumentação aliada as leis de Cambeftort indicaram uma ruptura, nas estacas instrumentadas, para um recalque da ordem de 26mm. Assim adotou-se, para todas as estacas ensaiadas, a carga correspondente a um deslocamento equivalente a 10% do diâmetro (25mm) como carga de ruptura convencional.

Na tabela 5.02 são apresentadas as cargas de ruptura convencional, Q_{u1} , Q_{u2} , Q_c e Q_{u3}^* , obtidas para cada prova de carga realizada, segundo o critério adotado, para todas as estacas ensaiadas. São também indicadas as perdas de resistência, estimadas devido a pré-inundação do terreno, efetuada antes da terceira prova.

O valor Q_{u3}^* foi obtido a partir do prolongamento estimado da curva carga-deslocamento do segundo ensaio, simulando uma terceira prova de carga com o solo no estado natural. A determinação desse valor permitiu estimar a redução da capacidade de carga provocada pelo encharcamento do solo.

O valor Q_{u1} igual a 1.400kN, relativo a estaca E-11, foi obtido a partir do prolongamento da curva carga-deslocamento, pois o recalque máximo na prova foi inferior a 25mm. Esse valor é muito discrepante daqueles obtidos para as estacas de mesmo comprimento, motivo pelo qual não foi considerado no cálculo da média e demais análises efetuadas para as estacas de 10,0m de comprimento.

Na tabela 5.03, a título de comparação, são apresentadas as cargas de ruptura convencional, Q_{u1} , Q_{u2} , Q_c e Q_{u3}^* , bem como os respectivos recalques, obtidos para cada prova de carga realizada, segundo o critério da NBR 6122/96.

Observa-se pelos dois critérios apresentados, que os percentuais de redução na capacidade de carga, provocada pela inundação do solo, são muito próximos.

TABELA 5.02. Valores da carga de ruptura convencional para as estacas ensaiadas.

ESTACA	L (m)	Qu ₁ (kN)	Qu ₂ (kN)	Qc (kN)	Qu ₃ * (kN)	PERDA (%)
E - 02	4,0	97	155	67	184	63
E - 13	4,0	135	165	109	177	38
E - 16	4,0	55	145	100	164	39
MÉDIA		96	155	92	175	47
E - 06	7,0	209	300	264	360	27
E - 07	7,0	285	363	342	414	17
E - 12	7,0	337	396	292	432	32
MÉDIA		277	353	299	402	26
E - 03	10,0	310	540	483	772	37
E - 04	10,0	238	358	237	438	45
E - 05	10,0	652	-	639	983	35
E - 11	10,0	1400**	-	-	-	-
MÉDIA		400	449	453	731	39

TABELA 5.03. Carga de ruptura convencional e recalques - NBR 6122/96.

ESTACA	L (m)	Qu ₁ (kN)	Δr1 (mm)	Qu ₂ (kN)	Δr2 (mm)	Qc (kN)	Δr3 (mm)	Qu ₃ * (kN)	Δr3* (mm)	PERDA (%)
E - 02	4,0	41	8,4	141	8,5	65	8,4	173	8,8	62
E - 13	4,0	53	8,5	156	8,8	105	8,7	170	8,8	38
E - 16	4,0	31	8,4	135	8,8	97	8,7	154	8,7	37
MÉDIA	4,0	42	8,4	144	8,7	89	8,6	166	8,8	46
E - 06	7,0	125	8,8	274	9,6	253	9,7	325	9,2	22
E - 07	7,0	150	9,3	330	10,4	322	10,4	384	10,7	16
E - 12	7,0	236	9,8	372	10,6	280	10,1	407	11,0	31
MÉDIA	7,0	170	9,3	325	10,2	285	10,1	372	10,3	23
E - 03	10,0	250	10,2	483	11,9	456	11,8	724	13,9	37
E - 04	10,0	195	9,8	330	10,9	218	10,1	415	11,6	47
E - 05	10,0	416	12,1	-	-	598	13,7	832	15,5	28
MÉDIA	10,0	287	10,7	406*	11,4*	424	11,9	657	13,7	35

5.2. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO.

Os valores do módulo de elasticidade de cada estaca, obtidos para possibilitar a análise e interpretação da instrumentação, são indicados na figura 5.04, onde são apresentadas as curvas tensão x deformação, correspondente a seção de referência de cada estaca.

Neste item, são apresentados e analisados os resultados das provas de carga executadas nas quatro estacas instrumentadas, sendo uma de 4,0m; uma de 7,0m e duas de 10,0m.

5.2.1. ESTACA DE 4,0m.

Na figura 5.05, são apresentadas as curvas de transferência de carga ao longo da profundidade, relativas as três provas de carga realizadas. Na terceira prova, com solo pré-inundado, foram perdidas as informações do nível intermediário, $Z = -2,0m$, face a defeitos apresentados nos instrumentos instalados nessa posição.

As figuras 5.06 e 5.07 mostram as curvas reação de ponta x deslocamento da ponta e atrito lateral médio x deslocamento do topo da estaca, para cada prova de carga executada.

As figuras 5.08 e 5.09 apresentam o comportamento da reação da ponta com o deslocamento da ponta e do atrito lateral médio com o deslocamento do topo da estaca E-02, de 4,0m, submetida a sucessivas provas de carga.

a. Carga de ponta.

Na primeira prova de carga, com o solo no estado natural, observam-se grandes deslocamentos para a mobilização da resistência de ponta. Até cerca de 15mm a mobilização foi muito pequena. A partir desse ponto, há um crescimento até próximo de 25mm, quando ocorre uma inflexão na curva e uma diminuição do crescimento com o deslocamento. Para o deslocamento de 25mm, a reação de ponta é da ordem de 400kPa, conforme figura 5.06. A pequena mobilização da carga de ponta para deslocamentos até cerca de 15mm pode ser devida a queda de solo no furo antes da concretagem.

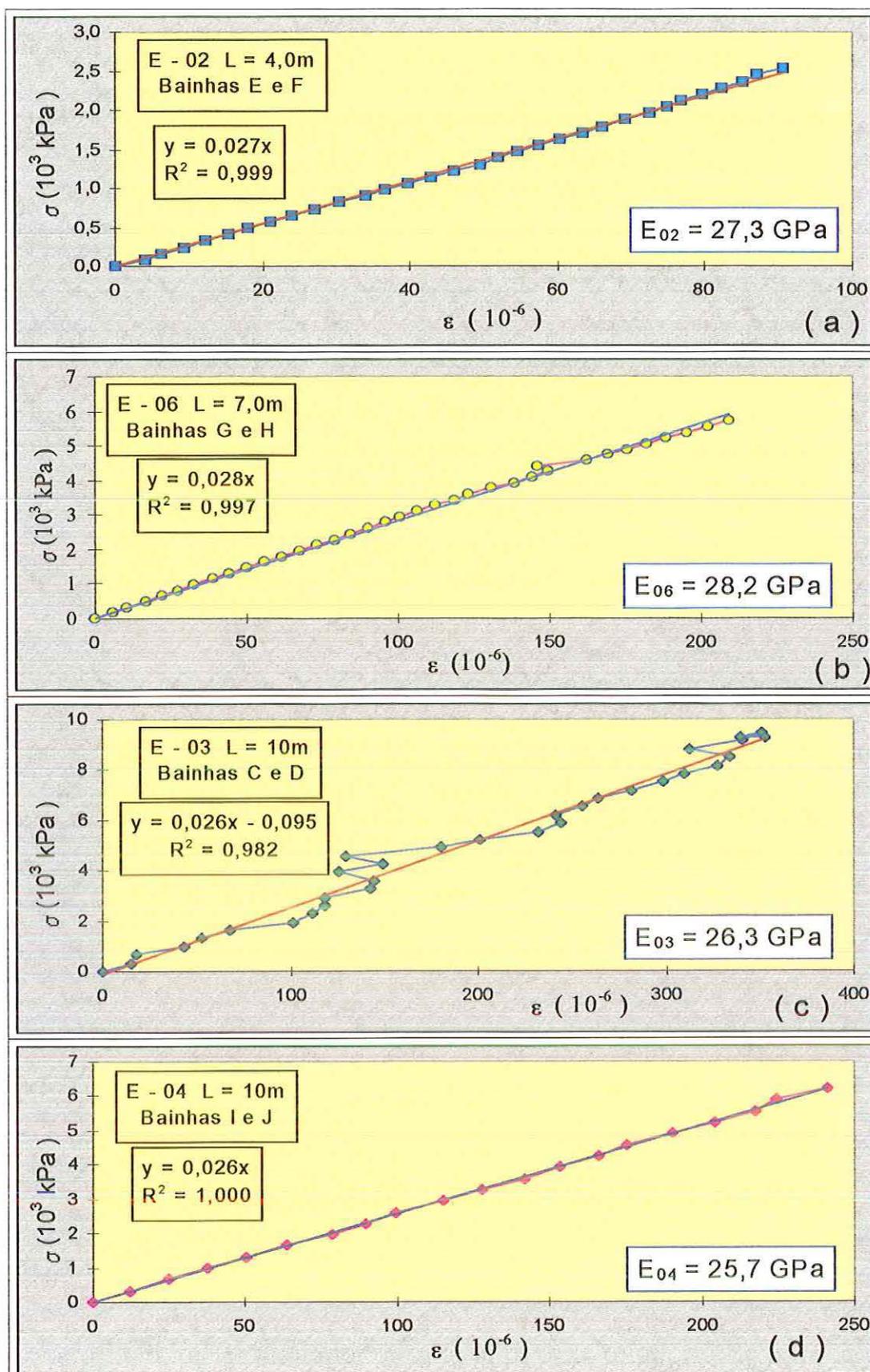


FIGURA 5.04: Curvas $\sigma \times \varepsilon$ - Módulo de elasticidade das estacas.

Para a segunda prova de carga, com o solo natural, há mobilização de resistência de ponta para pequenos deslocamentos, ocorrendo a saturação para aproximadamente 3mm, correspondendo, segundo a figura 5.06, a uma reação de 920kPa.

Para a terceira prova de carga, com pré-inundação do terreno, o comportamento é semelhante à prova anterior, com saturação da resistência de ponta a partir de 1mm, correspondendo a 1100kPa, de acordo com a figura 5.06. Este valor indica não haver perda da resistência de ponta com a inundação do solo. Deve se considerar porém, que devido as duas primeiras provas de carga, a ponta da estaca já havia deslocado aproximadamente 110mm, provocando a compactação do solo da região da ponta e consequentemente afetando suas características de colapsibilidade.

Na análise da variação da carga de topo em função da carga da ponta, nota-se pouca carga na ponta nos primeiros carregamentos da primeira prova de carga, ocorrendo uma maior mobilização da ponta na segunda e terceira provas realizadas.

b. Atrito lateral

Para a primeira prova de carga, com o solo no estado natural, ocorre um crescimento do atrito lateral médio com o deslocamento do topo, tendendo a uma saturação a partir de 28mm, correspondendo a cerca de 32kPa, conforme figura 5.07.

Para a segunda prova de carga, com o solo natural, observa-se um rápido crescimento do atrito lateral médio com o deslocamento do topo, atingindo, de acordo com a figura 5.07, uma saturação a partir de 2mm com valor da ordem de 30kPa.

Para a terceira prova de carga, com o solo pré-inundado, o valor do atrito lateral se mantém entre 3,0 a 4,0kPa, indicando uma brutal redução da ordem de 90%, comparativamente com o solo no estado natural.

Para a carga de ruptura adotada, correspondendo a um deslocamento do topo de $D/10$ (25mm), o atrito lateral médio, na primeira prova de carga com o solo natural, conforme figura 5.07, é da ordem de 29kPa.

Na distribuição de atrito lateral por trechos da estaca, observa-se um valor maior de atrito mobilizado no trecho superior da estaca, para as duas primeiras provas de carga com o solo no estado natural. Na terceira prova, não foi possível efetuar a distribuição do atrito por trechos, por falta de informações confiáveis do nível intermediário. No anexo 02 são apresentadas as curvas de distribuição do atrito lateral médio por trechos instrumentados.

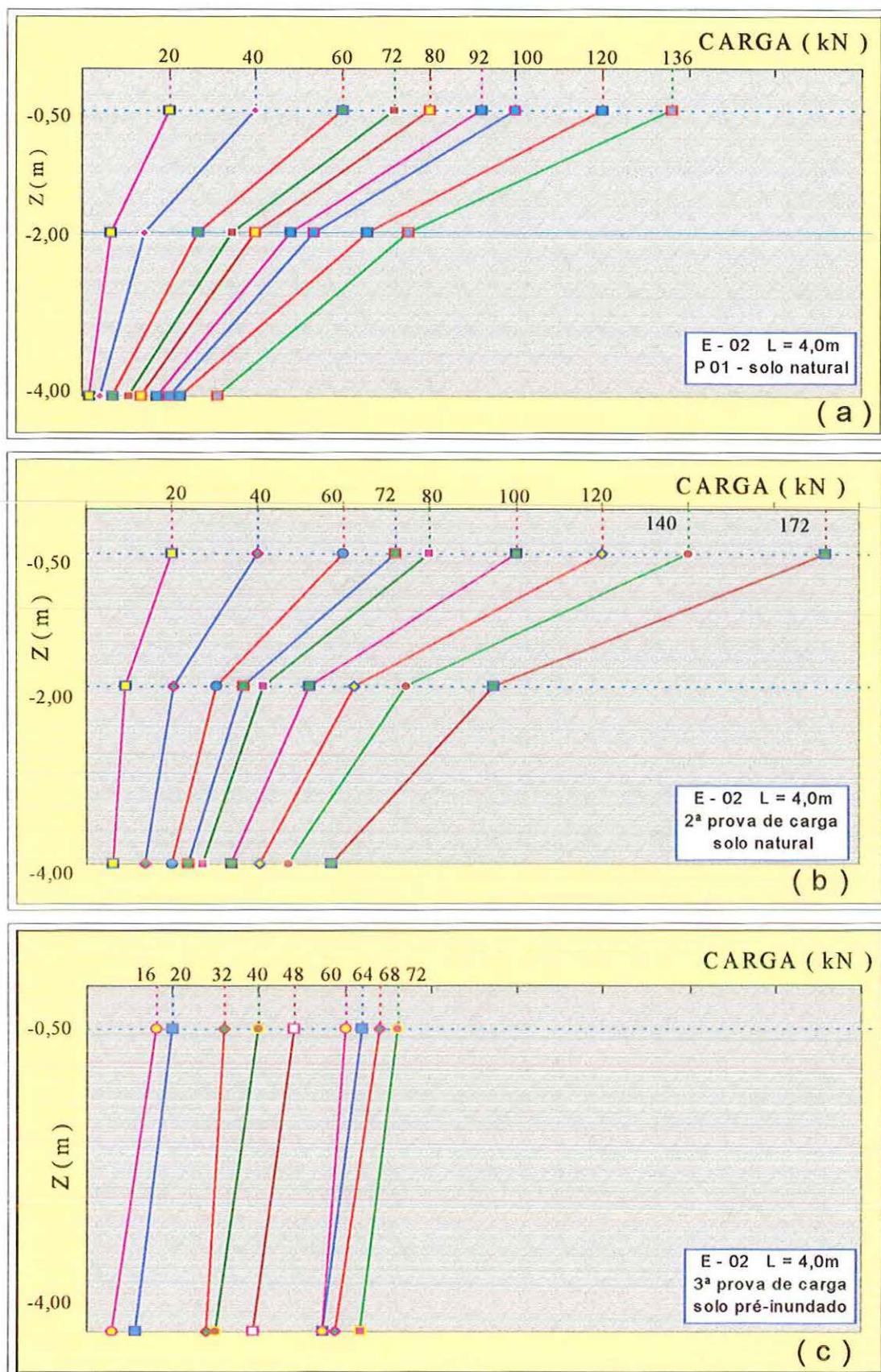


FIGURA 5.05: Transferência de carga ao longo da profundidade - estaca E-02.

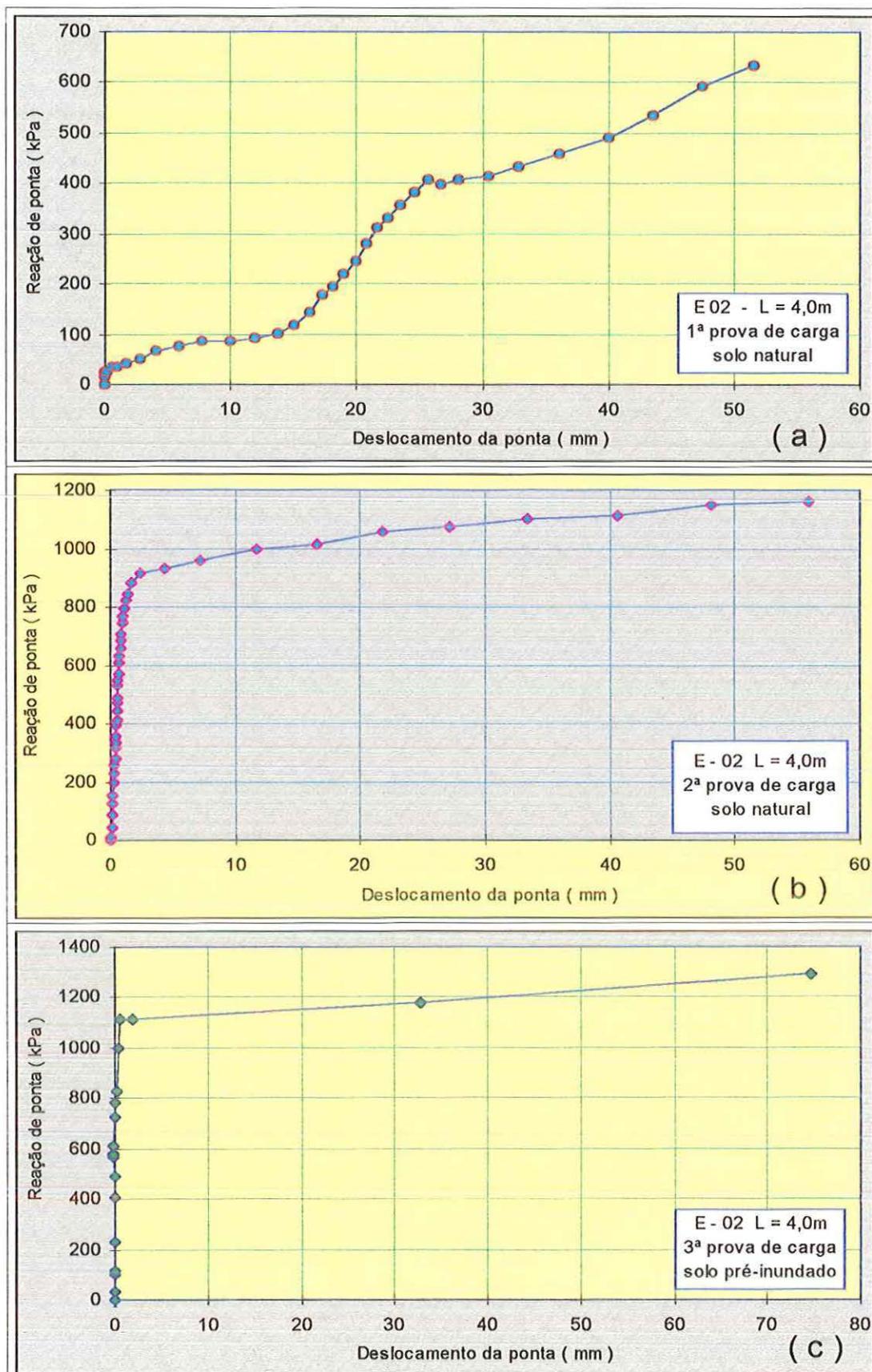


FIGURA 5.06: Curva reação de ponta x deslocamento da ponta - E-02 - L = 4,0m.

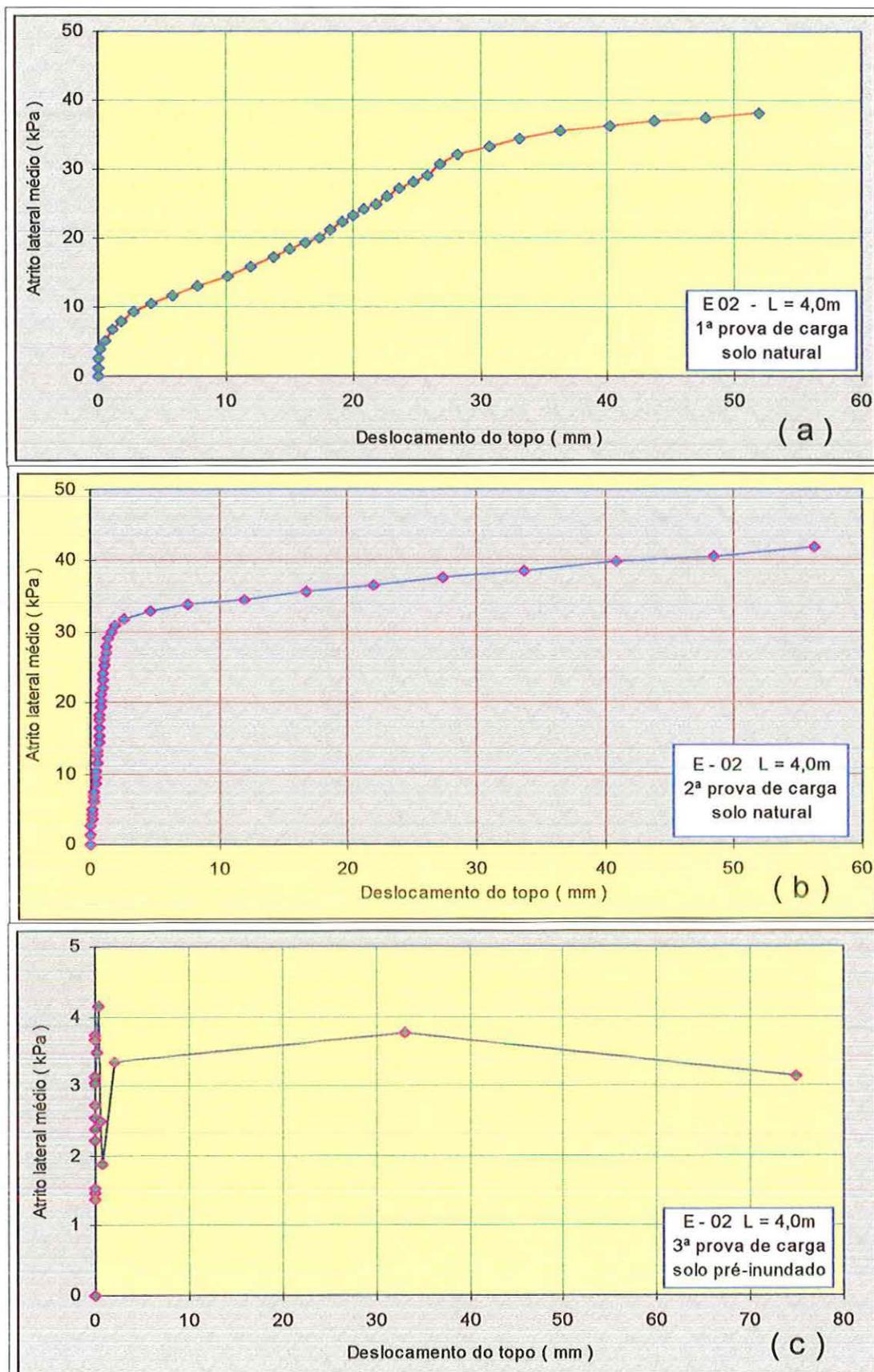


FIGURA 5.07: Atrito lateral médio x deslocamento do topo - E-02 - L = 4,0m.

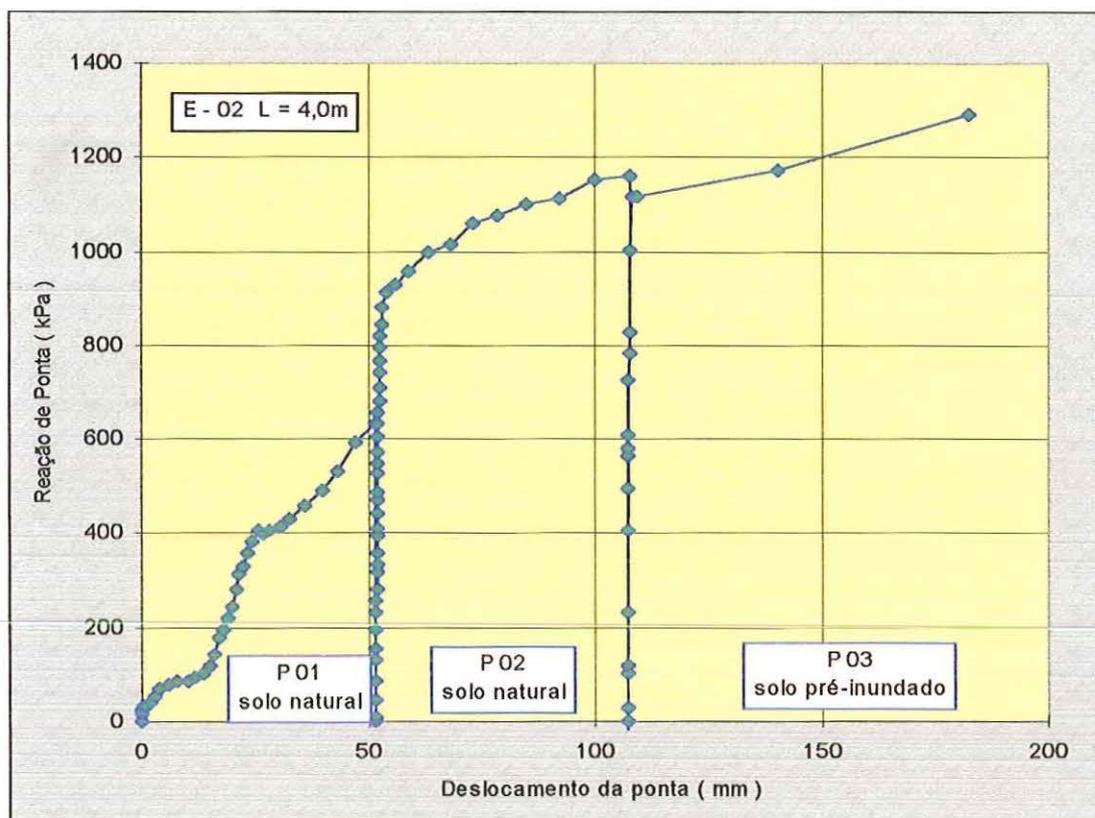


FIGURA 5.08: Curvas reação de ponta x deslocamento da ponta - estaca E-02.

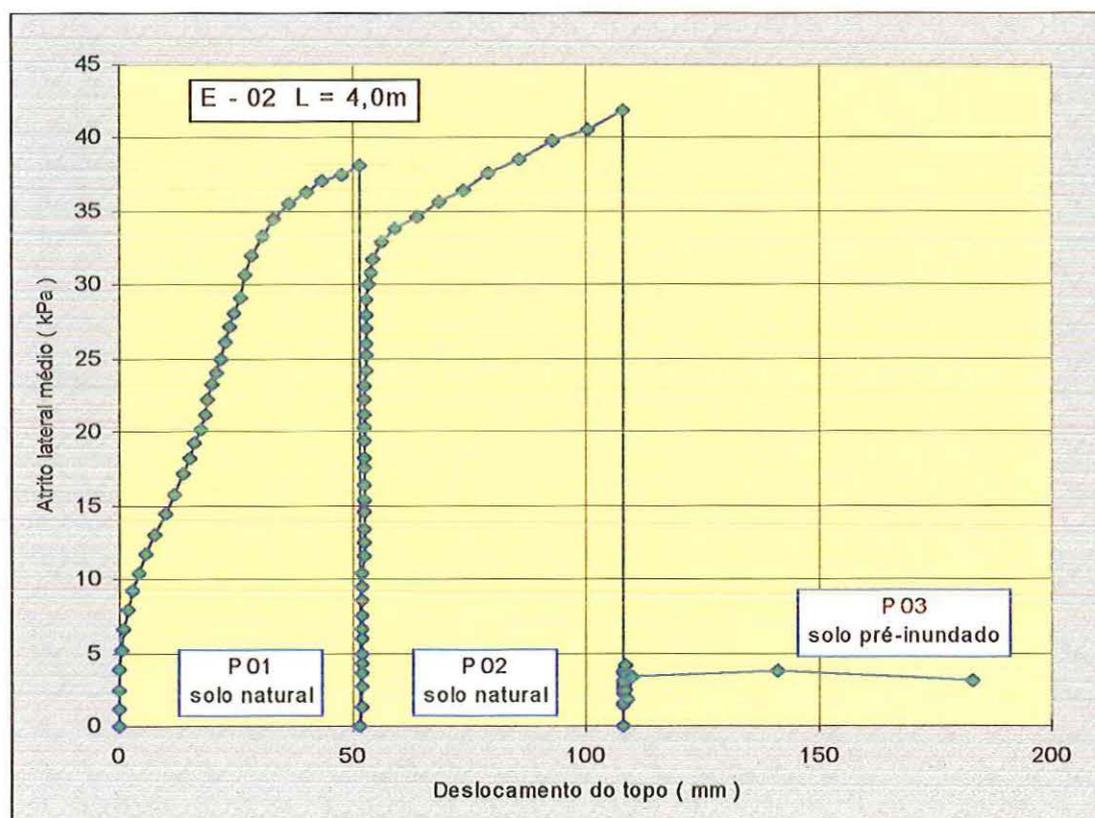


FIGURA 5.09: Curvas atrito lateral médio x deslocamento do topo - estaca E-02.

