

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP

EXEMPLAR REVISADO

Data de entrada no Serviço: 03 / 10 / 01

Ass.: *Guilherme*

**ATRITO LATERAL E RESISTÊNCIA DE BASE EM
TUBULÕES A CÉU ABERTO EM SOLOS
COLAPSÍVEIS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA À ESCOLA DE
ENGENHARIA DE SÃO CARLOS – UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO,
COMO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM GEOTECNIA.

AUTORA: TÚLIA RIBEIRO DA SILVA SANTOS

ORIENTADOR: PROF. DR. JOSÉ CARLOS ANGELO CINTRA



São Carlos (SP), Setembro de 2001.

DEDALUS - Acervo - EESC



31100036815

FOLHA DE JULGAMENTO


Candidata: Engenheira **TÚLIA RIBEIRO DA SILVA SANTOS**

Dissertação defendida e julgada em 13-06-2001 perante a Comissão Julgadora:



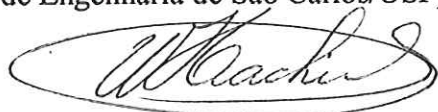
Prof. Associado **JOSE CARLOS A. CINTRA(Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado




Prof. Doutor **NELSON AOKI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado



Prof. Titular **WALDEMAR COELHO HACHICH**
(Escola Politécnica/USP)

aprovado



JOSE CARLOS A. CINTRA
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

DEDICATÓRIA

*Aos Meus Pais, Cloves e Eloísa
e Minhas Irmãs, Candice e Nicole.*

Estabelecemos nossos sonhos ... Geramos nossos ideais ...
Semeamos nossas sementes, mas nem sempre colhemos os
frutos.

Muito de nós nos perdemos pelos caminhos, nos achamos
pelas nossas dúvidas, e morremos pelos nossos medos.

Porém de tudo fica uma certeza, a de que somos heróis pelas
nossas tentativas de vitórias. Somos heróis pela necessidade de
descobrirmos o inusitado ou de reafirmarmos o antigo. Talvez
ninguém o faça melhor por isso, mas, acredite, você está
fazendo a sua parte por você mesmo.

Em princípio um projeto tem início, meio e fim ...

Entretanto, em sabedoria, ele possui vida eterna a partir do
momento em que nós o alimentamos e fazamos o seu
crescimento próprio, gerando novos conceitos e princípios,
pois assim também estaremos crescendo individualmente.

Túlia Ribeiro

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo merecimento de realização e conclusão deste trabalho.

Um agradecimento muito especial à minha família, por ser meu “porto seguro”, meu cais e meu aconchego, dando-me forças para prosseguir e suportar as adversidades.

Ao Prof. José Carlos A. Cintra, meu muito obrigado, pela orientação deste trabalho, dando-me novas sugestões e conselhos. Agradeço também pela confiança depositada, paciência e amizade.

Ao Prof. Nelson Aoki, pela amizade e colaboração neste trabalho e, principalmente, pelos ensinamentos de vida.

Aos amigos Eng^{os}. Mauro Menegotto, José Benedito Carneiro, Marcos Fernando Macacari e Ana Paula Vianna pela importante contribuição e apoio na realização dos ensaios de campo, que constituem a parte experimental desta Dissertação de Mestrado.

Aos amigos, Sandra Fernandes, Paulo Maurício Lopes, Adriana Arendhit, Edmundo Tallamini, Ana Valéria, Ezilma Cordeiro, Irahya Maia, Rogério Ribeiro, Leonídia Castro, Virgínia Dias, Gracinete Bastos e Ana Carina, pela companhia, carinho e amizade, ao longo do tempo que residi em São Carlos, tornando meus momentos mais felizes.

À amiga Ana Paula, deixo um obrigado mais do que especial, pelos conselhos, pela amizade incondicional, companhia em todas as horas e pelos momentos alegres e divertidos.

Às grandes amigas, Renata Paes Mendonça e Manuela Brandão Borges pelo apoio, amizade e carinho doados a mim, não só no período que residi no Estado de São Paulo, como ao longo de todo o tempo de nossas vidas.

Aos Mestres e amigos, Prof. Luis Edmundo Campos e Paulo César Burgos, pelas contribuições à minha história de vida e por toda a amizade.

À Empresa 4 x 4 Engenharia e Projetos e seus funcionários, pela paciência, neste período final de conclusão da Dissertação de Mestrado, e por toda a ajuda.

A todos os Professores do Depto. de Geotecnia José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, Orencio Monje Vilar, João Batista Nogueira, Antenor Braga Paraguassu, José Eduardo Rodrigues, Tarcisio Barreto Celestino, Airton Bortolucci, Benedito de Souza Bueno, Gene Stancati, Lázaro Zuquetti, Fábio Magalhães e Osni Pejon, que

direta ou indiretamente muito colaboraram para a finalização deste trabalho e para o meu próprio crescimento profissional.

Ao amigo Dr. Herivelto Moreira dos Santos, o meu muitíssimo obrigado, pela amizade, colaboração e dedicação, em todos os momentos, na Pós-graduação do Departamento de Geotecnia.

À secretária Maristela Batissaco, pelos inúmeros pedidos atendidos, os quais permitiram agilizar muitas necessidades deste trabalho.

Aos funcionários do Depto. de Geotecnia, Sr. Antônio Garcia, José Luiz Guerra, Benedito Oswaldo de Souza e Oscar pela inestimável colaboração.

Ao CNPQ, meu agradecimento, pelo fornecimento de bolsa de Mestrado, possibilitando a realização deste trabalho.

Agradeço também, a todos aqueles que, de uma forma ou de outra, contribuíram para esta pesquisa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xv
LISTA DE SÍMBOLOS	xvii
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1) TUBULÕES A CÉU ABERTO	3
2.1.1) VANTAGENS E DESVANTAGENS QUANTO À UTILIZAÇÃO	3
2.1.2) PROCESSO EXECUTIVO	5
2.1.2.1) INFLUÊNCIAS DAS ETAPAS DE EXECUÇÃO NO COMPORTAMENTO DE TUBULÕES	9
- ETAPA DE ESCAVAÇÃO	11
- INTERVALO DE TEMPO ENTRE A ESCAVAÇÃO E A CONCRETAGEM DO TUBULÃO	11
- ETAPA DE CONCRETAGEM	14
2.1.2.2) NOVAS TÉCNICAS DE EXECUÇÃO	15
2.2) COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	19
- COMPORTAMENTO DE TUBULÕES EM ARGILAS	19
- COMPORTAMENTO DE TUBULÕES EM AREIAS	21
- COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS	24

2.3) CAPACIDADE DE CARGA ESTÁTICA	26
- RESISTÊNCIA DE BASE	27
- RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL	32
2.4) MÉTODOS DE SEPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE BASE E POR ATRITO LATERAL	35
2.4.1) MÉTODO DE FRANKE (1989)	36
2.4.2) MÉTODO DE SILVA (1986)	38
2.4.3) MÉTODO DE KRUIZINGA (1988)	41
2.4.4) MÉTODO DE TEJCHMAN & GWIZDALA (1988)	44
2.5) PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	47
- GRÁFICO CARGA - RECALQUE	50
- MÉTODO DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA - RECALQUE	52
CAPÍTULO 3 – CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES	53
3.1) CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA	54
3.2) CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	55
3.2.1) ENSAIOS IN SITU	55
3.2.2) ENSAIOS DE LABORATÓRIO	59
3.3) VARIABILIDADE DO MACIÇO DE SOLOS	61
CAPÍTULO 4 – PROCESSO EXECUTIVO	64
4.1) GEOMETRIA E LOCAÇÃO	64
4.2) ETAPAS DE EXECUÇÃO	66
CAPÍTULO 5 – MATERIAIS E EQUIPAMENTOS	71
5.1) ISOPOR	71
5.2) PROVAS DE CARGA	75

CAPÍTULO 6 – MÉTODOS E PROCEDIMENTOS ADOTADOS NAS PROVAS DE CARGA	81
6.1) TIPOS DE ENSAIOS REALIZADOS	82
6.1.1) ENSAIOS SEM INUNDAÇÃO	82
6.1.2) ENSAIOS COM INUNDAÇÃO PRÉVIA DO TERRENO	83
6.2) DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE E SUCCÃO	83
6.3) SISTEMA DE REAÇÃO	86
CAPÍTULO 7 – PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	87
CAPÍTULO 8 – PREVISÃO DA CURVA CARGA RECALQUE	89
8.1) MÉTODO DE FRANKE (1989)	89
8.2) MÉTODO DE KRUIZINGA (1988)	91
8.3) MÉTODO DE TEJCHMAN & GWIZDALA (1988)	92
CAPÍTULO 9 – RESULTADOS OBTIDOS	95
9.1) PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	95
9.1.1) ATRITO LATERAL	96
9.1.2) RESISTÊNCIA DE BASE	96
9.2) CURVAS CARGA - RECALQUE	97
CAPÍTULO 10 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	100
10.1) CAPACIDADE DE CARGA	100
10.2) CURVA CARGA – RECALQUE	102
10.2.1) ADAPTAÇÃO DOS MÉTODOS DE SEPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE BASE E POR ATRITO LATERAL	104
10.2.2) INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	107
10.2.3) ATRITO LATERAL	108

	10.2.3.1) INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE	108
SUCÇÃO		
	10.2.3.2) INFLUÊNCIA DA INUNDAÇÃO DO	110
TERRENO		
	10.2.3.3) INFLUÊNCIA DO INTERVALO DE	111
TEMPO ENTRE A ESCAVAÇÃO E A CONCRETAGEM		
	10.2.4) RESISTÊNCIA DE BASE	112
	10.2.4.1) INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE	112
SUCÇÃO		
	10.2.4.2) INFLUÊNCIA DA INUNDAÇÃO DO	114
TERRENO		
	10.2.4.3) INFLUÊNCIA DO INTERVALO DE	117
TEMPO ENTRE A ESCAVAÇÃO E A CONCRETAGEM		
CAPÍTULO 11 – CONCLUSÕES		118
CAPÍTULO 12 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		121
ANEXOS I		135
ANEXOS II		140
ANEXOS III		142
ANEXOS IV		148
ANEXOS V		154
ANEXOS VI		165
ANEXOS VII		176

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1: Estágios para a Execução de um Tubulão, sem Base Alargada (HARTIKAINEN & GAMBIN, 1994).	5
FIGURA 2.2: Método de Execução de Tubulões a Céu Aberto sem Contenção Lateral (REESE, 1978).	6
FIGURA 2.3: Método de Execução de Tubulões a Céu Aberto com Contenção Lateral (REESE, 1978).	6
FIGURA 2.4: Influência da Instalação da Estaca nos Resultados dos Ensaios de CPT (DE BEER, 1988).	8
FIGURA 2.5: Influência da Instalação da Estaca nos Resultados dos Ensaios de CPT (VAN WEELE apud DE BEER, 1988).	9
FIGURA 2.6: Possíveis Defeitos Causados Durante o Processo de Execução de um Tubulão (HARTIKAINEN & GAMBIN, 1994).	10
FIGURA 2.7: Efeito do intervalo de Tempo entre a Escavação e a Concretagem de um Tubulão nos Valores de K_s (ANDERSON, 1975).	12
FIGURA 2.8: Influência do Tempo de Execução no Atrito Lateral (GAMA E SILVA et al., 1982).	13
FIGURA 2.9: Curva Carga – Recalque do Tubulão IX (MANOLIU, 1993).	15
FIGURA 2.10: Procedimentos Construtivos do Método SSM – MAN (MIKI, 1979).	16
FIGURA 2.11: Comparação das Curvas Carga – Recalque de Estacas Escavadas Através do Processo úmido e do Método de Execução Tradicional (TEPARAKSA, 1992).	17

FIGURA 2.12: Planta da Zona de Melhoria com o Uso de Colunas Injetadas (TING & TOH, 1985).	18
FIGURA 2.13: Curvas de Carga – Recalque Comparando o Comportamento dos Tubulões (TING & TOH, 1985).	18
FIGURA 2.14: Diagrama para Mobilização do Atrito Lateral Proposto por VAN WEELE (1979).	20
FIGURA 2.15: Diagrama para Mobilização Resistência de Base Proposto por VAN WEELE (1979).	21
FIGURA 2.16: Curva Carga – Recalque em um Tubulão Instrumentado (O'NEILL, 1992).	23
FIGURA 2.17: Fator Empírico Redutor (r_v) para Tubulões em Areias (FRANKE, 1981).	28
FIGURA 2.18: Variação da Capacidade de Carga de Tubulões com o Diâmetro da Base (BRANDL, 1985).	29
FIGURA 2.19: Relação entre a Resistência Lateral Unitária e a Média do Recalque Normalizado (MATSUI, 1993).	32
FIGURA 2.20: Posicionamento da célula Hidrodinâmica sobre o Terreno, no Fundo do Tubulão (SILVA, 1986).	39
FIGURA 2.21: Montagem do Sistema, Instrumentação e Bomba de Injeção (SILVA, 1986).	40
FIGURA 2.22: Levantamento do fuste (SILVA, 1986).	40

FIGURA 2.23: <i>Curvas Carga – Recalque Analisando-se Separadamente as Parcelas de Resistência de Base e por Atrito Lateral para o Tubulão 3 (KRUIZINGA,1988).</i>	43
FIGURA 2.24: <i>Curvas Carga – Recalque Analisando-se Separadamente as Parcelas de Resistência de Base e por Atrito Lateral para o Tubulão 5 (KRUIZINGA,1988).</i>	43
FIGURA 2.25: <i>Comparação das Curvas Carga – Recalque Obtidas Através da Instrumentação e do Método de TEJCHMAN e GWIZDALA (1988).</i>	46
FIGURA 2.26: <i>Sistema de Reação com Cargueiras (ALONSO apud NIYAMA et al., 1996).</i>	48
FIGURA 2.27: <i>Sistema de Reação com Tirantes (NIYAMA et al., 1996).</i>	48
FIGURA 2.28: <i>Sistema de Reação com Estacas de Apoio (REESE e O'NEILL, 1988).</i>	49
FIGURA 2.29: <i>Forma Geral da Curva Carga – Recalque para uma Ruptura Nítida.</i>	50
FIGURA 2.30: <i>Carga de Ruptura Convencional (NBR 6122, 1996).</i>	51
FIGURA 2.31: <i>Curva Carga – Recalque de VAN DER VEEN (1953).</i>	52
FIGURA 3.1: <i>Seção Esquemática da Geologia de Pequena Profundidade em São Carlos (BORTOLUCCI, 1983).</i>	55
FIGURA 3.2: <i>Perfil do Terreno Associado às Sondagens à Percussão.</i>	56
FIGURA 3.3: <i>Variação do N_{SPR} Médio em Função da Profundidade para cada Campanha de Sondagem Realizada.</i>	57
FIGURA 3.4: <i>Variação da Resistência de Ponta Unitária Média (q) em Função da Profundidade para cada Campanha.</i>	58

FIGURA 3.5: <i>Variação da Resistência por Atrito Lateral Unitária Média (f) em Função da Profundidade para cada Campanha.</i>	58
FIGURA 3.6: <i>Curvas Granulométricas Obtidas para as Profundidades de 3, 5 e 8m, em Relação à Superfície do Terreno (MACHADO, 1998).</i>	59
FIGURA 3.7: <i>Variação de índices Físicos e de Limites de Consistência com a Profundidade (COSTA, 1999).</i>	60
FIGURA 3.8: <i>Variabilidade do Maciço de Solos em Função do N_{SPT} e Litologia para a 1ª Campanha de Sondagem à Percussão.</i>	61
FIGURA 3.9: <i>Variabilidade do Maciço de Solos em Função do N_{SPT} e Litologia para a 2ª Campanha de Sondagem à Percussão.</i>	62
FIGURA 3.10: <i>Variabilidade do Maciço de Solos em Função do N_{SPT} e Litologia para a 3ª Campanha de Sondagem à Percussão.</i>	62
FIGURA 4.1: <i>Detalhes Geométricos dos Tubulões a Céu Aberto.</i>	64
FIGURA 4.2: <i>Detalhamento da Armadura nos Tubulões a Céu Aberto.</i>	65
FIGURA 4.3: <i>Planta Esquemática do Campo Experimental de Fundações da ESSC / USP.</i>	66
FIGURA 4.4: <i>Escavação Mecanizada do Fuste.</i>	67
FIGURA 4.5: <i>Escavação Mecanizada do Fuste, com a Retirada do Material Escavado.</i>	67
FIGURA 4.6: <i>Operação de Descida no Poço do Tubulão, para a Liberação da Base.</i>	68
FIGURA 4.7: <i>Concretagem da Base, no Tubulão TE 1.</i>	68

FIGURA 4.8: <i>Camada de Isopor (E.P.S).</i>	69
FIGURA 4.9: <i>Varição da Resistência à Compressão Simples, Obtida com a Retirada dos Corpos de Prova, Durante a Etapa de Concretagem.</i>	70
FIGURA 5.1: <i>Corpo de Prova de Isopor a Ser Ensaiado em Laboratório.</i>	72
FIGURA 5.2: <i>Corpo de Prova de Isopor Confinado no Cilindro de Madeira.</i>	73
FIGURA 5.3: <i>Realização do Ensaio em Laboratório (Departamento de Estruturas da EESC).</i>	74
FIGURA 5.4: <i>Macaco Hidráulico Utilizado nas Provas de Carga Estática.</i>	75
FIGURA 5.5: <i>Bomba Elétrica Utilizada nas Provas de Carga Estática.</i>	76
FIGURA 5.6: <i>Célula de Carga Utilizada nas Provas de Carga Estática.</i>	77
FIGURA 5.7: <i>Extensômetro Mecânico Utilizado nas Provas de Carga Estática.</i>	78
FIGURA 5.8: <i>Indicador de Deformações Utilizado nas Provas de Carga Estática.</i>	79
FIGURA 5.9: <i>Rótula Maciça Utilizada nas Provas de Carga Estática.</i>	79
FIGURA 5.10: <i>Vista Geral da Montagem de uma Prova de Carga Estática em Tubulão.</i>	80
FIGURA 6.1: <i>Cava Aberta no Terreno, ao redor do tubulão, para Realização do Ensaio Inundado.</i>	83
FIGURA 6.2: <i>Varição do Teor de Umidade com a Profundidade, obtida através de Tradagem .</i>	84
FIGURA 6.3: <i>Varição da Pressão de Sucção com a Profundidade.</i>	84

FIGURA 6.4: <i>Variação Pluviométrica Durante o Ano de 2000 em São Carlos/SP.</i>	85
FIGURA 6.5: <i>Variação do Nível D'Água Durante o Ano de 2000 e da Pressão de Sucção à Cota – 8,0 m.</i>	85
FIGURA 6.6: <i>Sistema de Reação.</i>	86
FIGURA 8.1: <i>Previsão da curva atrito lateral – recalque pelo Método de FRANKE (1989).</i>	90
FIGURA 8.2: <i>Previsão da curva resistência de base – recalque pelo Método de FRANKE (1989).</i>	90
FIGURA 8.3: <i>Previsão da curva resistência de base – recalque pelo Método de KRUIZINGA (1988).</i>	91
FIGURA 8.4: <i>Previsão da curva atrito lateral – recalque pelo Método de KRUIZINGA (1988).</i>	92
FIGURA 8.5: <i>Previsão da curva carga total – recalque pelo Método de KRUIZINGA (1988).</i>	92
FIGURA 8.6: <i>Previsão da curva resistência de base – recalque pelo Método de TEJCHMAN & GWIZDALA (1988).</i>	93
FIGURA 8.7: <i>Previsão da curva atrito lateral – recalque pelo Método de TEJCHMAN & GWIZDALA (1988).</i>	93
FIGURA 8.8: <i>Previsão da curva carga total – recalque pelo Método de TEJCHMAN & GWIZDALA (1988).</i>	94
FIGURA 9.1: <i>Curvas carga - recalque para o Tubulão TE 1.</i>	98
FIGURA 9.2: <i>Curvas carga - recalque para o Tubulão TE 2.</i>	98

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS
ASTM	AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
AV	MÉTODO AOKI & VELLOSO PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS
CEN	EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
CP	CORPO DE PROVA
CPT	CONE PENETRATION TEST (ENSAIO DE PENETRAÇÃO DO CONE)
DQ	MÉTODO DÉCOURT & QUARESMA PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS
EESC	ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
EPS	ETILENO POLI EXPANDIDO
FAPESP	FUNDAÇÃO DE AUXÍLIO À PESQUISA DO ESTADO DE SÃO PAULO
INUND.	ENSAIO COM O TERRENO PRÉ – INUNDADO
NBR	NORMA BRASILEIRA REGISTRADA
QML	QUICK MANTEINED LOAD TEST (ENSAIO DO TIPO RÁPIDO)
SML	SLOW MANTEINED LOAD TEST (ENSAIO DO TIPO LENTO)

SPT	STANDARD PENETRATION TEST
TE	TUBULÃO A CÉU ABERTO, COM BASE ALRGADA E COM PLACAS DE ISOPOR ENTRE A BASE E O FUSTE
UNESP	UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
USP	UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
Ve	MÉTODO VELLOSO PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

LISTA DE SÍMBOLOS

ν → Coeficiente de Poisson

α → fator de aderência

β → fator de aderência

γ → peso específico efetivo médio do solo

Ψ → pressão de sucção

$\alpha(h)$ → coeficiente de minoração em função da profundidade de penetração

σ'_h → tensão efetiva horizontal

σ'_v → tensão efetiva vertical

β_1 e β_2 → fatores do fuste que foram ambos propostos e iguais a 0,5

γ_d → peso específico seco do solo

$\gamma_{d\max}$ → peso específico seco máximo do solo

γ_s → peso específico dos sólidos

$\tau_{s,\max}$ → resistência por atrito lateral unitária máxima

Δt → intervalo de tempo

a_1 → constante que descreve a inclinação inicial da curva em função do tipo de solo

A_b → área da base da estaca ou tubulão

B → fator de capacidade de carga adimensional, obtido por tabela

c' → intercepto de coesão

c_u → coesão não drenada do solo

D → diâmetro da placa ou estaca

D_f → diâmetro do fuste da estaca ou tubulão

$f(z/D)$ → fator adimensional limitado para uma placa rígida

f_c → valor médio, ao longo do fuste, da resistência lateral de ensaios CPT

f_{ck} → resistência característica do concreto, à compressão

f_s → atrito lateral unitário associado ao recalque

$f_{s\max}$ → atrito lateral unitário máximo

$G \rightarrow$ Módulo equivalente secante cisalhante em função do valor assumido de s_{lim}/D

$K_0 \rightarrow$ coeficiente de repouso do solo

$K_s \rightarrow$ coeficiente de pressão lateral do solo

$L \rightarrow$ comprimento da estaca

$N_{SPT} \rightarrow$ índice de resistência à penetração medido em um ensaio de SPT

$q_c^* \rightarrow$ resistência de ponta, do CPT, reduzida pela metade para estacas escavadas

$q_b \rightarrow$ resistência de base unitária em função do recalque (s)

$q_c \rightarrow$ resistência de ponta medida durante a realização de ensaios de CPT

$q_{c\ med} \rightarrow$ valor médio da resistência de ponta, ao longo do fuste

$Q_{f(s)} \rightarrow$ parcela de resistência por atrito lateral

$Q_{p(s)} \rightarrow$ parcela de resistência de base

$q_s \rightarrow$ resistência de base unitária;

$q_{s,f} \rightarrow$ resistência por atrito lateral unitária

$Q_{t(s)} \rightarrow$ capacidade de carga

$R \rightarrow$ capacidade de carga estimada

$r_b \rightarrow$ fator empírico redutor

$R_L \rightarrow$ parcela de resistência por atrito lateral estimada

$R_p \rightarrow$ parcela de resistência de ponta ou de base estimada

$s \rightarrow$ recalque da estaca ou tubulão

$S_f \rightarrow$ área da superfície do fuste da estaca ou tubulão

$s_{lim} \rightarrow$ recalque limite adotado

$w_{ot} \rightarrow$ teor de umidade ótimo

$z \rightarrow$ Profundidade

RESUMO

SANTOS, T. R. S. (2001). Atrito Lateral e Resistência de Base em Tubulões a Céu Aberto, em Solos Colapsíveis. São Carlos, 2001. 212p. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho apresenta resultados de provas de carga estática em tubulões a céu aberto, com o monitoramento do teor de umidade através do processo de tradagem, a cada metro, até uma profundidade de 9,0 m, em um maciço de solo não-saturado e colapsível, representativo da região centro-oeste do interior do Estado de São Paulo. Ao total, realizaram-se dez provas de carga, no Campo Experimental de Fundações da EESC / USP, com e sem inundação do terreno, com carregamento do tipo rápido (QML). Os tubulões possuem base alargada e, antes da concretagem do fuste, foram introduzidas placas de isopor (E.P.S) a fim de, durante a realização dos ensaios, obter separadamente as parcelas de resistência de base e por atrito lateral. A partir dos dados obtidos, procedeu-se uma análise da influência da pressão de sucção, da inundação do terreno e do intervalo de tempo entre a escavação e a concretagem nestas parcelas de resistência, já que dois tubulões foram concretados após transcorrerem sete dias da finalização da etapa de escavação e os outros dois, concretados logo após a etapa de escavação. Observou-se que a sucção tem um efeito importante no comportamento dos tubulões a céu aberto: com o aumento da sucção maiores se tornam as resistências de base e por atrito lateral. Conseqüentemente, a influência do colapso apresenta-se mais significativa com o aumento da pressão de sucção.