5.2.2. ESTACA DE 7,0m

Na figura 5.10, são apresentadas as curvas de transferência de carga ao longo da profundidade, relativas as três provas de carga realizadas na estaca E-06 de 7,0m de comprimento. Os instrumentos instalados no segundo nível, 2,45m, apresentaram defeitos, não permitindo a obtenção dos esforços nesta cota. Na terceira prova, com solo pré-inundado, também foram perdidas as informações do terceiro nível, 4,60m, face ao mau funcionamento dos instrumentos instalados nessa posição.

As figuras 5.11 e 5.12 mostram as curvas reação de ponta x deslocamento da ponta e atrito lateral médio x deslocamento do topo, para cada prova de carga realizada na estaca E-06 de 7,0m de comprimento.

As figuras 5.13 e 5.14 apresentam o comportamento da reação da ponta com o deslocamento da ponta e do atrito lateral médio com o deslocamento do topo da estaca E-06, de 7,0m, submetida a sucessivas provas de carga.

a. Carga de ponta.

Na primeira prova de carga, com o solo no estado natural, são necessários grandes deslocamentos para a mobilização da resistência de ponta, havendo um indicativo de saturação da ponta em torno de 40mm, correspondente a uma reação de 2500kPa. Para o deslocamento de 25mm, a reação de ponta é da ordem de 1800kPa, conforme figura 5.11.

Na figura 5.11, para a segunda prova de carga, com o solo natural, observa-se a mobilização de resistência de ponta para pequenos deslocamentos, ocorrendo a saturação em torno de 3mm, correspondente a cerca de 2.000kPa.

Para a terceira prova de carga, com pré-inundação do terreno, ocorre um comportamento semelhante, com saturação da ponta a partir de 2mm, havendo uma estabilização em 2700kPa, após um pico em 3.300kPa. O solo da ponta indicou não sofrer efeito do colapso, provavelmente pelo fato deste solo já ter sido compactado nas duas primeiras provas de carga, devido a um deslocamento de 110mm.

Nos primeiros carregamentos da primeira prova de carga, apenas uma pequena parcela da carga aplicada no topo é transferida para a ponta, havendo uma correspondência maior na segunda e terceira provas realizadas.

b. Atrito lateral

Para a primeira prova de carga, com o solo no estado natural, ocorre um crescimento rápido do atrito lateral médio até um deslocamento do topo da ordem de 3mm, quando há uma inflexão da curva tendendo a uma saturação, passando a partir daí, conforme figura 5.12, a um crescimento menos acentuado. Para um deslocamento de 25mm, o atrito lateral médio mobilizado é da ordem de 28kPa.

De acordo com a figura 5.12, para a segunda prova de carga, com o solo natural, há um rápido crescimento da mobilização do atrito médio, até 2mm de deslocamento, para a partir daí ocorrer uma saturação em um valor da ordem de 31kPa.

Para a terceira prova de carga, com o solo pré-inundado, também nota-se um crescimento rápido da mobilização do atrito lateral médio até cerca de 3mm de deslocamento, quando há uma inflexão da curva indicando a sua saturação em torno de 24kPa.

Na distribuição de atrito lateral por trechos da estaca, nota-se um valor maior de atrito mobilizado no trecho superior da estaca. As figuras da distribuição de atrito lateral médio por trechos instrumentados encontram-se no anexo 2.

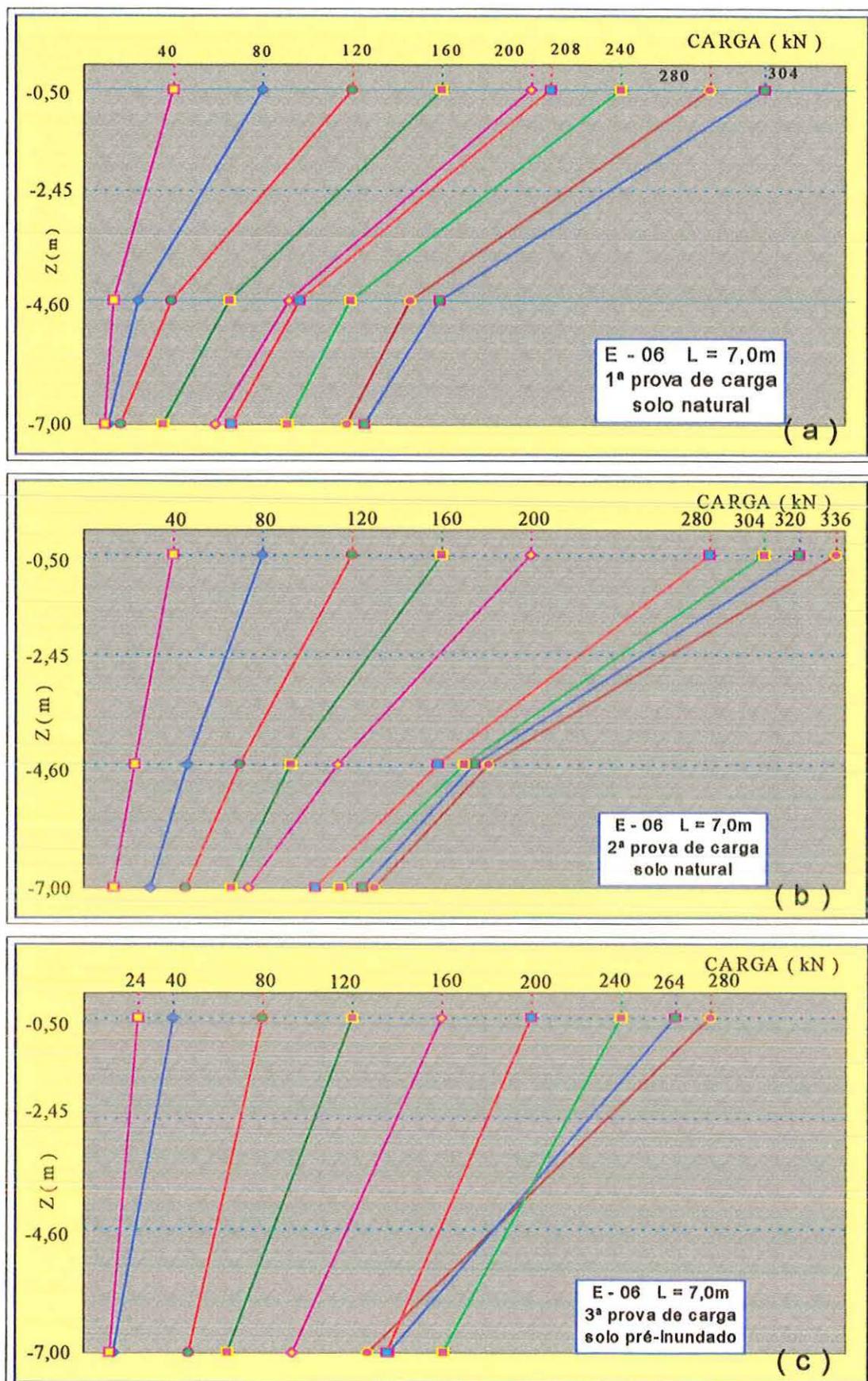


FIGURA 5.10: Transferência de carga ao longo da profundidade.

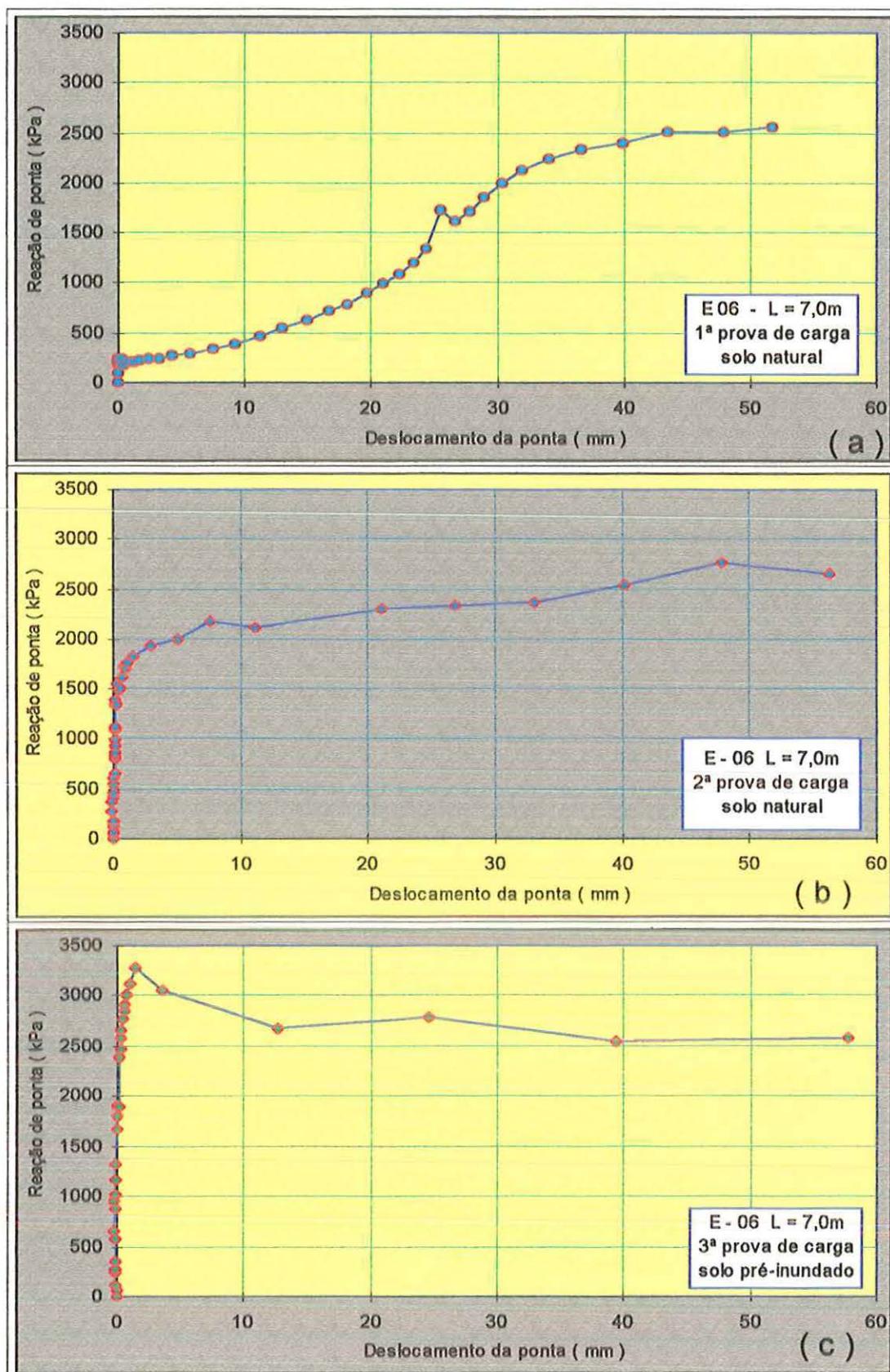


FIGURA 5.11: Reação de ponta da estaca em função do deslocamento da ponta.
E-06 - L = 7,0m.

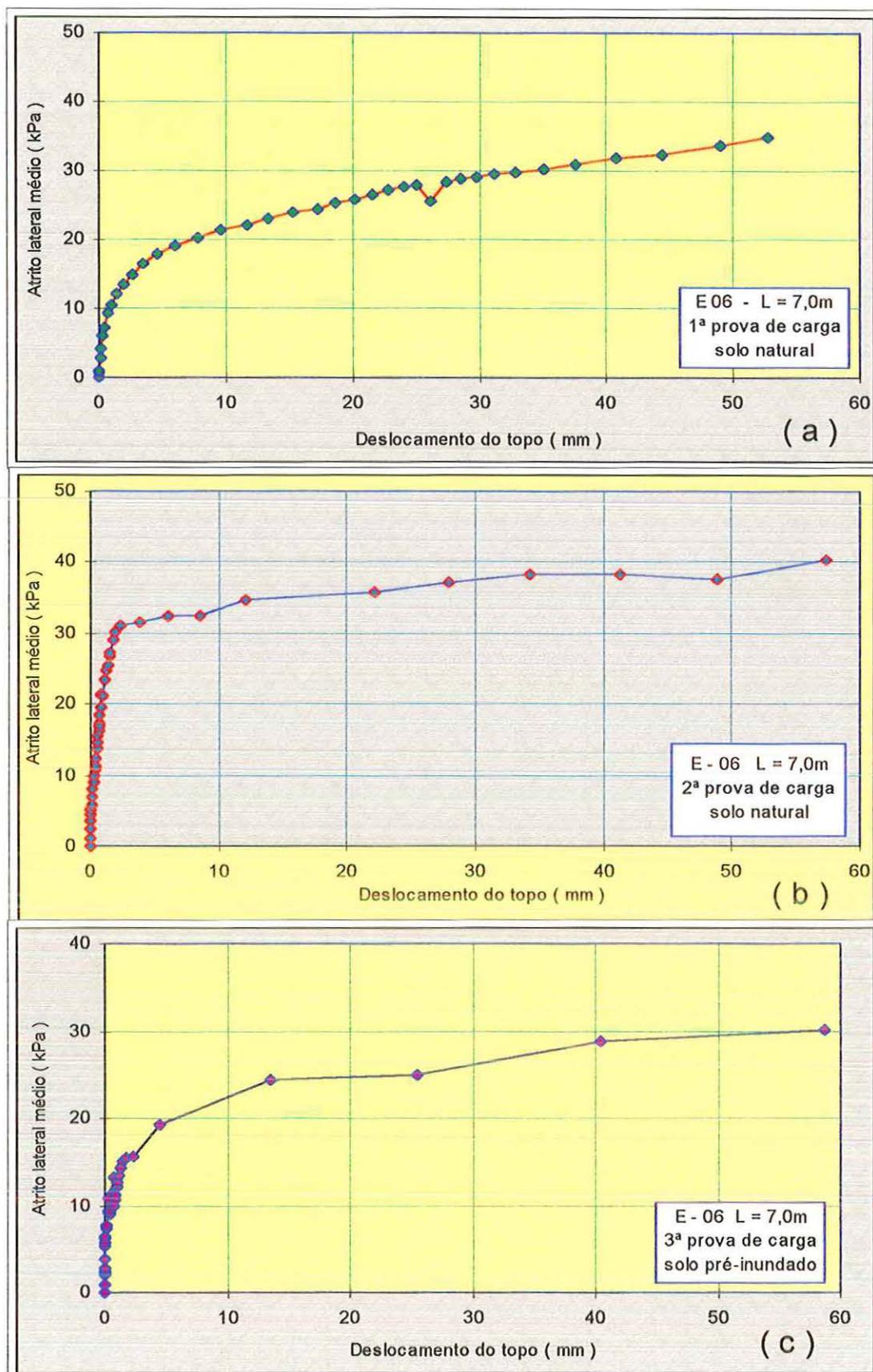


FIGURA 5.12: Atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca em função do deslocamento do topo. E-06 - L = 7,0m.

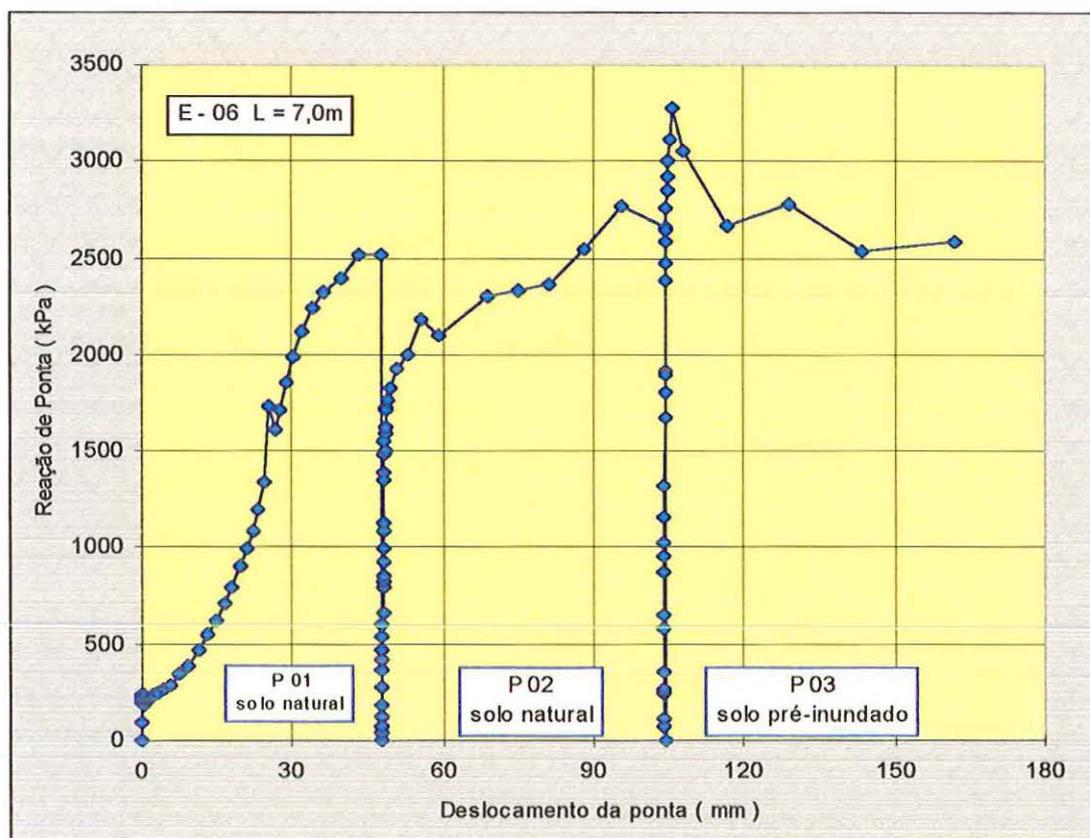


FIGURA 5.13: Curvas reação de ponta x deslocamento da ponta - estaca E-06.

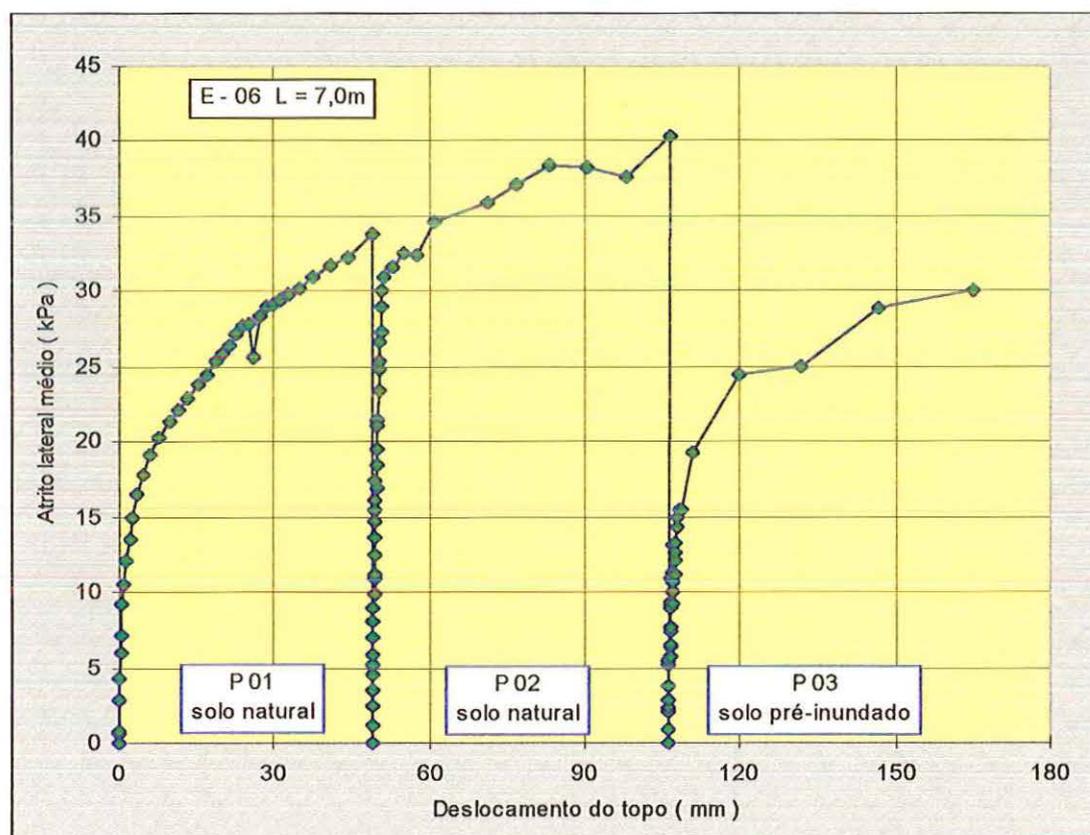


FIGURA 5.14: Curvas atrito lateral médio x deslocamento do topo - estaca E-06.

5.2.3. ESTACA DE 10,0m - E-03.

Na figura 5.15, são apresentadas as curvas de transferência de carga ao longo da profundidade, relativas as três provas de carga realizadas na estaca E-03 de 10,0m de comprimento. Os instrumentos instalados no terceiro nível, 5,00m, apresentaram defeitos a partir da segunda prova, não permitindo a obtenção dos esforços nesta cota. Na terceira prova, com solo pré-inundado, foram perdidas as informações de todos os níveis intermediários, 2,65; 5,00 e 7,35m, face aos prováveis danos ocorridos nos instrumentos instalados nessas posições.

As figuras 5.16 e 5.17 mostram as curvas reação de ponta x deslocamento da ponta e atrito lateral médio x deslocamento do topo, para cada prova de carga realizada na estaca E-03 de 10,0m de comprimento.

As figuras 5.18 e 5.19 apresentam o comportamento da reação da ponta com o deslocamento da ponta e do atrito lateral médio com o deslocamento do topo da estaca E-03, de 10,0m, submetida a sucessivas provas de carga.

a. Carga de ponta.

Na primeira prova de carga, com o solo no estado natural, observa-se uma crescente mobilização da resistência de ponta, com o deslocamento. Para um deslocamento de 25mm obtém-se, da figura 5.16a, uma resistência de ponta de 2.100kPa. Para deslocamentos em torno de 80mm a reação de ponta atinge cerca de 7000kPa.

Para a segunda prova de carga, com o solo natural, figura 5.16b, a resistência de ponta cresce até cerca de 2.300kPa, com pequenos deslocamentos, tende a saturação da ponta, mas em seguida continua a ocorrer um aumento com o deslocamento, atingindo um máximo de 7000kPa para um deslocamento próximo de 35mm

Para a terceira prova de carga, com pré-inundação do terreno, após um crescimento rápido da resistência de ponta para pequenos deslocamentos, até da ordem de 2mm, observa-se um indicativo de saturação da ponta para um valor próximo de 5.000kPa, mas em seguida há uma retomada do crescimento, até próximo de 7000kPa.

b. Atrito lateral

Para a primeira prova de carga, com o solo no estado natural, observa-se na figura 5.17a, uma rápida mobilização do atrito médio até um deslocamento do topo da ordem de 2 a 3mm, quando ocorre uma saturação em cerca de 24kPa. Para um deslocamento de 25mm, o atrito lateral médio mobilizado é cerca de 27kPa.

Para a segunda prova de carga, com o solo natural, figura 5.17b, há uma rápida mobilização do atrito lateral médio, até 2mm de deslocamento, para após haver sua saturação em 40kPa.

Na figura 5.17c, para a terceira prova de carga, com o solo pré-inundado, observa-se uma mobilização máxima do atrito médio em 30kPa para um deslocamento de 3mm, para depois haver uma estabilização em cerca de 28kPa, indicando uma perda de 30% em relação a segunda prova de carga.

Na distribuição de atrito lateral por trechos da estaca, conforme figuras em anexo, observa-se um valor maior de atrito mobilizado no trecho superior da estaca.

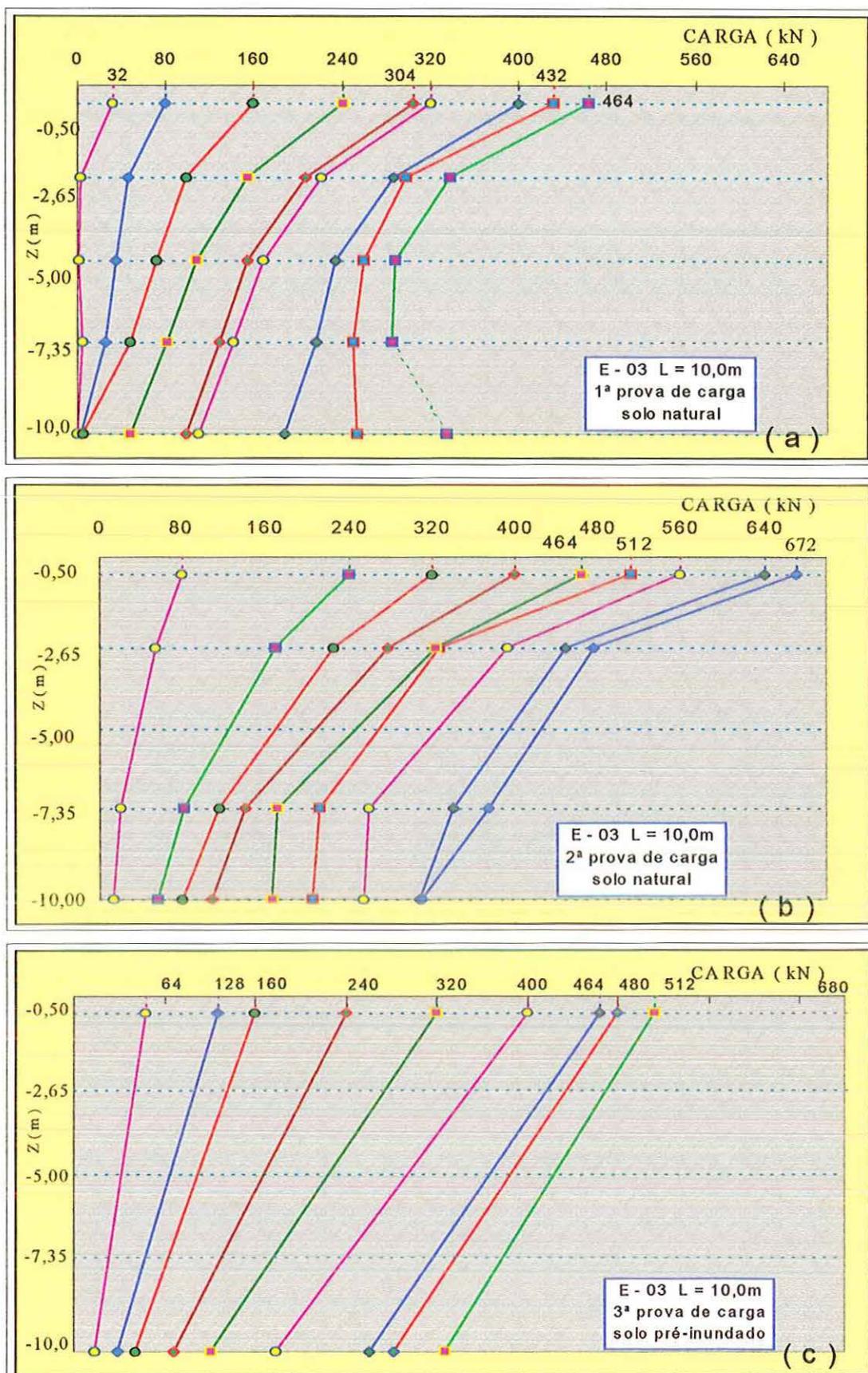


FIGURA 5.15: Transferência de carga ao longo da profundidade - estaca E-03.

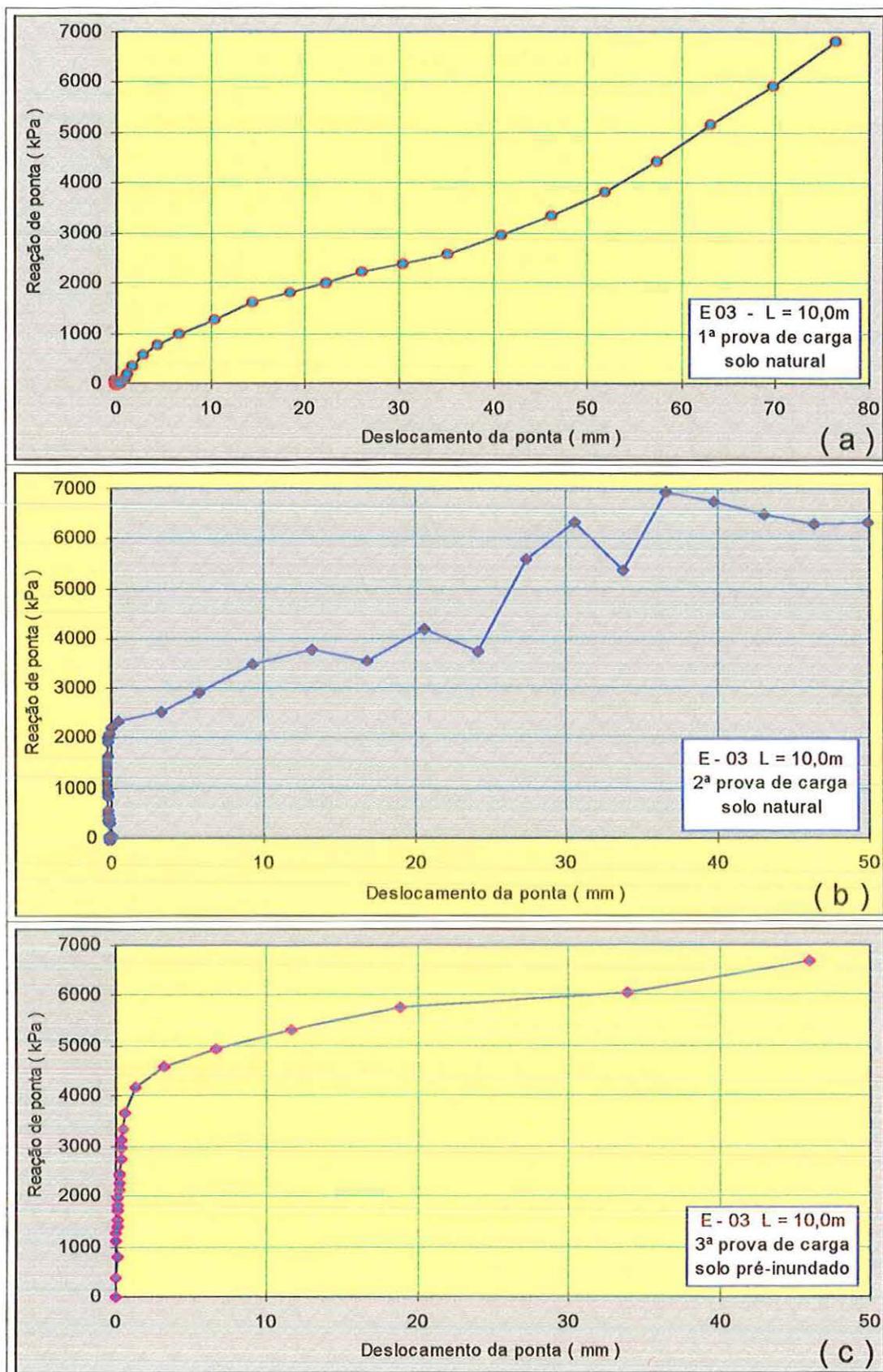


FIGURA 5.16: Reação de ponta da estaca em função do deslocamento da ponta.
E-03 - L = 10,0m.

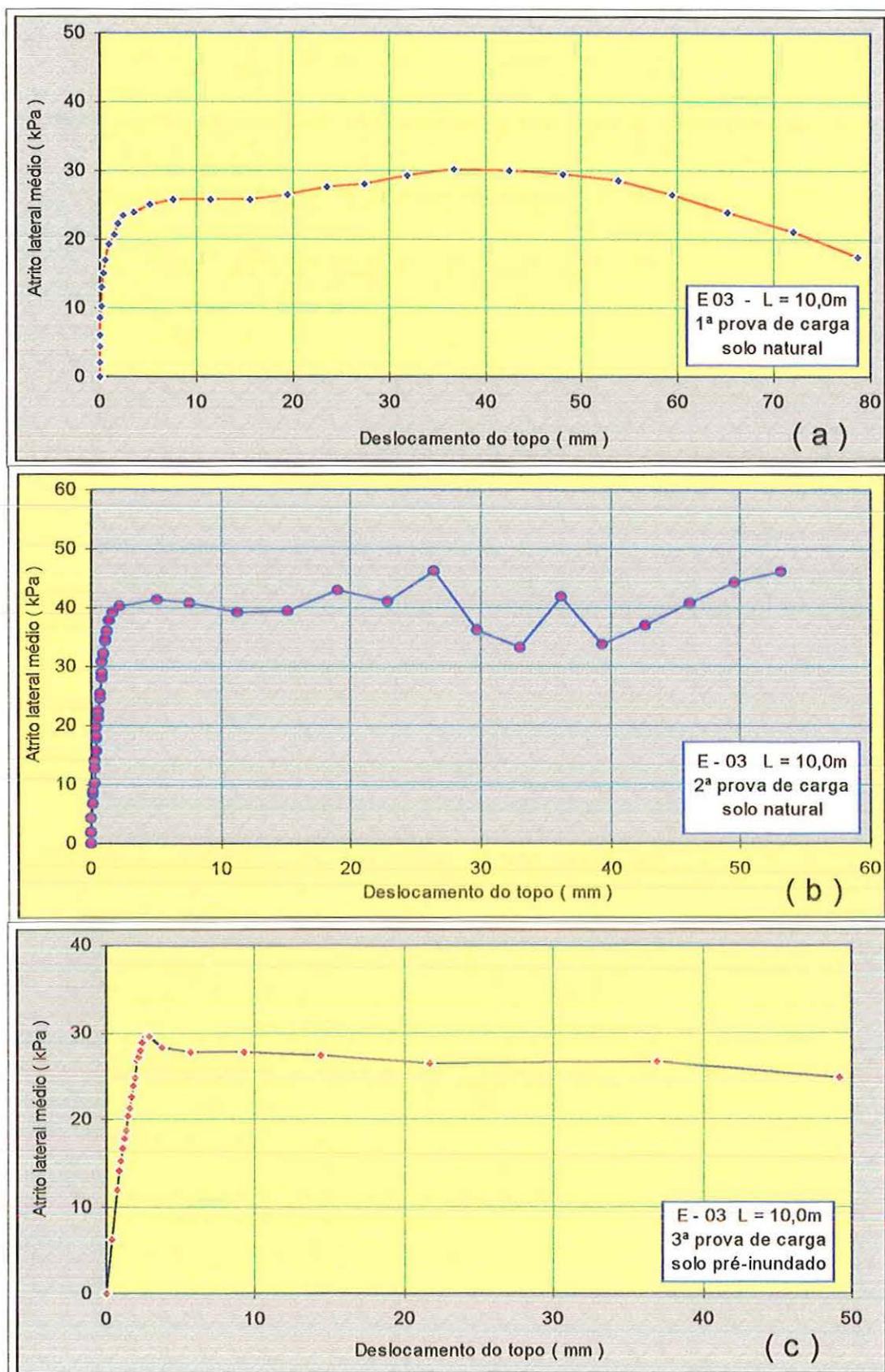


FIGURA 5.17: Atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca em função do deslocamento do topo. E-03 - L = 10,0m.

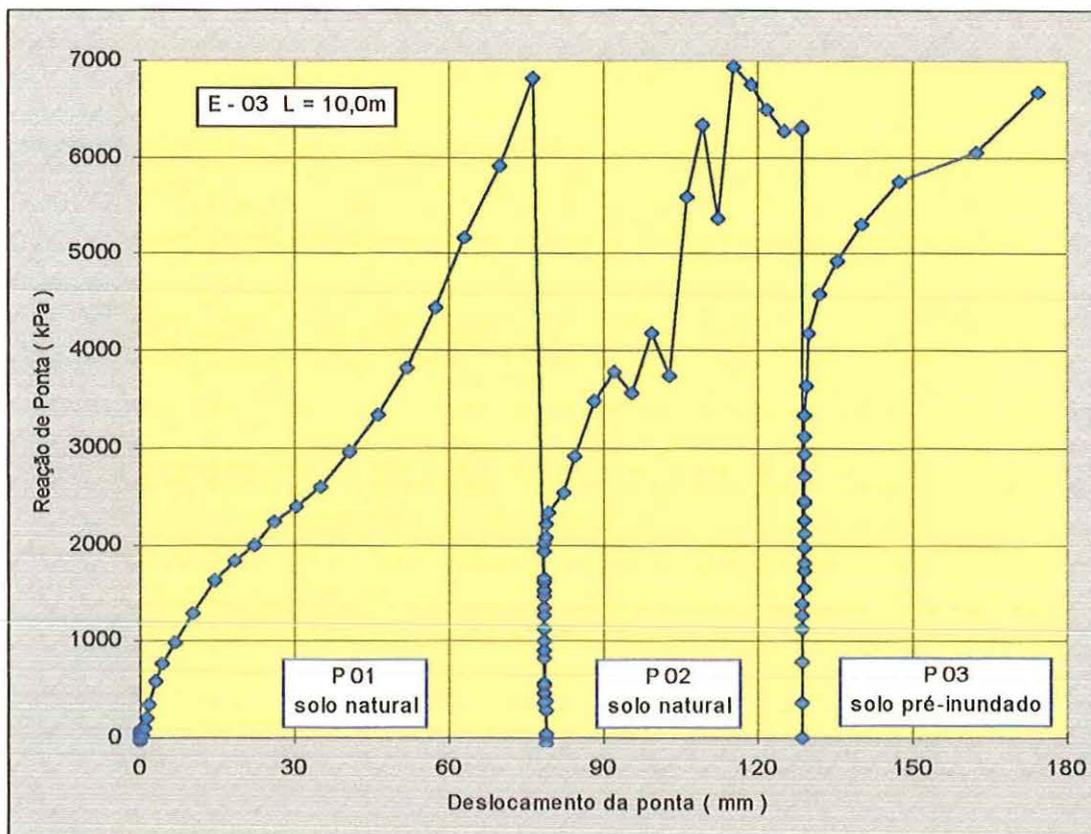


FIGURA 5.18: Curvas reação de ponta x deslocamento da ponta - estaca E-03.

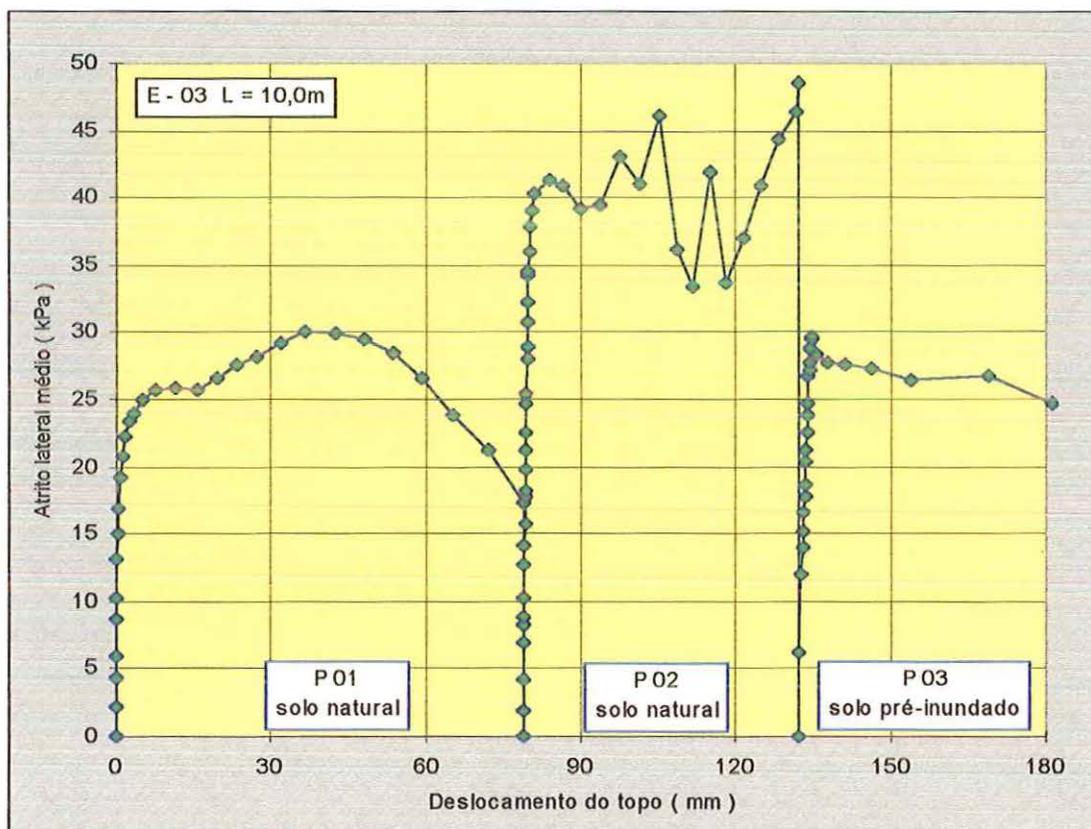


FIGURA 5.19: Curvas atrito lateral médio x deslocamento do topo estaca E-03.

5.2.4. ESTACA DE 10,0m - E-04.

Na figura 5.20, são apresentadas as curvas de transferência de carga ao longo da profundidade, relativas as três provas de carga realizadas na estaca E-04 de 10,0m de comprimento.

As figuras 5.21 e 5.22 mostram as curvas reação de ponta x deslocamento da ponta e atrito lateral médio x deslocamento do topo, para cada prova de carga realizada na estaca E-04 de 10,0m de comprimento.

As figuras 5.23 e 5.24 apresentam o comportamento da reação da ponta com o deslocamento da ponta e do atrito lateral médio com o deslocamento do topo da estaca E-04, de 10,0m, submetida a sucessivas provas de carga.

a. Carga de ponta.

Para a primeira prova de carga, com o solo no estado natural, observa-se uma discreta mobilização da resistência de ponta com o deslocamento. De acordo com a figura 5.21a, para 25mm, obtém-se uma resistência de ponta de 220kPa.

Para a segunda prova de carga, com o solo natural, não ocorre a saturação da ponta, observando-se um crescimento progressivo da resistência de ponta com o deslocamento. Segundo a figura 5.21b, para esta prova, com 25mm de deslocamento, obteve-se reação de ponta de 350kPa. Para deslocamento de 50mm a reação na ponta atinge 600kPa.

Observa-se tanto na primeira quanto na segunda prova, que a carga aplicada foi quase que totalmente absorvida por atrito lateral, sendo resistida pela ponta menos de 10% do total aplicado no topo. Nota-se que próximo da ruptura o atrito é praticamente uniforme ao longo do comprimento da estaca.

Na terceira prova de carga, o efeito da inundação do terreno não se fez notar na ponta, continuando a crescer a reação de ponta com o deslocamento, não se definindo uma saturação, atingindo uma tensão de 3000kPa para deslocamento de 50mm.

Nessa prova nota-se que até 13mm, a carga transmitida para a ponta é muito baixa. A partir desse valor, observa-se que todo incremento de carga é transferido para a ponta.

b. Atrito lateral

Para a primeira prova de carga, com o solo no estado natural, observa-se pela figura 5.22a, uma rápida mobilização do atrito lateral médio para pequenos deslocamentos do topo até cerca de 3mm. A partir daí, continua aumentando a mobilização, porém com grandes deslocamentos. Para 25mm, o atrito médio é da ordem de 30kPa, atingindo 38kPa para deslocamentos da ordem de 57mm.

Na figura 5.22b, para a segunda prova de carga, com o solo natural, observa-se um acentuado crescimento do atrito médio, até 3mm de deslocamento, para a partir daí haver uma tendência a saturação, com valor entre 40kPa e 50kPa.

Na terceira prova de carga, com o solo pré-inundado, figura 5.22c, observa-se um crescimento do atrito médio até 3mm, para após haver uma saturação em 26kPa, indicando uma redução de 35% devido a inundação do solo, em relação a segunda prova de carga.

Na distribuição do atrito lateral médio por trechos, figuras em anexo, verifica-se grande mobilização nos trechos superiores da estaca E-04 de 10,0m de comprimento.

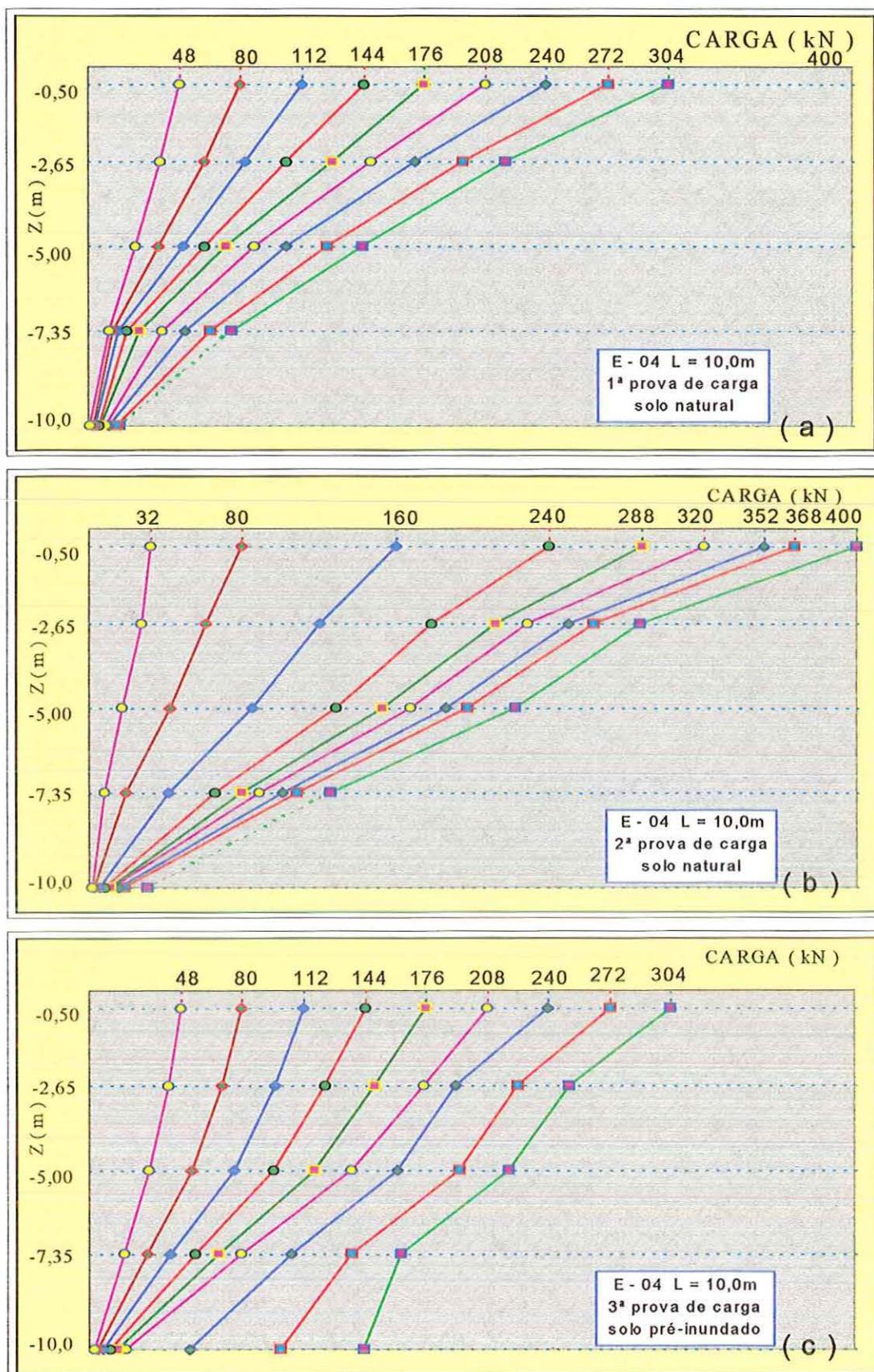


FIGURA 5.20: Transferência de carga ao longo da profundidade - estaca E-04.

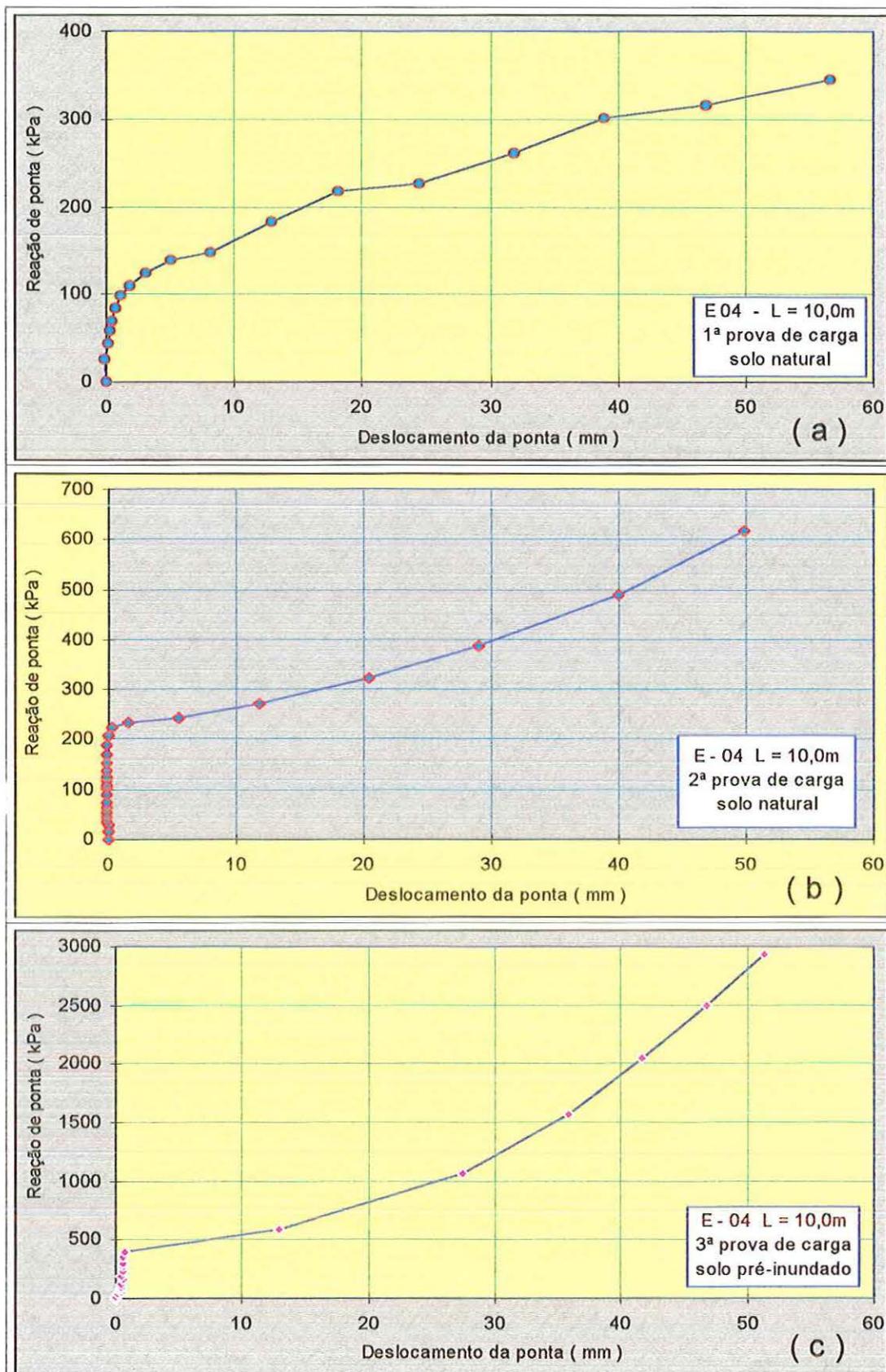


FIGURA 5.21: Reação de ponta da estaca em função do deslocamento da ponta E-04 - L = 10,0m.

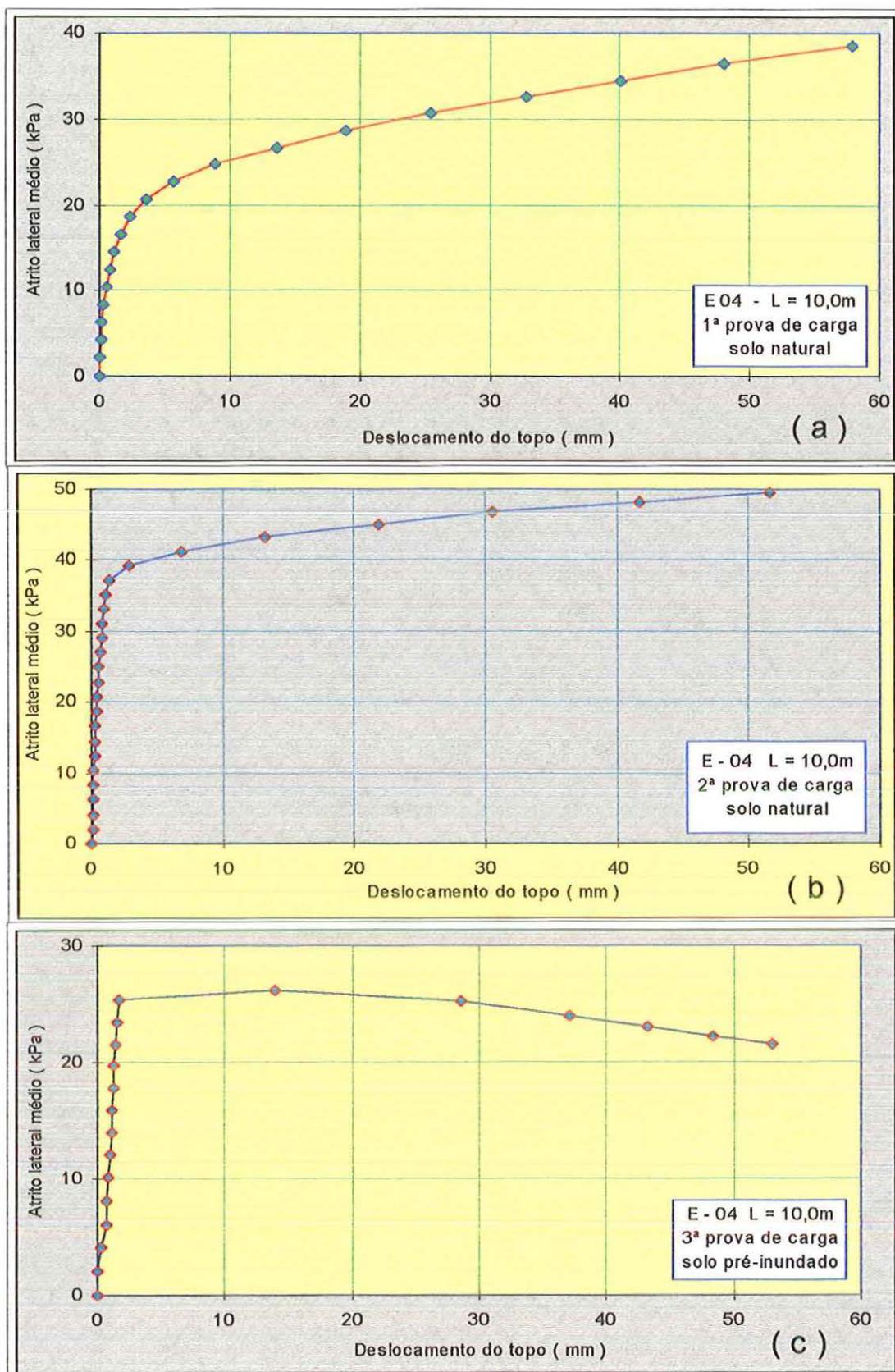


FIGURA 5.22: Atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca em função do deslocamento do topo. E-04 - L = 10,0m.

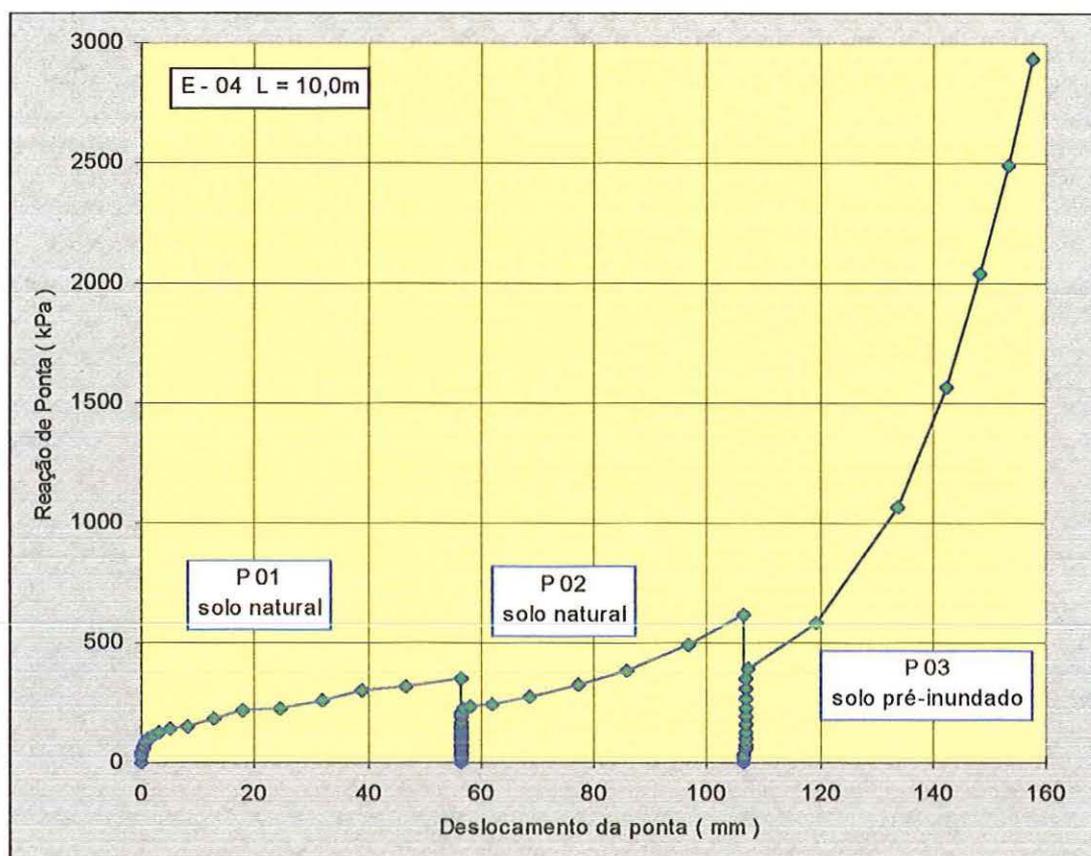


FIGURA 5.23: Curvas reação de ponta x deslocamento da ponta estaca E-04.