Palavras –chave: prova de carga estática, tubulões a céu aberto, pressão de sucção, solos não-saturados, solos colapsíveis.

ABSTRACT

SANTOS, T. R. S. (2001). Skin Friction and Base Resistance of Large Diameter Bored Piles in Collapsible Soils. São Carlos, 2001. 212p. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work presents results of static load tests, in large diameter bored piles, with measurements of soil moisture content in an unsaturated collapsible soil, considered as representative of the middle – west region of the State of São Paulo, Brazil. Ten load tests were performed at Foundation Experimental Field of the EESC / USP, with and without wetting of the pit and the with quick maintained load (QML). In the large diameter bored piles were introduction, between the base and the shaft, an layer of “*isopor*”, to separate the skin friction and the base resistance, during the static load tests. The gathered data allowed an assessment of the influence on the soil suction, of the soil soaking and the effect between excavation and concrete in the behaviour these isolate elements of foundation.

Keywords: static load test, large diameter bored piles, soil suction, unsaturated soils, collapsible soils.

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

Um estudo geotécnico do comportamento de tubulões a céu aberto como elementos isolados de fundação profunda tem grande importância, devido a sua larga utilização em obras de médio e grande porte, principalmente no interior do Estado de São Paulo.

Poucas pesquisas já foram realizadas, sob o ponto de vista do comportamento de tubulões instalados em maciços de solo de natureza e características diversas. Contudo, ainda são necessários trabalhos mais específicos, analisando-se separadamente a resistência de base e por atrito lateral, o efeito da colapsibilidade na redução da capacidade de carga, a influência da pressão de sucção nestas parcelas de resistência, e a avaliação das etapas que constituem o processo executivo.

A fim de avaliar separadamente as parcelas de resistência do sistema, lançou-se mão de uma alternativa mais econômica e inovadora, que apresentou excelentes resultados. Trata-se da colocação de placas de isopor entre a base e o fuste dos tubulões.

Para o desenvolvimento desta dissertação de mestrado, realizaram-se provas de carga estática em quatro tubulões a céu aberto, com base alargada, no Campo experimental de Fundações da EESC / USP. Todas as informações necessárias à caracterização do sistema tubulão – maciço de solos estão apresentadas nos capítulos seguintes, assim como dos métodos e procedimentos adotados, resultados obtidos e suas análises e conclusões.

Em síntese, este trabalho é composto em mais onze partes, sendo que o próximo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica, enfatizando o comportamento de fundações profundas, o processo executivo de tubulões a céu aberto e sua influência, provas de carga estática, métodos de previsão da curva carga – recalque, separando-se as parcelas de resistência, e métodos de previsão da capacidade de carga para estacas.

No Capítulo 3, caracteriza-se geológica e geotecnicamente o local onde foram realizados os ensaios.

Os métodos e procedimentos adotados para a realização deste trabalho constituem o Capítulo 4, enquanto no Capítulo 5 apresentam-se os materiais e equipamentos utilizados.

No Capítulo 6 mostram-se os métodos e procedimentos adotados nas provas de carga estática. A previsão tanto da capacidade de carga, quanto da curva carga – recalque, está apresentada nos Capítulos 7 e 8, respectivamente.

No Capítulo 9 há a apresentação dos resultados obtidos enquanto que a análise destes é feita no Capítulo 10. No Capítulo 11, finalmente, são apontadas as conclusões.

O Capítulo 12 lista todas as referências bibliográficas citadas nesta dissertação de mestrado.

Encontram-se nos Anexos I a VII, as planilhas de cálculo e os resultados obtidos, durante os ensaios, tanto de campo como em laboratório.

Constituem objetivos básicos desta pesquisas:

- Determinar o teor de umidade e sucção *in situ*, durante a realização das provas de carga estática, através da coleta de amostras deformadas, por processo de tradagem;
- Avaliar a influência da variação do teor de umidade e da pressão de sucção nas parcelas de resistência do sistema tubulão – maciço de solo, por meio de provas de carga estática;
- Separar e analisar as parcelas de resistência, comparando os resultados obtidos com os valores previstos em projetos, por métodos da prática brasileira da Engenharia de Fundações;
- Estimar a curva carga - recalque, separando a resistência por atrito lateral da resistência de base, comparando-se com os resultados obtidos em campo;
- Avaliar a utilização do isopor como uma alternativa para separar as parcelas de resistência durante as provas de carga.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1) TUBULÕES A CÉU ABERTO

2.1.1) VANTAGENS E DESVANTAGENS QUANTO À UTILIZAÇÃO

Os tubulões a céu aberto têm sido, largamente, utilizados como elementos estruturais de fundação, no Estado de São Paulo. Este fato se dá, uma vez que, apresentam, quando comparados a outros tipos de fundações, várias vantagens.

Conforme HEYDENRYCH & BEER (1975), REESE (1978), BROMS *et al.* (1988) e HARTIKAINEN & GAMBIN (1994), o extenso emprego de tubulões pode ser atribuído a um número significativo de fatores como:

- As escavações podem atravessar maciço de solo de elevada resistência, como pedras e matacões, sendo até possível penetrar em certos tipos de rochas;
- Durante o processo de escavação pode-se classificar o solo retirado e compará-lo às condições iniciais do projeto para a caracterização do maciço de solo;
- Os custos de mobilização e desmobilização são menores quando comparados à utilização de um bate-estaca ou outros equipamentos;
- O diâmetro e o comprimento dos tubulões podem ser modificados durante a escavação para compensar as estimativas iniciais das propriedades do maciço de solo;
- Pode-se, em geral, apoiar cada pilar em um fuste único, não sendo necessário o uso de diversas estacas, isto é, grupo de estacas;
- Controle efetivo do nível d'água;

- As etapas construtivas apresentam ruídos e vibrações de intensidade muito baixa, o que possui relevante importância para obras urbanas, próximas a edificações.

Contudo, ALBIERO *et al.* (1993) afirmam que certas vantagens conduziram a uma preferência indiscriminada pelo emprego de tubulões a céu aberto, no Estado de São Paulo, principalmente no interior, criando, assim, situações críticas como:

- O uso, muitas vezes, de tubulões em situações totalmente desaconselháveis, tanto em nível técnico quanto no aspecto de segurança de operários, conduzindo ao registro de casos de recalques excessivos após a aplicação das cargas e desmoronamentos durante o processo executivo dos tubulões;

- A criação de um mercado que não aceitava outro tipo de fundação, forçando a adoção de elevadas pressões admissíveis para o solo, levando à redução da segurança em relação à ruptura e mesmo a recalques.

Em relação às desvantagens, quanto a utilização de tubulões a céu aberto, REESE (1978) apresenta alguns aspectos como:

- Uma excelente investigação do maciço de solo que serve de apoio e circunda o tubulão deve ser realizada, de forma que os parâmetros obtidos e utilizados no projeto da fundação não estejam excessivamente distantes da realidade de campo;

- Tubulões de boa qualidade são totalmente dependentes da técnica construtiva a ser empregada;

- A inspeção apropriada durante as etapas de execução dos tubulões requer uma considerável soma de conhecimento e experiência, já que normalmente não é possível investigar se o fuste do tubulão apresenta-se com boa qualidade;

- A resistência ao cisalhamento do solo de apoio ao tubulão, geralmente, é reduzida devido às operações de construção;

- A realização de provas de carga estática em tubulões, até a ruptura, pode ser dispendiosa, devido a necessidade de se atingir cargas de elevada magnitude.

2.1.2) PROCESSO EXECUTIVO

Segundo HARTIKAINEN & GAMBIN (1994), o processo executivo de tubulões é, principalmente, governado pelas características do maciço de solo e das condições do canteiro de obras.

Em princípio, o procedimento de instalação de tubulões sem base alargada consiste de três etapas básicas: escavação, colocação da armadura e concretagem, como pode ser visto na Figura 2.1.

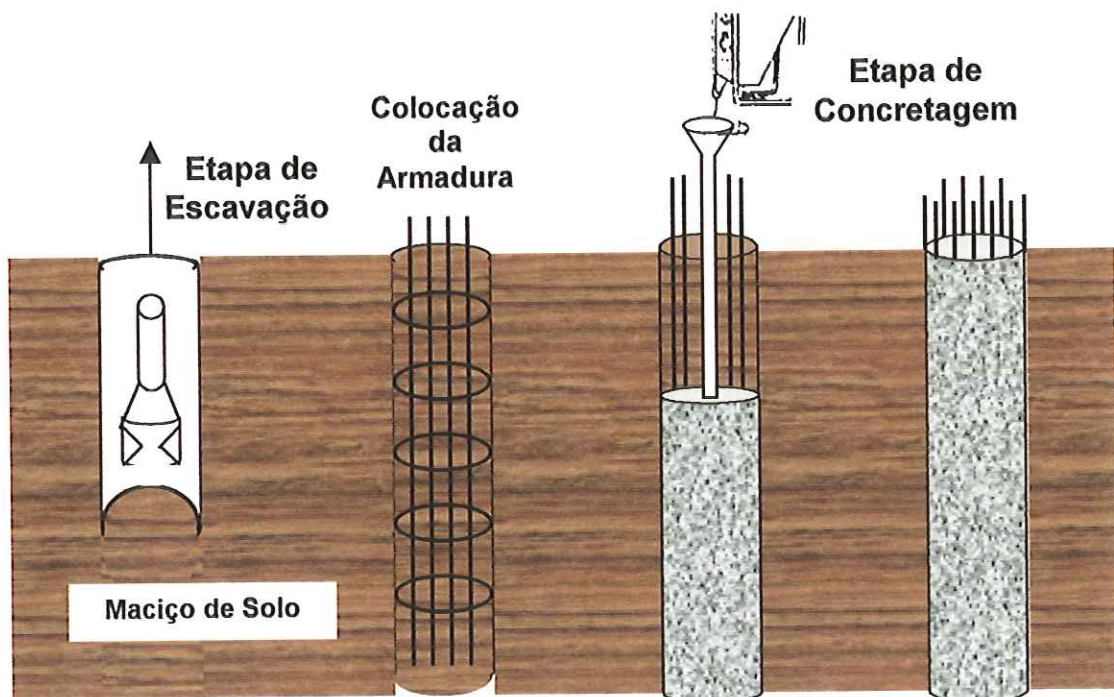


FIGURA 2.1: Estágios para a Execução de um Tubulão sem Base Alargada (HARTIKAINEN & GAMBIN, 1994).

REESE (1978) e HARTIKAINEN & GAMBIN (1994) afirmam que existem vários métodos praticáveis, os quais diferem ligeiramente em detalhes como: a escavação pode ser realizada através de trados, perfuração por circulação rotativa ou técnicas vibratórias; o furo ou poço da escavação pode ser protegido com contenção lateral ou não, e a concretagem pode ser realizada por lançamento ou bombeamento do concreto.

Estas etapas e estes métodos podem ser combinados uns aos outros, sendo que os dois principais métodos utilizados na prática de execução de tubulões são o

método para tubulões a céu aberto sem o uso de contenção lateral (Figura 2.2) e o método com o uso de contenção lateral (Figura 2.3).

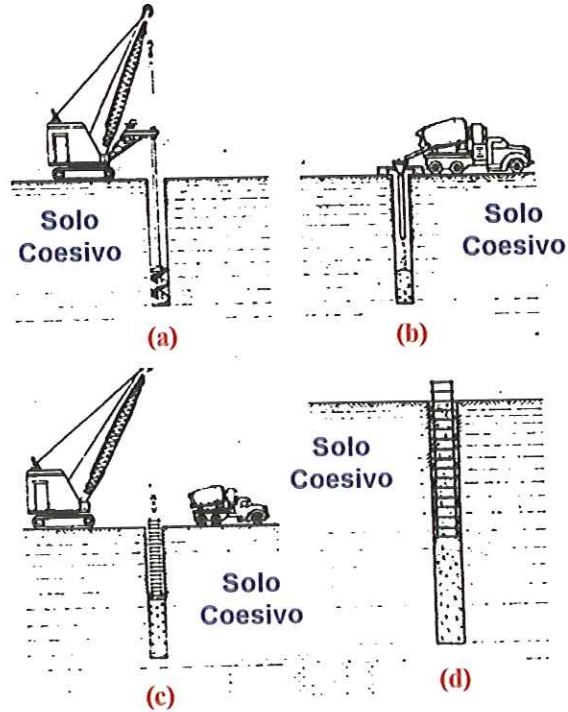


FIGURA 2.2: Método de Execução de Tubulões a Céu Aberto sem Base Alargada e sem Contenção Lateral (REESE, 1978).

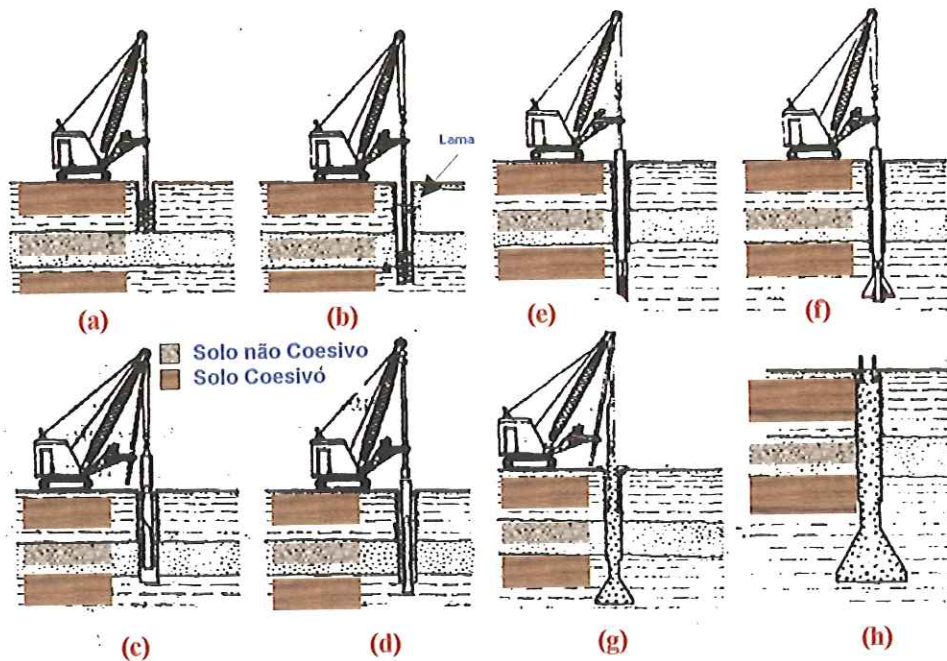


FIGURA 2.3: Método de Execução de Tubulões a Céu Aberto com Base Alargada e com Contenção Lateral (REESE, 1978).

Conforme LIGGITT (1992), a fim de possibilitar a execução de tubulões com base alargada é necessário que a altura da escavação, relativa ao fuste e ao alargamento da base, deva continuar estável. De acordo com o autor, se faz também necessário que a base do tubulão esteja limpa para receber a concretagem.

A NBR 6122 / 96 (ABNT, 1996) recomenda que a base do tubulão deve ser dimensionada de modo a evitar alturas superiores a dois metros. Somente em casos excepcionais, devidamente justificados, admitem-se alturas superiores. Além disso, quando as características do solo indicarem que o alargamento da base é problemático, deve-se prever o uso de injeções, aplicações de nata de cimento nas paredes da superfície da escavação, ou mesmo o escoramento, para evitar o desmoronamento da base.

DE ROECK *et al.* (1993) ressaltam a importância do conhecimento das mudanças de tensões em um maciço de solo devido à instalação de estacas, sendo esta uma das áreas de grande interesse como tópico de pesquisas para a engenharia de fundações.

DE BEER (1988), VAN IMPE (1991) e WEBB *et al.* (1994) propõem como meio de checar a qualidade de uma estaca escavada ou tubulão, comparar o diagrama q_c do ensaio de cone (CPT), realizado na vizinhança da estaca escavada, com os resultados do ensaio feito antes da etapa de escavação. Segundo os autores, se a estaca escavada é de boa qualidade, os dois diagramas de q_c *versus* z devem ser muito similares.

BROMS (1988) e DE BEER (1988) realizaram ensaios de CPT antes e após a instalação de estacas escavadas e observaram como as etapas de execução influenciaram os parâmetros do maciço de solo, como ilustra a Figuras 2.4 (DE BEER, 1988).

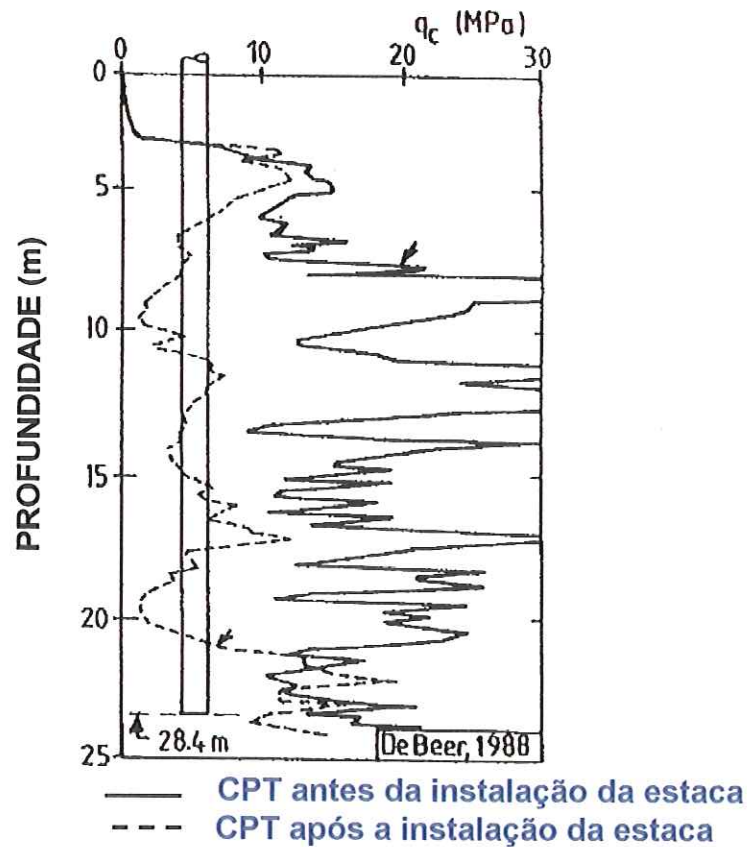


FIGURA 2.4: Influência da Instalação da Estaca nos Resultados dos Ensaios de CPT (DE BEER, 1988).

Segundo DE BEER (1988), quando a escavação de uma estaca moldada “in loco” ou tubulão é preenchida com concreto, ocorrendo neste caso uma má execução, a tensão horizontal efetiva do solo, após a etapa de concretagem, sofre profundas alterações não sendo capaz, na maioria das vezes, de restaurar-se a condição original. Esta observação é ilustrada pela Figura 2.5, comparando-se os diagramas de q_c realizados antes e após a execução da estaca, sendo este último feito a 1,4 m da face da estaca escavada de diâmetro de 1,75 m.

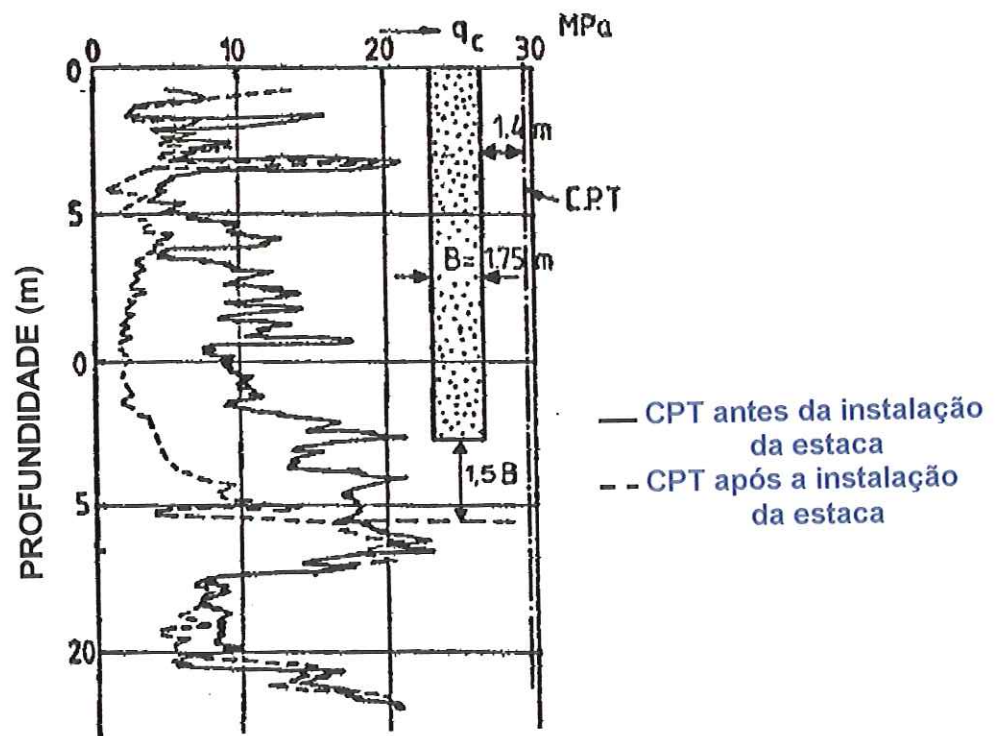


FIGURA 2.5: Influência da Instalação da Estaca nos Resultados dos Ensaios de CPT (DE BEER, 1988).

2.1.2.1) INFLUÊNCIA DAS ETAPAS DE EXECUÇÃO NO COMPORTAMENTO DE TUBULÕES

De acordo com HARTIKAINEM & GAMBIN (1994) o procedimento de instalação de tubulões envolve muitos fatores que podem causar danos ou defeitos ao longo do elemento estrutural isolado de fundação. Os autores ainda ressaltam que a fim de prevenir a ocorrência de prejuízos, é necessário prestar atenção quanto a qualidade das máquinas utilizadas, mão-de-obra e supervisão, com o objetivo de assegurar uma boa instalação e desempenho do tubulão.

Já para VAN IMPE (1989), os efeitos resultantes no comportamento de estacas escavadas e tubulões, para um dado maciço de solo, são extremamente dependentes dos parâmetros de instalação, tais como: comprimento da estaca em relação ao seu diâmetro de base, forma e velocidade de escavação do maciço de solo, velocidade de lançamento e fluidez do concreto.

Defeitos causados pelo processo executivo, incluindo desagregação do solo, excesso de escavação para fora do diâmetro do tubulão, cavidades em volta da estaca, má concretagem etc., são ilustrados por HARTIKAINEN & GAMBIN (1994), na Figura 2.6. De acordo com tais autores, esses fatores podem gerar problemas no comportamento de tubulões, reduzindo a sua capacidade de carga. Defeitos são também produzidos pela demora entre a escavação e lançamento do concreto.