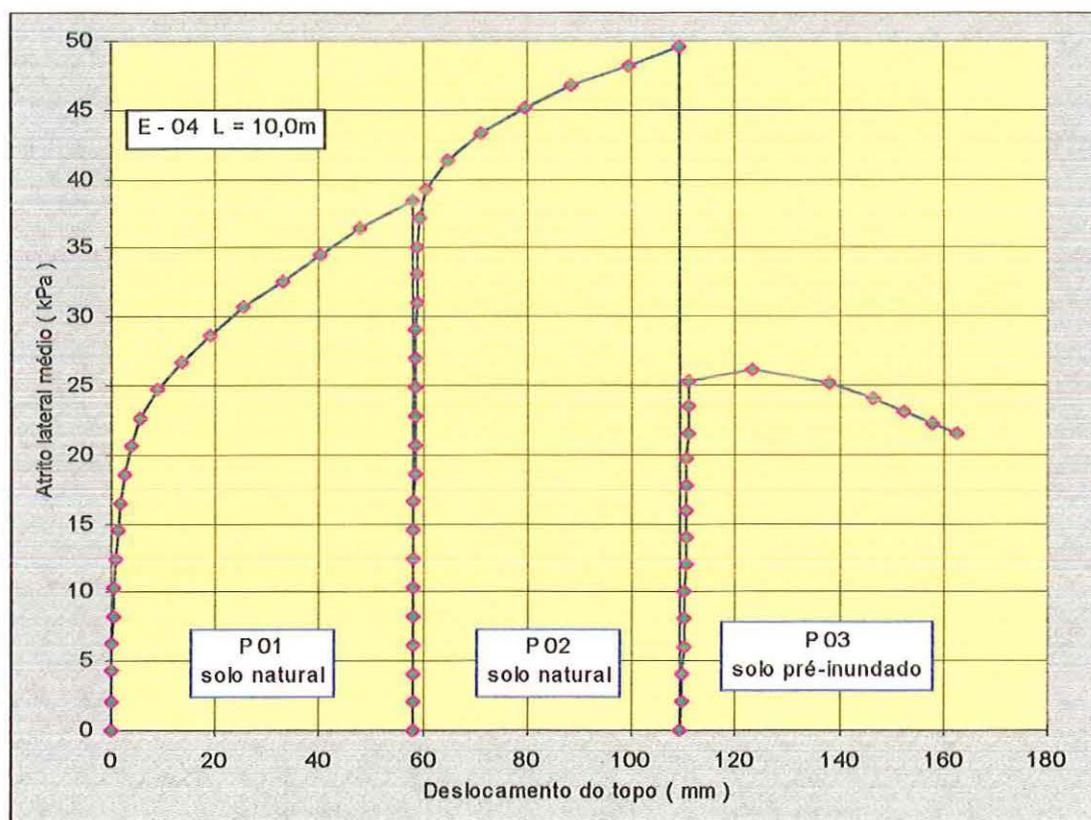


FIGURA 5.24: Curvas atrito lateral médio x deslocamento do topo estaca E-04.

5.3. ANÁLISE GLOBAL DOS RESULTADOS

5.3.1. ATRITO LATERAL

Observam-se rápidas mobilizações do atrito lateral médio para pequenos deslocamentos, para após um deslocamento da ordem de 2 a 3mm apresentar uma inflexão da curva, tendendo a uma assíntota horizontal. Na tabela 5.03, são apresentados os valores de atrito lateral médio obtidos nas três provas de carga de cada estaca, para um deslocamento do topo de 25mm.

TABELA 5.04. Valores do atrito lateral médio na ruptura para as estacas ensaiadas.

ESTACA	L (m)	f_{su_1} (kPa)	f_{su_2} (kPa)	f_{su_3} (kPa)	f_{su_2}/f_{su_1}	f_{su_3}/f_{su_2}
E - 02	4,0	28,5	37,0	3,5	1,30	0,09
E - 06	7,0	28,0	36,5	25,0	1,30	0,68
E - 03	10,0	28,0	41,0	26,5	1,46	0,65
E - 04	10,0	30,5	46,0	25,0	1,51	0,54
MÉDIA		28,8	40,1	20,0	1,39	0,49

Pelos dados obtidos observa-se que, na primeira prova de carga realizada em cada estaca, o atrito lateral médio ao longo do fuste apresenta pequena dispersão com o comprimento da estaca, com um valor médio da ordem de 29kPa.

Na segunda prova de carga realizada, observou-se um acréscimo no valor do atrito lateral médio, de 30% a 50%, sendo maior a variação para as estacas mais longas.

Na terceira prova de carga, com o solo previamente inundado, observa-se um atrito lateral médio mobilizado de 25,5kPa, à exceção da estaca de 4,0m, indicando reduções de 32 a 46%. Para todos os valores obtidos a redução média foi da ordem de 50%, em relação à segunda prova de carga.

Na distribuição do atrito lateral médio por trechos da estaca, a maior parcela do atrito é mobilizado no trecho superior. Tal fato se deve, provavelmente, ao ressecamento, que confere um significativo acréscimo da resistência da camada superficial desse solo, fato que não é detectado nos valores do SPT, cuja primeira amostragem ocorre entre as cotas -1,0m e -1,45m.

5.3.2. REAÇÃO DE PONTA.

Na primeira prova de carga, executada em cada estaca instrumentada, observa-se a necessidade de grandes deslocamentos para mobilização da resistência de ponta.

Nas estacas de 4,0 e 7,0m, para a segunda prova de carga, ocorre a saturação da resistência de ponta para deslocamentos da ordem de 3,0mm. Para as estacas de 10,0m, na segunda prova de carga, não ocorre a saturação da resistência de ponta, havendo um aumento progressivo desta resistência com o deslocamento.

Na terceira prova de carga, estando o solo previamente inundado, não houve indícios, em nenhuma das estacas, de uma diminuição da resistência de ponta, devido a colapsibilidade do solo. Isto provavelmente se deve ao fato do solo na região da ponta já ter sido modificado pelas duas provas anteriores. É de se esperar que numa estaca virgem, pré-inundada, o encharcamento provoque reduções na resistência de ponta.

Observa-se um comportamento diferenciado da estaca E-04, tanto na primeira como na segunda prova de carga, apresentando uma reação de ponta muito baixa, provavelmente, devido ao processo executivo da estaca, como o acúmulo de solo solto no fundo do furo, antes da concretagem.

Apresenta-se na tabela 5.04 as resistências de ponta mobilizadas, para um recalque de 25mm em cada prova de carga realizada. No cálculo das médias foi desprezado os valores relativos a estaca E-04.

TABELA 5.05. Valores da reação da ponta na ruptura convencional.

ESTACAS	L (m)	q_{u1} (kPa)	q_{u2} (kPa)	q_{u3} (kPa)	q_{u2}/q_{u1}	q_{u3}/q_{u2}
E - 02	4,0	400	1070	1150	2,68	1,07
E - 06	7,0	1800	2320	2780	1,29	1,20
E - 03	10,0	2100	3800	5800	1,81	1,53
E - 04	10,0	220	350	940	1,59	2,69
MÉDIAS		1433	2397	3243	1,93	1,27

Todas as relações q_{u2}/q_{u1} e q_{u3}/q_{u2} apresentam valores acima da unidade devido ao recarregamento das estacas. Nota-se, de forma geral, uma redução na taxa de crescimento da reação de ponta à medida que a estaca é submetida a novos ciclos de carga. Na estaca E-04, ocorre uma evolução contínua da mobilização da resistência de ponta.

5.3.3. CARGAS DE RUPTURA.

a) Valores Obtidos.

As curvas carga-recalque obtidas através das provas de carga com o solo natural não indicaram uma clara definição da ruptura. As análises efetuadas nos resultados da instrumentação e na aplicação das leis de Cambefort indicaram, para as estacas instrumentadas, uma ruptura para um recalque em torno de 26mm. Assim, adotou-se, para todas as estacas ensaiadas, como carga de ruptura convencional aquela correspondente a um deslocamento de 10% do diâmetro, equivalente a 25mm.

Dos valores apresentados na tabela 5.02, verifica-se que:

- para as estacas de 4,0m, na primeira prova de carga, a carga de ruptura variou de 55kN a 135kN, com um valor médio de 96kN;
- para as estacas de 7,0m a carga de ruptura variou de 209kN a 337kN, com valor médio de 277kN;
- para as estacas de 10,0m a carga de ruptura variou de 238kN a 652kN, apresentando um valor médio de 400kN.

A figura 5.25 mostra os valores da carga de ruptura convencional em função de seus respectivos comprimentos. São também representados os limites superior e inferior destes valores. A variação do valor médio da carga de ruptura é aproximadamente linear com o comprimento da estaca.

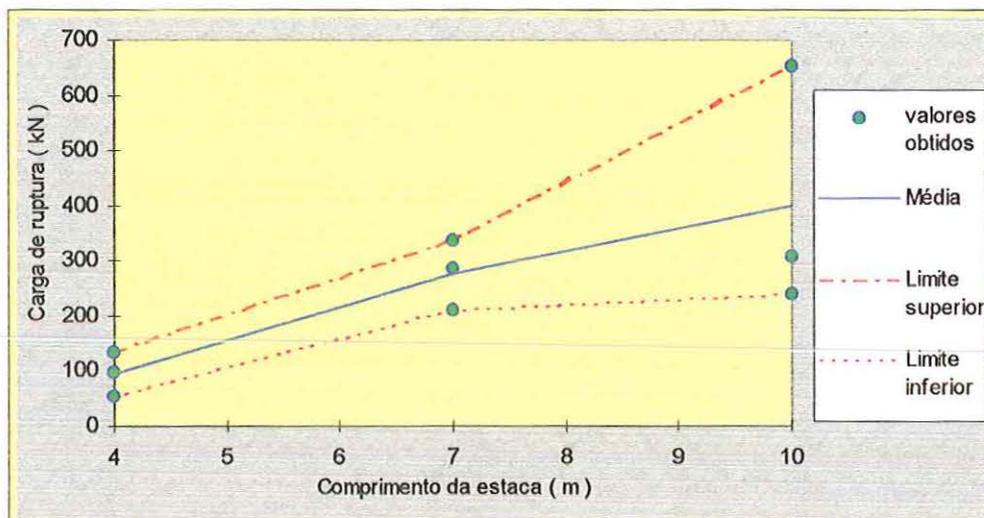


FIGURA 5.25: Valores de carga de ruptura em função do comprimento da estaca.

Na estaca E-11, o máximo deslocamento atingido foi da ordem de 11mm, para uma carga aplicada de 800kN, equivalente a máxima capacidade de carga do sistema de reação. A estimativa da carga de ruptura, correspondente a 25mm, obtida através de prolongamento da curva carga-recalque, fornece o valor de 1400kN, muito superior aos valores obtidos nas outras provas e esperado para esse comprimento de estaca.

As cargas de ruptura obtidas, para as primeiras provas de carga, apresentaram uma grande dispersão. Este fato pode ser devido a anomalias do solo na região da ponta da estaca ou solo solto no fundo do furo, proveniente da queda de solo eventualmente ocorrida quando da colocação da armadura. Também, a vibração do tripé e cabo de aço podem produzir pequenas excentricidades do soquete em relação ao eixo da estaca, resultando uma perfuração com alguma conicidade ou irregularidade nas paredes do furo.

Valores discrepantes neste tipo de estaca também foram obtidos por LOBO (1991); CARNEIRO (1994) e SEGANTINI & CARVALHO (1994). Estes fatos indicam o cuidado e destacam a cautela que deve nortear a determinação da capacidade de carga para este tipo de fundação

Devido a inundação prévia do terreno, a redução da carga de ruptura da segunda para a terceira prova de carga, para as estacas de 4,0m, 7,0m e 10,0m foram em média, respectivamente, 47%, 26% e 39%. Considerando-se que nestas provas com o solo inundado, a resistência de ponta já havia sido previamente mobilizada, é de se esperar que para uma primeira prova de carga na estaca, nestas condições, a redução na capacidade de carga seja maior que os valores encontrados.

b) Valores Previstos.

Dos métodos de estimativa da carga última de estacas, consagrados na mecânica dos solos, nenhum foi feito para as estacas apiloadas. Assim, com algumas adaptações, tem sido freqüente a utilização dos métodos de AOKI & VELLOSO (1975) e DÉCOURT-QUARESMA (1978), para previsão da capacidade de carga deste tipo de estaca.

Na tabela 5.06, são fornecidos os valores médios do atrito lateral (f_{su}), na ligação estaca-solo obtidos nas provas de carga, os valores do atrito na luva de Begemann através do ensaio de cone (f_c), o atrito obtido a partir do torque no ensaio SPT-T e os atritos previstos pelos métodos de Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso. Para o segundo método, adotou-se os coeficientes F1 e F2 de estacas pré-moldadas.

TABELA 5.06: Valores médios do atrito lateral obtidos nas provas de carga, nos ensaios SPT-T e CPT e os atritos previstos por métodos empíricos.

L (m)	$f_{u,DQ}$ (kPa)	$f_{u,AV,SPT}$ (kPa)	$f_{u,AV,CPT}$ (kPa)	f_T (kPa)	f_c (kPa)	f_{su} (kPa)
4,0	20,0	15,4	9,3	16,0	35,5	28,5
7,0	23,6	21,1	10,1	22,9	37,5	28,0
10,0	27,3	26,7	14,3	31,0	53,1	29,3
MÉDIAS	23,6	21,1	11,2	23,3	42,0	28,6

Na tabela 5.07, apresenta-se uma comparação dos atritos medidos nas provas de carga (f_{su}), com os valores médios obtidos pelos ensaios CPT (f_c) e SPT-T (f_T) e com os previstos por Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso.

TABELA 5.07: Relações entre os atritos laterais medidos e obtidos através de ensaios e métodos empíricos.

L (m)	f_{su}/f_c	f_{su}/f_T	f_T/f_c	$f_{su}/f_{u_{DQ}}$	$f_{su}/f_{u_{AV,SPT}}$	$f_{su}/f_{u_{AV,CPT}}$
4,0	0,80	1,78	0,45	1,43	1,85	3,06
7,0	0,75	1,22	0,61	1,19	1,33	2,77
10,0	0,55	0,95	0,58	1,07	1,10	2,05
MÉDIA	0,70	1,32	0,55	1,23	1,43	2,63

Das tabelas 5.06 e 5.07, para os valores médios, observa-se que:

- os valores obtidos pelo método de Décourt-Quaresma, são os que mais se aproximam dos valores obtidos nas provas de carga, tendo em vista ser o único método aplicável a este tipo de estaca. Destaque-se que o método de Aoki-Velloso, não contempla este tipo de estaca, tendo-se efetuado adaptações para sua utilização.
- os valores do atrito obtidos através do torque e cone, nos ensaios SPT-T e CPT, respectivamente, se relacionam através da expressão:

$$f_T = 0,55. f_c$$

- os valores de atrito lateral (f_{su}) obtidos nas provas de carga através de instrumentação relacionam-se com os valores de atrito obtidos na luva de Begemann (f_c) pela expressão:

$$f_{su} = 0,70. f_c$$

- Os valores de atrito lateral (f_{su}) obtidos nas provas de carga através de instrumentação relacionam-se com os valores de atrito obtidos através do torque do ensaio SPT-T pela equação:

$$f_{su} = 1,32. fT$$

- pelo método de Décourt-Quaresma os atritos médios são dados pela relação:

$$f_{su} = 1,23. f_{u_{DQ}}$$

- os valores de atrito lateral (f_{su}) obtidos relacionam-se com os valores de atrito estimados pelo método de Aoki-Velloso (SPT), pela expressão:

$$f_{su} = 1,43. f_{u_{AV,SPT}}$$

- os valores de atrito lateral médio (f_{su}) obtidos relacionam-se com os valores de atrito estimados pelo método de Aoki-Velloso (CPT), pela equação:

$$f_{su} = 2,63. f_{u_{AV,CPT}}$$

Na tabela 5.08, são apresentados os valores da resistência de ponta previstos pelos métodos de Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso, bem como os obtidos através das provas de carga realizadas.

TABELA 5.08: Valores da resistência de ponta previstos por métodos empíricos e obtidos em provas de carga.

L (m)	$q_{u_{DQ}}$ (kPa)	$q_{u_{AVSPT}}$ (kPa)	$q_{u_{AVCPT}}$ (kPa)	q_c (kPa)	q_u (kPa)
4,0	1427	1372	1493	2612	400
7,0	2667	2504	1746	3055	1800
10,0	3640	2641	2900	5075	2100
MÉDIAS	2578	2172	2046	3581	1433

De forma geral, os valores da resistência de ponta obtidos, para a primeira prova de carga em cada estaca instrumentada, são menores que os previstos pelos métodos utilizados. Tal fato se deve, provavelmente, pela pequena mobilização de ponta verificada nos primeiros ensaios.

Na tabela 5.09, são apresentados os valores da carga de ruptura convencional obtidos nas provas de carga e os valores previstos pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

TABELA 5.09: Valores da carga de ruptura obtida das provas de carga e os previstos por Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

L (m)	Q_{UDQ} (kN)	$Q_{UAV,SPT}$ (kN)	$Q_{UAV,CPT}$ (kN)	Q_{U1} (kN)
4,0	125	109	98	96
7,0	252	231	138	277
10,0	381	329	248	400

Na figura 5.26 são representados os valores previstos pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma em relação as cargas de ruptura obtidas nos ensaios.

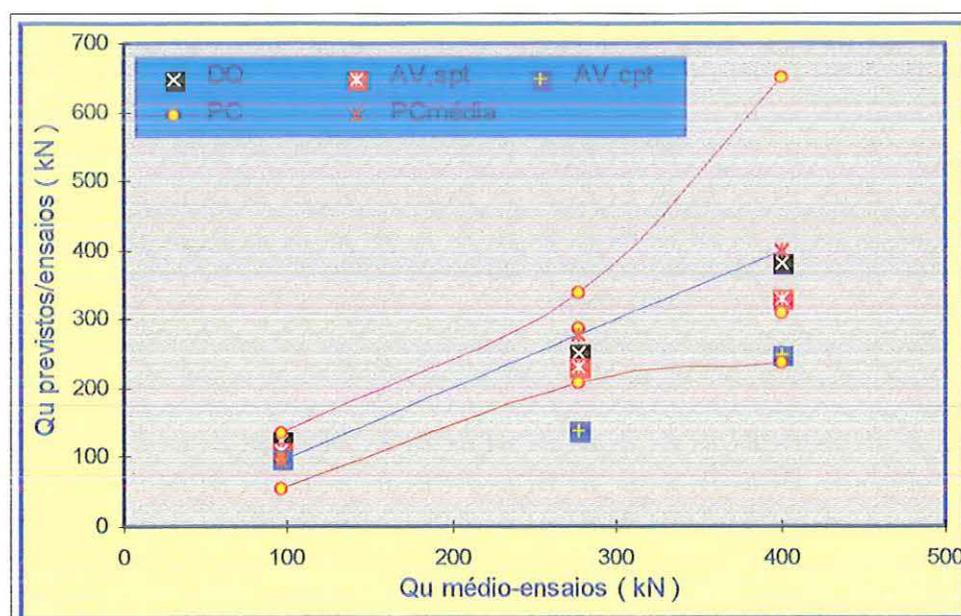


FIGURA 5.26: Comparação da capacidade de carga previstas por métodos empíricos e os obtidos em provas de carga.

Verifica-se que a capacidade de carga prevista pelo método de Décourt-Quaresma apresenta valores próximos dos obtidos nas provas de carga. Uma comparação com os valores estimados pelo método de Aoki-Velloso fica prejudicada, tendo em vista adaptações efetuadas para sua aplicação neste tipo de estaca.

5.4. DESEMPENHO DA INSTRUMENTAÇÃO.

Na figura 5.27, são apresentadas curvas típicas das cargas médias nos cinco níveis instrumentados, em função da carga aplicada no topo da estaca, para a primeira prova de carga, executada na estaca E - 04, com 10,0m de comprimento.

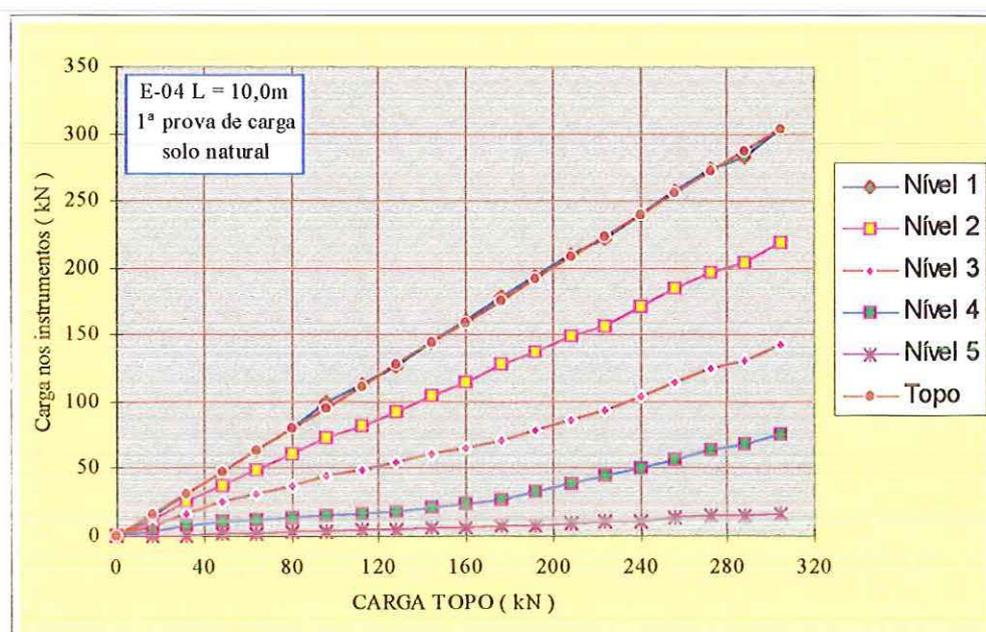


FIGURA 5.27: Variação da carga média nos níveis instrumentados, em função da carga aplicada no topo da estaca.

Nas figuras 5.28a a 5.28e, são representadas as curvas típicas das cargas médias obtidas nos pares de instrumentos instalados nos cinco níveis, nas bainhas I e J, da estaca E-04, em função da carga aplicada no topo da estaca. Nesta estaca não se perdeu nenhum instrumento, em virtude do aprimoramento da nata utilizada.

Pela coerência dos valores de módulo de elasticidade obtidos e pela concordância das curvas apresentadas nas figuras, constata-se o bom desempenho da instrumentação utilizada.

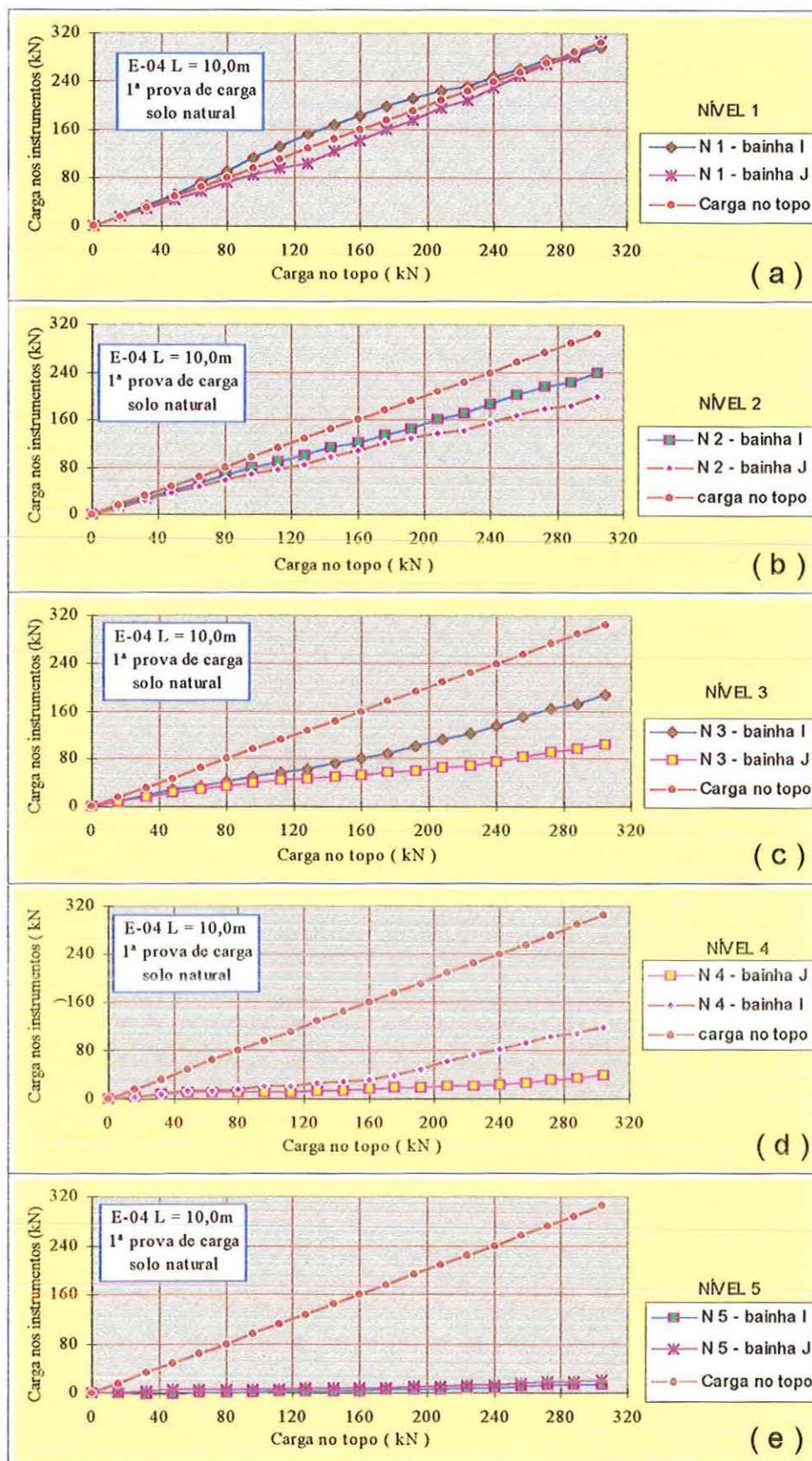


FIGURA 5.28: Variação da carga média por bainha e por nível instrumentado em função da carga aplicada no topo da estaca.

6. CONCLUSÕES.

1. O solo desta região apresenta SPT e torque crescendo de forma praticamente linear com a profundidade até aproximadamente 10 a 12m. A partir desta cota ocorre um crescimento mais acentuado até atingir-se camadas impenetráveis a percussão, devido, provavelmente, a lixiviação de finos para camadas mais profundas do solo.
2. O valor de q_c cresce linearmente com a profundidade até cerca de 15m, enquanto o f_c apresenta-se praticamente constante até 7,0m, crescendo a partir daí com a profundidade
3. As investigações geotécnicas realizadas indicam ser o solo do campo experimental de fundações representativo do solo típico da região de Bauru e grande área do Estado de São Paulo.
4. Os valores de $k = q_c/N$ e $\alpha = f_c/q_c$ obtidos para o solo local, apresentam boa concordância com os existentes na literatura, principalmente com os propostos por AOKI-VELLOSO (1975).
5. Os valores do atrito obtidos através do torque e cone, nos ensaios SPT-T e CPT, respectivamente, se relacionam através da expressão:

$$fT = 0,55. f_c$$

6. Os valores de atrito lateral (f_{su}), obtidos nas provas de carga através de instrumentação, correlacionam-se com os valores de atrito obtidos na luva de Begemann (f_c) através da expressão:

$$f_{su} = 0,70. f_c$$

7. Os valores de atrito lateral (f_{su}), obtidos nas provas de carga através de instrumentação, relacionam-se com os valores de atrito obtidos através do torque do ensaio SPT-T pela equação:

$$f_{su} = 1,32 \cdot fT$$

8. As curvas carga-deslocamento, obtidas através de provas de carga rápida realizadas, não apresentam uma clara definição de ruptura. Numa segunda prova de carga, na mesma estaca, a curva carga-deslocamento, praticamente, não apresenta deslocamentos até a carga máxima aplicada na prova anterior, para a partir daí seguir o prolongamento da direção da curva da primeira prova.
9. Os valores da carga de ruptura convencional, correspondente a D/10, obtidos a partir da primeira prova de carga em cada estaca, variam de 55 a 135kN, com valor médio de 96kN, para as estacas de 4,0m; de 209 a 337kN, com valor médio de 277kN, para as estacas de 7,0m e de 238 a 652kN, com média de 400kN para as de 10,0m. Essa dispersão verificada indica a necessidade de cautela na definição de uma carga de trabalho para este tipo de fundação. Generalizações devem ser evitadas quando se dispõe de um pequeno número de provas de carga.
10. A inundação prévia do terreno, efetuada na terceira prova de carga, provocou reduções médias de 47%, 26% e 39% nas cargas de ruptura das estacas de 4,0, 7,0 e 10,0m, respectivamente, com um valor médio de 37%. Como na situação destas provas, o solo da ponta já havia sido alterado devido as provas anteriores, é de se esperar que estas reduções sejam maiores, em um caso prático, em que um elemento de fundação não foi submetido a ciclos de carga e descarga.
11. O atrito lateral médio, obtido através das estacas instrumentadas, sofre acréscimos significativos para pequenos deslocamentos, para depois atingir a saturação. Para as primeiras provas de carga, os valores obtidos para a carga de ruptura convencional, recalque correspondente a 10% do diâmetro, são: 28,5kPa; 28,0kPa; 28,0kPa e 30,5kPa, com média de 28,8kPa. Esses valores praticamente não apresentam dispersão, independentemente do comprimento das estacas.

12. A perda de atrito lateral médio devido a inundação do terreno foi de 90,5%, para a estaca de 4,0m, indicando o grande perigo da utilização de estacas curtas nesse tipo de solo. Para as estacas de 7,0m e as duas de 10,0m, a redução, em relação a segunda prova de carga, devido ao encharcamento do terreno foi de 31,5, 35,4% e 45,7%, respectivamente.
13. A distribuição do atrito lateral médio por trechos instrumentados, apresenta valores maiores no trecho superior das estaca, diminuindo com a profundidade, contrariando as expectativas em virtude do SPT ser crescente com a profundidade..
14. Para a primeira prova de carga, realizada em cada estaca, observou-se a necessidade de grandes deslocamentos, maiores que 10% do diâmetro, para mobilização plena da resistência de ponta.
15. Na segunda prova de carga de cada estaca, os recalques são muito pequenos até atingir-se um valor correspondente a carga máxima aplicada na prova anterior, e a partir de cerca de 3mm de deslocamento, nota-se uma significativa evolução na carga de ponta mobilizada.
16. A previsão da capacidade de carga pelo método de Décourt-Quaresma apresenta boa concordância com os valores médios obtidos nas provas de carga.
17. Os valores médios de K e α propostos para este tipo de solo são:

$$K = 570\text{kPa}$$

$$\alpha = 2,3\%$$

18. Para a previsão da capacidade de carga, pelo método de Aoki-Velloso, para estacas apiloadas, os valores de F_1 e F_2 propostos são:

$$F_1 = 0,7$$

e

$$F_2 = 1,4$$

O desenvolvimento desta pesquisa possibilitou a implantação do Campo Experimental de Engenharia Civil no Câmpus da Unesp de Bauru. Seu desenvolvimento foi possível graças ao envolvimento de pessoal e equipamentos das três universidades estaduais paulistas.