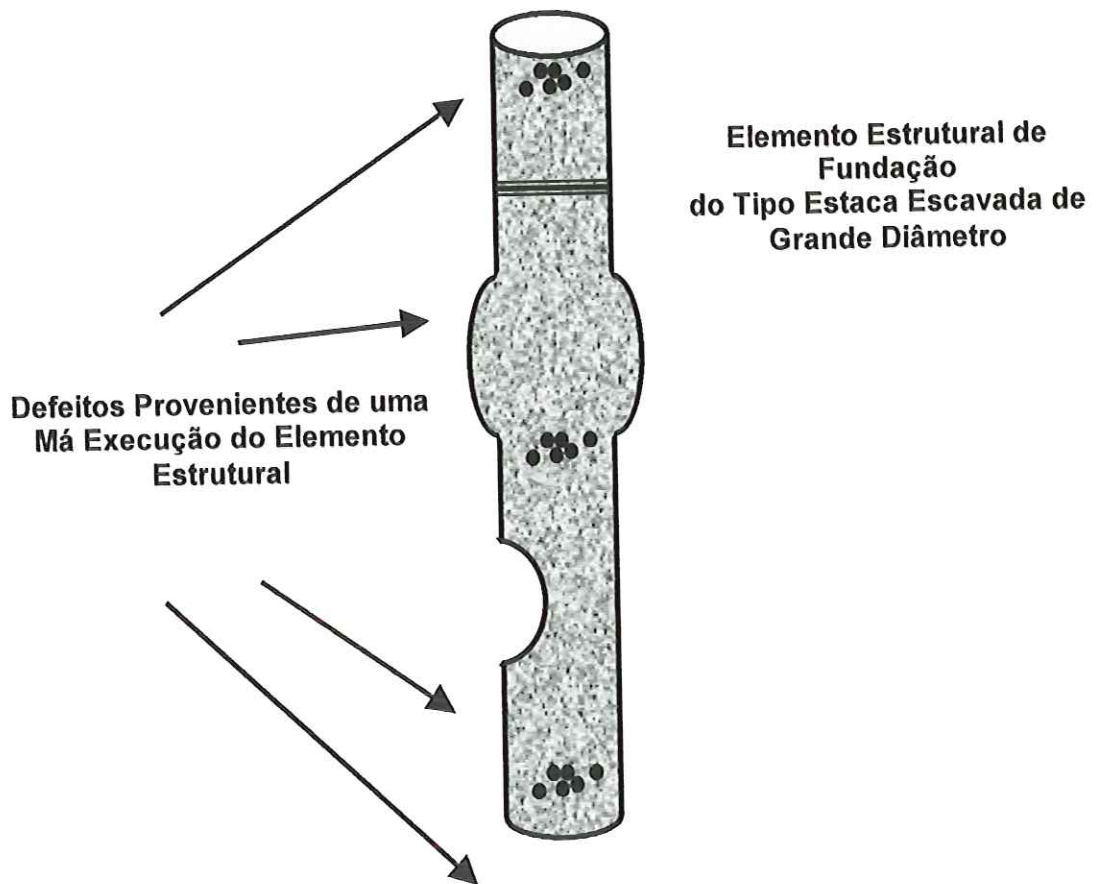


FIGURA 2.6: Possíveis Defeitos Causados Durante o Processo de Execução de um Tubulão (HARTIKAINEN & GAMBIN, 1994).

- ETAPA DE ESCAVAÇÃO

De acordo com MANOLIU *et al.* (1993), a fase de escavação representa a fase crítica no processo construtivo de um tubulão. Experiências obtidas em diversos casos foram apresentadas, pelos autores, no *romanian code of practice*, dedicado a tubulões.

Quando estacas escavadas ou tubulões são instalados, o estado de tensões no maciço de solo, ao redor do fuste, sofre uma mudança e tensões cisalhantes se desenvolvem ao longo do plano vertical.

Conforme GHIONNA *et al.* (1993), o alívio de tensões e o afofamento do maciço de solo abaixo da base de tubulões, ambos associados ao processo de escavação, são responsáveis por um elevado deslocamento relativo, necessário à total mobilização da resistência de base.

TEPARAKSA (1992) também enfatiza que o problema na execução de tubulões é controlar os sedimentos provenientes do desmoronamento das paredes do furo e os efeitos de amolgamento na base e fuste dos tubulões, já que estes efeitos conduzirão a um excessivo recalque e uma baixa capacidade de carga. Ainda segundo o autor, tais problemas são maiores para tubulões com base alargada, com diâmetro da base superiores a 1,0 m, quando comparados com os que tem menor dimensão.

Para ANDERSON (1988), os efeitos do alívio de tensões, devido à etapa de escavação, diminuem com o aumento da razão de sobre-adensamento do solo.

- INTERVALO DE TEMPO ENTRE A ESCAVAÇÃO E A CONCRETAGEM DO TUBULÃO

TOMLINSON (1977) afirma que o tempo entre a escavação e a concretagem deve ser o mínimo possível, a fim de reduzir os efeitos gerados pelo alívio de tensões, no comportamento de estacas escavadas ou tubulões.

Segundo ANDERSON (1988), um dos grandes problemas durante o processo construtivo de estacas escavadas e tubulões é o desconfinamento do maciço de solo na vizinhança da escavação devido à demora entre a escavação e a concretagem do elemento estrutural de fundação. O autor realizou uma série de ensaios, nos quais as escavações foram deixadas abertas por 30 minutos, intervalos de 12 horas e 24 horas

antes da fase de concretagem. Observou-se que aumentando o tempo entre a escavação e a concretagem, ocorre um aumento efetivo do alívio de tensões.

A Figura 2.7 mostra os valores de K_s nos 7 dias transcorridos, para diferentes intervalos de tempo, e os efeitos acima citados podem ser claramente verificados.

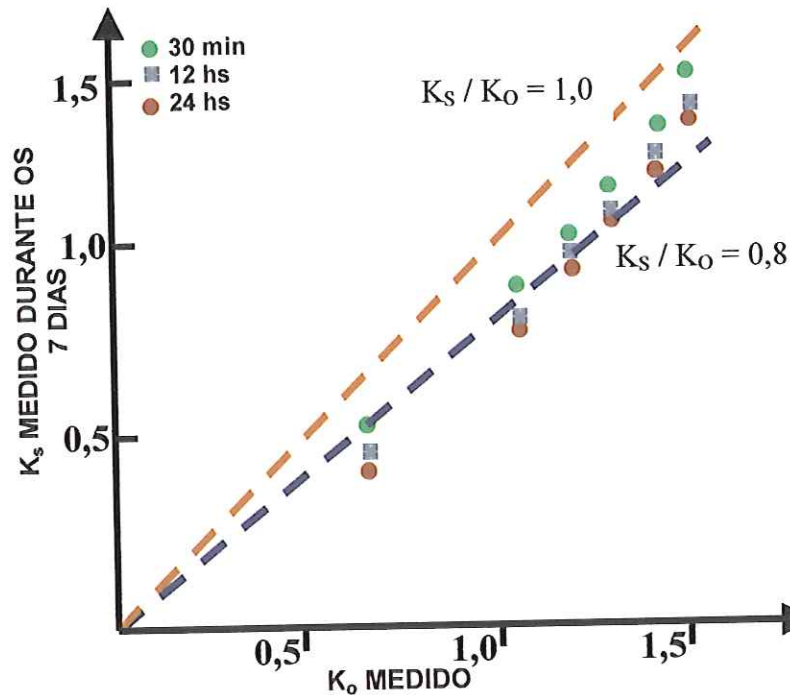


FIGURA 2.7: Efeito do intervalo de Tempo entre a Escavação e a Concretagem de um Tubulão nos Valores de K_s (ANDERSON, 1975).

No Brasil, GAMA E SILVA *et al.* (1982) realizaram provas de carga e observaram uma diminuição do atrito lateral com o aumento do período de execução da estaca. Na Figura 2.8, apresenta-se um dos gráficos do citado estudo realizado em estacas escavadas, com auxílio de lama betonítica, de diâmetro de 1,2 m em solo residual de gnaiss, variando o tempo de execução entre 1 e 9 dias. Analisando-se a Figura 2.8, nota-se a diminuição do atrito lateral com o tempo de execução.

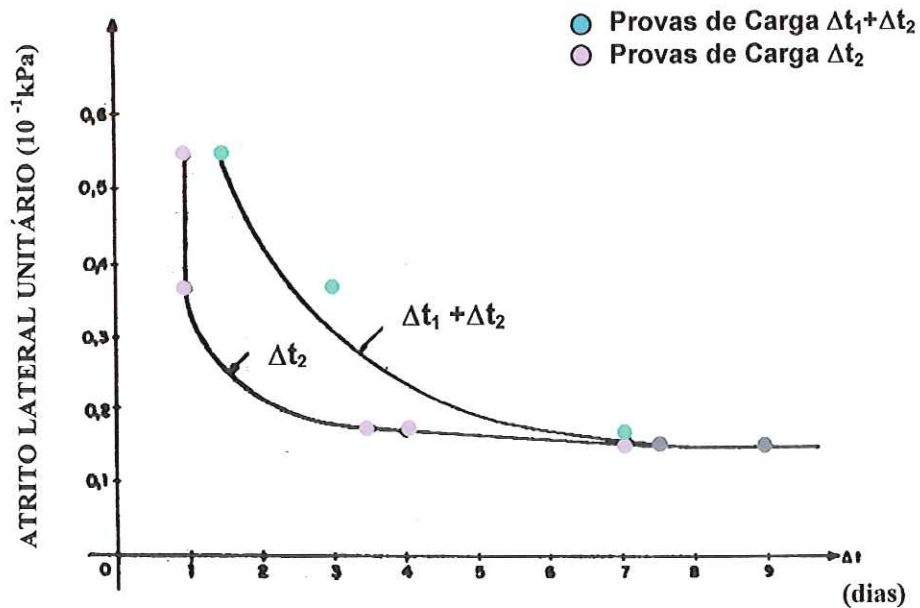


FIGURA 2.8: Influência do Tempo de Execução no Atrito Lateral (GAMA E SILVA *et al.*, 1982).

AZEVEDO (1989), realizando provas de carga em estacas instrumentadas com “strain gauges” e “tell – tales”, instalados ao longo do fuste, observou que os valores de resistência de base unitária foram menores do que os esperados através de análises teóricas. Segundo o autor, este fato se deu devido especialmente à excessiva demora entre as etapas de escavação e concretagem durante o processo executivo das estacas.

MANOLIU (1993) também observou, através da análise de provas de carga, que deficiências na construção, como o fato de que a escavação foi deixada livre durante muitas semanas antes da etapa de concretagem, foram responsáveis pela redução da capacidade de carga dos tubulões executados.

Para ANDERSON (1988), a tensão horizontal efetiva (σ'_h), a qual é reduzida devido às etapas de escavação e concretagem, é recuperada com o tempo. Logo, a demora entre a escavação e a concretagem aumenta o tempo necessário para a sua recuperação.

- ETAPA DE CONCRETAGEM

Inúmeros dados estão disponíveis na literatura internacional enfatizando a relevância da fase de concretagem.

Segundo BROMS *et al.* (1988) as estacas devem ser concretadas através de um processo contínuo do lançamento do concreto, sendo necessária a retirada de corpos de prova para a realização de ensaios de compressão, a fim de avaliar a qualidade do concreto.

BROMS & KOOL, *apud* BOTTIAU (1993), dão um exemplo da diferença entre a pressão teórica de lançamento do concreto e o valor medido no fundo da escavação durante a concretagem, como ilustra a Figura 2.9. Os valores medidos da pressão de concreto acima da linha (CD) sugerem uma interrupção do fluxo de concreto, permitindo o estrangulamento do fuste da estaca. Este exemplo da diferença entre a pressão teórica estimada do concreto na cota inferior à concretagem e os valores medidos em campo indicam claramente a importância da perda da pressão de concreto durante a instalação da estaca.

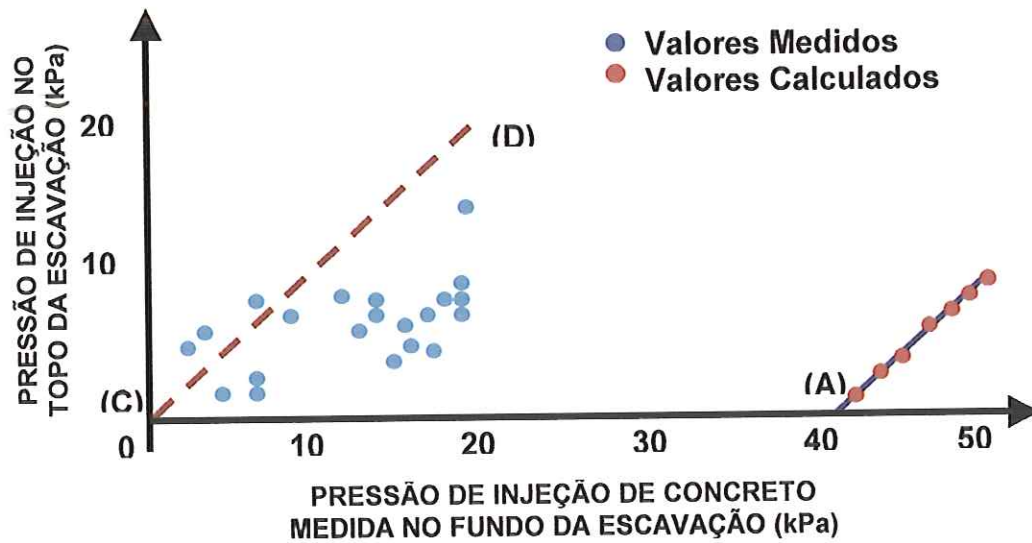


FIGURA 2.9: Pressão de Injeção no Fundo da Escavação versus Pressão no Topo (BRONS & KOOL, *apud* BOTTIAU, 1993).

Para VAN IMPE *et al.* (1988), o método de lançamento e a qualidade do concreto são de relevante importância, pois influenciam no comportamento das fundações profundas.

De acordo com BOTTIAU (1993), o lançamento do concreto a uma elevada pressão melhora a fase de concretagem. Contudo, este processo deve ocorrer sob um adequado controle, checando-se o volume e pressão de lançamento de concreto. O autor afirma que o lançamento do concreto sob uma elevada pressão pode ser útil para melhorar o estado de tensões de campo, na vizinhança do maciço de solo em contato com o elemento estrutural de fundação.

2.1.2.2) NOVAS TÉCNICAS DE EXECUÇÃO

HARTIKAINEM & GAMBIN (1994) apresentam um possível método para aumentar a resistência de base de estacas escavadas e tubulões. Este método consiste em compactar o solo, sob a base da estaca. Os autores também mostram uma segunda possibilidade a fim de melhorar a capacidade de carga de estacas, que é o processo de injeção de cimento nas paredes da escavação do fuste e da base. Entretanto os resultados obtidos em alguns casos não têm sido satisfatórios.

MIKI (1989) apresenta um novo método de execução, denominado SSM – MAN, que foi desenvolvido no Japão. Neste método, a escavação do fuste do tubulão é feita através da perfuração com circulação inversa e o alargamento da base, com o auxílio de um jato d'água. A Figura 2.10 ilustra as etapas do método SSM – MAN, sendo que cada estágio, de (1) a (6), está descrito a seguir:

- (1) a escavação é finalizada com o jateamento d'água;
- (2) o diâmetro da escavação é medido horizontalmente por sensores rotatórios, com base no método de ondas supersônicas;
- (3) sedimentos no fundo da base dos tubulões são removidos por jateamento d'água;
- (4) & (5) a instalação da armadura é realizada e logo após, verificada se ainda existem sedimentos no fundo da escavação e sua remoção;
- (6) lançamento do concreto na escavação.

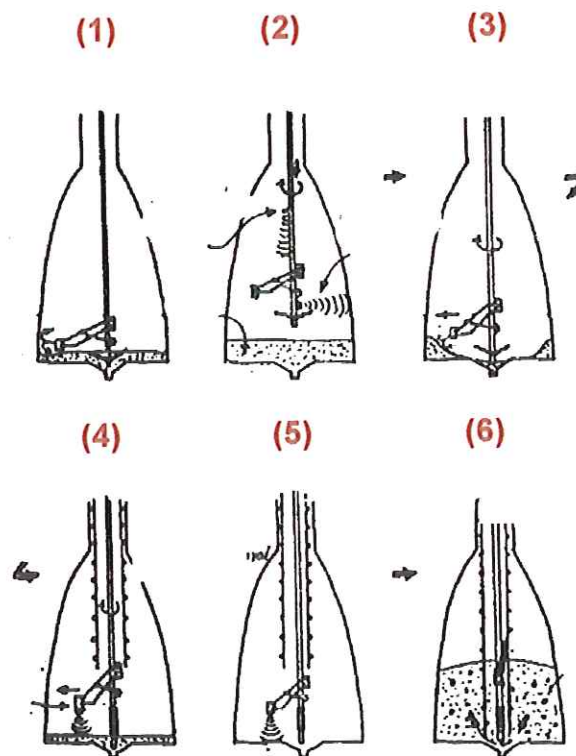


FIGURA 2.10: Procedimentos Construtivos do Método SSM – MAN (MIKI, 1979).

TEPARAKSA (1992) também apresenta a utilização de um novo método de execução de estacas escavadas no solo de Bangkok, conhecido como processo de

circulação de água. Neste método, há um total controle de qualidade da escavação, inserção da armadura e concretagem, de modo que as estacas apresentam uma maior resistência de base e uma redução da ocorrência de recalques excessivos. Os resultados de provas de carga em estacas escavadas, executadas através do método de circulação de água e da forma tradicional, são ilustrados na Figura 2.11.

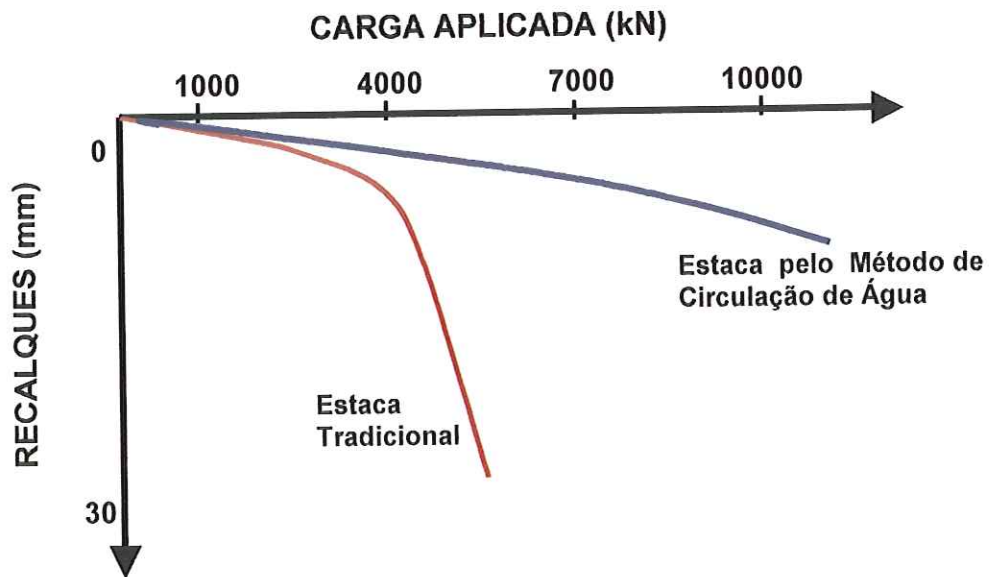


FIGURA 2.11: Comparação das Curvas Carga – Recalque de Estacas Escavadas Através dos Dois Processos (TEPARAKSA, 1992).

Segundo LIZZI (1988), para melhorar a resistência de base de estacas escavadas e tubulões, uma célula de pré – carga foi projetada para reconsolidar o solo sob a base da estaca. Conforme o autor, a utilização deste novo dispositivo permite uma melhor inter-relação entre a resistência de base e a resistência por atrito lateral, sendo assim considerado um método muito eficiente para aumentar a capacidade de carga de estacas escavadas e tubulões.

TING & TOH (1985) afirmam que o maciço de solo, na vizinhança do fuste de tubulões, foi melhorado através da construção de colunas de injeção de cimento, em volta do fuste (Figura 2.12).

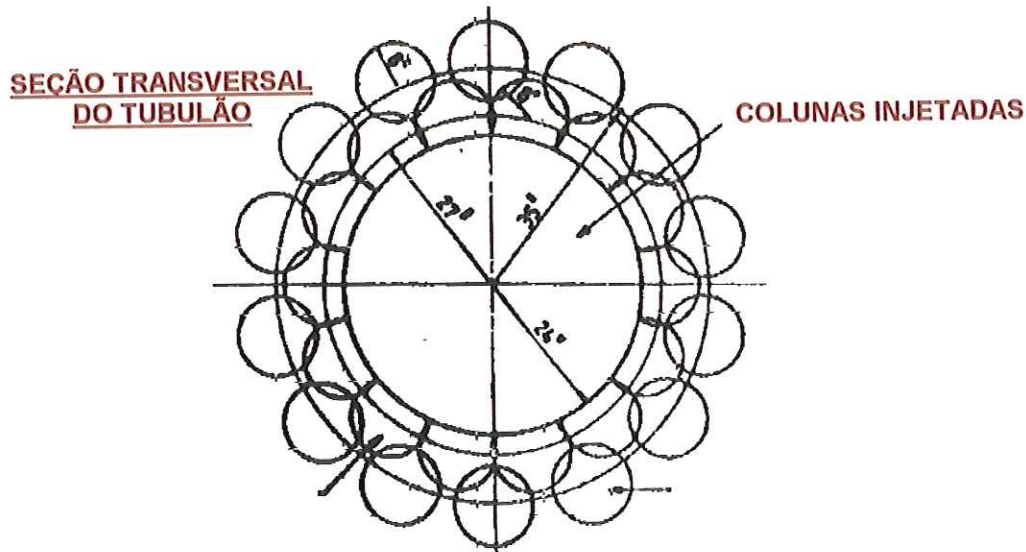


FIGURA 2.12: Planta da Zona de Melhoria com o Uso de Colunas Injetadas (TING & TOH, 1985).

A realização de provas de carga em tubulões comprovou que ocorreu uma melhoria no comportamento do maciço de solo, em volta do fuste, com a utilização desta técnica. Na Figura 2.13, que ilustra os resultados dessas provas de carga, pode ser observado que o tubulão construído com a zona de coluna de injeção apresenta um comportamento mais rígido que o tubulão construído pelo processo convencional, para a mesma magnitude de carga e mesmos procedimentos de execução dos ensaios.

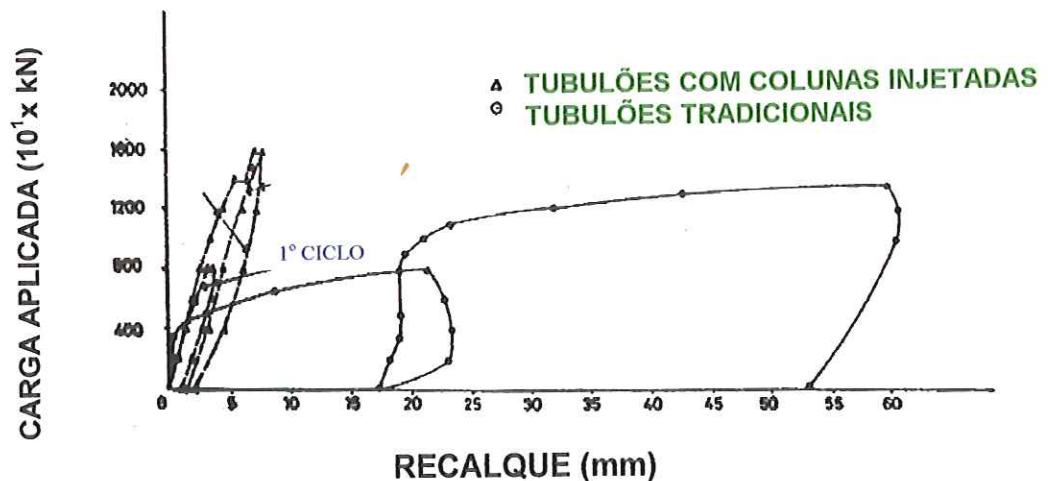


FIGURA 2.13: Curvas de Carga – Recalque Comparando o Comportamento dos Tubulões (TING & TOH, 1985).

Contudo, HARTIKAINEN & GAMBIN (1994) concluem que, muitas vezes, em virtude da pouca eficiência e elevado custo destas novas técnicas, a prática atual continua a utilizar os métodos tradicionais.

2.2) COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo MEYERHOF (1988), o comportamento de estacas e tubulões depende, em larga escala, das condições do maciço de solo, sendo necessário para o dimensionamento e execução da estaca a realização de investigações de campo, a fim de determinar o estado de tensões iniciais “*in situ*”, as características de resistência e deformabilidade do maciço de solo.

MELLO & AOKI (1973) ressaltam a importância da avaliação de determinados parâmetros que interferem no comportamento das estacas escavadas e tubulões, os quais não são muito considerados no projeto como: o real valor dos parâmetros de resistência “*in situ*”, grandes variações quanto ao comportamento de tensão – deslocamento dependente do tipo de estaca e do tipo de execução e interpretação das provas de carga a respeito da distribuição de tensões, carga de ruptura e recalques.

KLOSINSKI (1977) afirma que o comportamento de tubulões difere do comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro, entre 30 e 50 cm, as quais possuem a principal componente da capacidade de carga como sendo a resistência por atrito lateral, enquanto que, no caso de tubulões, a parcela de resistência de base é a principal componente da capacidade de carga, apresentando-se, freqüentemente, maior do que a parcela por atrito lateral.

– COMPORTAMENTO DE TUBULÕES EM ARGILAS

PROMBOON & BRENNER (1981), através da análise de provas de carga estática em três tubulões instrumentados com tell-tales e extensômetros elétricos, observaram que, na curva de distribuição de carga, o atrito lateral foi totalmente mobilizado para pequenos recalques, da ordem de 10 mm, e a carga de ruptura na base desenvolveu-se somente para elevadas cargas, sendo que na ruptura, esta parcela de resistência chegou a atingir magnitudes de 25 a 40% da carga total de ruptura.

BURLAND & COOKE (1974), analisando os resultados de provas de carga em tubulões e estacas escavadas em argilas de Londres, concluíram que a resistência por atrito lateral desenvolve-se rapidamente e linearmente com os recalques e é, geralmente, totalmente mobilizada para recalque em torno de 0,5% do diâmetro do fuste do tubulão. Já a resistência de ponta é raramente mobilizada na sua plena magnitude, pois para tanto, é necessário o alcance de recalques da ordem de 10 a 20% do diâmetro da base do tubulão.

Da contribuição de SKEMPTON (1959), o seguinte dado pode ser mencionado, com respeito às argilas de Londres: a carga de ruptura é definida para um recalque relativo variando entre 7 e 10 %, apresentando um valor médio de 8,5%.

DE BEER (1988) afirma que, para solos argilosos, o atrito lateral é completamente mobilizado para recalques do topo da estaca variando entre 3 e 10 mm ou recalques relativos de 0,4 até 1,3%.

VAN WEELE (1979) afirma que o atrito lateral em argilas, tanto ao longo de estacas escavadas ou estacas cravadas, não possui uma substancial diferença, contudo já em areias, esta diferença é certamente significativa. O autor também propõe para a mobilização do atrito lateral, os diagramas apresentados na Figura 2.14, e para a mobilização de carga na ponta da estaca, o diagrama da Figura 2.15.

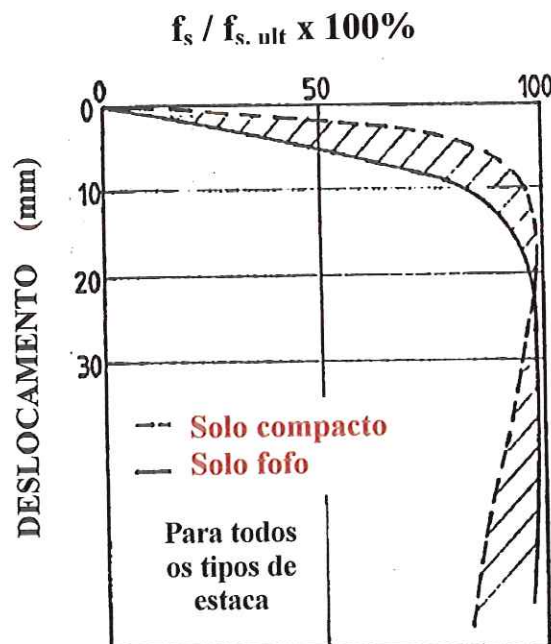


FIGURA 2.14: Diagrama para Mobilização do Atrito Lateral Proposto por VAN WEELE (1979).

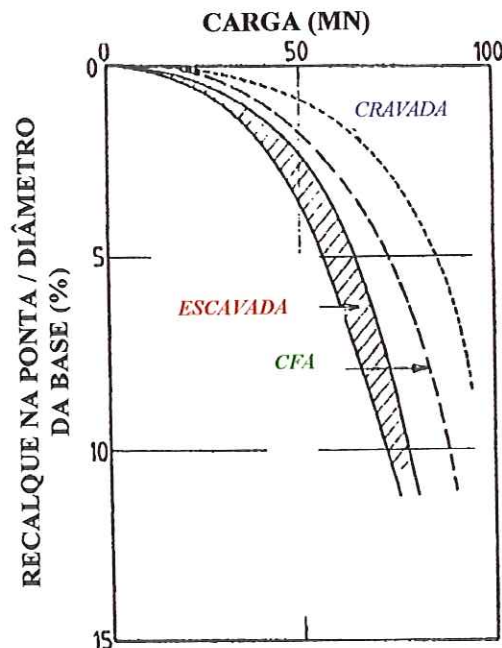


FIGURA 2.15: Diagrama para Mobilização Resistência de Base Proposto por VAN WEELE (1979).

Conforme BURLAND (1973) e MEYERHOF (1976) o atrito lateral efetivo é governado pelo coeficiente de empuxo lateral (K_s), o qual é levemente menor que o coeficiente de repouso do solo (K_0).

MANOULI *et al.* (1985) observaram, através de provas de carga de tubulões instrumentados, que a resistência por atrito lateral é totalmente mobilizada para pequenos recalques, de 2 a 10 mm em solos coesivos, e de 10 a 30 mm em solos não coesivos.

JELINECK *et al.* (1977) afirmam que a resistência por atrito lateral aumenta com os recalques, chegando a um valor limite.

Segundo MEYERHOF (1988), o comportamento de estacas escavadas em argilas não-saturadas é mais complexo que para argilas saturadas, e a resistência de ponta deve ser relacionada a um deslocamento crítico.

– COMPORTAMENTO DE TUBULÕES EM AREIAS

Segundo MORDHORST (1988) um dos principais objetivos da instalação de estacas escavadas ou tubulões em solos arenosos é atribuída à boa capacidade de carga que estes solos possuem.

Já FJELLERUP (1981) afirma que o uso de tubulões instalados em solos arenosos é problemático pelas dificuldades de avaliação da capacidade de carga do sistema tubulão – maciço de solo, pois os métodos correntes de cálculo conduzem a um amplo limite de valores obtidos.

Conforme KERISEL (1964), quando estacas escavadas são instaladas em areia, a compacidade original da areia, na vizinhança da estaca, pode ser reduzida.

MEYERHOF (1988) afirma que a resistência de base e a resistência média por atrito lateral de uma estaca escavada, assente em areia homogênea, aumentam com a profundidade de penetração até uma certa profundidade crítica.

KERISEL (1964) cita que acima desta profundidade crítica, a qual atinge 10 vezes o diâmetro da estaca para areia fofa e 20 vezes o diâmetro para areias compactas, as teorias convencionais de capacidade de carga podem ser utilizadas.

MEYERHOF (1988) afirma que o valor do atrito lateral varia com a profundidade de penetração da estaca em areia e é função da geometria do material constituinte da estaca, do coeficiente de sobre-adensamento do solo e consideravelmente do método de execução.

DE BEER (1988) afirma que o deslocamento relativo da cabeça da estaca para mobilizar a resistência lateral, em areia compacta, é um tanto variável, indo de 4,2% a 15,2%; já em areia pouco compacta, o atrito lateral é totalmente mobiliado para um deslocamento relativo em torno de 1%.

O'NEILL *et al.* (1992), durante a realização de provas de carga estática em um tubulão instrumentado instalado em maciço de solo de características arenosas, observaram, como pode ser visto na Figura 2.16, que a resistência de base na ruptura só é alcançada para um elevado deslocamento normalizado da base do tubulão. Já para a resistência por atrito lateral, pelo contrário, apenas um deslocamento de 10 a 20 mm foi suficiente para mobilizá-la totalmente.

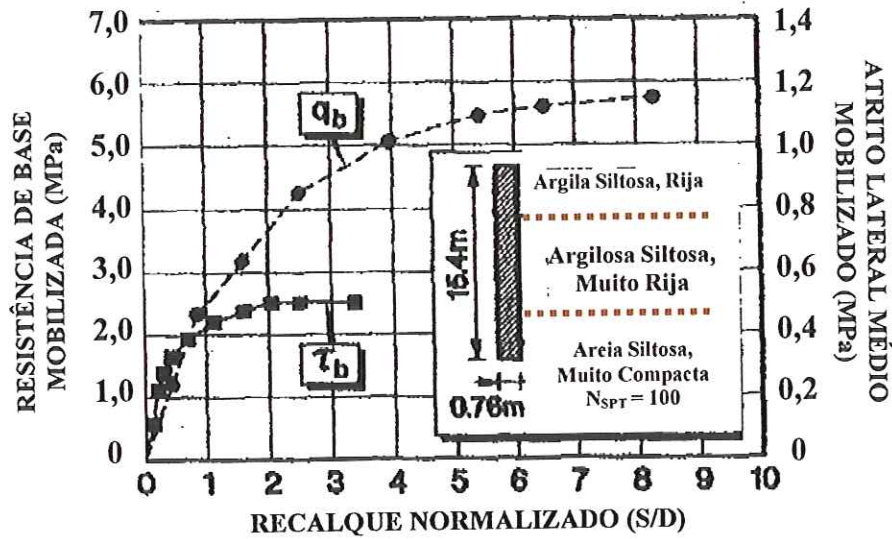


FIGURA 2.16: Curva Carga – Recalque em um Tubulão Instrumentado (O'NEILL *et al.*, 1992).

FRANKE & GARBHECHT (1977), analisando os resultados de oito provas de carga em tubulões, em um maciço de solo arenoso, concluíram que dois parâmetros podem influenciar o comportamento carga – recalque do sistema tubulão – maciço de solo: diâmetro da base do tubulão e comprimento do fuste do tubulão.

Quanto à influência do comprimento do fuste do tubulão, FRANKE & GARBHECHT (1977) afirmam que não há diferença significativa no valor da tensão na base do tubulão, para tubulões com diferentes comprimentos, para tubulões com ou sem base alargada.

Segundo CARVALHO *et al.* (1998), os grandes deslocamentos necessários para a mobilização da parcela de resistência de base na ruptura, verificada através de provas de carga, em estacas instrumentadas em solo arenoso, reforçam o estabelecido na NBR 6122 (1996) de que para estacas escavadas, a resistência por atrito lateral prevista na ruptura não pode ser inferior a 80% da carga de projeto a ser adotada.

De acordo com MORDHORST (1988), a curva de resistência por atrito lateral – recalque apresenta uma boa similaridade com os ensaios de cisalhamento direto em areias compactas, possuindo um valor de pico e um valor final.

– COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos não-saturados, que possuem elevado grau de porosidade e que suas partículas maiores encontram-se interligadas por agentes cimentantes, podem sofrer uma brusca redução do seu volume, denominada colapso, em função do aumento no teor de umidade e aplicação de carregamento.

A teoria clássica da Mecânica dos Solos baseia todos seus conceitos admitindo o maciço de solo na condição saturada, entretanto pesquisas mais recentes já estão considerando as particularidades dos solos não-saturados.

Na prática da engenharia de fundações, ainda são poucos os estudos que empregam os conceitos referentes aos solos não-saturados, particularmente os solos com tendência à colapsibilidade. Mas inúmeros têm sido os casos constatados de danos em obras que apresentaram problemas de fissuras, trincas e até rachaduras, decorrentes de recalques ocorridos pelas infiltração de água de chuva, ruptura de tubulações de água e / ou esgoto, etc.

No Brasil, há uma grande área, que inclui boa parte do interior do Estado de São Paulo, na qual a camada de solo superficial apresenta tal característica colapsível. O Departamento de Geotecnia da USP/SC tem promovido uma série de pesquisas relevantes em seu Campo Experimental de Fundações, bem como um estado-da-arte, é apresentada por CINTRA (1998).

MACHADO (1998) realizou vários ensaios de laboratório, como caracterização, compressão confinada e triaxiais convencionais e não-saturados, a partir de amostras indeformadas extraídas de metro em metro, até uma profundidade de 10,0 m, no citado Campo Experimental de Fundações, a fim de avaliar a influência da pressão de sucção nos parâmetros de resistência desse maciço.

CARNEIRO (1998) realizou provas de carga em seis tubulões a céu aberto no mesmo Campo Experimental, com o objetivo de avaliar a capacidade de carga dos tubulões nas condições do terreno não-inundado e com inundação prévia por 48 h, quantificando assim a redução por efeito da inundação do terreno.

REZENDE & MORAIS (2000) apresentam análises de um estudo minucioso das características de colapsibilidade do maciço de solos, na cidade de Uberlândia, até uma profundidade de 3,0 m, a partir de ensaios SPTT e ensaios edométricos: com o terreno não-inundado e com inundação prévia. Constataram uma

redução da ordem de 23 % da carga última em função da inundação do terreno, sendo que a causa principal dos recalques excessivos nos pilares se deu pelo colapso do maciço de solo, provocado por infiltrações de água e/ou esgoto.

FUCALE & FERREIRA (2000) analisaram as características de variação de volume do maciço de solo colapsível, devido à inundação do terreno, por meio de ensaios de placa, provas de carga em estaca e com o equipamento Expansocolapsômetro, no Estado de Pernambuco.

2.3) CAPACIDADE DE CARGA ESTÁTICA

Para a verificação da segurança à ruptura, do ponto de vista geotécnico, faz-se necessário estimar a capacidade de carga ou carga de ruptura do sistema composto pelo elemento estrutural de fundação e pelo maciço de solo que o circunda e que lhe serve como camada de apoio, de acordo com a definição de CINTRA & AOKI (1999).

A capacidade de carga de um elemento isolado de fundação profunda pode ser decomposta em duas parcelas distintas: resistência de ponta e resistência por atrito lateral.

Mas a prática usual de projeto de tubulões, não considera a contribuição da parcela de resistência por atrito lateral, ao longo do fuste, admitindo-a ser apenas suficiente para compensar o peso próprio do tubulão.

Conforme BRANDL & GONG *et al.* (1988), a capacidade de carga de fundações por tubulões envolve os seguintes aspectos:

- com o aumento do diâmetro da base, há um aumento da resistência de ponta, considerando que as demais variáveis independentes que constituem o sistema permaneçam constantes;
- a relação entre a resistência de base e a carga total diminui com o aumento da relação entre o comprimento do tubulão e o diâmetro do tubulão; e aumenta com a rigidez do solo e com o crescimento da carga total aplicada, principalmente após a total mobilização do atrito lateral.

PITILAKIS *et al.* (1988) afirmam que se as estacas escavadas e tubulões são projetados somente por métodos de cálculos convencionais que estimam a carga de ruptura através dos ensaios CPT e SPT, sendo este valor de capacidade de carga é subestimado.

Já VAN IMPE (1991) considera que a estimativa da capacidade de carga, através de métodos empíricos e semi-empíricos, é interessante, uma vez que podem reproduzir o comportamento do maciço de solo antes e após a instalação do elemento estrutural de fundação. Isto é especialmente de grande importância para o caso da avaliação da capacidade de carga de tubulões.

MATSUI (1993) cita que, para o projeto de estacas escavadas, é necessário estimar a capacidade de carga do elemento isolado de fundação e a sua pressão admissível por provas de carga estáticas, pois os métodos estáticos existentes apresentam uma gama muito diferenciada de resultados.

Para BAZANT & STOCKER (1989), a capacidade de carga de fundação por tubulões pode ser escrita como uma função de algumas variáveis independentes: carga aplicada no topo do tubulão, recalque, comprimento enterrado do tubulão, diâmetro do tubulão, módulo de elasticidade do material constituinte do elemento estrutural de fundação e módulo secante acumulado do solo em volta do tubulão.

SORIC *et al.* (1989) afirmam que as condições desfavoráveis do maciço de solos durante o processo de execução dos tubulões induzem a mútuas diferenças de capacidade de carga de até 40%. Estas condições desfavoráveis de solo podem ser pressões artesianas existentes, areias finas e problemas relativos às etapas construtivas.

A capacidade de carga de elementos isolados de fundação pode ser obtida através de métodos estáticos, provas de carga e métodos dinâmicos. Os métodos estáticos são muito mais utilizados e podem ser constituídos por formulações teóricas, aplicáveis a casos particulares de solos puramente argilosos ou arenosos, ou por fórmulas semi-empíricas, baseadas em correlações com resultados de ensaios “*in situ*” e ajustados com provas de carga.

No Brasil, os três métodos semi-empíricos mais utilizados, para prever a capacidade de carga de estacas, são: AOKI & VELLOSO (1975) e VELLOSO (1981), os quais determinam as resistências de ponta unitária e o atrito lateral unitário através de medidas de ensaios CPT, e DÉCOURT & QUARESMA (1978) que obtêm as parcelas unitárias de resistência em função de correlação com valores medidos de ensaios SPT.

– RESISTÊNCIA DE BASE

Conforme RANDOLPH (1983) e JAMIOLKOWSKI (1988), para a Prática Européia, a resistência de base unitária é determinada, principalmente, através de ensaios pressiométricos de campo. A estimativa da resistência de ponta através destes métodos diretos merece uma maior preferência em relação às estimativas determinadas por aproximações indiretas de análises de tensão – deformação e características de resistência do solo através de ensaios de laboratório.

FRANKE (1981) afirma que a tensão da base, na ruptura, aumenta com a profundidade até um valor crítico, permanecendo constante. Entretanto, esta tensão pode sofrer alterações com o alargamento da base do tubulão, considerando que todas as demais variáveis independentes permaneçam constantes.

FRANKE (1981) apresenta, para estacas escavadas de diâmetro superior a 0,5 m, um fator empírico redutor (r_b) que deve ser usado sobre o valor de resistência de base unitária estimada. Este valor de r_b decresce rapidamente com o aumento do diâmetro da base da estaca (Figura 2.17) e com a compactidade relativa da areia, especialmente para as areias compactas.

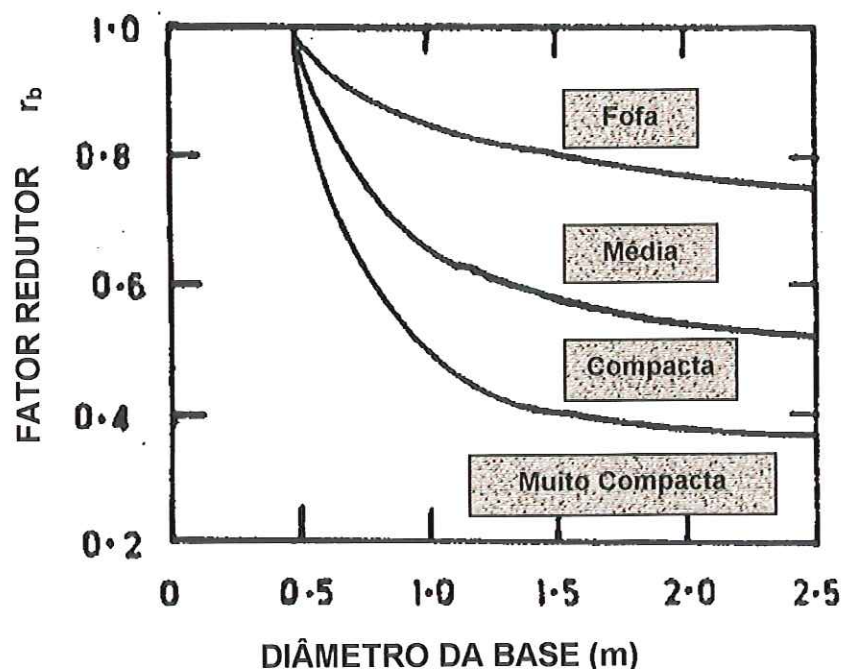


FIGURA 2.17: Fator Empírico Redutor (r_b) para Tubulões em Areias (FRANKE, 1981).

Segundo MASAHIRO *et al.* (1988), a resistência de ponta é aproximadamente proporcional ao recalque da estaca, sendo que a resistência de ponta unitária sofre influência quanto ao tipo de solo da região de apoio da estaca.

BRANDL (1985) afirma que, geralmente, a parcela de resistência de base diminui com o aumento do comprimento do tubulão e aumenta com o diâmetro da base do tubulão (Figura 2.18).

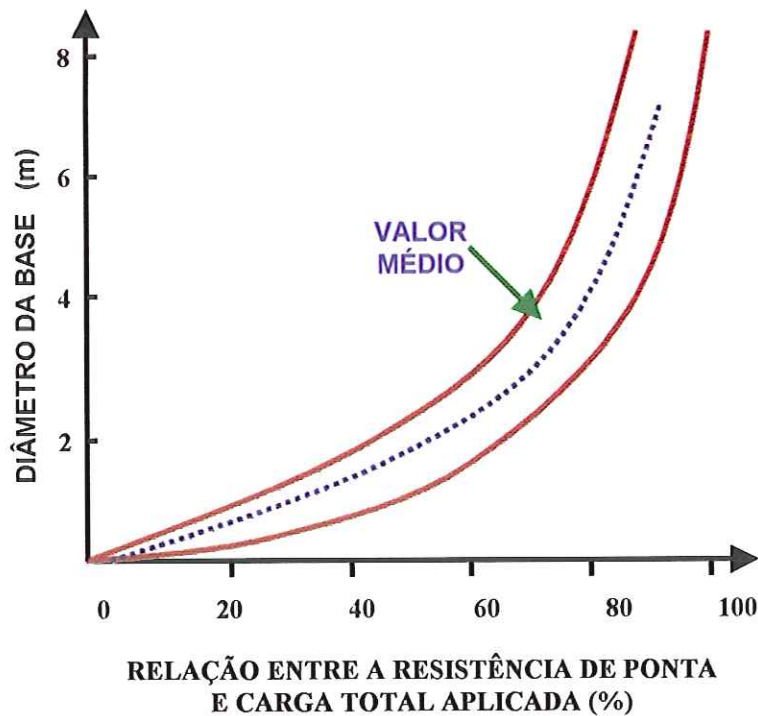


FIGURA 2.18: Variação da Capacidade de Carga de Tubulões com o Diâmetro da Base (BRANDL, 1985).

Para VAN IMPE (1991), o recalque requerido para a mobilização da resistência de base unitária é amplamente dependente do diâmetro da base e do tipo de estaca.

JAMIOLKOWSKI & LANCELLOTTA (1988) e GHIONNA *et al.* (1993) afirmam que, para tubulões, pelo fato dos recalques normalizados serem muito maiores para se alcançar a resistência de ponta, somente a avaliação de uma resistência crítica unitária é de interesse prático, sendo esta resistência relacionada a um recalque limite do elemento de fundação.

Para JAMIOLKOWSKI & LANCELLOTTA (1988), a dificuldade em desenvolver fórmulas teóricas para avaliar esse valor crítico conduz a um número de códigos empíricos que tentam correlacionar diretamente o resultado de ensaios *in situ* com os valores de resistência de base mobilizada para um dado recalque.