Os resultados obtidos nesta pesquisa, para este tipo de estaca, largamente utilizada no interior de São Paulo e outros estados, somam-se a outros trabalhos desenvolvidos na Escola de Engenharia de São Carlos, pioneira no estudo de estacas apiloadas.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- ABELEV, Y.M. & ASKALONOV, V.V. (1957). The Stabilization of Foundations of Structures on Loess Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, London, 1957. Proceedings. London. v.1, pp.259-263.
- AFLITOS , A.A.O.; PEREIRA, J.H.F.; CARVALHO, J.C. & MENDONÇA M.B. (1990). Projeto Formoso A - Implantação de obras localizadas com fundação em solos colapsíveis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.101-108.
- AGNELLI, N. (1992). *Estudo da colapsividade do solo de Bauru através de provas de carga diretas*. São Carlos. Dissertação - Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 172p.
- AGNELLI, N. (1997). *Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas*. São Carlos. Tese - Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 219p.
- ALONSO, U.R. (1997). Provas de carga em estacas - Evolução dos ensaios e das normas. Publicação ABMS-SP, 1997. 30p.
- ALBIERO, J.H. (1972). *Comportamento de estacas escavadas, moldadas "in-loco"*. São Carlos. Tese - Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 108p.
- ALBIERO, J.H. (1990). *O emprego de fórmulas empíricas na previsão da carga última de estacas*. São Carlos. Tese - Livre Docência - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 253p.

- ALBIERO, J.H. (1990). Correlação Entre Resistência de Cone (Q_c) e Resistência a Penetração (SPT), para Solos Lateríticos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.187-194.
- ALBIERO, J.H. (1990). Análise do Emprego de Fórmulas Empíricas na Previsão de Carga Última de Estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.501-512.
- ALBIERO, J.H., CARVALHO, D. & LOBO, A.S. (1993). *Solos do Interior de São Paulo.* São Carlos, Publicação Mesa Redonda. EESC-USP, Cap. 9: Fundações p.243-275.
- ALBUQUERQUE, P.J.R. (1996). *Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas.* Campinas. Dissertação - Mestrado - Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. 197p.
- ALONSO, U.R. (1980). Correlações entre Resultados de Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica para a Cidade de São Paulo. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.3, p.19-25.
- ALONSO, U.R. (1981) Estimativa da Curva Carga x Recalque de Estacas Escavadas a Partir dos Resultados de Sondagens à Percussão. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.4, nº 3, p.19-32.
- ALONSO, U.R. (1983). Estimativa de Transferência de Carga de Estacas Escavadas a Partir do SPT. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.6, nº 1, p.21-27.
- ALONSO, U.R. (1991). Carga Admissível de Estacas Utilizando-se o Ensaio CPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE II), São Paulo, 1991. Anais. v.2, p.313-333.
- ALONSO, U.R.(1996) Estimativa da Adesão em Estacas a partir do Atrito Lateral Medido com o Torque no Ensaio SPT-T. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.19, p.81-84.
- AMARAL, A.B.T. (1982). Capacidade de Carga de Estacas em Solos Argilosos da Formação Guabirotuba. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda/Recife, 1982. Anais. Olinda/Recife. ABMS. v.II, p.9-18.

- AOKI, N. (1982). Relatório Geral. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda/Recife, 1982. Anais. Olinda/Recife. ABMS. v.VII, p.101-148.
- AOKI, N. (1985). Critérios de Projeto de Estacas Escavadas. In SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1, (SEFE I), São Paulo, 1985. Anais. v.1, p.23-38.
- AOKI, N. (1987). Fundações Profundas com Capacidades de Carga Garantidas. In: III CICLO DE PALESTRAS DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Curitiba. 56p.
- AOKI, N. & VELLOSO, P.A. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, Buenos Aires, 1975. Anais. Buenos Aires, Sociedad Argentina de Mecânica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. v.5, p.367-376.
- ARAGÃO, C.J.G. & MELO, A.C. (1982) Fundações Rasas. Um Caso no Semi-Árido de Pernambuco. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda/Recife, 1982. Anais. Olinda/Recife. ABMS. v.II, p.19-40.
- ARAKI, M.S. (1997). *Aspectos Relativos as Propriedades dos Solos Colapsíveis do Distrito Federal*. Dissertação - Mestrado - Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121p.
- AZEVEDO JR, N. & NIYAMA, S. (1990). Determinação do Módulo de Elasticidade de Estacas de Concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.519-522.
- BARATA, F.E.; PACHECO, M.P. & DANZIGER, F.A.B. (1978). Provas de carga à tração em tubulões e sapatas executados em solo residual. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6, Rio de Janeiro, 1978. Anais. Rio de Janeiro, ABMS,. v.3, p.1-37.
- BENVENUTO, C. (1982). *Uma avaliação teórico-experimental do comportamento de alguns solos colapsíveis*. Dissertação-Mestrado- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 149p.

- BEREZANTZEV, V.G.; KRISTOFOROV, V.S. & GOLUBKOV, V.N. (1961). Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, Paris, 1961. Proceedings. Paris. v.2, p.11-15.
- BHANDARI, R.K.M. (1989). Field Loading Tests on Instrumented Piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, Rio de Janeiro, 1989. Proceedings. Rio de Janeiro. v.2, p.1185-1187.
- BURIN, S.M.B. & MAFFEI, C.E.M. (1989). Interpretação de provas de carga axiais em estacas a partir de um modelo consistente. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.12, p.6-18.
- BURLAND, J.B.; BROMS, B.B. & MELLO, V.F.B. (1977). Behaviour of Foundations and Structures. State of the art Report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9, Tokyo, 1977. Proceedings. Tokio. v.3, p.495-546.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.(1994). Considerações sobre o Estudo e Análise do Colapso de Solos Porosos Naturais. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife, 1994. Anais. Recife. AMSF-UFPE/ABMS-NE. p.99-104.
- CAMPELLO, N.S. (1994). *Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração em solo colapsível*. Dissertação-Mestrado- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 139p.
- CARNEIRO, B.J.I (1994). *Comportamento de estacas apiloadas em solo Colapsível*. São Carlos. Dissertação - Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 108p.
- CARNEIRO, B.J.I. & CINTRA, J.C.A. (1994). Comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS,. v.1, p.89-94.
- CARVALHO, D. (1991). *Análise de Cargas Últimas à Tração de Estacas Escavadas, Instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos-SP*. São Carlos. Tese - Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 204p.

- CARVALHO, D & SILVA, M.T. (1994). Avaliação do Comportamento de Fundações em Solo Cimento Através de Provas de Carga. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS,. v.1, p.74-80.
- CARVALHO, D. & SOUZA, A. (1990). Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.109-114.
- CARVALHO, D.; MANTILLA, J.N.R.; ALBIERO, J.H. & CINTRA, J.C.A. (1991). Provas de Carga à Tração e à Compressão em Estacas Instrumentadas do Tipo Raiz. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE II), São Paulo, 1991. Anais. São Paulo, ABMS. v.1, p.79-87.
- CAVAGUTI, N. (1981). *Geologia, Estruturas e Características Hidrogeológicas Mesozóicas da Região de Bauru-SP*. Bauru. Tese - Doutorado - Faculdade de Filosofia Ciências e Letras. 169 p.
- CINTRA, J.C.A. (1995). *Fundações em Solos Colapsíveis*. São Carlos. Tese - Livre-Docência - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 124p.
- CINTRA, J.C.A. & ALBIERO, J.H. (1985). Capacidade de Carga de Estacas. Publicação EESC/USP- São Carlos, 1985. 15p.
- CINTRA, J.C.A.; ALBIERO, J.H.; & VILAR, O.M. (1997). Pile load tests in collapsible soil: Conclusions and recommendations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13, Hamburgo, 1997. Proceedings. Hamburgo, A.A. Balkema. v.2, p.781-782.
- COSTA, M.E.R. (1986). *Estudo da colapsibilidade dos solos superficiais de Uberlândia*. Dissertação-Mestrado- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 90p.
- COSTA NUNES, A.J. & FONSECA, A.M.M.C.C. Estudo da Correlação entre o Ensaio “Diepsondering” e a Resistência à Penetração do Amostrador em Sondagens. Relatório interno de Estacas Franki. DT 37/59, 1959
- COSTA NUNES, A.J. & FERNANDES, C.E.M. (1982). Aspectos relativos a interpretação dos resultados de prova de carga em estacas instrumentadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda/Recife, 1982. Anais. Olinda/Recife, ABMS. v.3, p.201-209.

- D.A.E.E. Departamento de Águas e Energia Elétrica. Estudo de Águas Subterrâneas - Regiões Administrativas 7, 8 e 9. São Paulo, D.A.E.E., 1976. v.1 e v.4.
- DANZIGER, B.R. & VELLOSO, D.A. (1986). Correlações entre SPT e os Resultados dos Ensaios de Penetração Contínua. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, Porto Alegre, 1986. Anais. Porto Alegre, ABMS. v.1, p.103-113.
- DÉCOURT, L. (1991). Com Que Precisão se Pode Prever, com Base no SPT, a Capacidade de Carga Última de Estacas de Deslocamento em Solos Residuais. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE II), São Paulo, 1991. Anais. v.1, p.120-122.
- DÉCOURT, L. (1995). On the Load-Settlement Behavior of Piles. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.18. nº 2, p.93-112, 1995.
- DÉCOURT, L. (1996). *Fundações - Teoria e Prática*. São Paulo, Editora Pini - ABMS/ABEF. Cap. 8: Análise e projeto de fundações profundas - estacas.. p. 265-301, 1ª edição, 1996.
- DECOURT, L. & QUARESMA, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6, Rio de Janeiro, 1978. Anais. ABMS, 1978. v.1, p.45-53.
- DÉCOURT, L. & NIYAMA, S. (1994). Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13, New Delhi, 1994. Proceedings. New Delhi. v.2, p.477-486.
- DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, A.R. The SPT-CF, an Improved SPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, SEFE II, São Paulo, v.I, pp.106-110, 1996.
- FALCONI, F.F., SOUZA FILHO, J. & FÍGARO, N.D. (1996). *Fundações - Teoria e Prática*. São Paulo, Editora Pini - ABMS/ABEF. Cap. 9: Execução de Fundações Profundas. p. 329-408, 1ª edição, 1996
- FELLENIUS, B.H. (1975). *Test load piles and new proof testing procedures*. Journal of Geotechnical Engineering Division., ASCE. v. 101, nº9, p.855, 1975.

- FERREIRA, C.V. (1991) Caracterização Geotécnica do Solo de uma Área da Cidade de Bauru-SP. São Carlos-SP, 1991. 160p. Dissertação - Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FERREIRA, C.V.; ALBIERO, J.H. & LOBO, A.S. (1991). Características Geotécnicas do Solo Residual de Arenito da Cidade de Bauru. In SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE 2), São Paulo, 1991. Anais. v.1, p.133-142.
- FERREIRA, C.V.; ALBIERO, J.H. & LOBO, A.S. (1991). Parâmetros de Resistência do Solo Residual de Arenito da Cidade de Bauru. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE 2), São Paulo, 1991. Anais. v.1, p.143-152.
- FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S.; & ALBIERO, J.H. (1994). Correlações entre Parâmetros Geotécnicos de um Solo Residual. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS,. v.4, p.1213-1220.
- FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S.; GIACHETI, H.L.; AGNELLI, N.; ALBIERO, J.H.; CARVALHO, D.; & KATSUTANI, L.T. (1996). Campo Experimental de Fundações em Bauru. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 3, São Paulo, 1996. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. p. 77-87.
- FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S.; ALBIERO, J.H.; & CARVALHO, D. (1997). Behavior of displacement, cast-in-place piles on collapsible soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13, Hamburgo, 1997. Proceedings. Hamburgo, A.A. Balkema. v.2, p.805-806.
- FERREIRA, R.C. & MONTEIRO, L.B. (1985). Identification and evaluation of collapsibility of colluvial soils that occur in the São Paulo State. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, Brasília, 1985. Anais. v.1, p.269-280.
- FERREIRA, S.R.M. & TEIXEIRA, D.C.L. (1989). Collapsible soil - a practical case in construction (Pernambuco, Brasil). In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, Rio de Janeiro, 1989. Proceedings. Rio de Janeiro. v.1, p.603-606.
- FERREIRA, R.C.; PERES, J.E.E. & BENVENUTO, C. Uma análise de Modelos Geotécnicos para a Previsão de Recalques em Solos Colapsíveis. In: COBRAMSEF, 9, v.II, pp.73-79, Salvador, 1990.

- FONTOURA, S.A.B. (1982). Mecanismos de Transferência de Carga em Sistemas Solo-Estaca Escavadas. In: SIMPÓSIO SOBRE COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES, Rio de Janeiro. p.91-136.
- FONTOURA, S.A.B.; VELLOSO, P.P.C. & PEDROSA, M.G.A. (1982). Análise da Capacidade de Carga de uma Estaca Escavada, com Instrumentação no Fuste. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda/Recife, 1982. Anais. Olinda/Recife, ABMS. v.2, p.221-235.
- GEHLING, W.Y.Y.; DIAS, R.D. & ROISENBERG, A. Compressibilidade e Colapsibilidade de Solos Porosos do Planalto Meridional do Rio Grande do Sul. In: COBRAMSEF, 7, v.IV, pp.192-205, Olinda/Recife, 1982.
- GIACHETI, H.L. (1991). *Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do estado de São Paulo*. Tese-Doutorado- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 232p.
- GOLOMBECK, S. (1983). Interpretação de Provas de Carga em Estacas. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS, São Paulo, 1983. p.61-68.
- GRIGORJAN, A.A. (1970). Design of Pile Foundation in Collapsing Loess Soils. *Osnov. Fund. Mech. Grunt.*, 12, nº 4, p.19-21.
- GUSMÃO, A.D. & GUSMÃO FILHO, J.A. (1990). Um Caso Prático dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edificações.. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.437-46.
- GUSMÃO FILHO, J.A. (1994). Fundações em Solos não Saturados. In SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife, 1994. Anais. Recife. AMSF-UFPE/ABMS-NE. p.217-230.
- HOLTZ, W.G. & GIBBS, H.J. (1953). Field Tests to Determine the behaviour of pile in loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, Paris, 1953. Proceedings. Paris, ISSMFE. v.2, p.51-56.
- JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1957). The Additional Settlement of Foundation Due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoil on Wetting. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, London, 1957. Proceedings. London, ISSMFE.. v.1, p.316-319

- LIMA SOBRINHO, O.O. (1983). *Estudo das características da compressibilidade do solo superficial de São Carlos, através de provas de carga em modelos*. Dissertação - Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 145p.
- LOBO, A.S. (1991). *Colapsividade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte*. São Carlos-SP, 1991. Tese - Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 211p
- LOBO, A.S.; ALBIERO, J.H. & FERREIRA, C.V. (1991). Comparação Entre Carga Última Prevista por Diversas Fórmulas e Obtidas em Provas de Carga Executadas em Estacas de Pequeno Porte. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE 2), São Paulo, 1991. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.1, p. 197-206.
- LOBO, A.S.; ALBIERO, J.H. & FERREIRA, C.V. (1991). Influência da Inundação na Carga Última de Estacas de Pequeno Porte. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE 2), São Paulo, 1991. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.1, p. 217-226.
- LOPES, F.R. (1986). Medições de Transferência de Carga em Estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, Porto Alegre, 1986. Anais. Porto Alegre, ABMS. v.8, p.25-42.
- MACACARI, M.F. (1994). Capacidade de carga de estacas apiloadas. Revisão Bibliográfica. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- MACACARI, M.F.; CARNEIRO, B.J.J. & CINTRA, J.C.A. (1994). Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Colapsível. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.1, p.89-94.
- MANTILLA, J.N.R.; ALBIERO, J.H. & CARVALHO, D. (1994). Transferência de Carga em Estacas Escavadas à Compressão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.1, p.303-310.
- MARINGONI, M.V. (1989). Fundação nos arenitos. Publicação da Associação dos Engenheiros, Arquitetos e Agrônomos de Bauru-SP, 1989. 99p.
- MARIZ, D.F. (1993). *Um estudo físico-químico-mecânico de solos residuais sesquióxicos micro-agregados do Planalto Central*. Dissertação-Mestrado-COPPE-Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1993. 168p.

- MARIZ, D.F. & CASTRO, F.J.C.O. (1994). Análise de Alguns Aspectos no Mecanismo de Colapso de Solos do Planalto Central. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.4, p.1119-1125.
- MARTINS, J.B. & FURTADO, R. Standard Penetration Test and Diepsondering Test Foundation Engineering. In: Regional Conference Africa Soil Mechanics And Foundation Engineering, Salisbury, 1963.
- MASSAD, E. (1985). Provas de Carga e Acompanhamento de Recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1, (SEFE 1), São Paulo, 1985. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.2, p. 9-72.
- MASSAD, F. (1982). Método Gráfico para o Acompanhamento da Evolução dos Recalques com o Tempo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda/Recife, 1982. Anais. Olinda/Recife, ABMS. v.2, p.321-331.
- MASSAD, F. (1991). Análise da Transferência de Carga em duas Estacas Instrumentadas, Quando Submetidas a Compressão Axial. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE 2), São Paulo, 1991. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.1, p. 235-244.
- MASSAD, F. (1991). Estacas Escavadas em Compressão Axial: Comportamento e Parâmetros Visando a Estimativa dos Recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE 2), São Paulo, 1991. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.1, p. 255-264.
- MASSAD, F. (1994). Limites das Extrapolações em Provas de Carga Verticais, Interrompidas Prematuramente. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.1, p.247-254.
- MASSAD, F. (1994). Sobre Algumas Representações Matemáticas da Curva Carga-Recalque de Estacas Solicitadas Axialmente. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.1, p.287-294.
- MELLIOS, G.A. (1985). Provas de Carga em Solos Porosos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1, (SEFE 1), São Paulo, 1985. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.2, p. 73-102.

- MENDONÇA, C. (1990). *Comportamento de solos colapsíveis da região de Bom Jesus da Lapa - Bahia*. Dissertação-Mestrado- Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1990. 270p.
- MENEZES, R.S. (1994). O Fenômeno do Colapso: Condicionantes e Critérios de Identificação. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.4, p.1325-1332.
- MENEZES, R.S.(1994). Solos Colapsíveis, Um Breve Relato. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.4, p.1349-1356.
- MENEZES, R.S. & FRAGA, M.B.T. (1994). Solos Colapsíveis. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife, 1994. Anais. Recife. AMSF-UFPE/ABMS-NE. p.111-116.
- MENEZES, S.M. (1997). *Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior de São Paulo*. São Paulo. Tese - Doutorado - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 377p.
- MEYERHOF, G.G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. 11TH TERZAGHI LECTURE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division., ASCE, v. 102, GT 3, 1976.
- MILITITSKY, J. (1991). Provas de Carga Estáticas. In SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE 2), São Paulo, 1991. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.2, p. 203-228.
- MIRANDA, A.N. & VANZYL, D. (1989). Collapsible soil - a practical case in construction (Pernambuco-Brasil). In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, Rio de Janeiro, 1989. Proceedings. Rio de Janeiro, A.A. Balkema, Rotterdam. v.1, p.625-628
- MONTEIRO, L.B. (1985). Alguns Aspectos da Capacidade de Carga de Solos Colapsíveis. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1, (SEFE 1), São Paulo, 1985. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.2, p. 193-202.
- MORAES, J.T.L.; YASSUDA, A.J. & MASSAD, E. (1985). Provas de Carga em Tanques de Armazenamento de Gás Liquefeito de Petróleo Assentados sobre Solos Colapsíveis. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1, (SEFE 1), São Paulo, 1985. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.1, p. 203-213.

- NADEO, J.R. & VIDELA, E.P. (1975). Comportamiento de pilotes em suelos colapsibles. In: CONGRESO PAN-AMERICANO DE MECÂNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, 5, Buenos Aires, 1975. Anais. Buenos Aires, Sociedad Argentina de Mecânica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. v.5, p.303-312.
- NAKAO, H. & ISHII, N.T. (1986). Análise dos Resultados de Provas de Carga em Estacas Escavadas no Terciário de Taubaté. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, Porto Alegre, 1986. Anais. Porto Alegre, ABMS. v.6, p.131-140.
- NAKAO, H. & RICCÓ, M.F. (1982). Características geotécnicas de solos da região de Brasília. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda/Recife, 1982. Anais. Olinda/Recife, ABMS. v.5, p.141-169.
- NÁPOLES NETO, A.F. (1970). A História da Mecânica dos Solos no Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4, Guanabara, 1970. Anais, Guanabara, ABMS. v2, p.169-215.
- NARAHARI, D.A. & AGGARWAL, V.S. (1967). Note on the Correlation os Standard Penetration Test and Static Cone Penetration Test. In: SYMPOSIUM OF SITE INVESTIGATION FOUNDATIONS, 1967.
- NEVES, M. (1987). *Estudos da permeabilidade do solo colapsível da região de São Carlos*. Dissertação-Mestrado-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 139p.
- NOGUEIRA, J.B.; LIMA SOLBRINHO, O.O. & GANDOLFI, N. (1985). Characteristics of compressibility of soil from sand cenozoic sediments. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1, Brasília, 1985. v.1, p.1471-1475.
- NUNEZ, E. (1975). Suelos Colapsibles Y Preconolidados por Desecacion. In: CONGRESO PAN-AMERICANO DE MECÂNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, 5, Buenos Aires, 1975. Anais. Buenos Aires, Sociedad Argentina de Mecânica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. v.4, p.45-73.

- NUNES, A.J.C.; & FERNANDES, C.E.M. (1982). Aspectos Relativos a Interpretação dos Resultados de Provas de Carga em Estacas Instrumentadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda/Recife, 1982. Anais. Olinda/Recife, ABMS. v.3, p.201-209.
- PAIXÃO, M.N.O.N. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Influência da Microestrutura no Colapso de um Solo de Brasília. In SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife, 1994. Anais. Recife. AMSF-UFPE/ABMS-NE. p.105-110.
- PEREIRA, J.H.F.; MAHLER, C.F. & HURRY, E.A.Z. (1990). Projeto Formoso A - Implantação de canais de irrigação em solos colapsíveis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.115-123.
- PERES, M.C. & MILITITSKY, J. (1990). Contribuição ao Estudo do Comportamento a Compressão de Estacas Escavadas em Solos Parcialmente Saturados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.535-543.
- PEREZ, E.N.P. (1987). *O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília*. Dissertação-Mestrado-Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, DF. 146p.
- QUEIROZ, L.A. (1959). Compressible foundation at Três Marias earth dam. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1, México, 1959. Proceedings. México, 1959. v.2, p.763-776.
- RANZINI, S.M.T. (1994). SPTF: 2ª Parte. *Solos e Rochas*, v.17; nº3, p. 189-190.
- REGINATO, A.R. (1971). Standard Penetration Tests in Collapsible Soils. In: CONGRESSO PAN-AMERICANO DE MECÂNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, 4, San Juan, 1971. Anais. San Juan. v.2, p.77-84.
- REESE, L.C. (1979). Design and Evaluation of Load Tests on Deep Foundations, Behavior of Deep Foundations., *American Society for Testing and Materials*, STP 670, pp.4-26, 1979.

- SACILOTTO, A.C. (1994). Estacas Escavadas, Instrumentadas, Submetidas a Cargas Lentas e Rápidas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.1, p.175-182.
- SANTOS JÚNIOR, O.F. & ALBIERO, J.H. (1990). Análise do Comportamento de Estacas Pré-Moldadas de Concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.303-308.
- SCHERRER, H.U. (1965). Dam foundation settlements due to saturation. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6, Montreal, 1965. Proceedings. Montreal, A.A. Balkema, Rotterdam. p.542-545
- SEGANTINI, A. A.S. & CARVALHO, D. (1994). Comportamento de estacas de pequeno diâmetro de solo cimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.1, p.103-110.
- SILVA, J.C.B.J. (1990). Análise de Resultados de Provas de Carga em Estacas de Pequeno Diâmetro em Solo Colapsível. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, 1990. Anais. Salvador. ABMS. v.2, p.125-131.
- SILVA, M.T. & CARVALHO, J.C. (1995) Interacción Suelo-Estructura en Suelos Porosos. In: CONGRESSO PAN-AMERICANO DE MECÂNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, 10, Guadalajara, 1995. Anais. Guadalajara. v.2, p.1058-1063.
- SILVEIRA, A. & SILVEIRA, E.B.S. (1958). Investigaç o do arenito decomposto de S o Carlos para funda o de pequenas constru es. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MEC NICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDA ES, 2, Recife(PE) e Campina Grande (PB), 1958. Anais. S o Paulo, ABMS. v.1, p.77-110.
- SOARES, H.F. & COSTA FILHO, L.M. (1985). Defini o de Ruptura em Algumas Provas de Carga em Solo Residual. In: SEMIN RIO DE ENGENHARIA DE FUNDA ES ESPECIAIS, 1, (SEFE 1), S o Paulo, 1985. Anais. S o Paulo, ABEF/ABMS. v.2, p. 215-224.

- SOUZA, A. (1993). *Utilização de fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira*. Dissertação-Mestrado- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 126p.
- TANAKA, A. & DINIZ FILHO, A.M. (1991). Previsão da Capacidade de Carga de uma Estaca Isolada Através de Ensaios de Cone. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE 2), São Paulo, 1991. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.1, p. 353-368.
- TEIXEIRA, C.Z. (1993). Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis. Dissertação-Mestrado- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 157p.
- TEIXEIRA, C.Z. & ALBIERO, J.H. (1994). A Evolução da Reação de Ponta de Estacas Escavadas Submetidas a Sucessivas Provas de Carga. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.1, p.3-9.
- TEIXEIRA, C.Z. & ALBIERO, J.H. (1994). Comportamento de Estacas Escavadas Instrumentadas em um Solo Colapsível Inundado. IN: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Fóz do Iguaçu, 1994. Anais. Foz do Iguaçu, ABMS. v.1, p.95-102.
- TORRES, A.; NICHOLSON, R.E. & MORAES, P.P. Considerações práticas sobre a execução de provas de carga de médio a grande porte. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda/Recife, 1982. Anais. Olinda/Recife, ABMS. v.3, p.298-312.
- VAN DER VEEN, C.(1953). The Bearing Capacity of Pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, Zurich, 1953. Proceedings. Zurich, ISSMFE. v.2, p.84-90.
- VARGAS, M. Relatório à 2ª Sessão Técnica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4, Guanabara, 1970. Anais, Guanabara, ABMS. v2, p.45-76.
- VELLOSO, D.A. (1991). Capacidade de Carga por Meio de SPT. In SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, (SEFE 2), São Paulo, 1991. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.2, p. 293-312.

- VILAR, O.M. (1979). *Estudo da compressão unidirecional dos sedimentos modernos (solo superficial da cidade de São Carlos)*. Dissertação -Mestrado- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 110p.
- VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. (1981). Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS, Rio de Janeiro, 1981. v.1, p.209-224.
- WOLLE, C.M. (1978). Estudo preliminar da colapsividade dos solos do projeto Jaíba (MG). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2, São Paulo, 1978. Anais. São Paulo, ABGE. v.1, p. 179-193.
- YASSUDA, C.T. (1985). Problemas Executivos em Provas de Carga. In SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1, (SEFE 1), São Paulo, 1985. Anais. São Paulo, ABEF/ABMS. v.2, p. 147-160.

ANEXOS

ANEXO 01

CURVAS

CARGA x DESLOCAMENTO

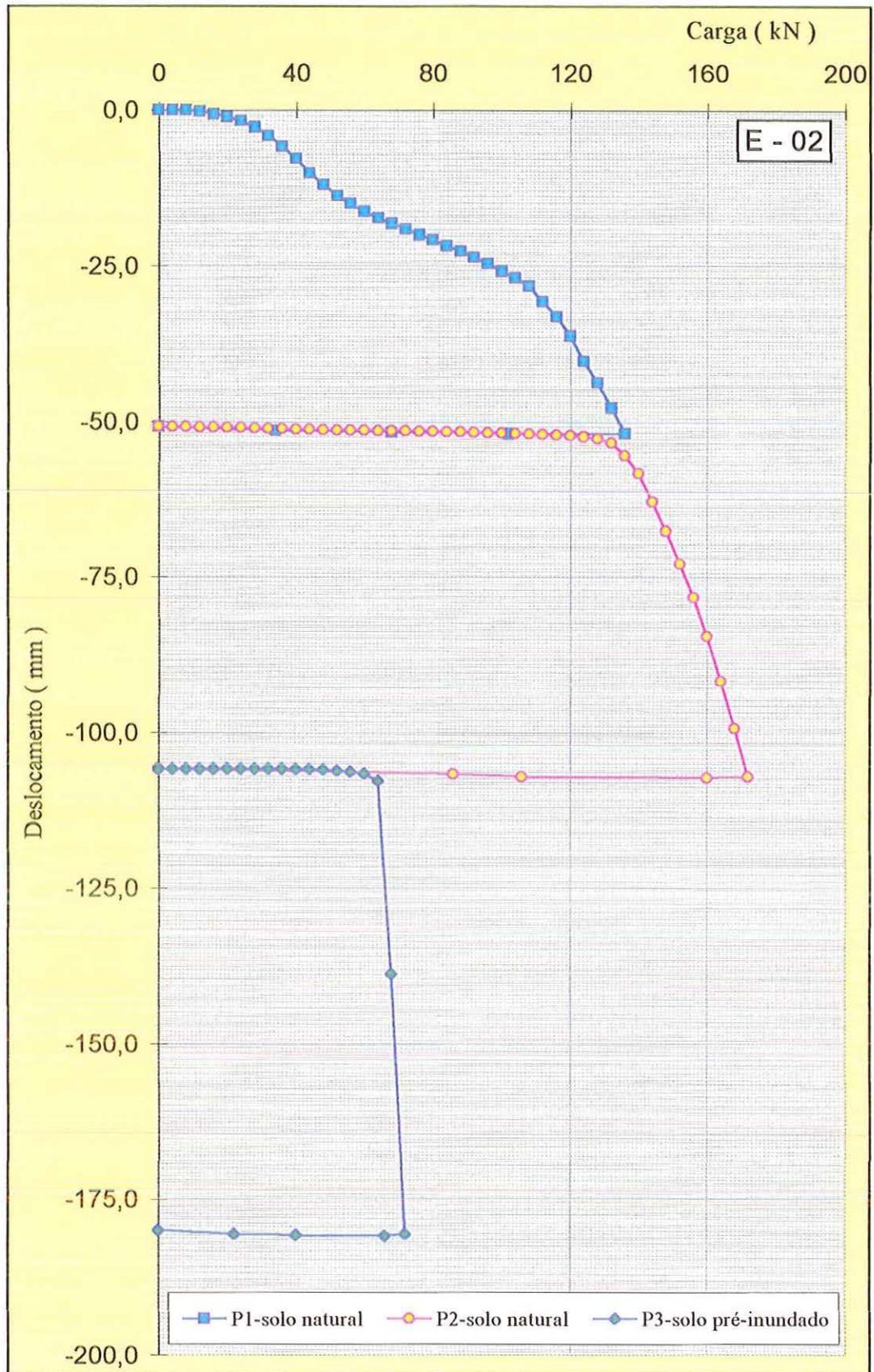


FIGURA A1.01: Curvas carga x recalque - Estaca E-02 - L = 4,0m

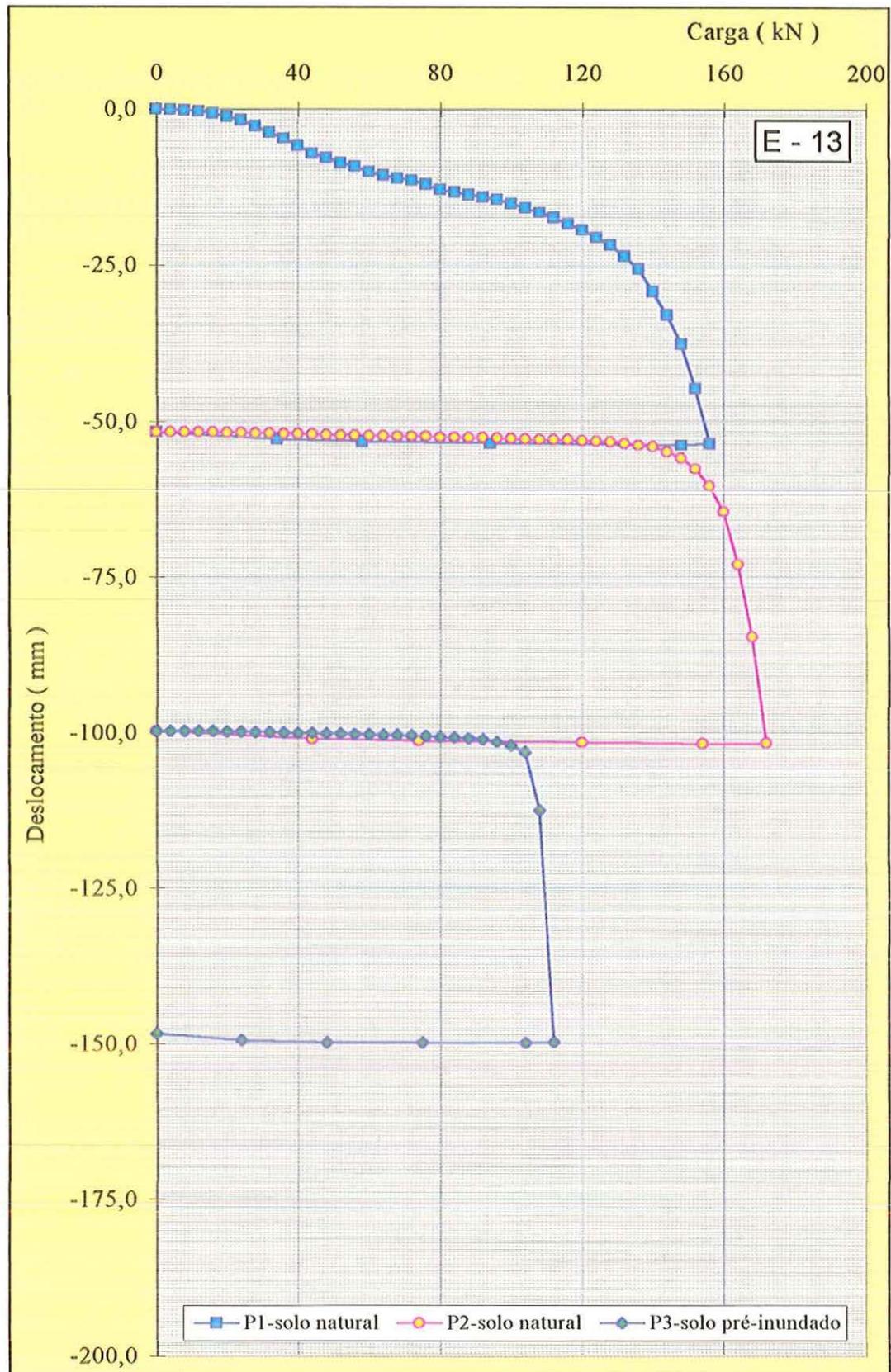


FIGURA A1.02: Curvas carga x recalque estaca E-13 - L = 4,0m

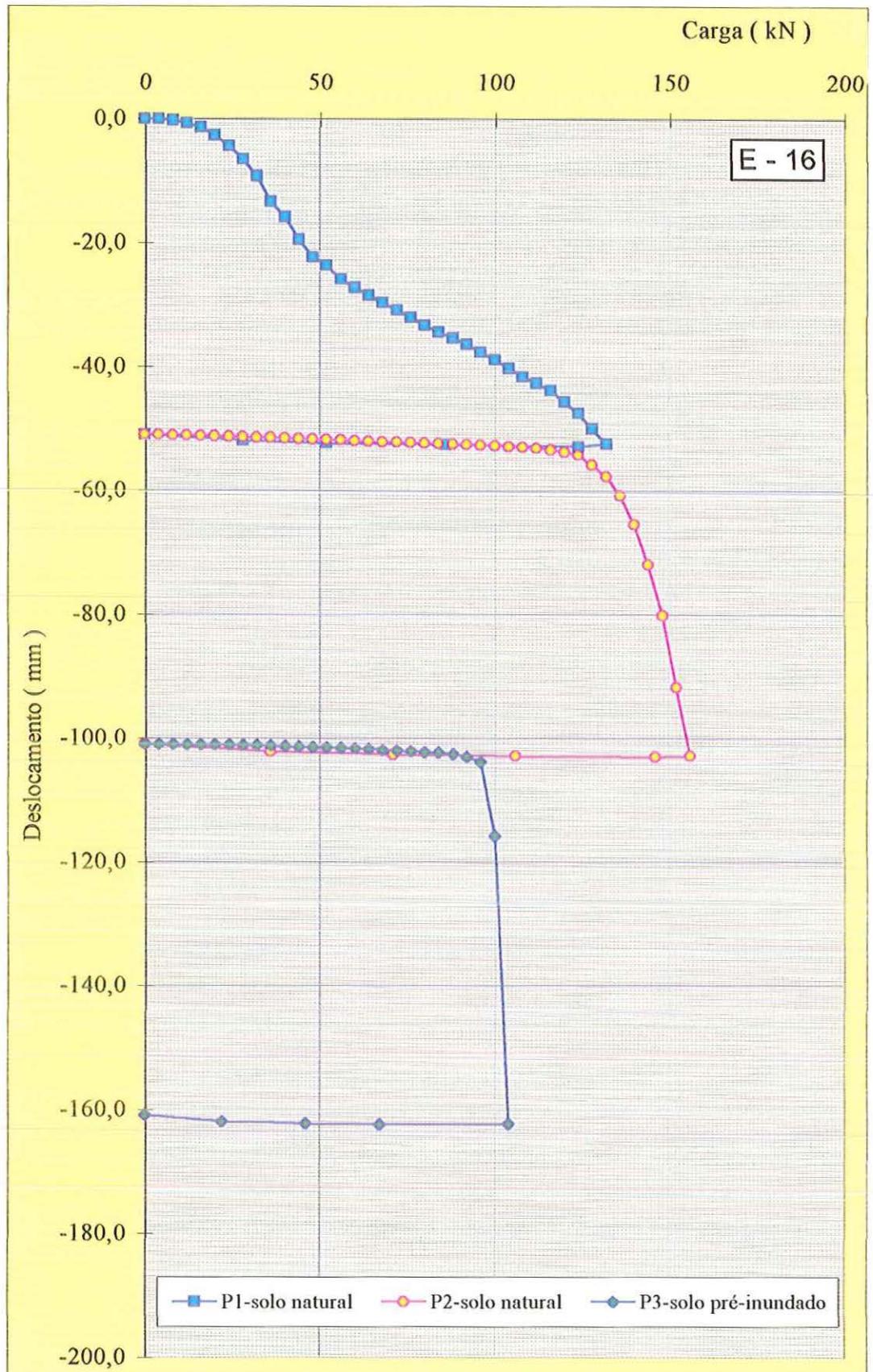


FIGURA A1.03: Curvas carga x recalque estaca E-16 - L = 4,0m

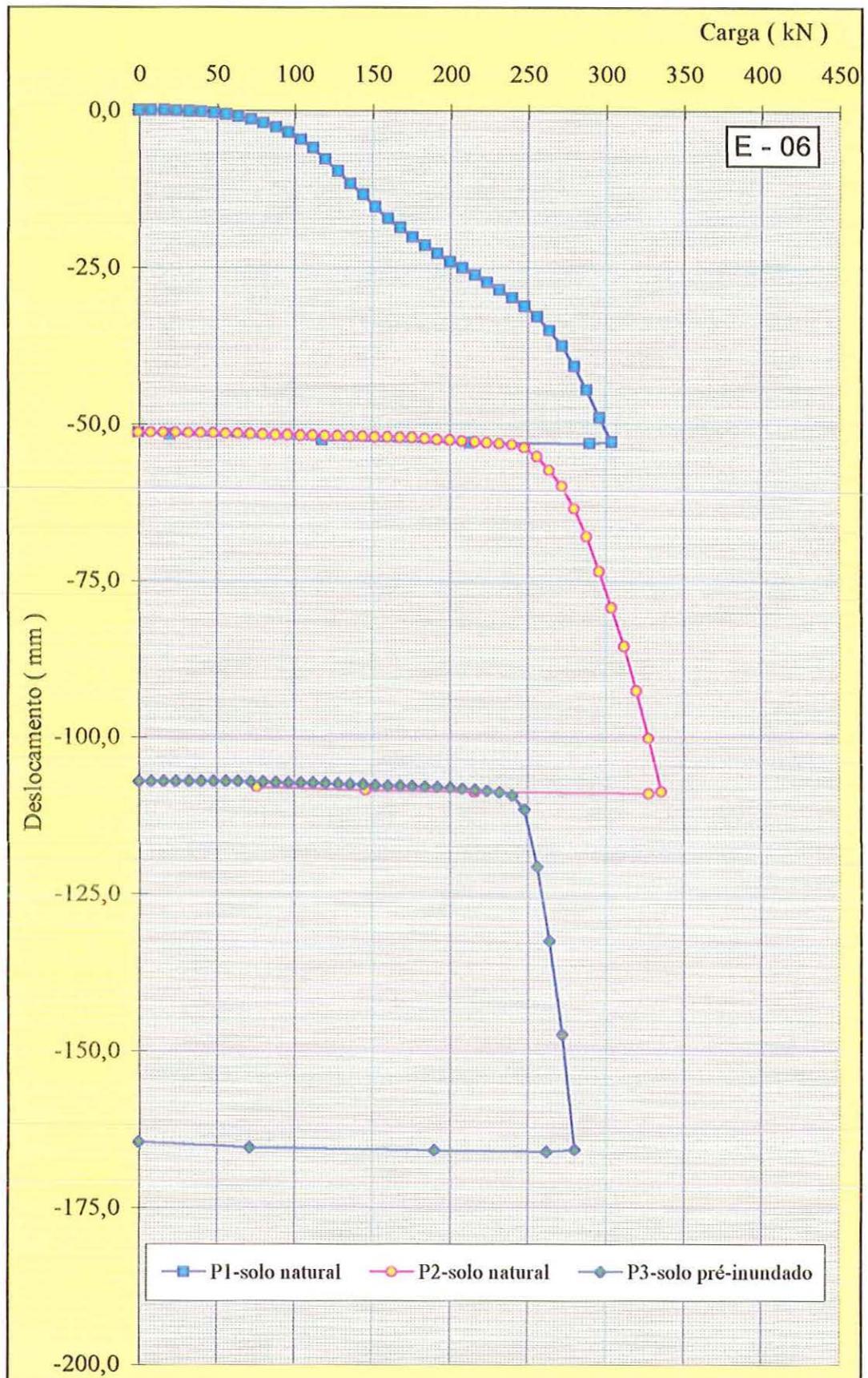


FIGURA A1.04: Curvas carga x recalque estaca E-06 - L = 7,0m

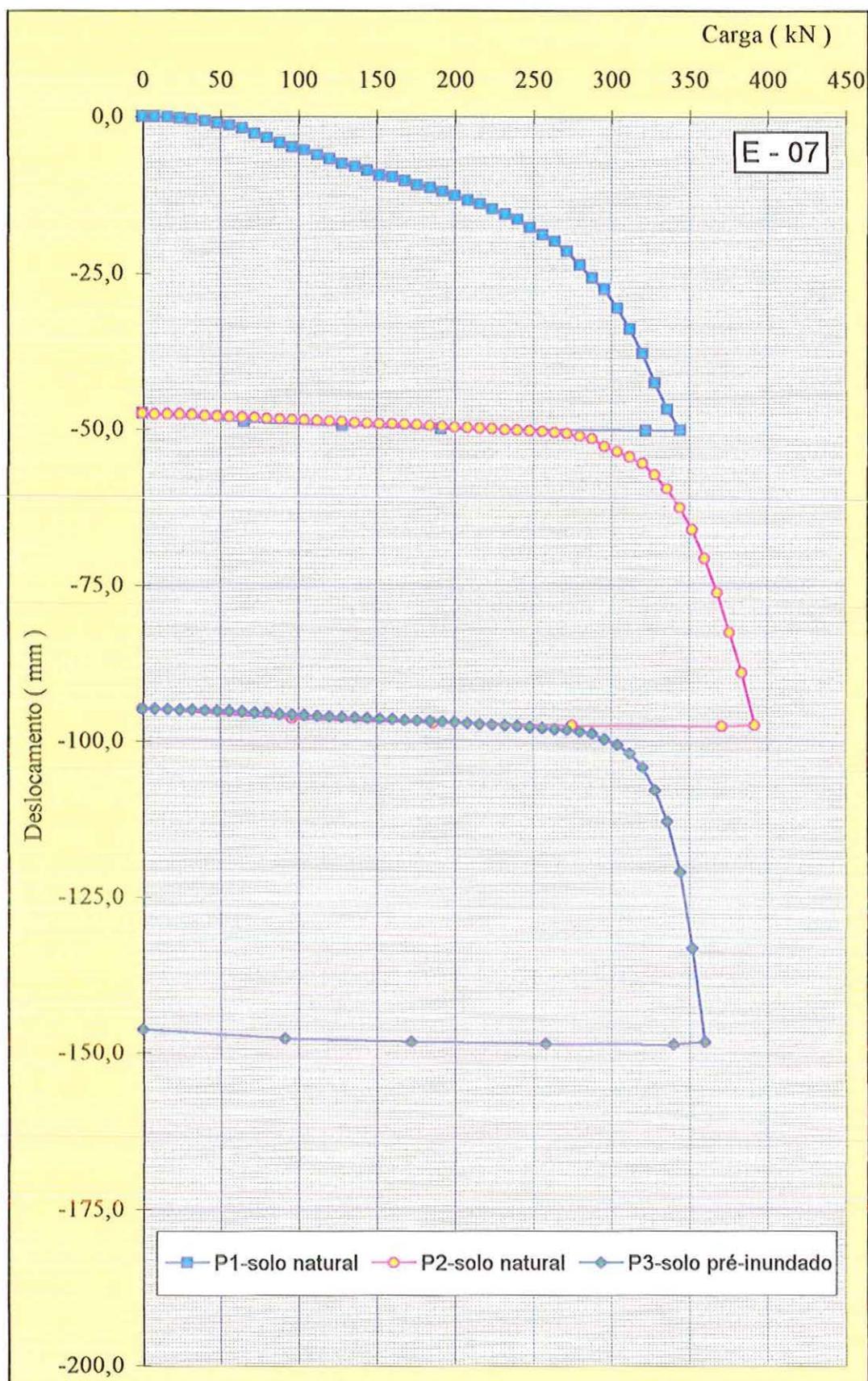


FIGURA A1.05: Curvas carga x recalque estaca E-07 - L = 7,0m.

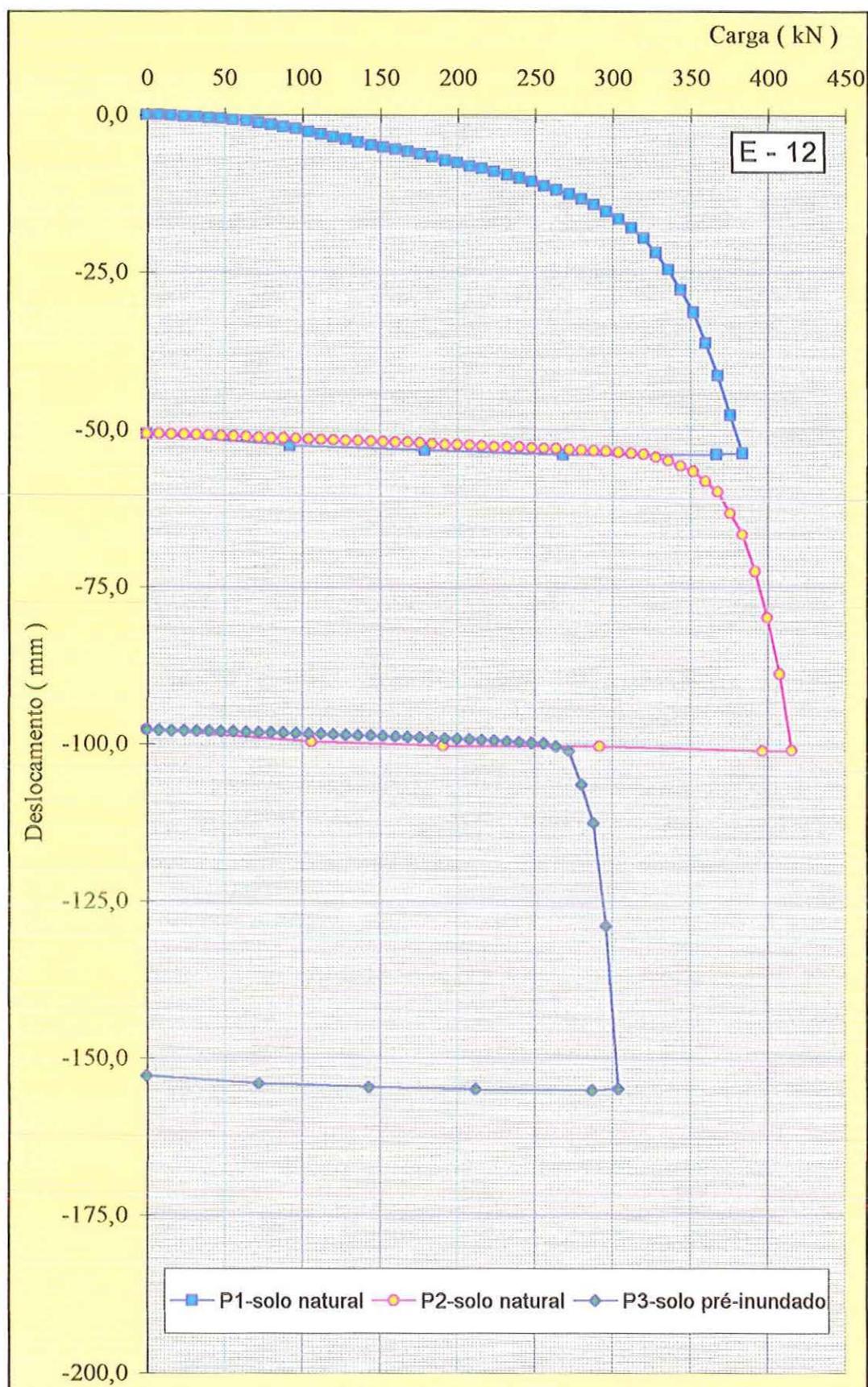


FIGURA A1.06: Curvas carga x recalque estaca E-12 - L = 7,0m.