Logo os autores acima citados, baseados em resultados de quinze provas de carga em estacas escavadas, sugeriram a seguinte relação empírica:

$$q_{b,crit} = 0,2 \times q_c \quad (\text{para } s/D = 0,05)$$

onde:

$q_{b,crit}$ → resistência crítica de ponta unitária;

q_c → resistência medida durante a realização de ensaios CPT.

FRANKE (1989) sugere uma relação mais conservadora:

$$q_{b,crit} = 0,2 \times q_c \quad (\text{em } s/D = 0,01)$$

GHIONNA *et al.* (1993) acreditam que relevantes fatores afetam a relação entre a resistência de ponta mobilizada e a correspondente magnitude do recalque normalizado. Logo, os autores propõem que esta relação deva ser avaliada através dos princípios da Teoria da Elasticidade. Em outras palavras, é sugerido que para um dado valor de recalque limite normalizado, $q_{b,crit}$ deve ser estimado através da seguinte formulação:

$$q_{b,crit} = \frac{8 \times G \times s_{lim}}{\pi \times D \times (1 - \nu) \times f(z/D)}$$

onde:

s_{lim} → recalque limite adotado;

G → Módulo equivalente secante cisalhante em função do valor assumido de s_{lim}/D ;

D → diâmetro da placa;

z → Profundidade de engastamento da placa;

ν → Coeficiente de Poisson;

$f(z/D)$ → fator adimensional limitado para uma placa rígida.

De acordo com BEREZANTZEV *et al.* (1961), $q_{b,crit}$ pode ser calculado pela seguinte relação:

$$q_{b,crit} = B \times D \times \bar{\gamma}$$

onde:

B → fator de capacidade de carga adimensional;

$\bar{\gamma}$ → peso específico efetivo médio do solo, na ponta da estaca;

D → diâmetro da estaca.

A proposta de REESE & O'NEILL (1988) foi calibrada através de um bom número de provas de carga em tubulão. Este método permite a determinação de $q_{b,crit}$ para $s_b / D_b = 0,05$ através de medidas do ensaio SPT em solos pouco coesivos. A seguinte relação é válida:

$$q_{b,crit} = 0,06 \times N_{SPT} \text{ (MPa)}, \text{ para } 0 < N_{SPT} \leq 75 \text{ golpes / 30 cm};$$

$$q_{b,crit} = 4,5 \text{ MPa}, \text{ para } N_{SPT} > 75 \text{ golpes / 30 cm}.$$

Esta relação é válida para tubulões com diâmetro da base (D_b) menor que 1,25m. No caso contrário, REESE & O'NEILL (1988) sugerem reduzir o valor de $q_{b,crit}$ através de um fator (f_d) dado como:

$$f_d = \frac{0,0625}{0,05 \times D_b} \leq 1 \text{ sendo } D_b \text{ em m};$$

JAMIOLKOWSKI & LANCELLOTTA (1988) afirmam que esta aproximação, geralmente, conduz a uma estimativa ligeiramente conservadora de $q_{b,crit}$, com um índice de variação sendo:

$$1 \leq \frac{q_{b,crit}(\text{medido})}{q_{b,crit}(\text{calculado})} \leq 1,3$$

Os autores também lembram que o critério proposto por REESE & O'NEILL (1989) baseia-se, principalmente, em experiências americanas, logo ele tem sido utilizado para ensaios SPT com uma média de eficiência de energia de 0,55. Assim, para fazer uso deste critério, em outros países, onde os procedimentos do SPT conduzem a diferentes valores de eficiência de energia, é necessário obter um ajuste do método em função da real energia liberada no ensaio.

Na tentativa de uma correlação empírica entre $q_{b,crit}$ e $q_{c,med}$, JAMIOLKOWSKI & LANCELLOTTA (1988) têm revisado um limitado número de provas de carga em tubulões instrumentados e sem instrumentação com $0,6 \text{ m} \leq D_b \leq 2,1 \text{ m}$. Todos os tubulões foram instalados em areias muito compactas, onde os parâmetros de resistência foram obtidos através de ensaios CPT.

JAMIOLKOWSKI & LANCELLOTTA (1988) consideram que dois fatores distintos afetam a tentativa de correlacionar $q_{b,crit}$ e $q_{c,med}$: efeito escala e índice de

embutimento ($L \setminus D_b$). Assim, os autores estabeleceram novas propostas para eliminar a influência do índice de embutimento.

De acordo com os novos critérios estabelecidos por JAMIOLKOWSKI & LANCELLOTTA (1988), todos os valores de $q_{b, \text{cñt}}$ obtidos diretamente de provas de carga têm sido recalculados para o valor que, provavelmente, deva corresponder a $L / D_b \geq 8$, dividindo-se o resultado experimental dado por um valor α_e .

– RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL

Segundo MATSUI (1993), KOIKE *et al.* (1988) e VAN IMPE (1991) a resistência lateral unitária aumenta com o crescimento do recalque da estaca, atingindo um valor de pico. A partir daí, sofre uma diminuição gradual até manter um valor constante (Figura 2.19).

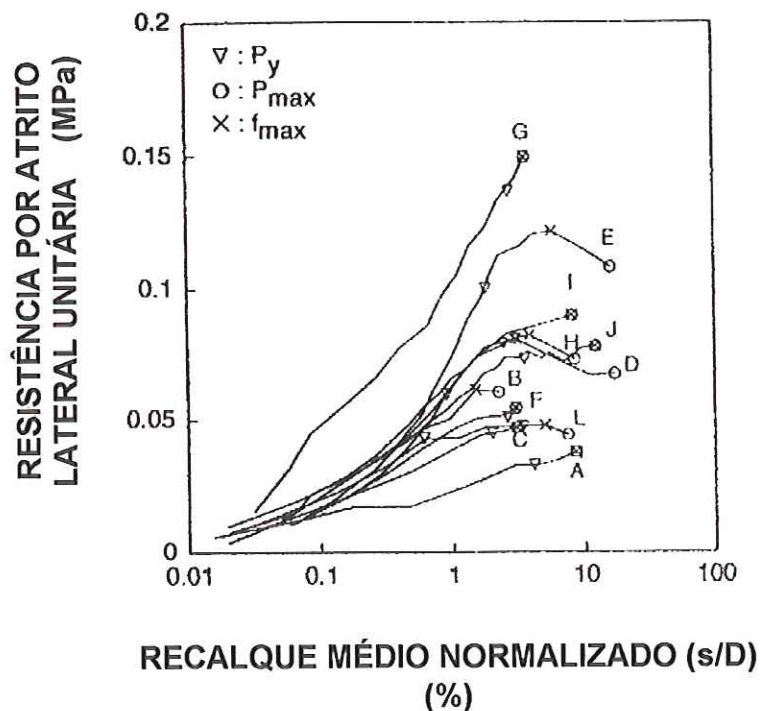


FIGURA 2.19: Relação entre a Resistência Lateral Unitária e a Média do Recalque Normalizado (MATSUI, 1993).

GONG *et al.* (1988) relatam que a resistência lateral próximas à ponta da estaca não pode ser efetivamente mobilizada, porque o solo perto da ponta da estaca dilata-se em direção radial.

LIZZI (1988) salienta que, no caso de estacas escavadas e tubulões, a resistência lateral é mobilizada dentro de pequenos deslocamentos da ordem de milímetros, enquanto que a resistência de ponta requer recalques da ordem de centímetros para a sua total mobilização, salvo o caso de camadas de solo muito rígidas.

POULOS (1982), entretanto, afirma que estacas longas podem sofrer consideráveis movimentos no topo antes de todo o atrito lateral ser mobilizado. Este aspecto é um dos que pode explicar a aparente diminuição do atrito lateral unitário com o aumento do comprimento da estaca.

VAN IMPE (1991) afirma que a parcela de resistência por atrito lateral depende do tipo do solo e do tipo da estaca, assumindo ser mobilizada para pequenos recalques. Entretanto, esses valores de recalque na base da estaca dependem do diâmetro do fuste do tubulão e estão fortemente ligados ao procedimento de instalação da estaca.

Segundo BRANDL (1985), o atrito lateral é função não somente do processo construtivo e do diâmetro do fuste, mas também das características do maciço de solo e da profundidade de fundação enterrada.

Já para MEYERHOF (1988), a magnitude e tipo de carregamento, tipo e inclinação das estacas também influenciam o valor da resistência por atrito lateral.

De acordo com BROMS *et al.* (1988), a resistência por atrito lateral é geralmente estimada através do método α , que relaciona a resistência por atrito lateral unitária com a coesão não-drenada do solo, determinada através de ensaios triaxiais não-drenados, ensaios de penetração ou ensaios pressiométricos; ou pelo método β , que relaciona a resistência por atrito lateral unitária com a tensão efetiva vertical no maciço.

Método α

$$q_{s,f} = \alpha \times c_u$$

onde:

$q_{s,f}$ → resistência por atrito lateral unitária;

α → fator de aderência;

c_u → coesão não drenada do solo.

Método β

$$q_{s,f} = \beta \times \sigma'_v$$

onde:

$q_{s,f}$ → resistência por atrito lateral unitária;

β → fator de aderência;

σ'_v → tensão efetiva vertical.

De acordo com BROMS *et al.* (1988), a determinação de c_u a partir de ensaios de laboratório sofre grande influência da etapa de amostragem. Por isso, os autores recomendam estimar o valor de c_u a partir dos valores obtidos nos ensaios CPT e SPT.

ALBIERO & CINTRA (1996) afirmam que o fator de aderência (α) depende de vários fatores como: propriedades mecânicas das argilas, as dimensões e materiais constituintes da estaca, processo construtivo e o efeito tempo.

REESE & O'NEILL (1988) recomendam adotar $\alpha = 0,45$ para $s_u \leq 190$ kPa.

CODUTO (1994) apresenta um gráfico de α em função de c_u para fustes escavados. Deste gráfico podem ser estabelecidas as relações aproximadas:

$$\text{para } 30 \text{ kPa} \geq c_u \Rightarrow q_{s,f} = c_u$$

$$\text{para } 250 \text{ kPa} \geq c_u > 30 \text{ kPa} \Rightarrow q_{s,f} = 4,82 \times c_u^{0,51}$$

$$\text{para } c_u > 250 \text{ kPa} \Rightarrow q_{s,f} = 0,32 \times c_u$$

MEYERHOF (1976) afirma que o coeficiente β é influenciado pelo comprimento da estaca, chegando a magnitudes de até 0,15 para estacas muito longas.

TERZAGHI & PECK (1948) sugerem os valores apresentados na Tabela 2.1 para a estimativa do atrito lateral que se desenvolve no fuste, para tubulões atingindo profundidades entre 8,0 e 40,0 m.

TABELA 2.1: Valores de atrito lateral no fuste dos tubulões (TERZAGHI & PECK,1948).

SOLO	q_{sf} (kPa)
silte e argila mole	10 a 30
argila muito rija	50 a 200
areia fofa	10 a 30
areia compacta	30 a 70
pedregulho compactado	50 a 100

CHANDLER & MARTINS (1982) afirmam que o atrito lateral unitário, atuando sobre uma estaca escavada, em solo coesivo, deve ser analisado em termos de tensões efetivas e propõem a seguinte expressão:

$$\tau_{s,max} = c' + \tan\delta' \times \sigma'_h \quad \text{onde:}$$

$\tau_{s,max}$ → resistência por atrito lateral unitária máxima;

c' → intercepto de coesão;

σ'_h → tensão efetiva horizontal.

CHANDLER (1968) e BURLAND (1973) relatam que para estimar a resistência por atrito lateral através de tensões efetivas horizontais é necessário conhecer a história de tensões do maciço de solo em volta da estaca. Uma vez determinadas as condições iniciais, o problema pode ser dividido em três estágios diferentes: instalação da estaca (análise não-drenada), dissipação do excesso de pressão neutra gerada pela instalação da estaca e carregamento da estaca.

2.4) MÉTODOS DE SEPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE BASE E POR ATRITO LATERAL

Um estudo com o objetivo de analisar separadamente as parcelas de resistência por atrito lateral e resistência de base de tubulões pode ter importância, já que nos projetos correntes de fundações, geralmente se considera apenas a resistência do solo subjacente à cota de apoio como responsável pelo suporte da carga aplicada no

topo, admitindo-se que o atrito lateral seja apenas suficiente para suportar o peso próprio do concreto.

CHANG & GOH (1988) afirmam que, como a contribuição do atrito lateral para a determinação da capacidade de carga de tubulões é negligenciada, o projeto resultante é, freqüentemente, conservador, para tubulões instalados em solos residuais e rochas alteradas.

Segundo CHANG & WONG (1987), a resistência por atrito lateral possui grande importância para tubulões instalados em rochas alteradas. Logo os autores afirmam que os projetos atuais de dimensionamento de tubulões são conservadores, já que não consideram esta parcela de resistência.

AURORA & REESE (1977) obtiveram, durante a realização de provas de carga de tubulões instrumentados em folhelho argiloso, magnitude de resistência da ordem de até 690 kN/m². Para estes autores, as inúmeras normas práticas que ignoram esta parcela de resistência apresentam valores conservadores de capacidade de carga.

Neste capítulo, serão apresentados vários métodos para estimar separadamente a resistência de base e resistência por atrito lateral.

2.4.1) MÉTODO DE FRANKE (1989)

A proposta de FRANKE (1989) é baseada em análises de regressão aplicadas a resultados de ensaios CPT para solos arenosos e valores de coesão não-drenada do solo para maciço de solo com características argilosas. O autor define valores de tensão na base de uma estaca ou tubulão e a resistência por atrito lateral ao longo do comprimento do fuste.

Os valores da resistência por atrito lateral e a tensão na base de uma estaca ou tubulão são propostos em função dos valores de q_c , dos ensaios CPT (Tabelas 2.2 e 2.3, respectivamente).

TABELA 2.2: Atrito Lateral Unitário para Solos Não-coesivos (FRANKE, 1989).

q_c (MPa)	f_s (MPa)
0	0
5	0.04
10	0.08
≥ 15	0.12

De acordo com o autor, o atrito lateral é totalmente mobilizado para recalques relativos de 1 a 2% do diâmetro do fuste da estaca.

TABELA 2.3: Tensão na Base da Estaca, em função do recalque Relativo e do Valor de q_c , em Areias (FRANKE, 1989).

s/D_b	q_b (MPa)		
	$q_c^*=10$ MPa	$q_c^*=15$ MPa	$q_c^*=20$ MPa
0.02	0.7	1.05	1.4
0.03	0.9	1.35	1.8
≥ 0.1	2	3.0	3.5

$q_c^* = 0,75 q_c$ para tubulões com base alargada

Para a utilização das Tabelas 2.2 e 2.3, pode-se fazer interpolação linear dos valores apresentados.

Com os valores de q_s e f_s para um dado recalque, é possível construir uma relação entre capacidade de carga e recalque através da soma das parcelas de resistência de base e por atrito lateral, ser calculadas pelas equações abaixo.

$$Q_{t(s)} = Q_{p(s)} + Q_{f(s)}$$

em que;

$$Q_{p(s)} = q_s \times A_b$$

$$Q_{f(s)} = f_s \times \pi \times D_f \times L$$

onde:

$Q_{t(s)}$ → capacidade de carga;

$Q_{p(s)}$ → parcela de resistência de base;

$Q_{f(s)}$ → parcela de resistência por atrito lateral;

q_s → resistência de base unitária;

f_s → resistência por atrito lateral unitário;

L → comprimento da estaca;

A_b → área da base da estaca;

D_f → diâmetro do fuste da estaca.

2.4.2) MÉTODO DE SILVA (1986)

SILVA (1986) ressalta a grande necessidade de se criar instrumentos de controle de qualidade que permitam quantificar a resistência do solo e das fundações, de uma maneira econômica e sem apresentar qualquer equívoco técnico.

Para o método de SILVA (1986), ocorreu o surgimento da primeira Célula Expansiva Hidrodinâmica, que foi chamada pelo autor de “expancell”. SILVA (1986) afirma que a um custo bastante acessível, o uso deste dispositivo especial, permitiria aplicar grandes cargas, já que foi verificado que o funcionamento desta célula era semelhante àquele dos macacos “tóricos”, que apresentavam pequeno peso e permitiam maiores deslocamentos.

Segundo SILVA (1986) uma das vantagens do processo é justamente poder levar o ensaio até uma vez e meia a carga admissível, retornar à carga zero, verificar o recalque residual, fazer novamente o carregamento até atingir a carga de ruptura, obtendo assim o coeficiente de segurança com que trabalhará a fundação projetada.

A instrumentação dos deslocamentos a grandes distâncias foi realizada através do tubo hidráulico que ligava a célula colocada dentro do elemento à bomba. Para tanto, foi usado um gradiente hidráulico conectado na extremidade do cano de ligação célula – bomba, que permitia manter, dentro do tubo, uma haste que se encostava no fundo da célula.

O gradiente hidráulico, por meio de dois pistões de diâmetros diferentes, fazia com que aquele de menor dimensão pressionasse a haste de encontro ao fundo da célula, durante a aplicação da carga nos diferentes estágios, obtendo assim um circuito fechado.

Cada movimento efetuado no pistão da bomba registrava, automaticamente, uma maior carga na célula, apontando os deslocamentos no deflectômetro apoiado na cabeça da bomba.

A célula apresentada neste método foi testada em tubulões. De acordo com SILVA (1986) o ensaio foi executado de maneira simples, a partir do seguinte esquema: foram utilizados tubulões sem base alargada e colocadas as células no fundo dos fustes, diretamente sobre o solo apontado pelo projeto para apoio dos mesmos (Figura 2.20); concretou-se o tubulão com concreto magro e aguardou-se de 5 a 7 dias. Ao final deste tempo, fez - se o carregamento, solicitando diretamente o solo sob a célula que reage contra o fuste concretado.

A aplicação de carga numa célula solicita o fuste na região superior, que resiste com a mesma intensidade até atingir o desequilíbrio. À medida que vai aumentando a carga na célula, observa-se que a uma dada pressão, lida no manômetro, dispara um dos deflectômetros do gradiente. Isto indica a ruptura e permite observar que durante o deslocamento observado, a pressão no manômetro permanece constante.

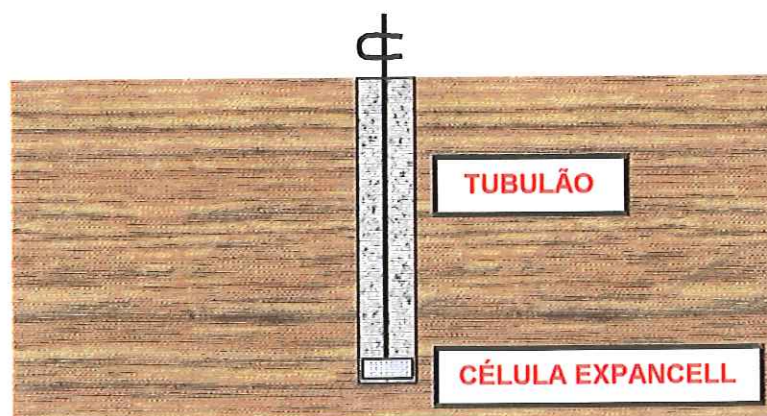


FIGURA 2.20: Posicionamento da célula Hidrodinâmica sobre o Terreno, no Fundo do Tubulão (SILVA, 1986).

De acordo com SILVA (1986) é possível por este método e através dos resultados obtidos, calcular com bastante aproximação, por interpolação, os recalques prováveis que o solo de apoio sofrerá sob cargas diferentes. Pode-se também obter o valor do atrito lateral máximo do solo em torno do fuste dos tubulões, bastando para isto, continuar solicitando a célula de maior área empregada no ensaio, até se obter a movimentação do fuste. Neste momento é suficiente observar no manômetro da bomba (Figura 2.21) o valor da pressão que iniciou o movimento de subida (Figura 2.22). Ainda segundo o autor, os parâmetros obtidos durante a realização dos ensaios permitem balancear as pressões admissíveis para o maciço de solo que serve de apoio às bases dos tubulões, de forma a minimizar ao máximo os recalques diferenciais.

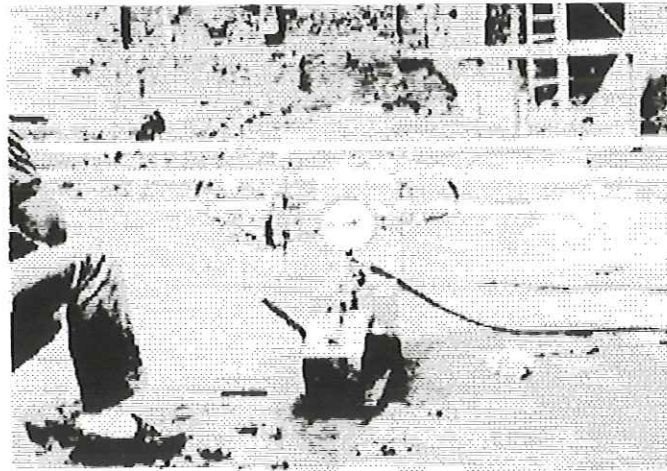


FIGURA 2.21: Montagem do Sistema, Instrumentação e Bomba de Injeção (SILVA, 1986).

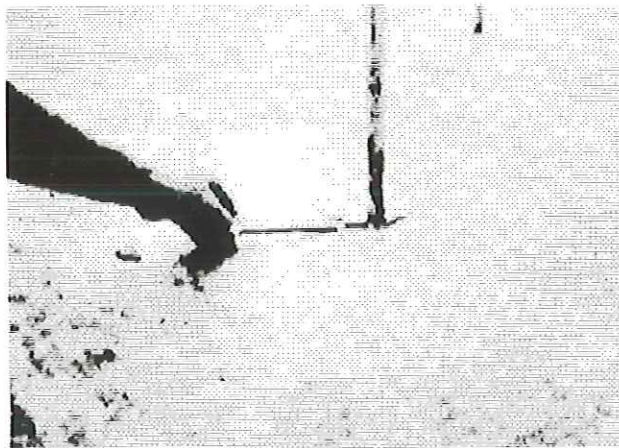


FIGURA 2.22: Levantamento do fuste (SILVA, 1986).

Conforme SILVA (1986), a principal vantagem deste método é a de poder locar as células expansivas hidrodinâmicas em diferentes tubulões sobre o mesmo tipo de solo, em que os diâmetros destas tenham medidas diversas, de forma a permitir a aplicação de pressões sobre áreas diferentes até o rompimento do solo. Logo, as cargas nos diversos estágios provocam distintas curvas, que indicam recalques específicos entre os ensaios para as mesmas pressões unitárias.

2.4.3) MÉTODO DE KRUIZINGA (1988)

Para checar as regras de projeto utilizadas na previsão do comportamento carga – recalque de tubulões, KRUIZINGA (1988) realizou pesquisas em dois tubulões de um viaduto construído na Holanda, instrumentados com medidores de deformação ao longo dos seus comprimentos.

Neste método, KRUIZINGA (1988) determinou para o cálculo da pressão na base, a expressão abaixo:

$$s = \alpha \log \frac{q_c^*}{q_c^* - q_b}$$

onde:

s → recalque (em cm);

α → fator de base definido como 15,0 cm;

q_c^* → resistência de ponta, do CPT, reduzida pela metade para estacas escavadas;

q_b → tensão na base do tubulão para um dado recalque.

A resistência de base unitária é calculada de acordo com código holandês (4D/8D) que é normalmente aplicado para estacas cravadas. Logo, o autor fez uma alteração do critério adotado no código holandês para ser utilizado neste método. A resistência de base unitária para estacas escavadas é considerada como a metade da resistência de base unitária para estacas cravadas se o valor calculado inicialmente para estacas escavadas for igual ou inferior a 60kPa; caso contrário, este valor para estacas escavadas é numericamente igual a resistência de base para estacas cravadas.

Para determinar o atrito lateral unitário, KRUIZINGA (1988) utilizou a formulação a seguir:

$$f_s = f_{s \max} \left(\beta_1 + \beta_2 \log\left(\frac{100}{D_f} s\right) \right) \quad \text{em que } f_{s \max} = 0,6 \text{ a } 0,7\% \text{ de } Q_{c \text{ med}}$$

onde:

s → recalque (em cm);

f_s → atrito lateral unitário associado ao recalque (s);

β_1 e β_2 → fatores do fuste que foram ambos propostos e iguais a 0,5;

$f_{s \max}$ → atrito lateral unitário máximo;

$Q_{c \text{ med}}$ → valor médio da resistência de ponta, ao longo do fuste;

D_f → diâmetro do fuste do tubulão (em cm).

Com os valores calculados de $q_{b,ult}$ e $f_{s,ult}$ para um dado recalque (s), pode-se determinar as parcelas de resistência de base e por atrito lateral em função dos recalques a partir das equações abaixo:

$$Q_{t(s)} = Q_{p(s)} + Q_{f(s)}$$

em que;

$$Q_{p(s)} = q_s \times A_b$$

$$Q_{f(s)} = f_s \times S_f$$

onde:

$Q_{t(s)}$ → capacidade de carga da estaca;

$Q_{p(s)}$ → parcela de resistência de base;

$Q_{f(s)}$ → parcela de resistência por atrito lateral;

q_s → resistência de base unitária;

f_s → resistência por atrito lateral unitário;

A_b → área da base da estaca;

S_f → área da seção do fuste da estaca.

Os pares de valores de (Q_p ; s) e (Q_f ; s) foram plotados em um gráfico do tipo carga – recalque e assim podem ser obtidas as curvas, separadamente, de resistência de base (Q_p) e por atrito lateral (Q_f) em função do recalque (s) sofrido no topo da estaca.

As Figuras 2.23 e 2.24 apresentam a comparação das curvas carga – recalque para os valores de resistência de base e por atrito lateral calculados de acordo com o método acima exposto e os valores medidos através da instrumentação durante a realização de provas de carga estática.

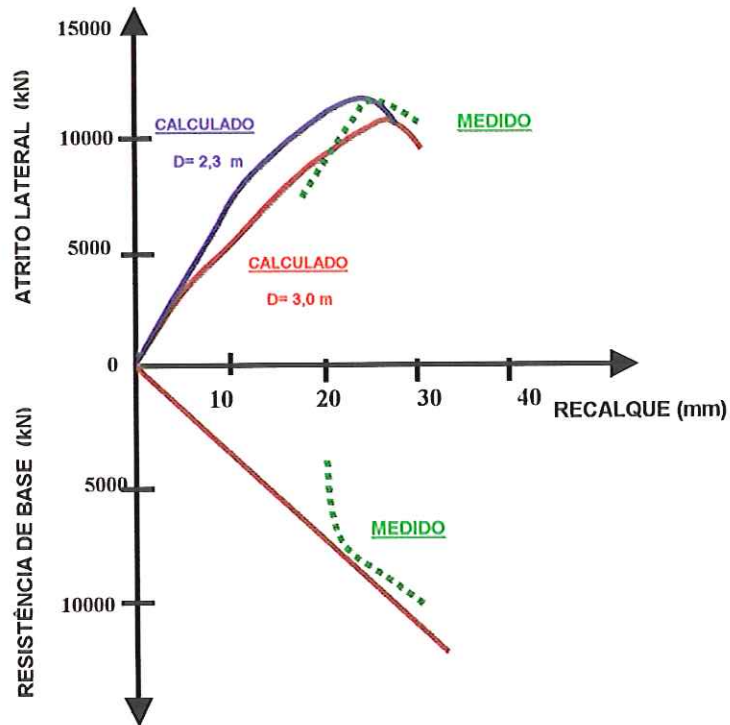


FIGURA 2.23: Curvas Carga – Recalque Analisando-se Separadamente as Parcelas de Resistência de Base e por Atrito Lateral para o Tubulão 3 (KRUIZINGA,1988).

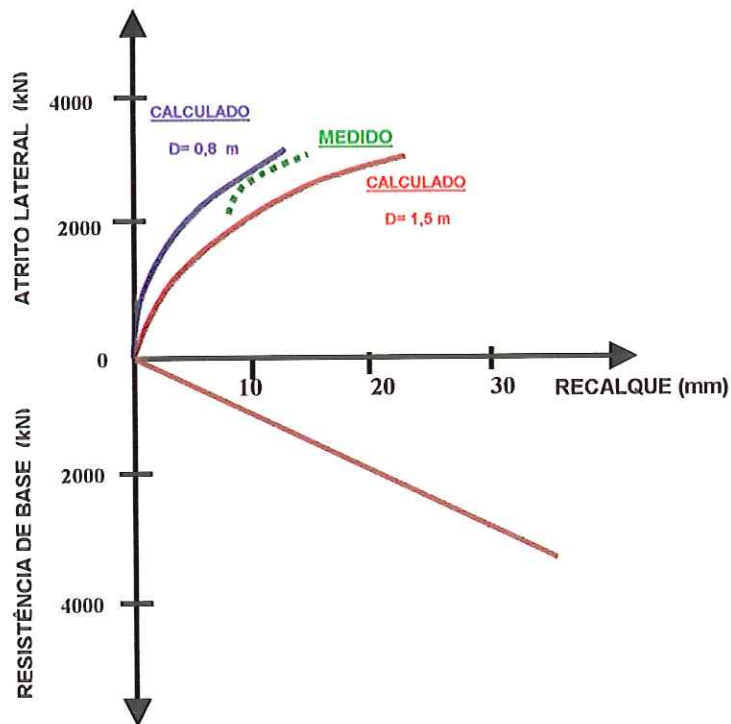


FIGURA 2.24: Curvas Carga – Recalque Analisando-se Separadamente as Parcelas de Resistência de Base e por Atrito Lateral para o Tubulão 5 (KRUIZINGA,1988).

KRUIZINGA (1988) observou que os valores medidos através de provas de carga apresentam uma razoável concordância com os resultados calculados pelo método. Contudo, ele ressalva que os resultados são influenciáveis pelo desconhecimento da variação do módulo de elasticidade do concreto e que os medidores de deformação são sensíveis aos efeitos da temperatura.

Neste estudo, KRUIZINGA (1988) ainda correlaciona a média do atrito lateral unitário em todo o comprimento do fuste da estaca instalada, em areia fina e média, com a média das medidas obtidas em um ensaio CPT. A expressão foi definida como:

$$\overline{f_{s,ult}} = 0,6 \text{ a } 0,7\% \text{ de } \overline{q_c}$$

2.4.4) MÉTODO DE TEJCHMAN & GWIZDALA (1988)

TEJCHMAN & GWIZDALA (1988) apresentam um método para avaliar a capacidade de carga de fundações profundas, em solos arenosos, analisando separadamente as resistências de base e por atrito lateral. Este método utiliza diretamente os resultados de ensaios de CPT para determinar as curvas de resistência de base e resistência por atrito lateral em função dos recalques.

A curva resistência de base – recalque, admitida como do tipo hiperbólica, é definida através dos seguintes critérios:

$$R_p = \alpha q_b A_b \quad \text{com} \quad q_b = \frac{s}{a_1 + \frac{s}{\alpha_1 q_c}}$$

onde;

s → recalque da estaca ou tubulão (em cm);

R_p → parcela de resistência de ponta ou de base;

$\alpha(h)$ → coeficiente de minoração em função da profundidade de penetração, igual a 1,0 para tubulões (GWIZDALA, 1984);

q_b → resistência de base unitária em função do recalque (s);

q_c → resistência de ponta do CPT;

A_b → área da base da estaca ou tubulão;

a_1 → constante que descreve a inclinação inicial da curva em função do tipo de solo (igual a 0,55 para areias argilosas);

α_1 → coeficiente de correção adimensional adotado como 1,25 (GWIZDALA, 1984).

A resistência por atrito lateral é calculada através da seguinte expressão:

$$R_L = \sqrt{\frac{s}{s_{\max}}} f_c S_L \quad \text{para recalques } s \leq s_{\max}$$

onde;

s → recalque da estaca ou tubulão (em cm);

s_{\max} → recalque máximo da estaca ou tubulão, considerado como 20,0 mm para solos não coesivos e 10,0 mm para solos coesivos;

f_c → valor médio, ao longo do fuste, da resistência lateral de ensaios CPT;

S_L → área da superfície do fuste da estaca ou tubulão.

Já para recalque $s > s_{\max}$, o atrito lateral permanece constante e igual:

$$R_L = f_c S_L$$

Comparando as curvas carga – recalque da Figura 2.25, TEJCHMAN & GWIZDALA (1988) perceberam uma boa concordância entre medidas de campo e os resultados obtidos pelo método proposto. A Figura 2.25 também ilustra uma boa aproximação no estágio inicial de carregamento. Mas significativas diferenças aparecem para grandes recalques, o que pode ser resultado dos efeitos gerados pelo processo de execução do elemento estrutural de fundação.

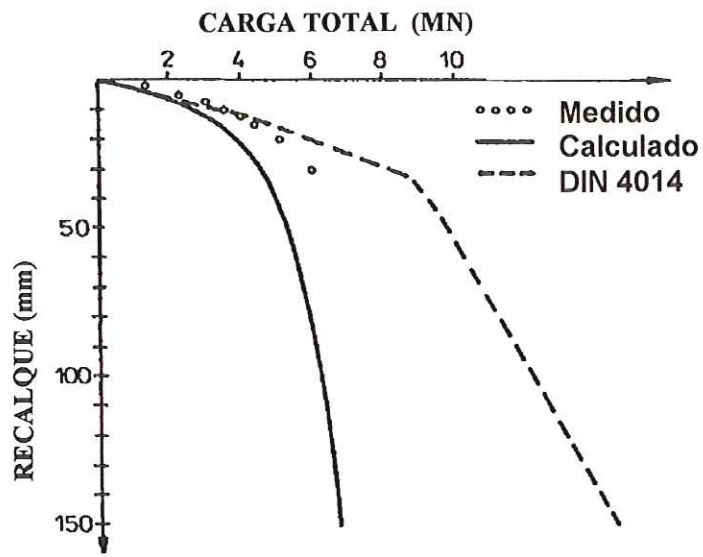


FIGURA 2.25: Comparação das Curvas Carga – Recalque Obtidas Através da Instrumentação e do Método de TEJCHMAN & GWIZDALA (1988).

2.5) PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

A realização de uma prova de carga consiste de várias etapas tais como: instalação, metodologia, equipamentos, operação e interpretação.

TORRES *et al.* (1983) afirmam que a realização de provas de carga depende, fundamentalmente, da concretização dessas diferentes etapas.

As provas de carga estática, em tubulões, são realizadas para alcançar dois propósitos gerais:

- Provar que o elemento isolado de fundação é capaz de suportar uma carga axial de determinada magnitude;
- Obter detalhadas informações a cerca dos recalques e transferência de carga, em um tubulão instrumentado, de forma a obter os valores de resistência de base e por atrito lateral.

Conforme REESE & O'NEILL (1988), o principal problema na condução de provas de carga estática em tubulões é aplicar a carga suficiente para satisfazer as exigências de carga do ensaio ou, no caso de tubulões instrumentados, chegar à ruptura, já que a sua capacidade de carga ou carga de ruptura é, em geral, muito elevada.

Segundo ENGLAND & FLEMING (1994) e NIYAMA *et al.* (1996), dentre os ensaios de campo utilizados na prática da engenharia de fundações, as provas de carga estática são um dos mais importantes.

KLOSINSKI (1977) relata que provas de carga estática são de fundamental importância para a previsão da capacidade de carga de estacas escavadas e tubulões.

Durante a realização da prova de carga estática são registrados os valores das cargas aplicadas, os deslocamentos correspondentes a essas cargas e o tempo decorrido.

Quanto à metodologia de execução, a MB-3472 (1991) adota em igualdade de condições os ensaios com carregamento lento (SML) e o com carregamento rápido (QML). O QML difere do ensaio lento basicamente por manter os estágios de carga e descarga por tempos determinados, independentes da estabilização. Os recalques são lidos apenas no início e final de cada estágio, que tem duração de 5 minutos, sendo a última leitura do ensaio feita 10 minutos após o descarregamento total.

O sistema de reação para provas de carga à compressão pode ser de três maneiras distintas: plataforma carregada ou cargueira (Figura 2.26); estruturas fixadas ao

terreno através de elementos tracionados que podem ser um conjunto de tirantes (Figura 2.27) ou um conjunto de estacas (Figura 2.28).

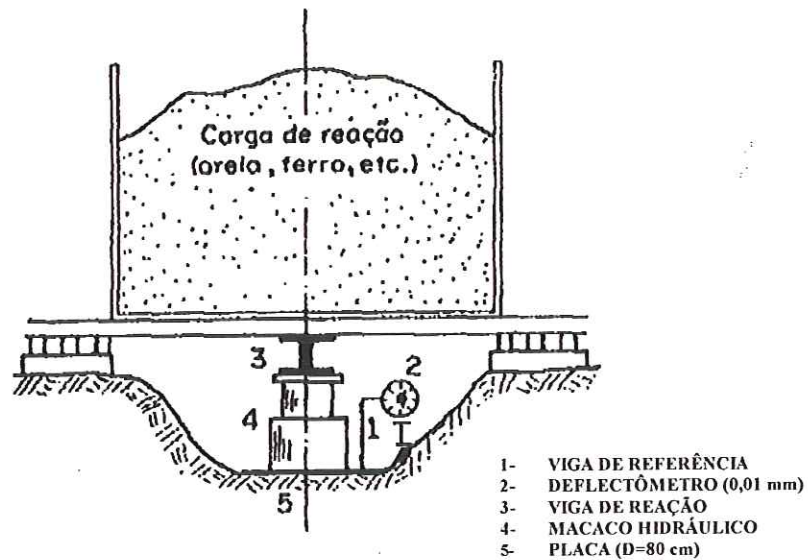


FIGURA 2.26: Sistema de Reação com Cargueiras (apud NIYAMA *et al.*, 1996).

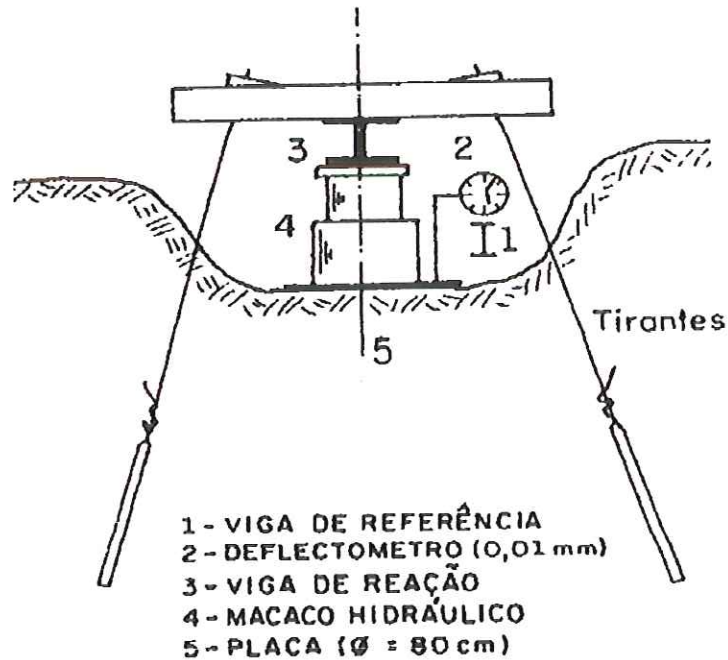


FIGURA 2.27: Sistema de Reação com Tirantes (NIYAMA *et al.*, 1996).

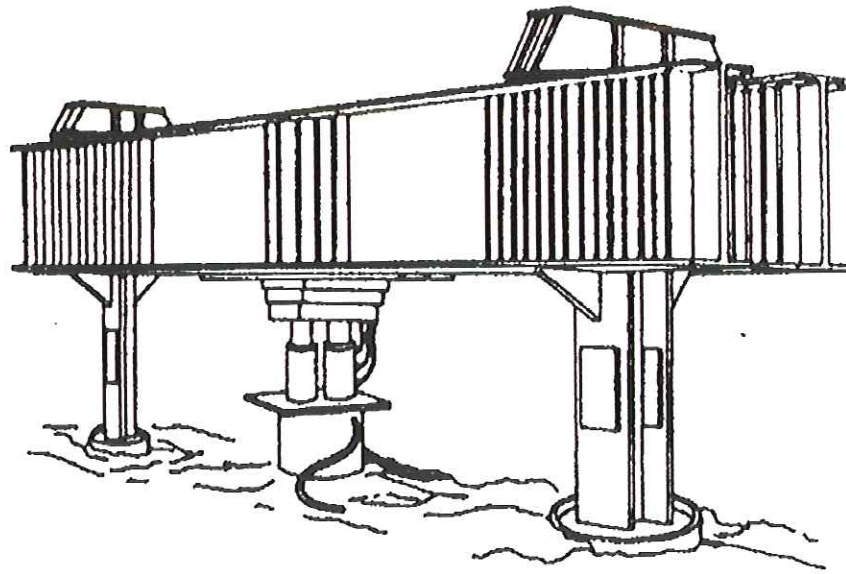


FIGURA 2.28: Sistema de Reação com Estacas de Apoio (REESE & O'NEILL, 1988).

Segundo REESE & O'NEILL (1988), o problema com o uso do sistema de reação é que as tensões são transferidas do fuste para o solo, logo estas tensões podem influenciar o comportamento de tubulões durante a realização do ensaio.

A ASTM através da norma americana de provas de carga para fundações profundas requer que a distância livre mínima entre o sistema de reação e a estaca ensaiada, quando esta tiver seção transversal circular, seja de 5 vezes o diâmetro da maior seção transversal da estaca. Já a MB-3472 (1991) recomenda que esta distância livre mínima seja de 3 vezes o diâmetro da maior seção transversal da estaca ou ao menos 1,5 m.

TORRES *et al.* (1982) apresentam uma série de problemas executivos, os quais poderão, na maioria das vezes, ser perfeitamente evitados desde que tenham sido previstos com uma necessária antecedência. Estes problemas executivos foram divididos em quatro grupos distintos: aqueles relativos ao sistema de carregamento; os que surgem devido ao local da prova de carga; os relacionados com as leituras de deslocamentos e os problemas de natureza geral. De acordo com o autor, esses fatores podem prolongar desnecessariamente ou encurtar perigosamente o tempo de duração das provas de carga, falseando resultados, estando as causas geralmente ligadas à movimentação do sistema de referência.

NIYAMA *et al.* (1996) também apresentam os cuidados necessários que devem ser tomados durante a realização de provas de carga estática em fundações

profundas e os insucessos causados por influências negativas, tais como: distância mínima dos tirantes ou estacas de reação em relação ao elemento a ensaiar, excesso de capacidade de carga do sistema de reação em relação à carga máxima prevista no ensaio, tempo inadequado para a realização do ensaio e sistema de referência para medidas de recalques através de deflectômetros.

– GRÁFICO CARGA – RECALQUE DE PROVAS DE CARGA

O gráfico representativo de uma prova de carga pode ter a forma definida na Figura 2.29, onde se distinguem três regiões distintas: na primeira, entre O e A, há praticamente uma proporcionalidade entre a carga e o recalque; na segunda, entre A e B, a relação entre a carga e o recalque deixa de ser linear; já na terceira, entre B e C, o recalque cresce indefinidamente sem acréscimo de carga, definindo assim uma ruptura nítida.

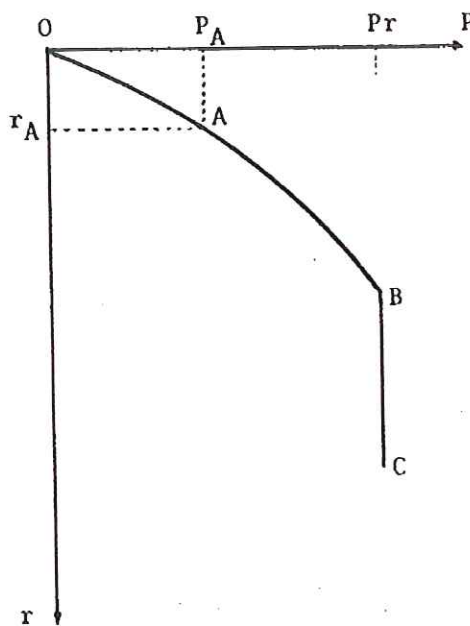


FIGURA 2.29: Forma Geral da Curva Carga – Recalque para uma Ruptura Nítida.

AMARAL (1986), entretanto, observa que, na prática, o ponto A não fica perfeitamente definido, exigindo-se portanto uma definição numérica da quase linearidade entre O e A para sua caracterização.

A MB-3472 (1991) estabelece que a curva carga – recalque deve ser desenhada em escala tal que a reta ligando a origem e o ponto da curva correspondente

à carga admissível estimada resulte em uma inclinação de $(20 \pm 5)^\circ$ com o eixo das cargas.

Quando a estaca é carregada até apresentar um recalque elevado, porém a curva carga – recalque não indica uma carga de ruptura nítida e sim um crescimento contínuo do recalque com a carga, a ruptura nítida fica indefinida, sendo necessário estabelecer um critério de ruptura convencional. A literatura geotécnica apresenta diversos métodos a fim de se determinar a carga de ruptura convencional.

HIRANY & KULHAWY (1989) e NIYAMA *et al.* (1996), porém afirmam que os valores de carga de ruptura convencional obtidos através dos diversos critérios existentes podem resultar em grandes discrepâncias.

A NBR 6122 (1996) prescreve que a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde ao recalque (ρ_r), na curva carga – recalque apresentada na Figura 2.30, ao recalque obtido pela equação apresentada abaixo:

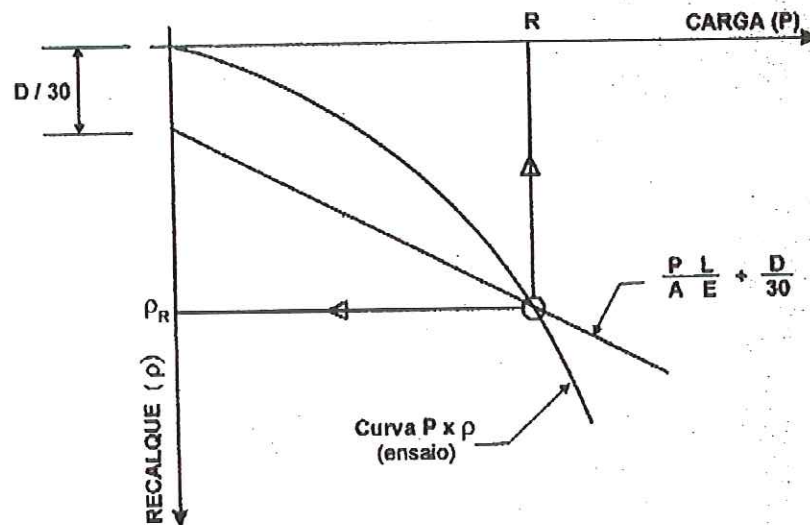


FIGURA 2.30: Carga de Ruptura Convencional (NBR 6122, 1996).

$$\rho_r = \frac{R \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \text{ (em unidades compatíveis)}$$

onde;

ρ_r → recalque de ruptura convencional

R → carga de ruptura convencional

L → comprimento da estaca

A → área da seção transversal da estaca

E → módulo de elasticidade da estaca

D → diâmetro do círculo circunscrito à estaca

Já o CEN, através do EUROCODE 7, PART 1 (1991), considera a ruptura convencional como sendo a carga correspondente ao recalque de 10% do diâmetro do elemento estrutural de fundação.

DÉCOURT (1994) recomenda que a curva carga – recalque seja apresentada de forma adimensional, com as tensões normalizadas pela tensão de ruptura convencional ou física, e as deformações normalizadas pela largura da fundação.

– EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA - RECALQUE

Na interpretação da prova de carga estática, a ruptura nítida pode apresentar-se indefinida já que o ensaio pode ser interrompido prematuramente e a ruptura não é atingida, ou a reação é insuficiente, ou ainda porque não se pretende danificar o elemento ensaiado. Nesses casos, deve-se extrapolar a curva carga – recalque para se avaliar a carga de ruptura através de diferentes métodos de ruptura convencional (NBR, MB 3472).