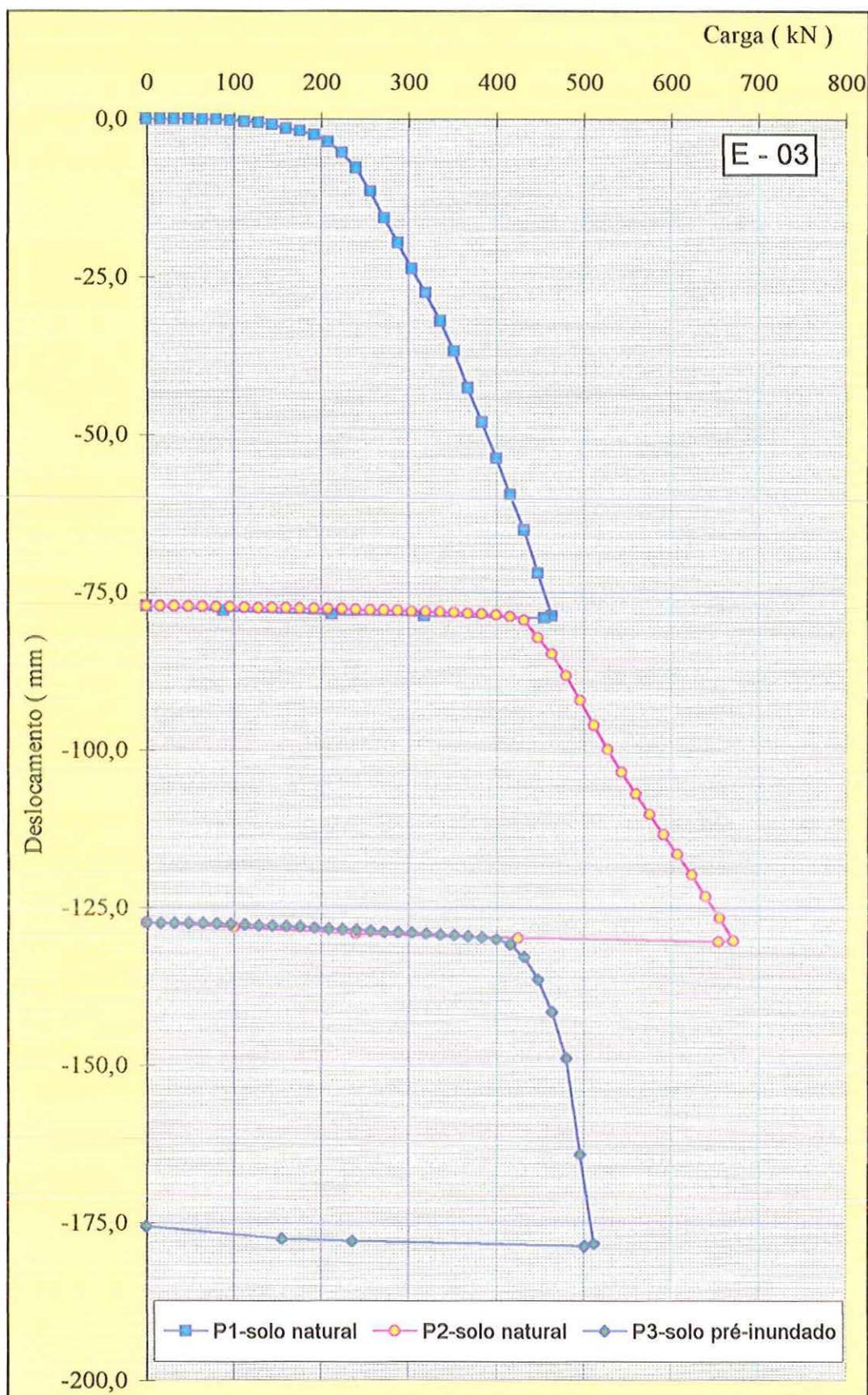


FIGURA A1.07: Curvas carga x recalque estaca E-03 - L = 10,0m

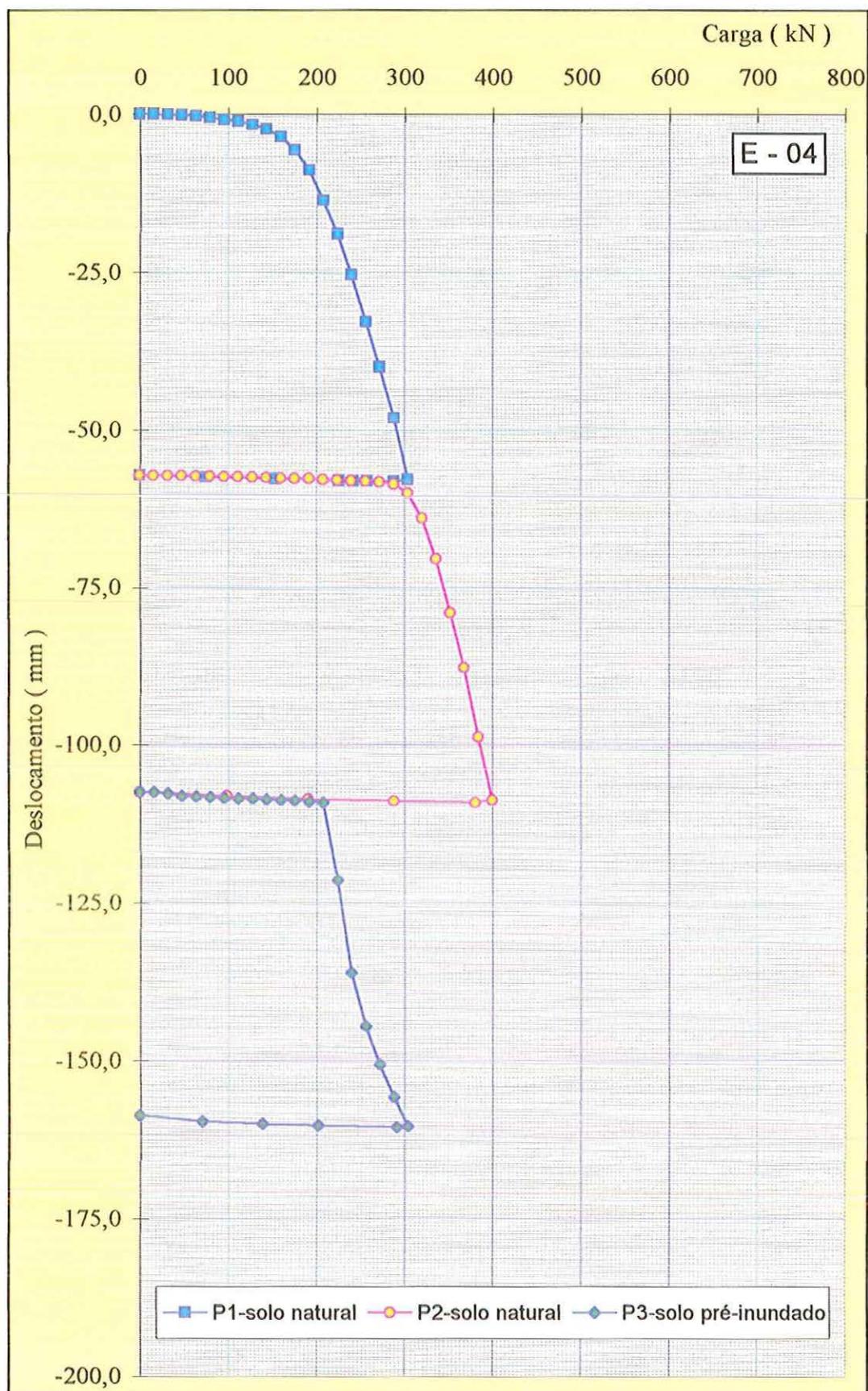


FIGURA A1.08: Curvas carga x recalque estaca E-04 - L = 10,0m

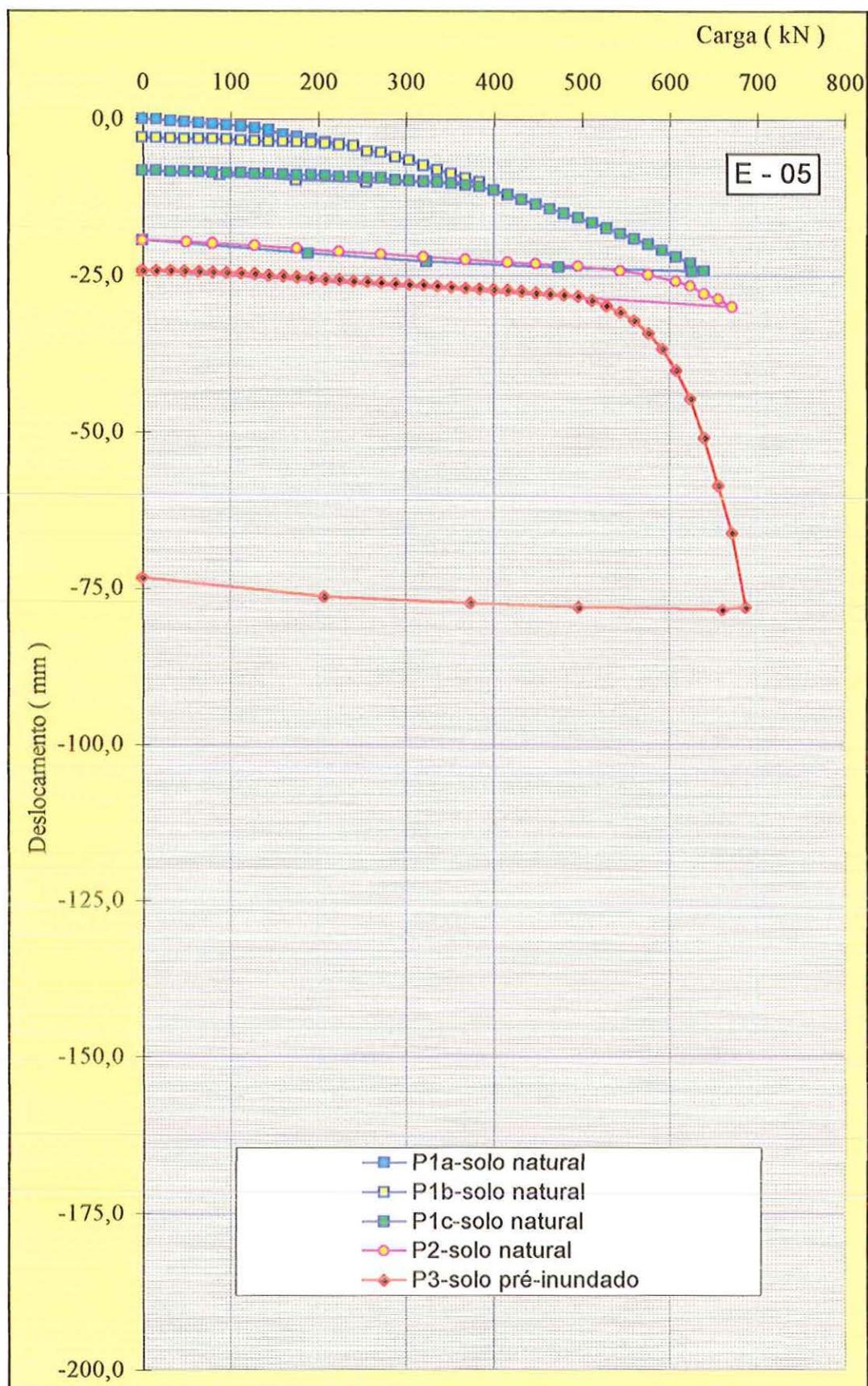


FIGURA A1.09: Curvas carga x recalque estaca E-05 - L = 10,0m

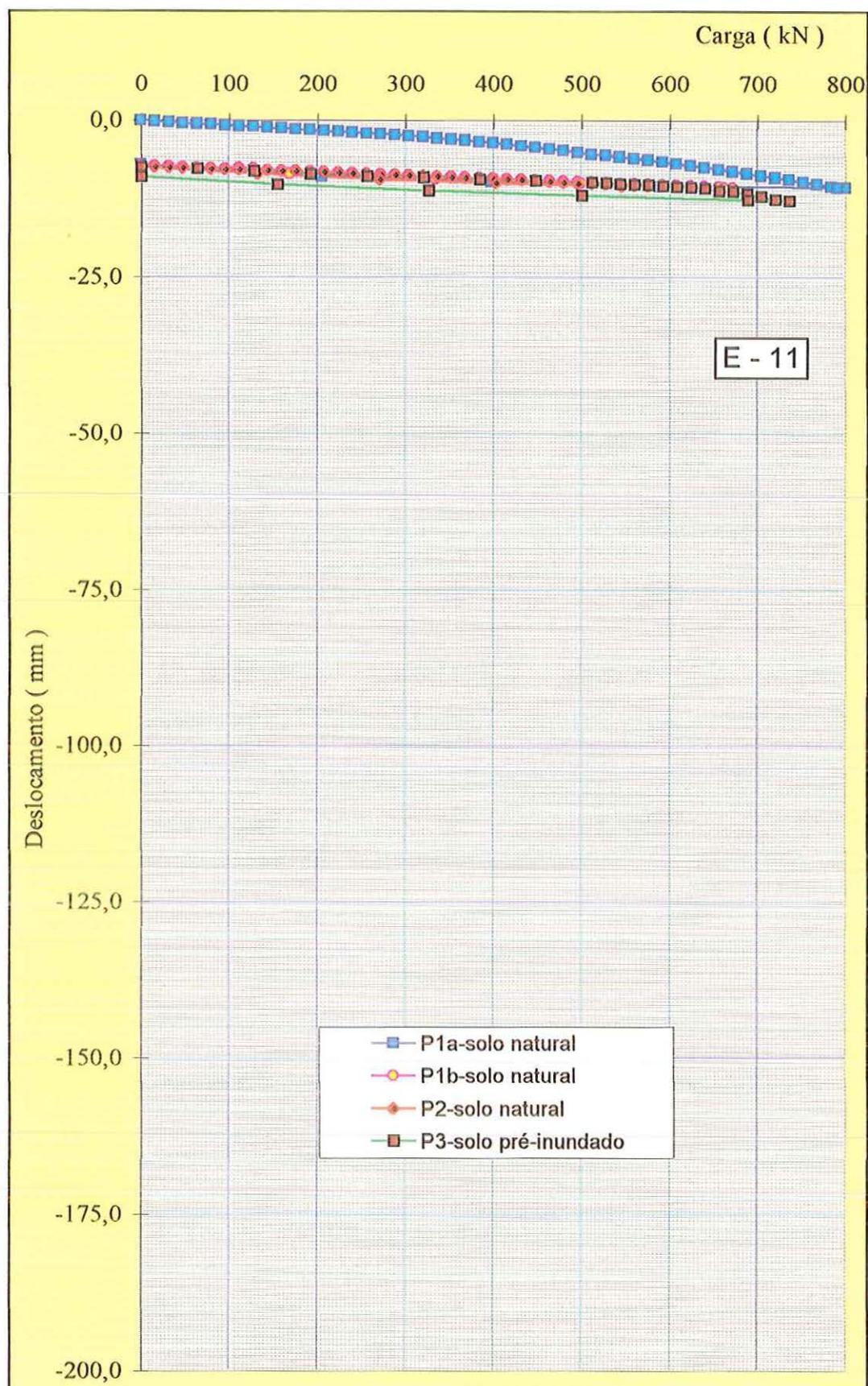


FIGURA A1.10: Curvas carga x recalque estaca E-11 - L = 10,0m

ANEXO 02

DISTRIBUIÇÃO DO ATRITO LATERAL MÉDIO EM TRECHOS INSTRUMENTADOS

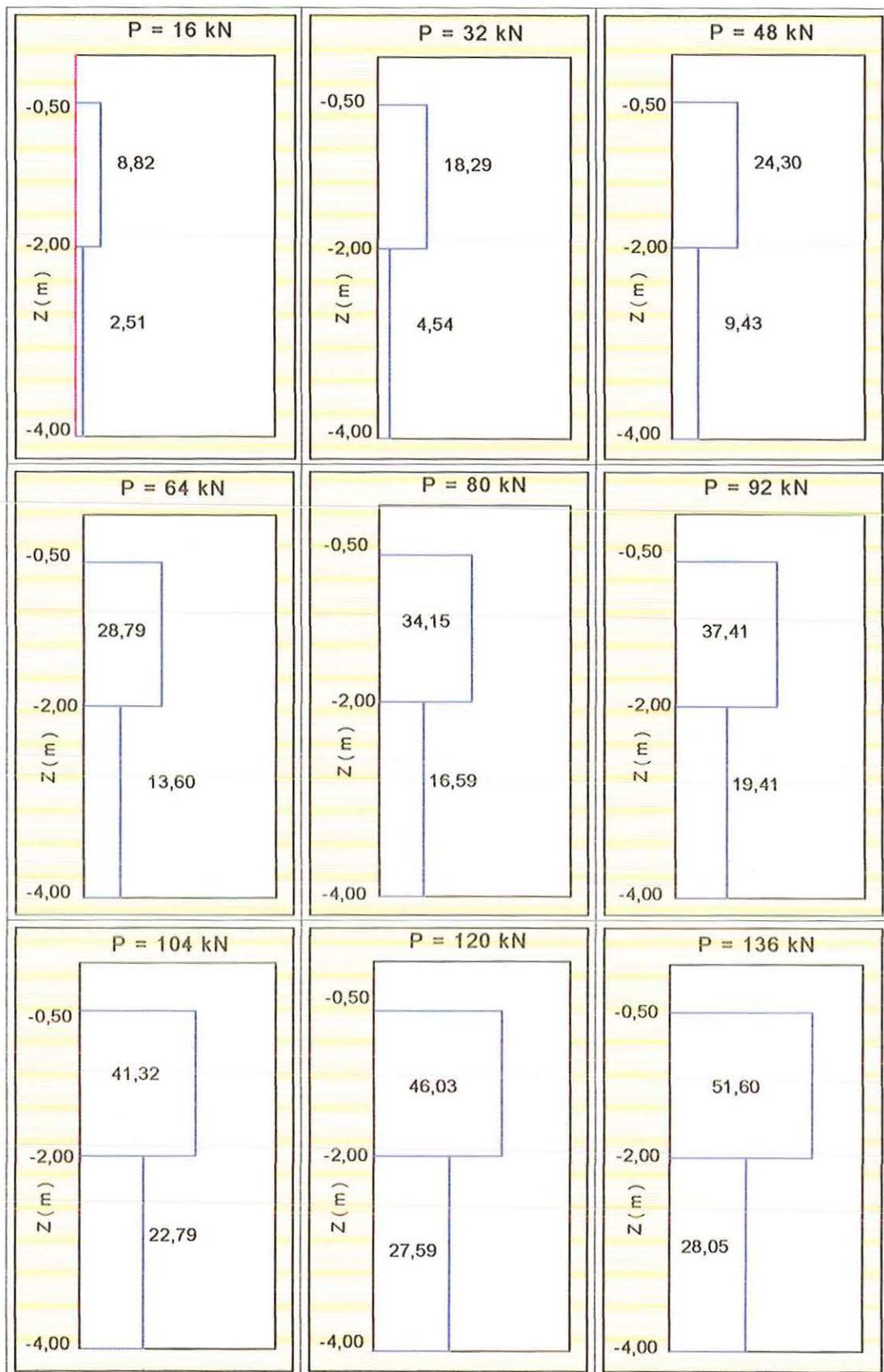


FIGURA A2.01: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste estaca.
E-02 L = 4,0m P1 - solo natural.

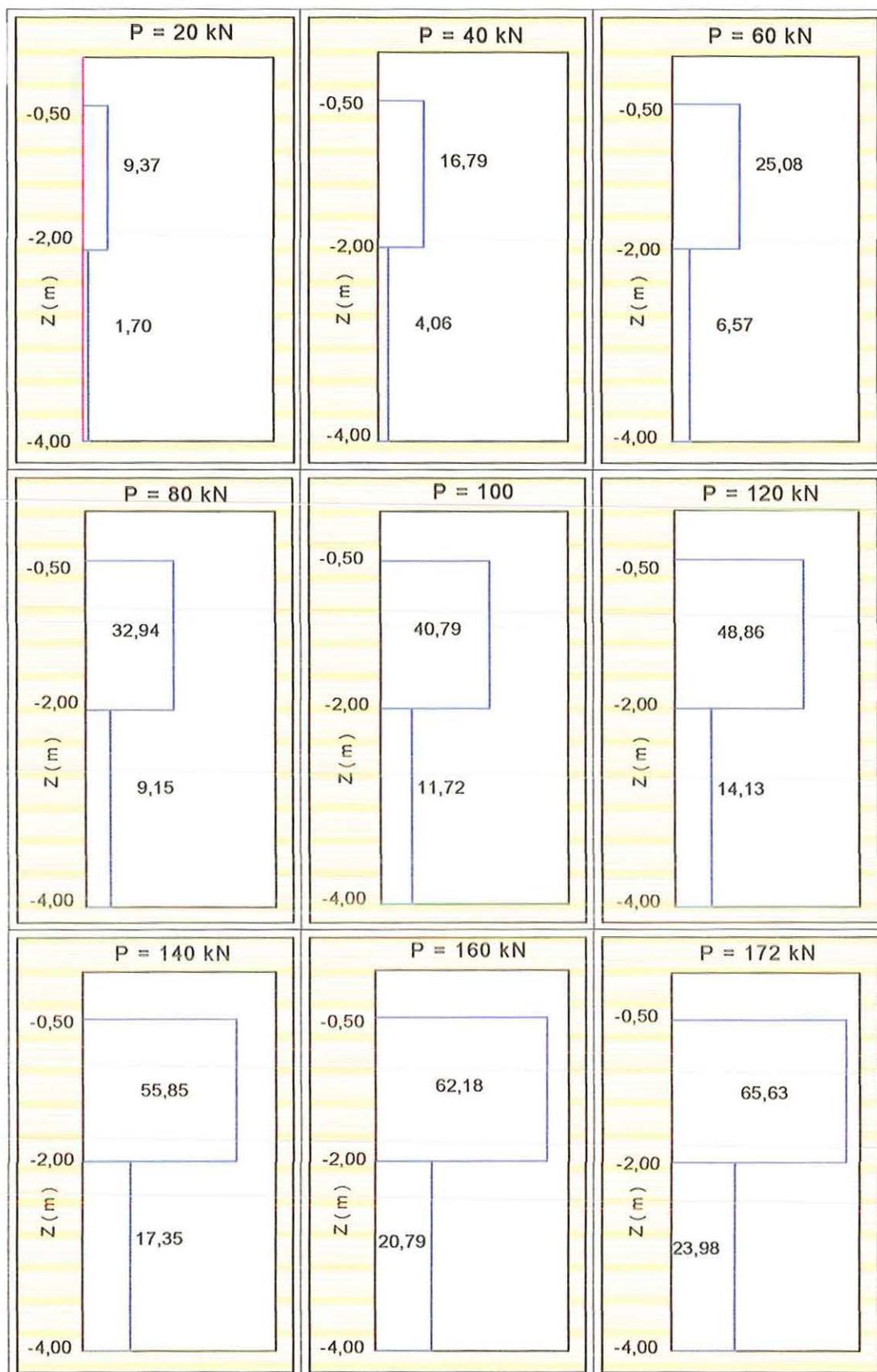


FIGURA A2.02: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste estaca E-02 L = 4,0m P2 - solo natural.

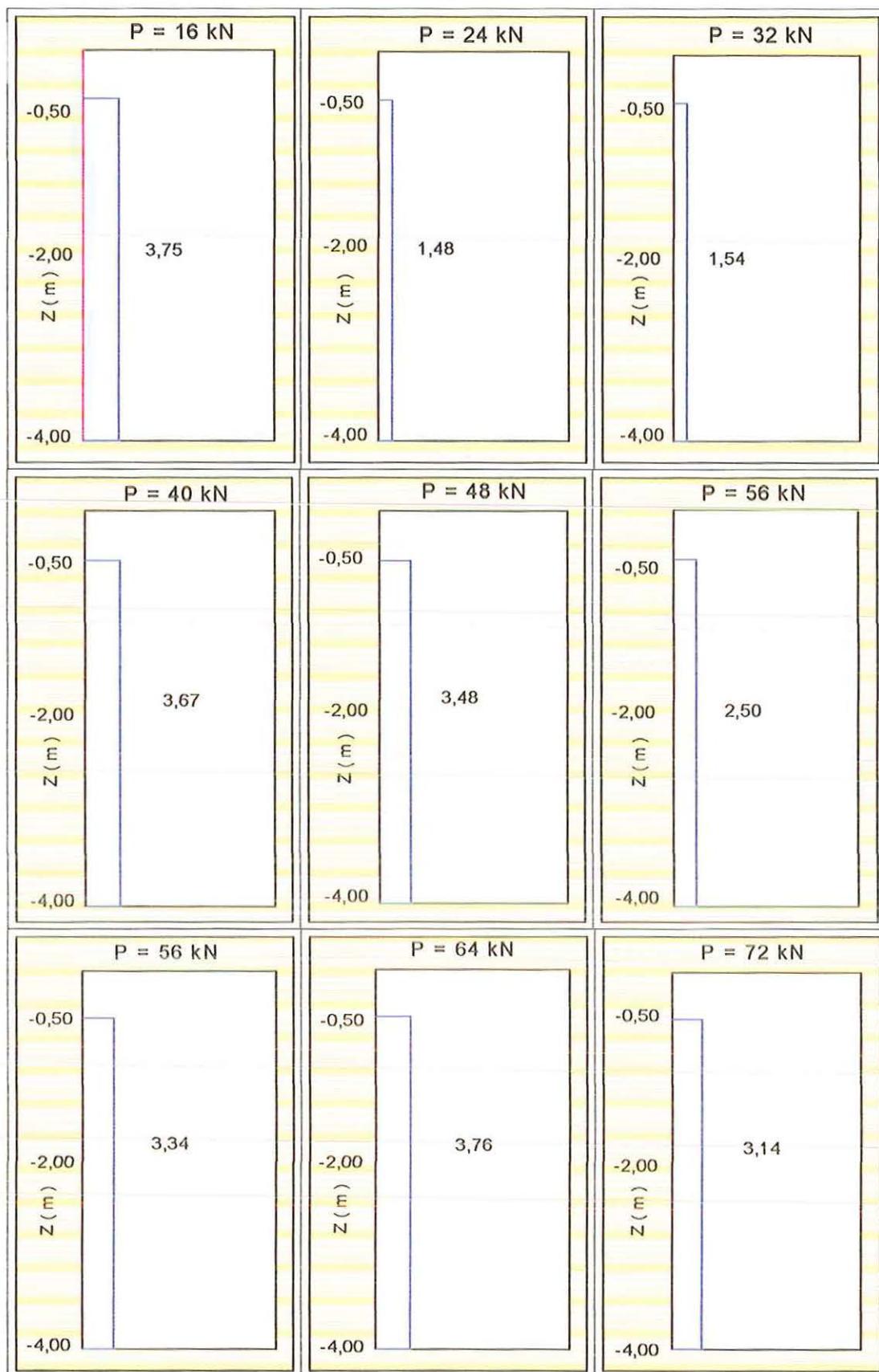


FIGURA A2.03: Distribuição do atrito lateral médio (kPa) ao longo do fuste estaca E-02 L = 4,0m P3 - solo pré-inundado.

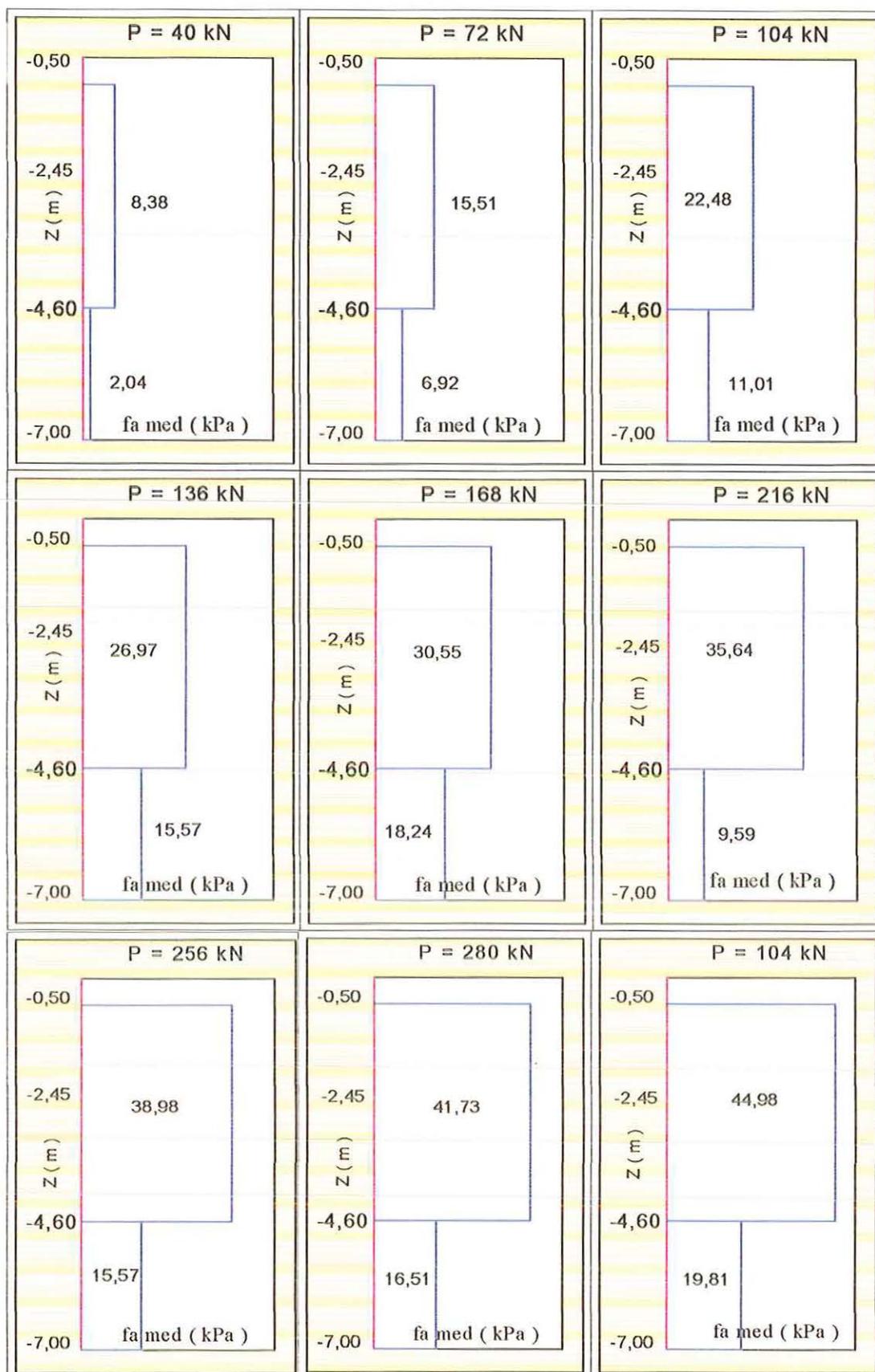


FIGURA A2.04: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca E-06 $L = 7,0\text{m}$ P1 - solo natural.

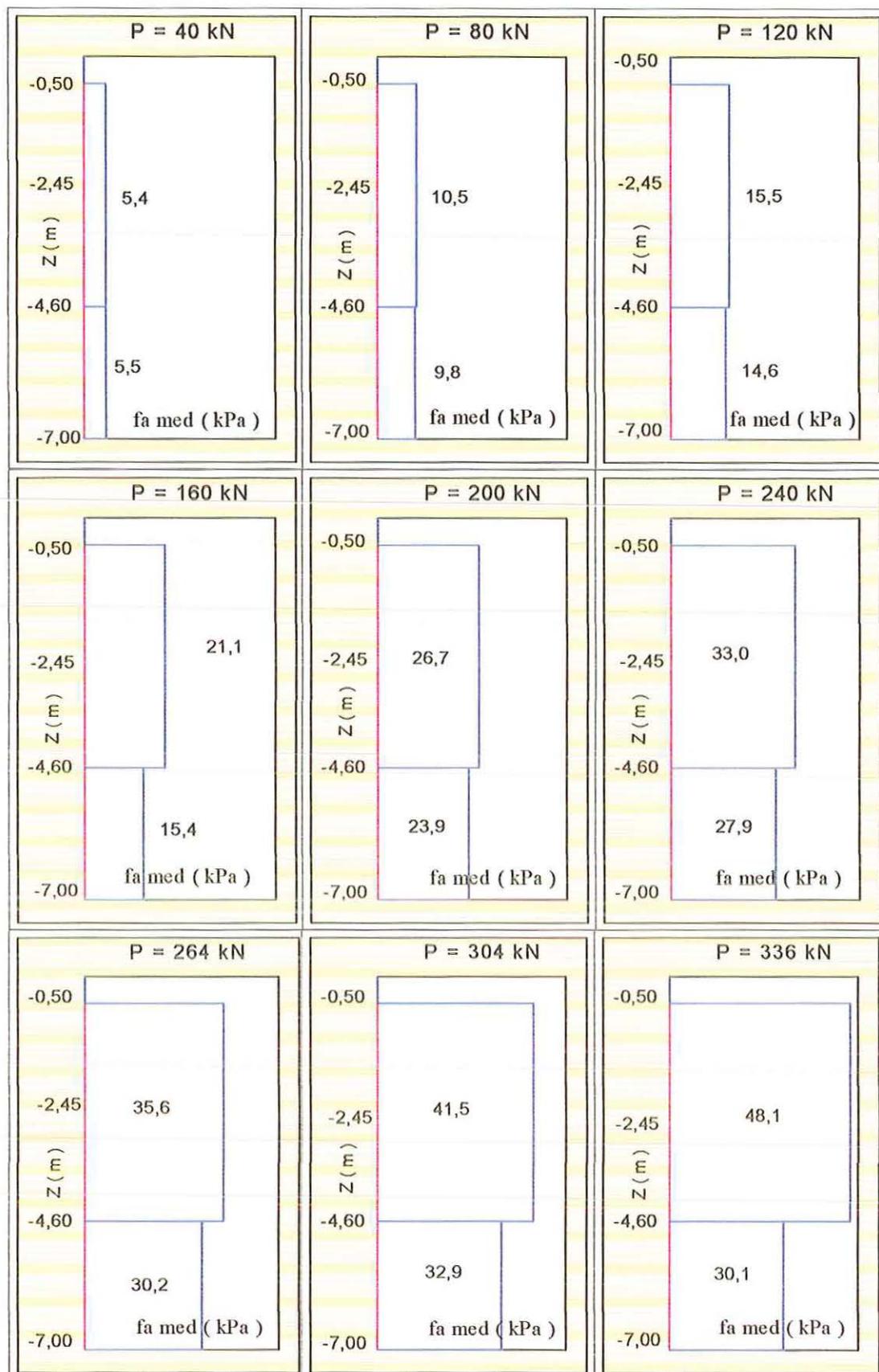


FIGURA A2.05: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca E-06 L = 7,0m P2 - solo natural.

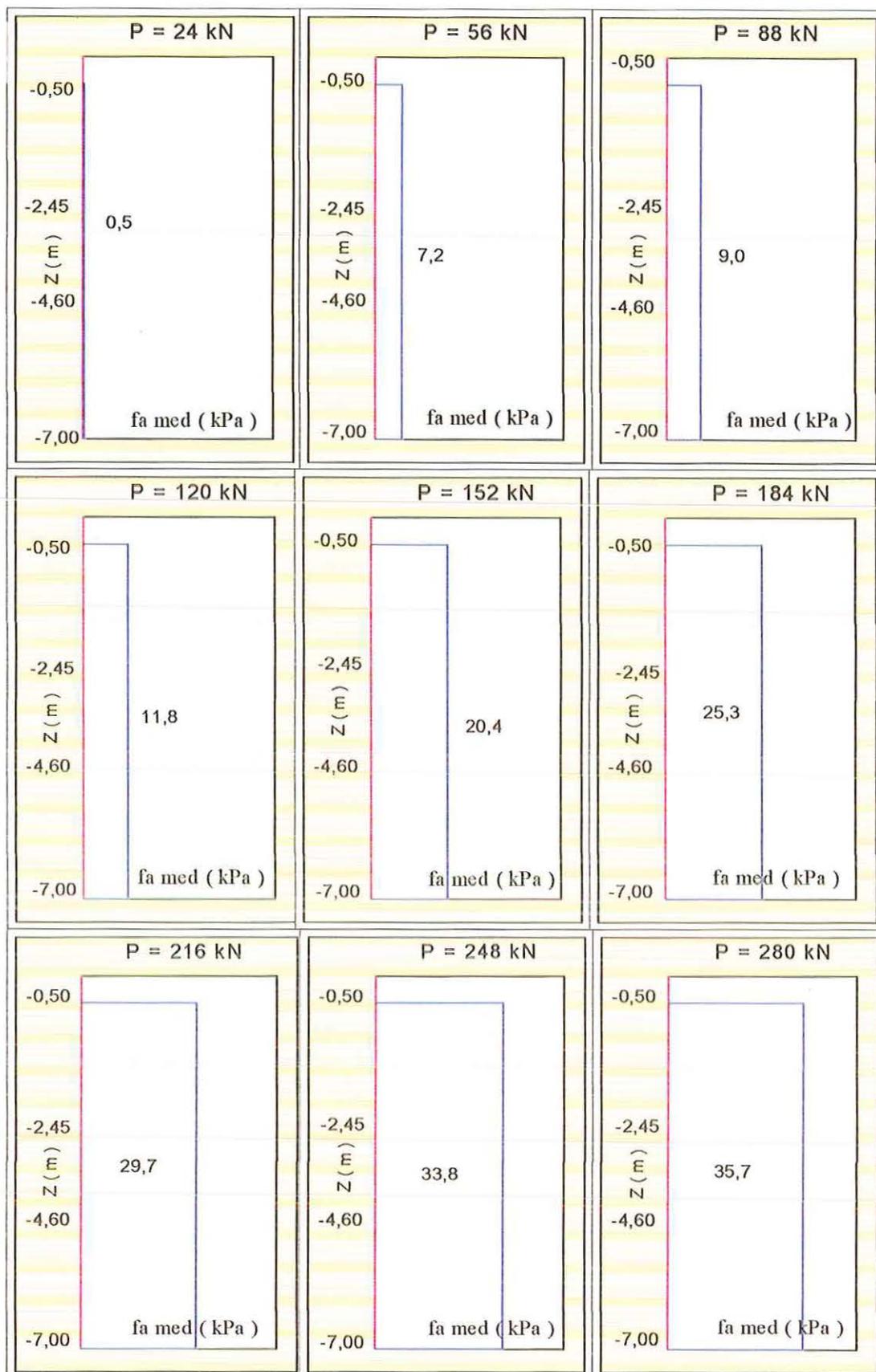


FIGURA A2.06: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca E-06 L = 7,0m P3 - solo pré-inundado.