No Brasil, o método mais utilizado para extrapolação da curva carga – recalque é o de VAN DER VEEN (1953). Neste método, a curva carga – recalque é representada através de uma expressão matemática do tipo:

$$P = R(1 - e^{-ax}) \quad \text{onde;}$$

$a \rightarrow$ coeficiente que define a forma da curva

A curva definida por essa expressão matemática é assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura (R), conforme ilustra a Figura 2.31.

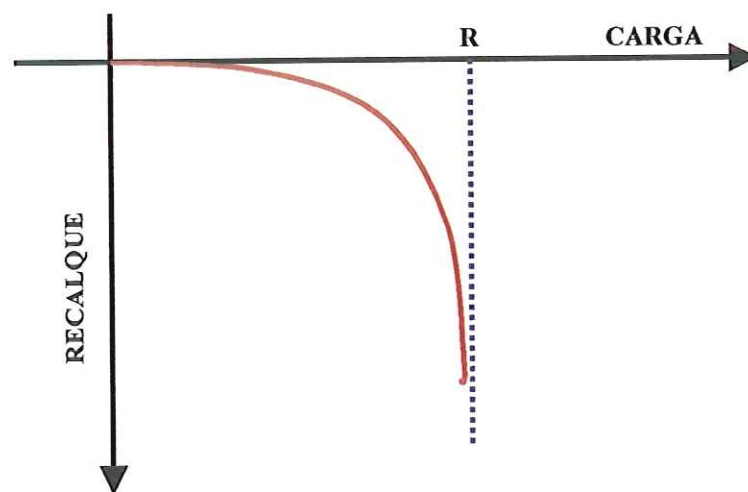


FIGURA 2.31: Curva Carga – Recalque de VAN DER VEEN (1953).

CAPÍTULO 3 - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES

Para a produção desta Dissertação de Mestrado, todas as provas de carga foram realizadas no Campo Experimental de Fundações, no Campus da USP, em São Carlos / SP.

O Campo Experimental de Fundações da EESC / USP foi implantado em 1988, através de um auxílio financeiro da FAPESP (Processo nº 88/0238-3 – Implantação; Processo nº 91/1142-2 – 2ª Fase e Processo nº 96/4626-4 – 3ª Fase), compreendendo uma área de 400 m² e, posteriormente, ampliado, em 1991, abrangendo uma área total de 600 m². Tal área encontra-se no extremo sul do Campus Universitário da USP / São Carlos, em uma região cujo perfil geológico-geotécnico é, consideravelmente, bastante representativo da região centro-oeste do Estado de São Paulo.

A fim de caracterizar geotecnicamente o maciço de solo existente, diversos ensaios de laboratório, através da retirada, a cada profundidade, de amostras indeformadas, até uma cota de – 10,0 m e também ensaios *in situ*, entre eles SPT, CPT e *cross – hole*, foram feitos. A seguir, neste mesmo capítulo, estão apresentados alguns dos resultados obtidos nessas investigações geotécnicas.

Algumas pesquisas experimentais visando analisar o comportamento de fundações rasas e profundas foram realizadas neste local.

Segundo CINTRA & CARNEIRO (1998) e CINTRA *et al.* (1991), a implantação do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos em 1988, com a execução de estacas escavadas e do tipo raiz e posteriormente sua ampliação em 1991, com ênfase voltada para o estudo das soluções regionais de elementos de fundações de estacas apiloadas, escavadas do tipo broca e moldada *in loco* do tipo Strauss, já

forneceram importantes contribuições sobre o comportamento destes elementos de fundações em solo colapsível.

Sobretudo, para a 3ª etapa, objetiva-se avaliar o comportamento de tubulões a céu aberto, através de provas de carga estática e dinâmica, abordando o emprego dos conceitos de solos não-saturados para estimativa da capacidade de carga, nas condições do terreno não inundado e após inundação do mesmo. Admite-se que os ensaios realizados para este trabalho compreendem a 3ª fase de implantação do Campo Experimental de Fundações da ESSC / USP.

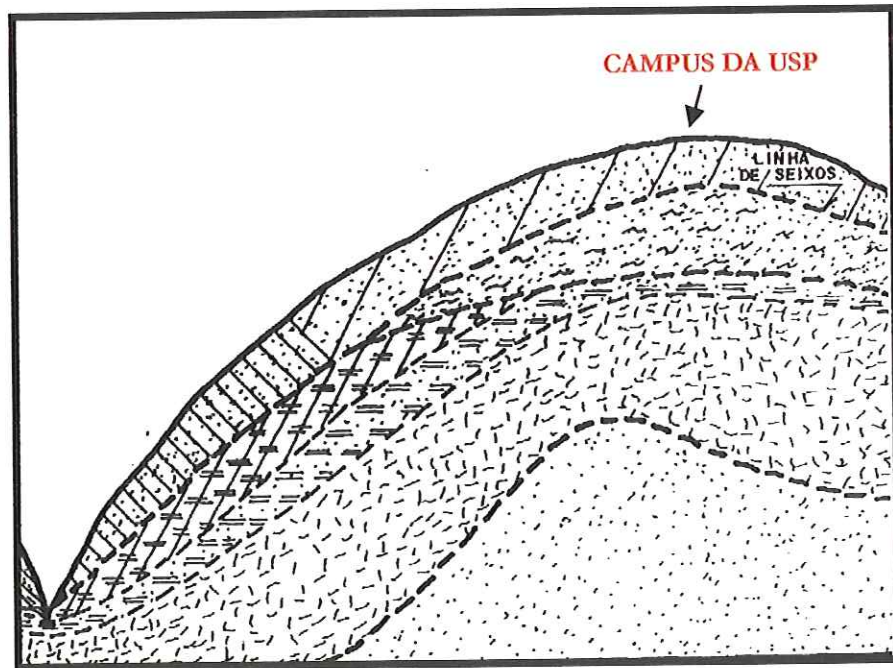
3.1) CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A cidade de São Carlos, situada no interior do Estado de São Paulo, está assentada sobre magmatitos básicos da Formação Serra Geral, do Grupo São Bento. Sobre estas rochas, estão presentes os conglomerados e arenitos de origem flúvio-lacustre da Formação Itaqueri, do Grupo Bauru e, superficialmente, se encontra o Sedimento Cenozóico (Formação Rio Claro). Esta camada de solo superficial origina-se de material intemperizado e erodido, comumente de magmatitos básicos e arenitos Bauru e Botucatu, o qual é transportado como alúvio e/ ou colúvio.

Este solo oriundo de Sedimentos Cenozóicos é, na sua maior parte, constituído por areia fina e média laterizada (aproximadamente 50%) e cerca de 35% da fração argila, formado a partir do retrabalhamento das Formações Itaqueri, Serra Geral e Botucatu. Devido a sua origem recente, estes materiais apresentam-se pouco compactos e bastante porosos.

Já a Formação Itaqueri está representado por arenitos de granulação média a conglomeráticos, com grãos angulosos, ricos em feldspatos, minerais pesados e instáveis. Esse solo quando classificado pelo Sistema de Classificação Unificada da Mecânica dos Solos, encontra-se no mesmo grupo dos Sedimentos Cenozóicos. Entretanto, apresenta comportamento muito diferenciado em relação aos Sedimentos Cenozóicos (BORTOLUCCI, 1983).

A Figura 3.1, proposta por BORTOLUCCI (1983), mostra um perfil típico da geologia local, com a descrição táctil-visual das litologias predominantes.



LEGENDA

	AREIA ARGILOSA	}	SEDIMENTO CENOZÓICO (<i>Formação Rio Claro</i>)
	ARGILA ARENOSA		
	AREIA ARGILOSA - GRUPO BAURU		(<i>Formação Itaqueri</i>)
	ARGILA SILTOSA	}	ALTERAÇÃO DO BASALTO
	SILTE ARENOSO		
	BASALTO		}
	ARENITO - (<i>Formação Botucatu</i>)		

FIGURA 3.1: Seção Esquemática da Geologia de Pequena Profundidade em São Carlos (modificado de BORTOLUCCI, 1983).

3.2) CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

3.2.1) ENSAIOS *IN SITU*

Foram realizados, em sua totalidade, 23 ensaios penetrométricos *in situ* (Anexo I): sendo 15 sondagens de simples reconhecimento (SPT) divididas em três campanhas de cinco furos, e oito ensaios de penetração estática (CPT) em duas

campanhas: a primeira em 1988, constituída por cinco furos, e a segunda em agosto de 2000, compreendendo três furos.

Para a primeira campanha de CPT, utilizou-se o cone mecânico e para a segunda campanha, apenas o cone elétrico foi usado. Ensaio sísmicos "cross - hole" também foram feitos no Campo Experimental.

As três campanhas de sondagem apresentam basicamente a mesma estratificação. A Figura 3.2 mostra os resultados da Campanha 03. Observa-se uma camada superficial de areia argilosa marrom escura (Sedimento Cenozóico) de cerca de 6,50 m de espessura. A partir dessa profundidade, separada por uma linha de seixos de aproximadamente 0,20 m de espessura, há uma camada formada por areia argilosa de cor variegada (Solo Residual do Grupo Bauru). O nível d'água encontra-se variando de - 8,0 m a -10,0 m, em função da época de realização das sondagens.

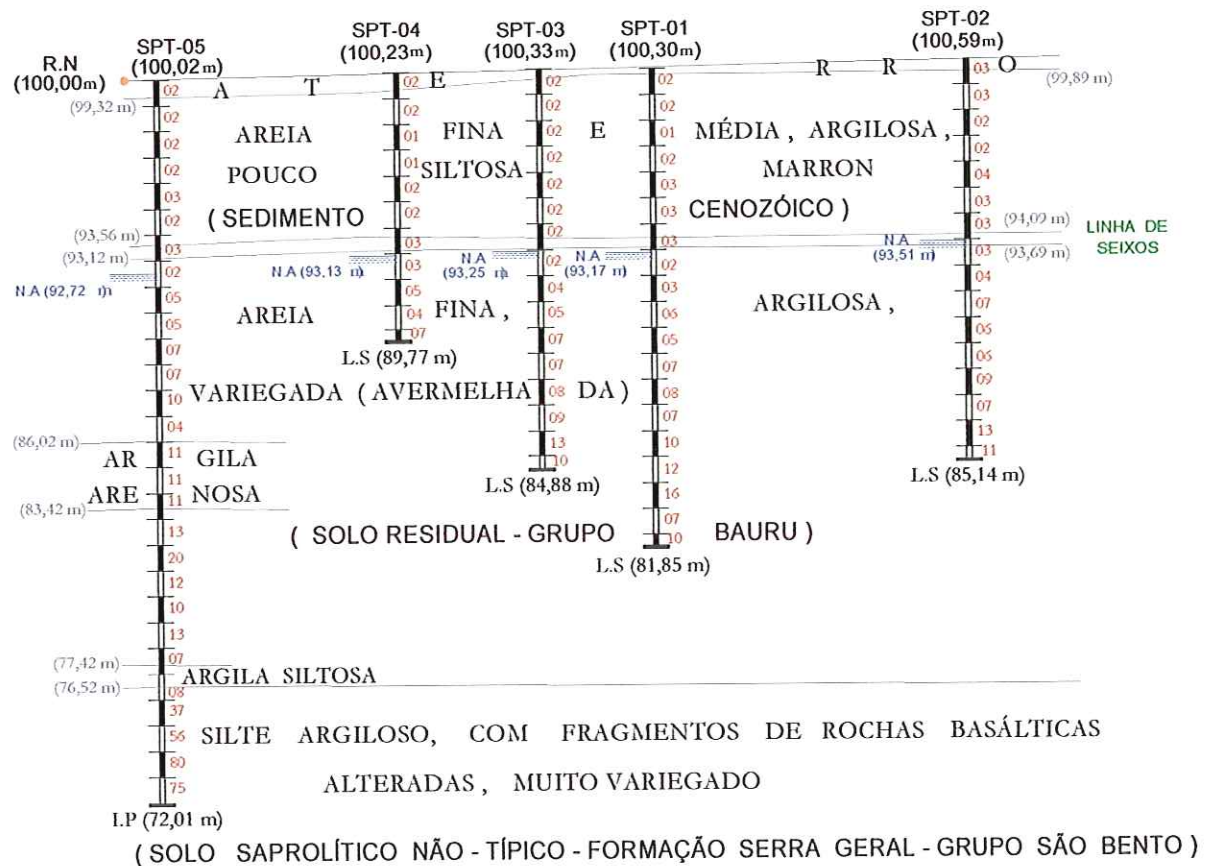


FIGURA 3.2: Perfil do Terreno Associado às Sondagens à Percussão (Campanha 03).

Plotando-se o número de golpes N_{SPT} médio de cada campanha contra a profundidade (Figura 3.3) nota-se uma grande variabilidade, de cerca de $\pm 50\%$, em

conseqüência de que as três campanhas de sondagens (SPT) foram realizadas em diferentes épocas do ano (com períodos de seca e períodos de grandes precipitações intercalados) e, além disso, por empresas diferentes.

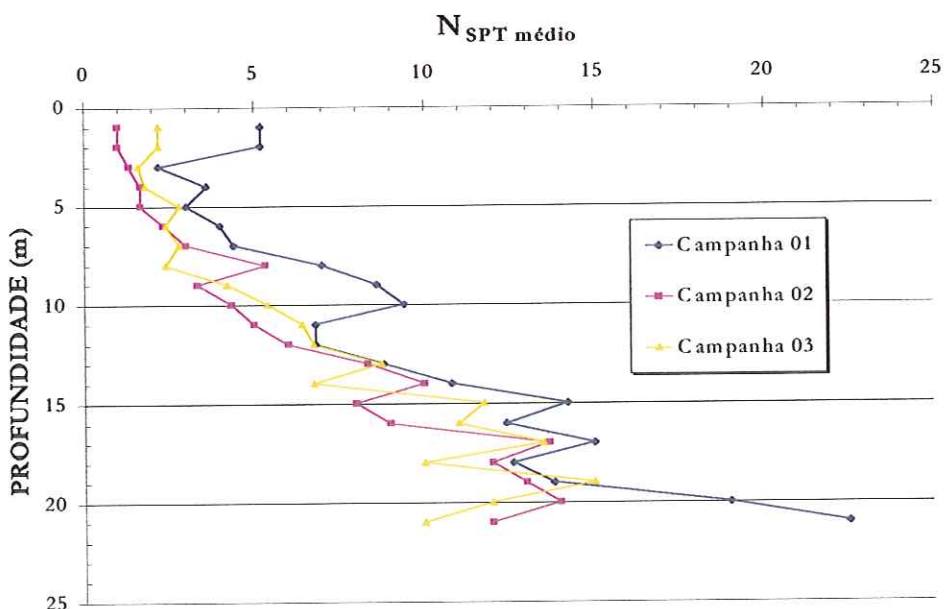


FIGURA 3.3: Variação do N_{SPT} Médio em Função da Profundidade para cada Campanha de Sondagem Realizada.

Para a terceira campanha de SPT, foi analisado, segundo a recomendação de TEIXEIRA (1993), o controle de qualidade quanto à execução do ensaio SPT. De acordo com o autor, a relação abaixo deve ser atendida:

$$\frac{N_{15} - N_{45}}{N_0 - N_{30}} = 1,4$$

Para os furos de sondagem SPT 01 a SPT 05, em média, a relação acima variou de 1,2 a 1,5. Portanto, estes resultados estão bem próximos do valor recomendado por TEIXEIRA (1993), podendo-se assim afirmar que, segundo esse critério de controle, essa campanha de sondagem SPT foi bem executada.

Igualmente, como ocorreu no caso das campanhas de SPT, plotando-se os valores médios de q_c e f_s , de cada campanha, contra a profundidade (Figuras 3.4 e 3.5) e comparando-os, percebe-se uma pronunciada variabilidade dos resultados em função dos mesmos motivos já anteriormente mencionados para as campanhas de SPT.

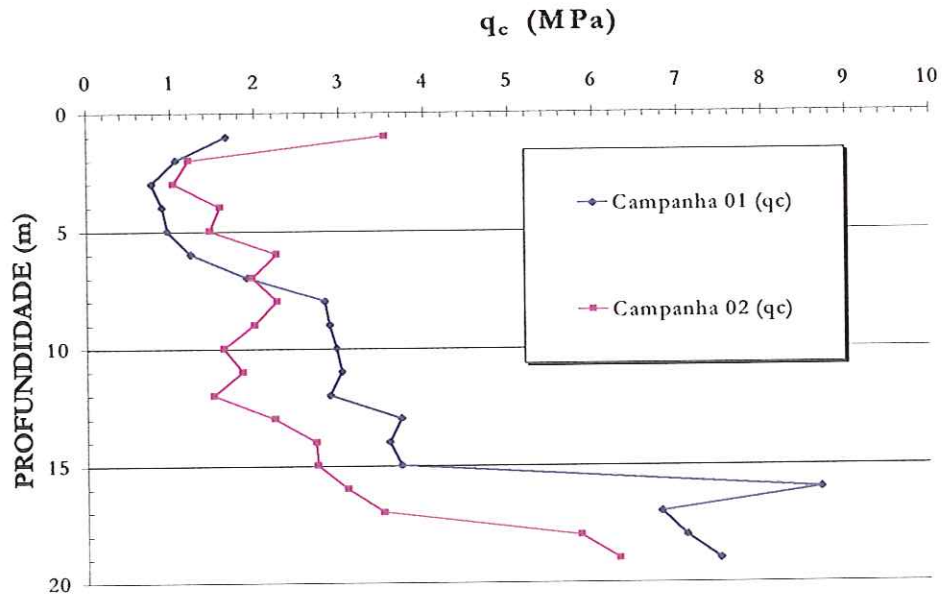


FIGURA 3.4: Variação da Resistência de Ponta Unitária Média (q_c) em Função da Profundidade para cada Campanha.

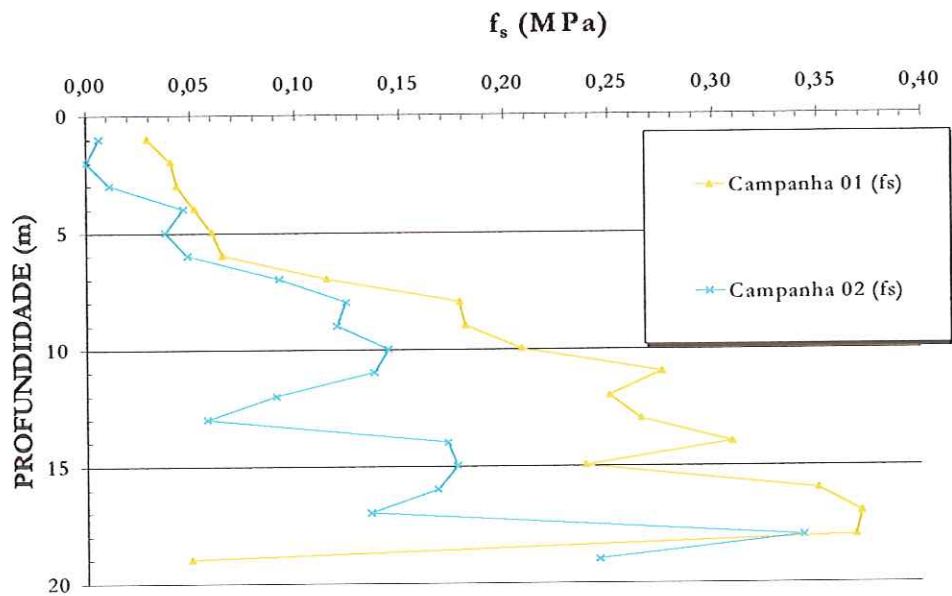


FIGURA 3.5: Variação da Resistência por Atrito Lateral Unitária Média (f_s) em Função da Profundidade para cada Campanha.

3.2.2) ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os dados de laboratório utilizados nesta dissertação foram obtidos por MACHADO (1998), compreendendo ensaios de caracterização, compressão confinada e triaxiais convencionais e não-saturados.

Os ensaios de laboratório foram realizados a partir de amostras indeformadas extraídas de um poço com diâmetro de 1,20m, a cada metro, até uma profundidade de aproximadamente 10,0m. Para todas as amostras retiradas realizaram-se ensaios de caracterização, ensaios de compressão confinada convencional saturada e com controle de sucção, triaxiais convencionais saturados e com sucção controlada.

As características granulométricas e índices físicos e de compactação, representativos do maciço de solo do Campo Experimental de Fundações da EESC/USP, são apresentados nas Figuras 3.6 e 3.7 e Tabelas 3.1 a 3.3.

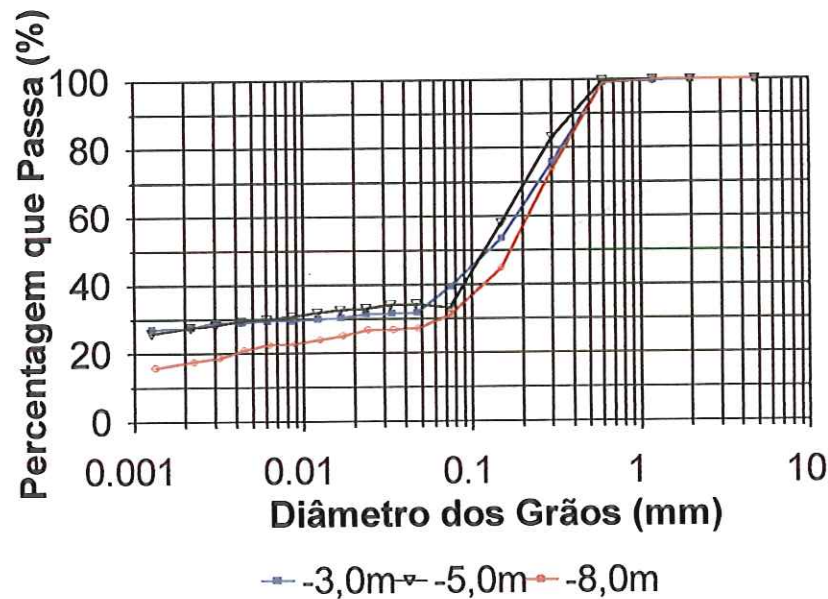


FIGURA 3.6: Curvas Granulométricas Obtidas para as Profundidades de 3, 5 e 8m, em Relação à Superfície do Terreno (MACHADO, 1998).

TABELA 3.1: Frações Granulométricas Constituintes dos Solos (MACHADO, 1998).

Prof. (m)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
3m	60,8	11,9	27,3
5m	66,7	5,90	27,4
8m	68,9	13,7	17,4

TABELA 3.2: Valores de Peso Específico Seco e Teor de Umidade Obtidos ao Longo do Perfil de Coleta de Blocos Indeformados (MACHADO, 1998).

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
w (%)	13,7	14,6	15,8	16,8	16,4	17,2	19,1	16,7	18,3
γ_d (kN/m ³)	12,5	13,6	13,8	14,3	14,4	14,7	15,2	16,1	16,6
γ (kN/m ³)	14,2	15,6	16,0	16,7	14,8	17,1	18,1	18,8	19,6
e	1,17	0,99	0,96	0,90	0,88	0,84	0,78	0,68	0,63

TABELA 3.3: Resultados dos Ensaios de Caracterização e Compactação (MACHADO, 1998).