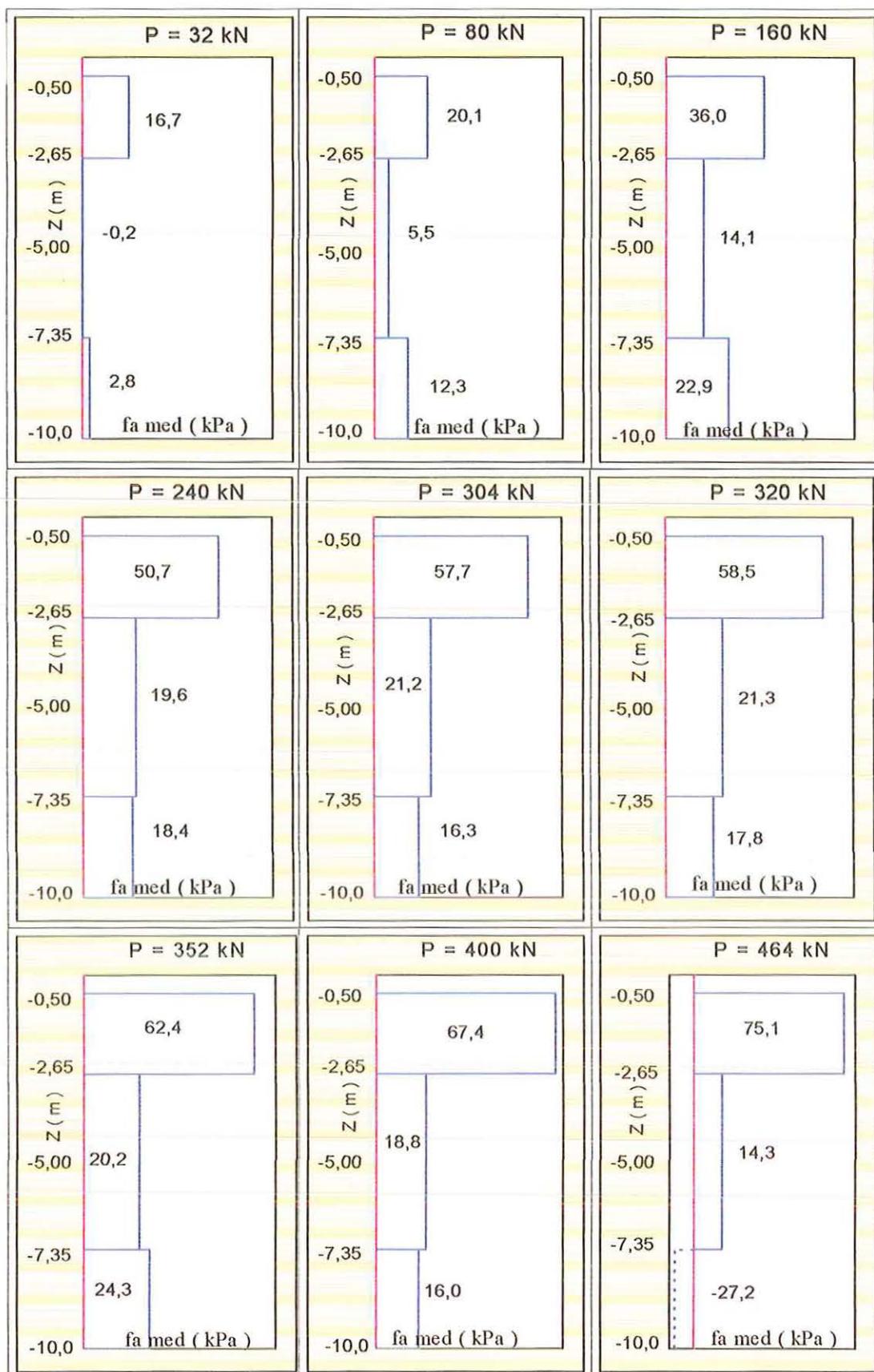


FIGURA A2..07: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca E-03 L = 10,0m P1 - solo natural.

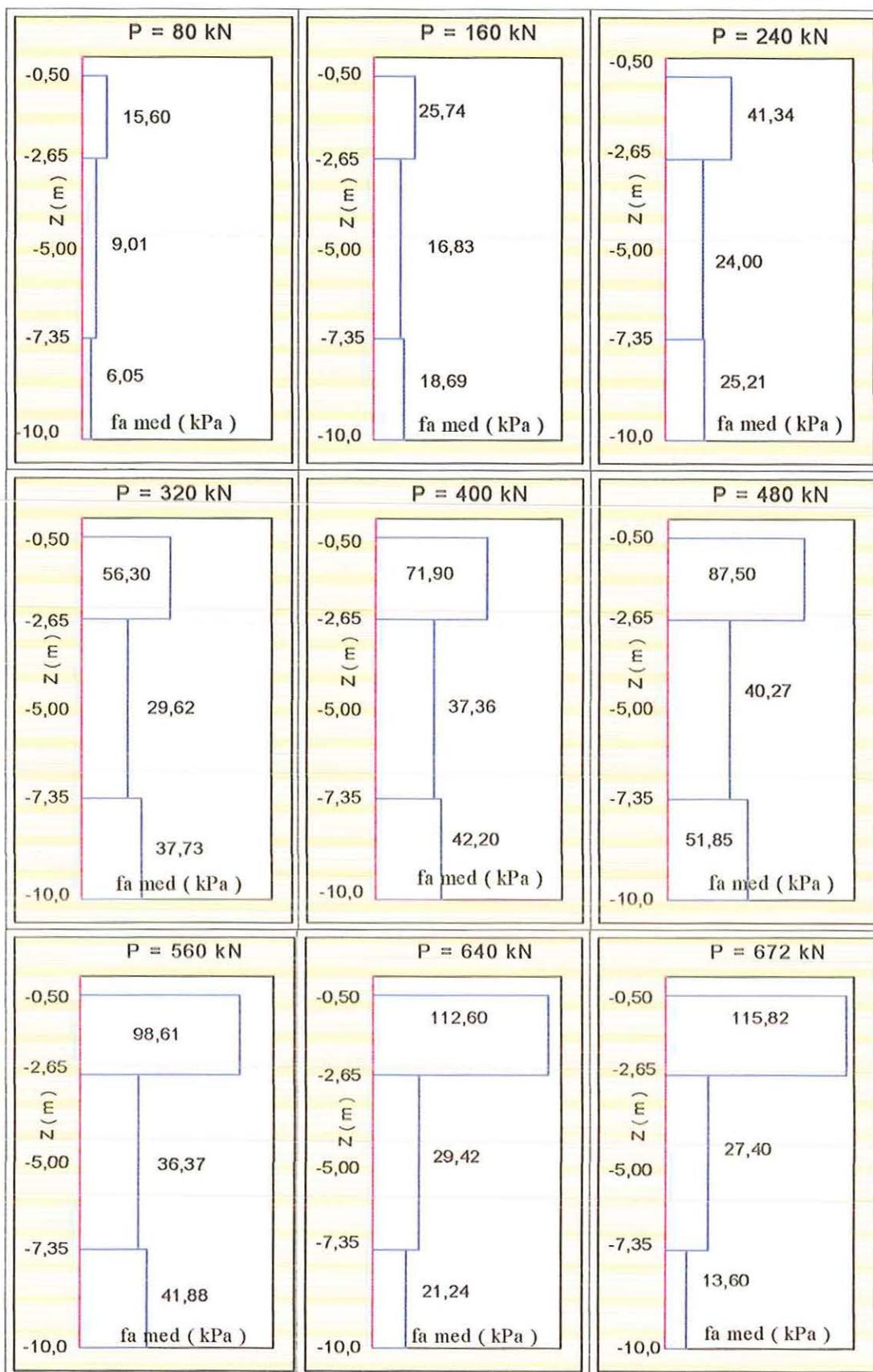


FIGURA A2.08: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca E-03 L = 10,0m P2 - solo natural.

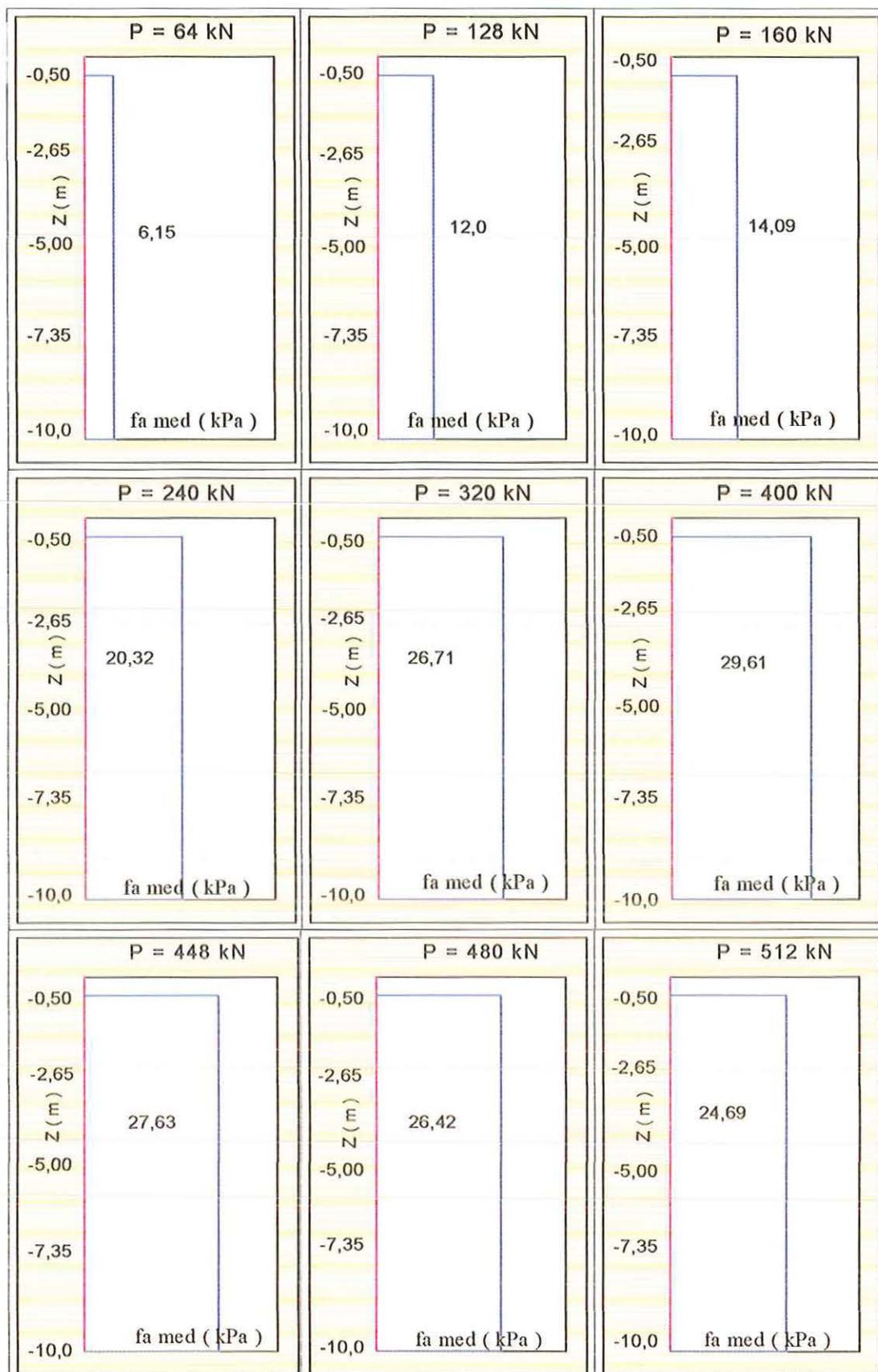


FIGURA A2.09: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca E-03 L = 10,0m P3 - solo pré-inundado.

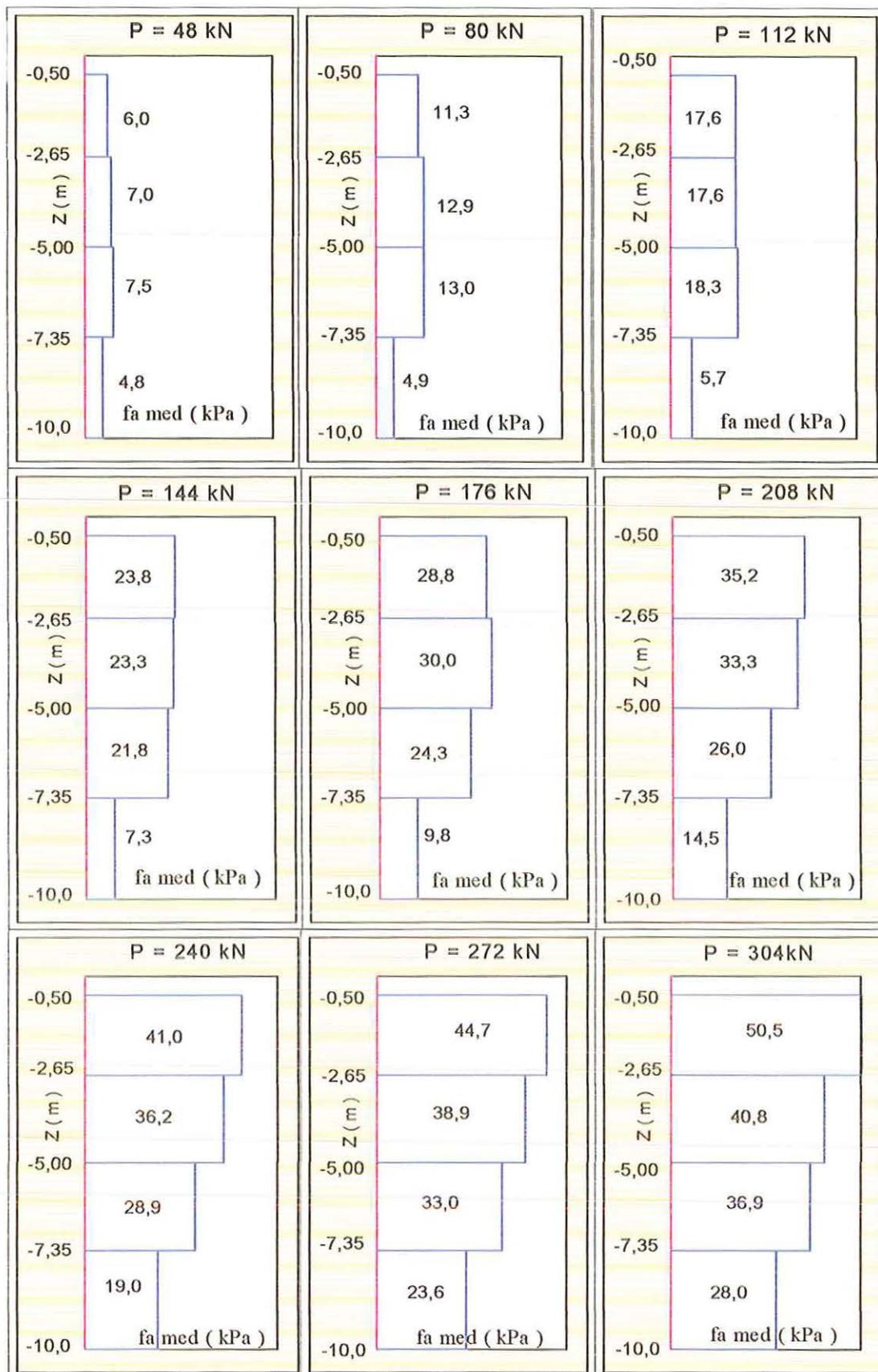


FIGURA A2.10: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca E-04 L = 10,0m P1 - solo natural.

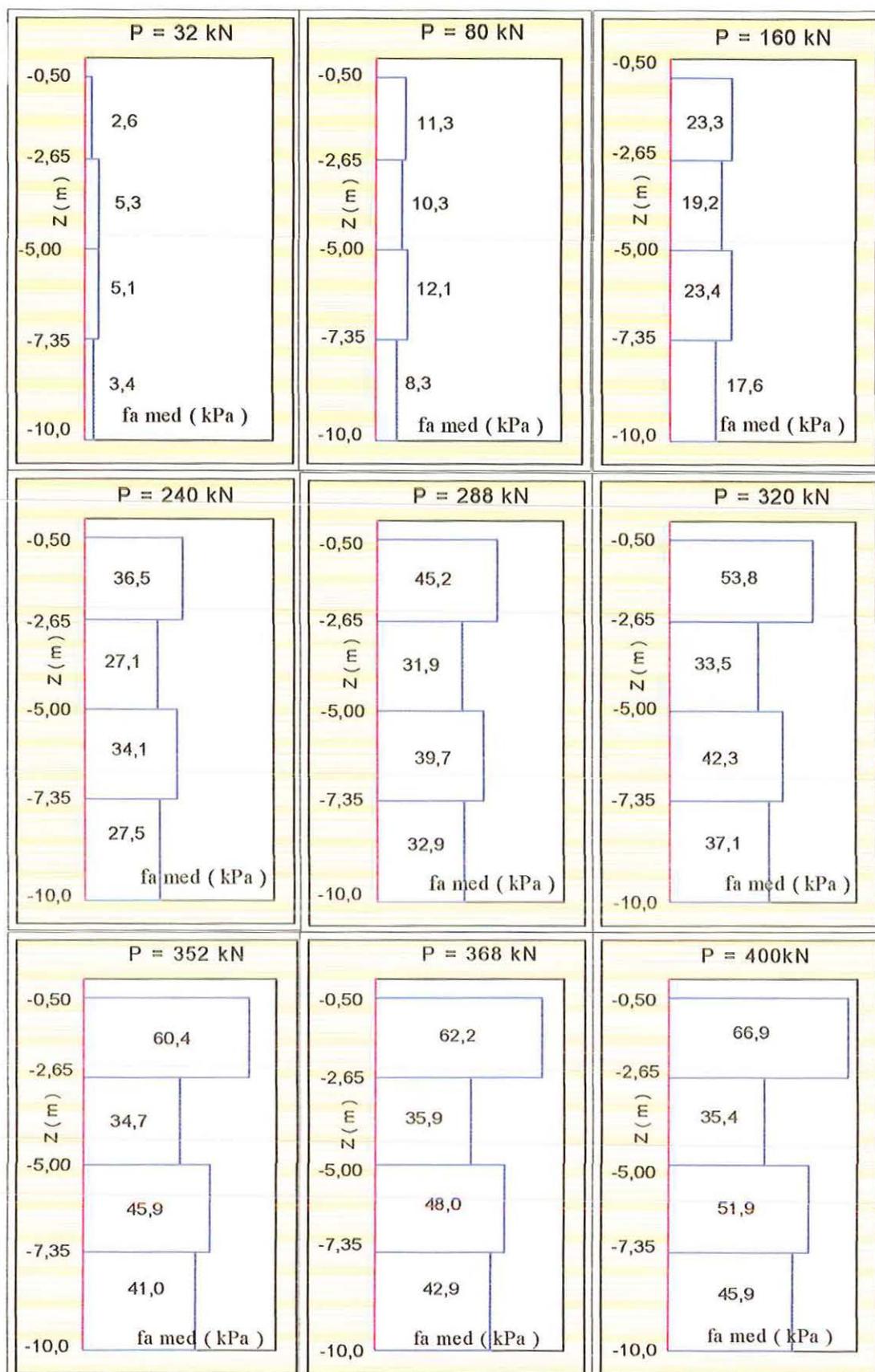


FIGURA A2.11: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca E-04 L = 10,0m P2 - solo natural.

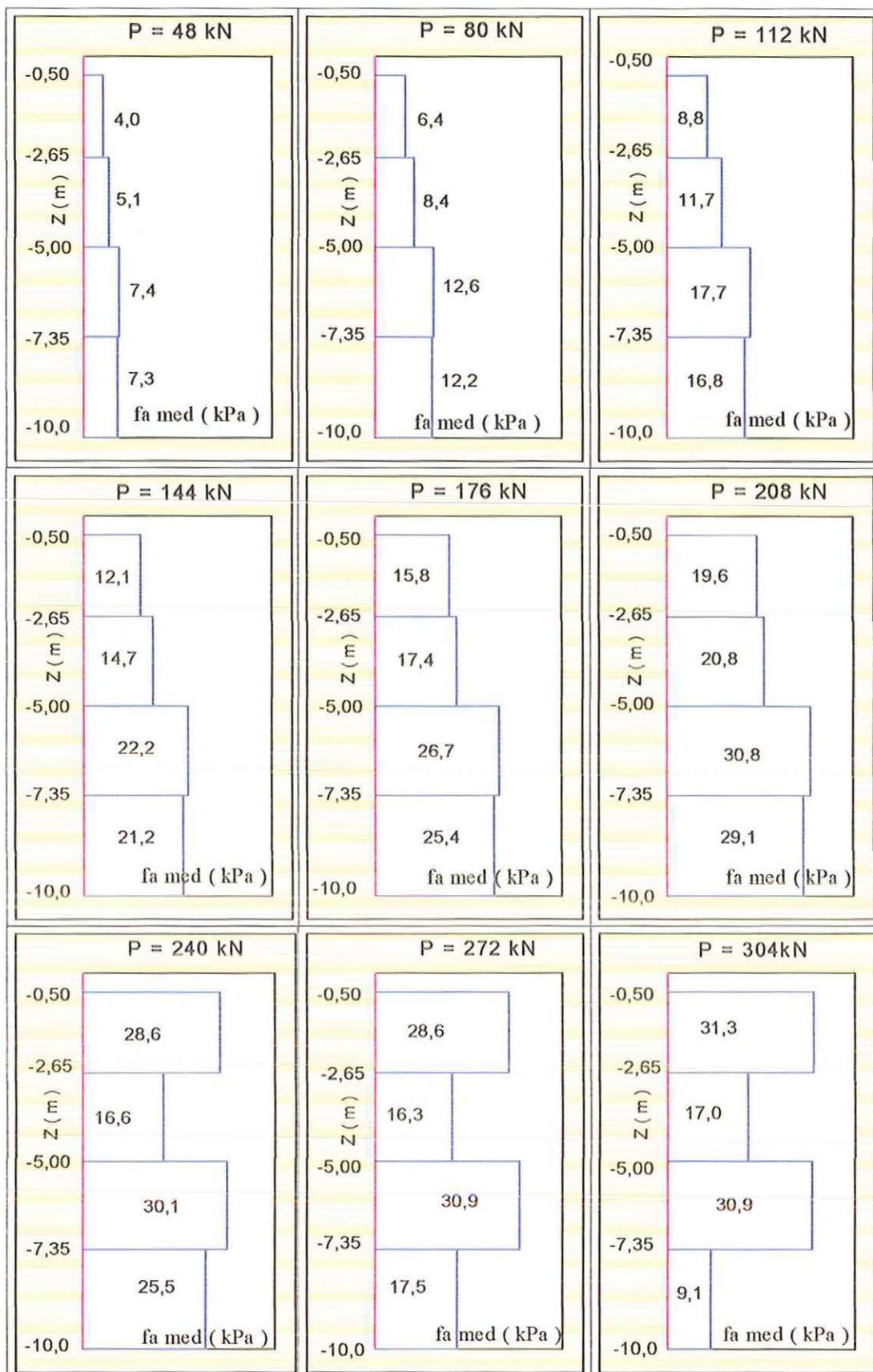


FIGURA A2.12: Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste da estaca E-04 L = 10,0m P3 - solo pré-inundado.

ANEXO 03

RESULTADOS OBTIDOS DA

INSTRUMENTAÇÃO

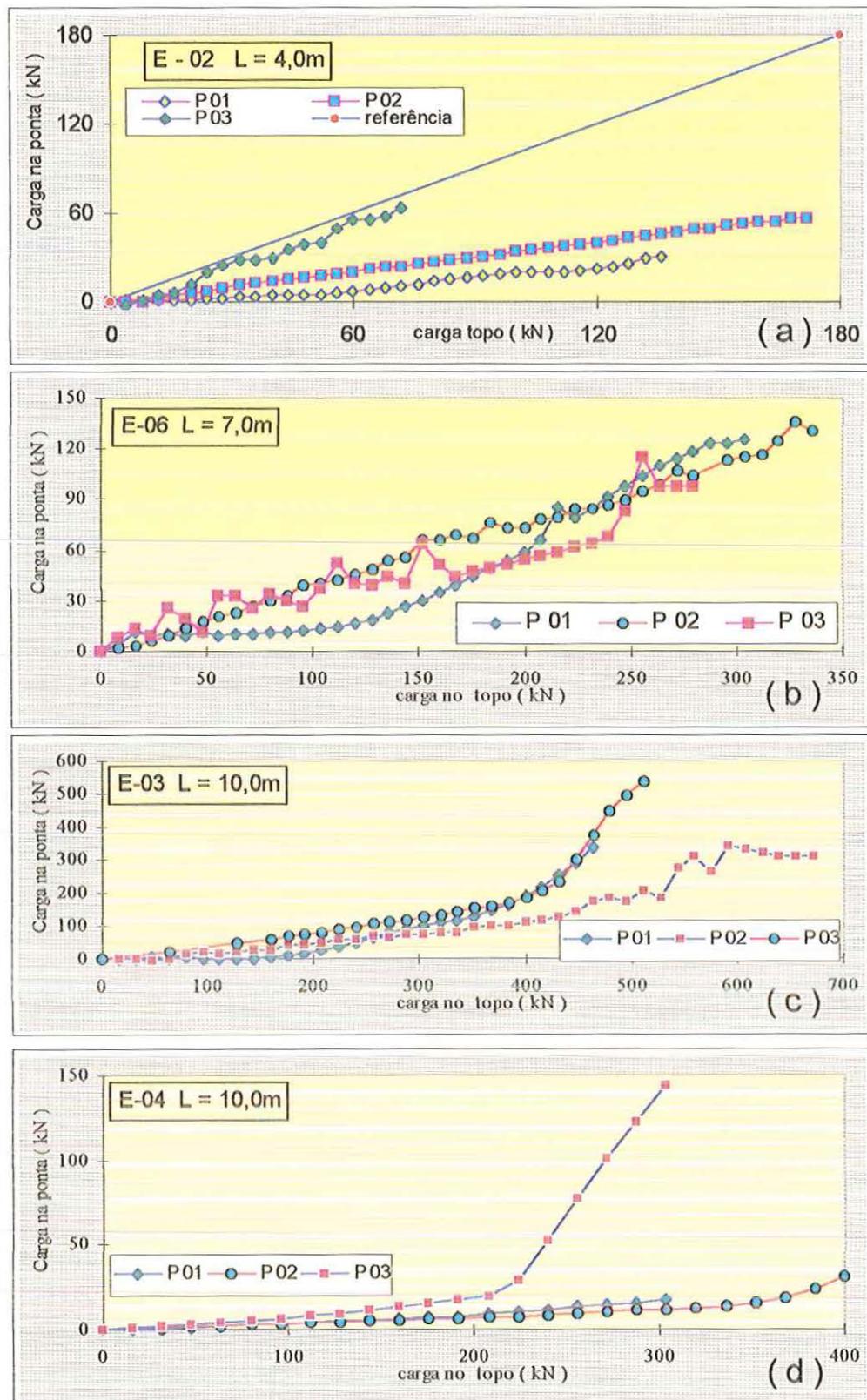
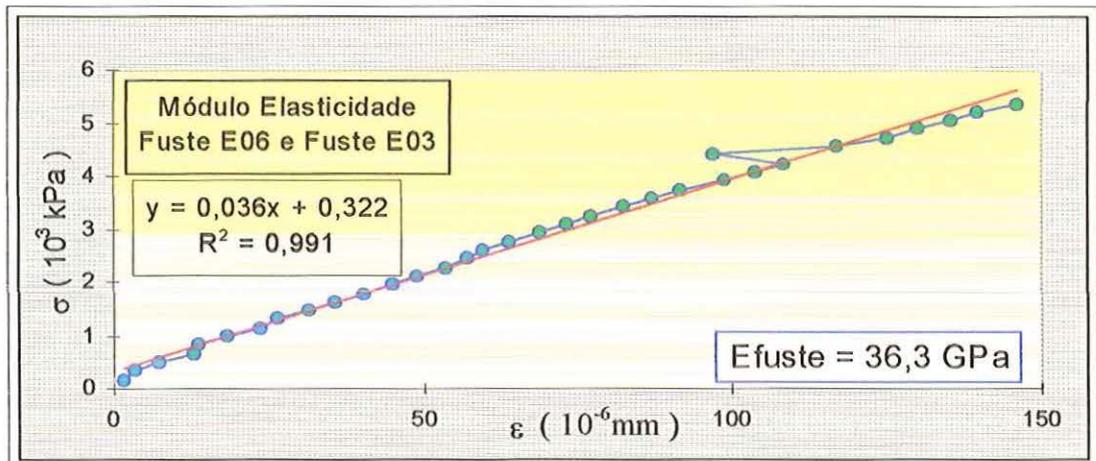


FIGURA A3.01: Curvas carga no topo x carga na ponta - estaca E-02; E-06; E03 e E-04.

FIGURA A3.02: Curvas $\sigma \times \epsilon$ – strain gages instalado externo ao fuste.