Prof. (m)	γ_{dmax} (kN/m ³)	w _{ot} (%)	w _L (%)	w _P (%)	γ_s (kN/m ³)
3m	18,7	14,0	27,9	16,0	27,1
5m	18,4	14,8	30,9	19,8	27,5
8m	18,9	11,2	28,4	17,2	27,1

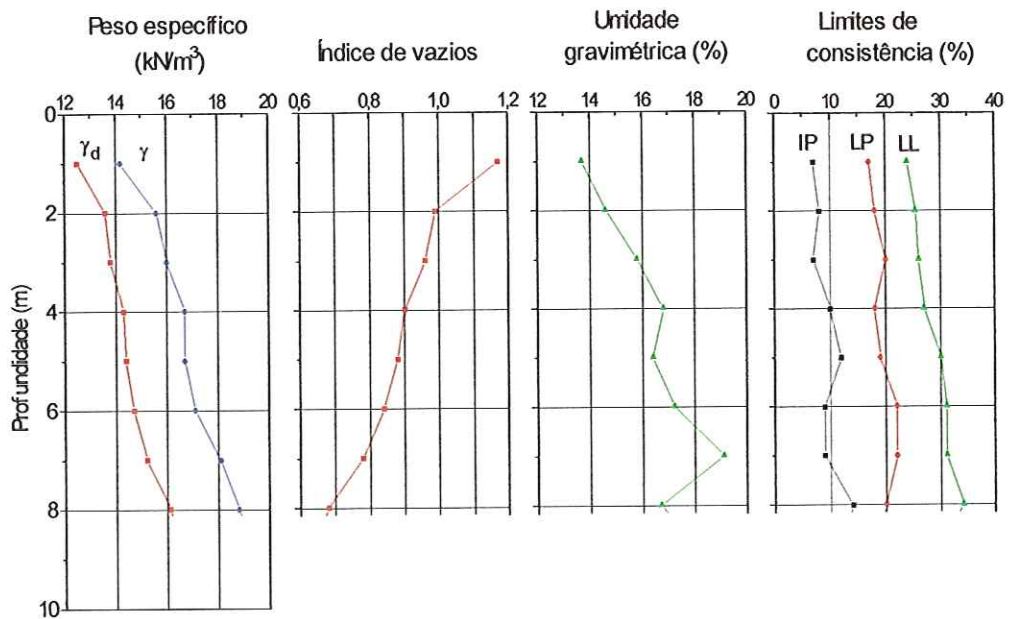


FIGURA 3.7: Variação de Índices Físicos e de Limites de Consistência com a Profundidade (COSTA, 1999).

3.3) VARIABILIDADE DO MACIÇO DE SOLO

Este item propõe analisar a variabilidade do maciço de solo associando os valores de N_{SPT} , para diferentes furos, em diferentes profundidades, com a litologia do local, segundo AOKI (2000). Ao realizar esta associação (Figuras 3.8, 3.9 e 3.10), observa-se que ambos estão intimamente ligados.

A fim de avaliar esta variabilidade, cada campanha de sondagem à percussão foi considerada separadamente, não só devido a influência da sucção, que variou em função da época de realização do ensaio, como também porque as campanhas foram feitas por empresas diferentes.

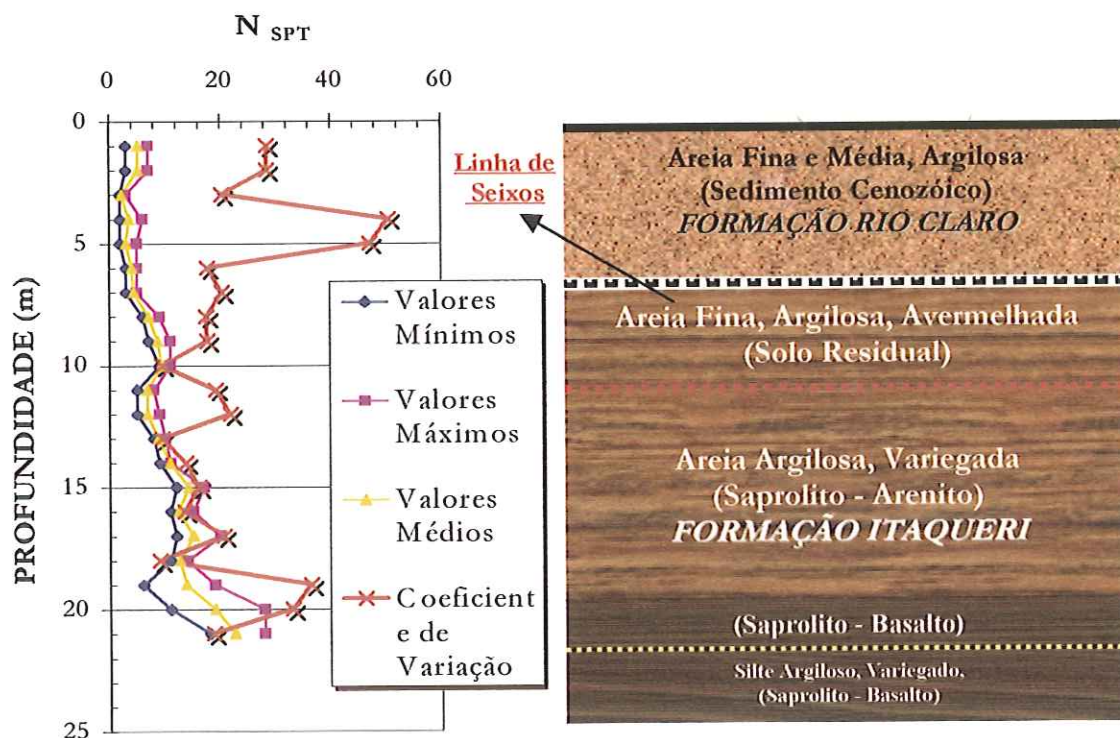


FIGURA 3.8: Variabilidade do Maciço de Solos em Função do N_{SPT} e Litologia para a 1ª Campanha .

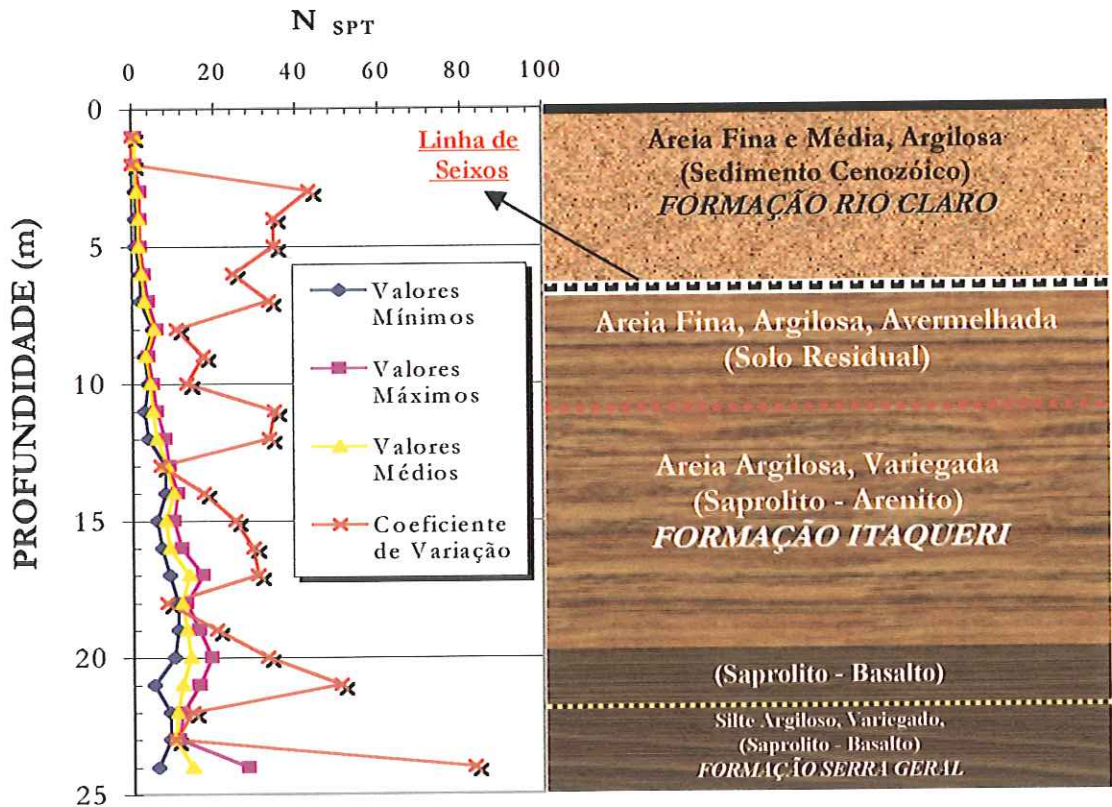


FIGURA 3.9: Variabilidade do Maciço de Solos em Função do N_{SPT} e Litologia para a 2ª.

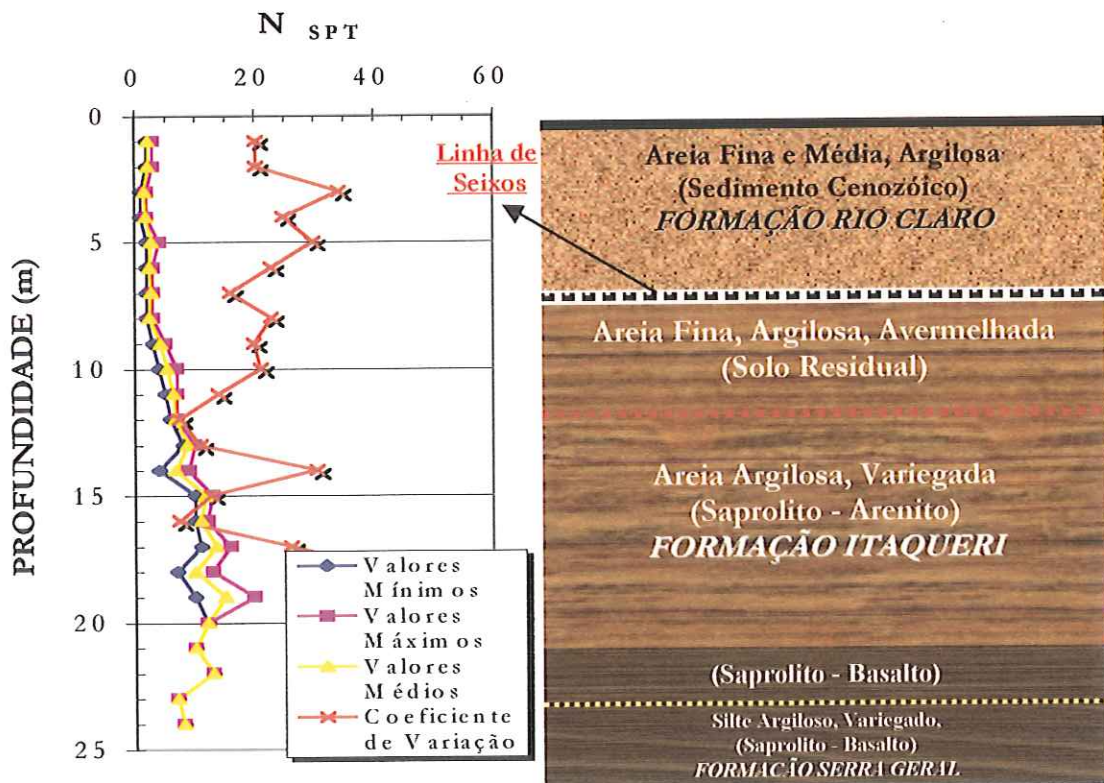


FIGURA 3.10: Variabilidade do Maciço de Solos em Função do N_{SPT} e Litologia para a 3ª.

Basicamente, o maciço de solo em questão apresenta quatro unidades de formação geológica:

- Formação Rio Claro, constituída por areia fina e média, argilosa. Esta camada é pouco compacta e muito porosa, possuindo uma característica um pouco mais homogênea (coeficiente de variação entre 20 e 25 %). Tal variabilidade é função da própria variação da pressão de sucção com a profundidade, já que esta camada encontra-se acima do nível d'água e, portanto, está não-saturada.

- Formação Itaqueri, situada logo abaixo e separada por uma linha de seixos. Esta camada está dividida em duas subcamadas: uma de solo residual, apresentando pouca variação (em torno de 25 % e constante com profundidade) e outra de um saprolito de arenito que possui características bem mais heterogêneas, principalmente, devido ao grau de alteração da rocha, gerando assim uma grande variabilidade.

- Formação Serra Geral, que se encontra na porção inferior, no contato com a alteração de basalto. Esta camada possui uma certa importância já que ainda pode ser perfurada e amostrada em certos pontos em função do manto de intemperismo existente e da sua própria geometria.

- Formação Botucatu, que se localiza sob a Formação Serra Geral, não podendo ser perfurada por sondagem à percussão.

CAPÍTULO 4 – PROCESSO EXECUTIVO

4.1) GEOMETRIA E LOCAÇÃO

Executou-se um conjunto de quatro tubulões a céu aberto, escavados mecanicamente, com base alargada manualmente de 1,50 m de diâmetro e 0,90 m de altura. Os tubulões possuem fuste com 0,60 m de diâmetro e base assentada à cota - 8,0 m. Na Figura 4.1 estão apresentadas as características geométricas dos tubulões.

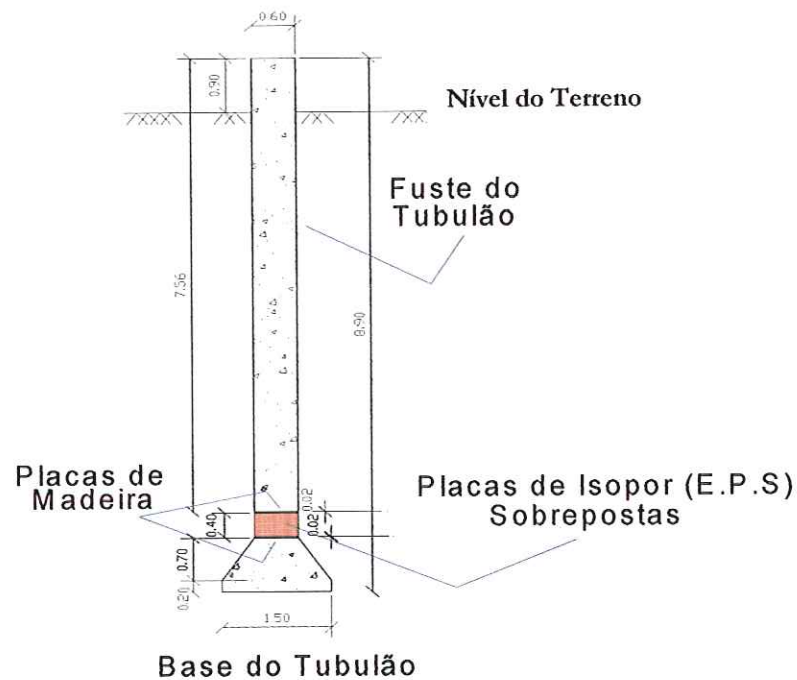


FIGURA 4.1: Detalhes Geométricos dos Tubulões a Céu Aberto.

Observa-se na Figura 4.1 que entre a base do tubulão e o fuste há uma camada de 0,40 m de isopor (E.P.S.), com mesmo diâmetro do fuste. A utilização deste material se deu como alternativa para, durante a realização das provas de carga estática, separar as parcelas de resistência de base e por atrito lateral. Trata-se de uma alternativa econômica em relação à instrumentação por “strain gauges”.

A Figura 4.2 apresenta o detalhamento da armadura dos tubulões a céu aberto. Não foi executado, bloco de coroamento, no topo do fuste dos tubulões, fazendo-se então um prolongamento do fuste, com altura de 0,90 m a partir da superfície do terreno, de modo a facilitar a execução das provas de carga estática. Para tanto, foi necessário um aumento da armadura de fretagem no topo dos tubulões, sendo que, o espaçamento entre os estribos passou a ser de 0,05 m.

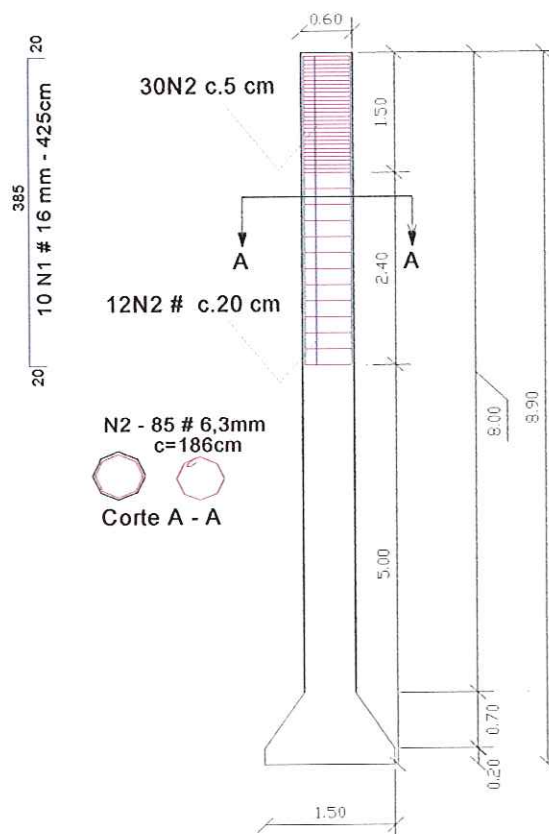


FIGURA 4.2: Detalhamento da Armadura nos Tubulões a Céu Aberto.

Cada tubulão foi locado no centro de um retângulo formado por quatro estacas de reação (trilhos TR-68 com 28,0 m de comprimento).

Na Figura 4.3 apresenta-se uma planta esquemática do Campo experimental, onde se mostra, não somente a locação dos tubulões a céu aberto, como a das estacas de reação e dos pontos de investigação *in situ*. Os tubulões são identificados como: TE 1, TE 2, TE 3 e TE 4.

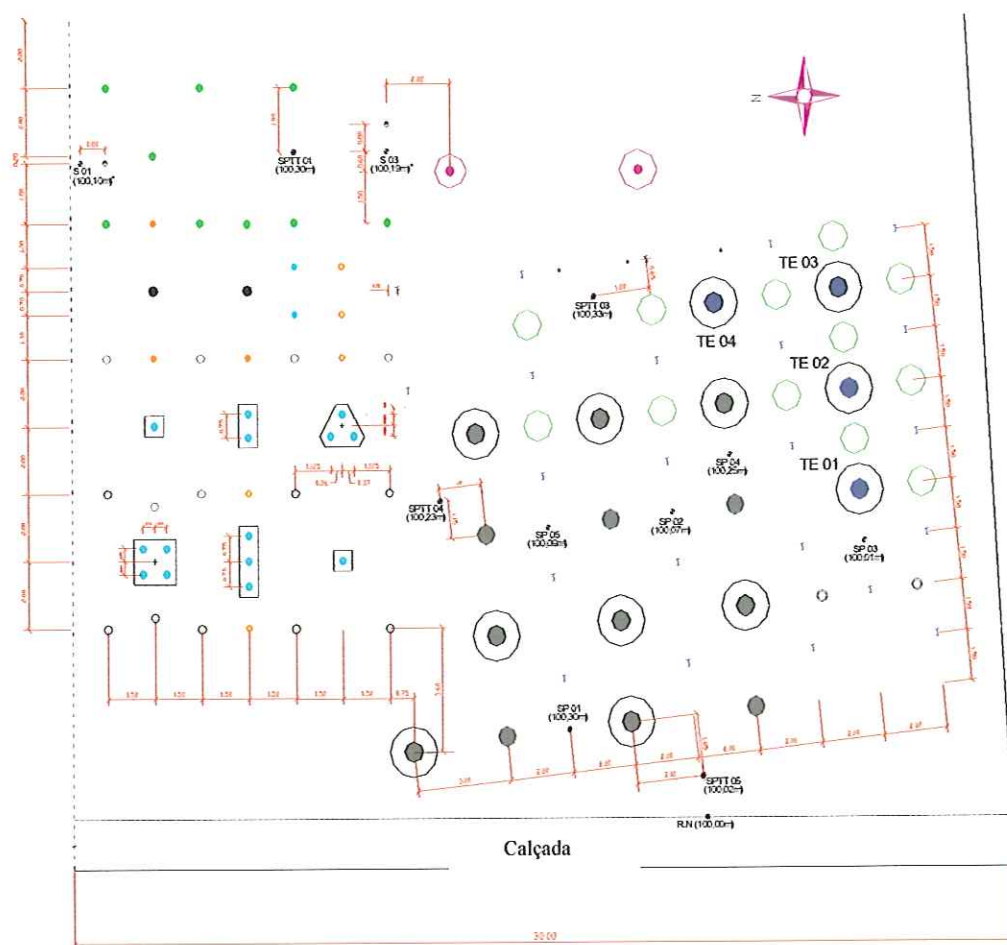


FIGURA 4.3: Planta Esquemática do Campo Experimental de Fundações da ESSC / USP.

4.2) ETAPAS DE EXECUÇÃO

O processo executivo dos tubulões pode ser dividido, basicamente, em cinco etapas:

- escavação;
- concretagem da base;
- colocação das placas de isopor (E.P.S);
- concretagem inicial do fuste até uma altura de 4,0 m;
- colocação da armadura e fôrma de madeira para o prolongamento do fuste;
- concretagem final do fuste.

Quanto ao método de escavação, optou-se por uma escavação mecanizada por perfuratriz de diâmetro de 0,60 m (Figuras 4.4 e 4.5), até a cota de -8,0 m em relação á superfície do terreno. Já o alargamento de base foi realizado manualmente, com a descida de operários, ao fundo do poço dos tubulões.



FIGURA 4.4: Escavação Mecanizada do Fuste.



FIGURA 4.5: Escavação Mecanizada do Fuste, com a Retirada do Material Escavado.

Após a escavação e liberação da base (Figura 4.6), foi imediatamente procedida a concretagem em dois tubulões (TE 1 e TE 2). Mas, para os outros dois (TE 3 e TE 4), só se realizou a concretagem após uma semana, a fim de se analisar o efeito do intervalo de tempo entre a escavação e a concretagem, na capacidade de carga dessas fundações. A Figura 4.7 mostra a concretagem da base, no Tubulao TE 1.



FIGURA 4.6: Operação de Descida no Poço do Tubulão, para a Liberação da Base.



FIGURA 4.7: Concretagem da Base, no Tubulão TE 1.

Concretada a base do tubulão, em seguida foram colocadas 20 placas de isopor (E.P.S) com diâmetro de 0,60 m, seccionadas diametralmente, com espessura total de 0,40 m, protegidas na base e no topo por duas folhas de madeirit com mesmo diâmetro e espessura de 2 mm (Figura 4.8). A espessura total do conjunto (isopor + madeirit) foi dimensionada com folga para suportar o impacto de lançamento do concreto e a tensão gerada pela coluna de concreto, de forma que estas placas de isopor ainda pudessem se deformar o necessário durante o ensaio, antes do seu esmagamento.



FIGURA 4.8: Placas de Isopor (E.P.S).

Finalmente foi introduzida a armadura de aço e realizada a concretagem do fuste dos tubulões. O concreto era usinado, com especificação técnica de 15 MPa de resistência característica a compressão, e Slump de 8,0 cm (concreto auto-adensável).

No topo de cada tubulão, concretou-se um prolongamento do fuste, com altura de 0,90 m acima da superfície do terreno, de modo a facilitar a execução da prova de carga estática. Utilizou-se uma fôrma de madeira de 0,90 m de altura e 0,60 m de diâmetro e um aumento da armadura de fretagem neste complemento.

Durante a etapa de concretagem, retiraram-se corpos de prova de concreto para a verificação e controle da resistência à compressão do concreto usinado. Os resultados apresentam-se na Tabela 4.1. Pode-se afirmar que o lote de concreto analisado está acima do valor especificado em projeto de f_{ck} igual a 15 MPa.

TABELA 4.1: Resistência à Compressão Simples do Concreto, $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$, Slump $8 \pm 1 \text{ cm}$, Brita 0 e 1.

Nº CP	IDADE (dias)	RESISTÊNCIA OBTIDA (MPa)
01	07	17,5
02	07	17,2
03	28	27,8
04	28	28,0
05	07	16,3
06	07	17,1
07	28	28,2
08	28	28,6
09	07	17,3
10	07	16,1
11	28	26,8
12	28	27,9

Analisando os resultados obtidos com o rompimento dos corpos de prova aos sete e aos vinte oito dias, através de uma distribuição normal (Figura 4.9), nota-se que a variação é bastante pequena, chegando a 3 % para a idade de sete dias e a 1 % aos vinte oito dias.

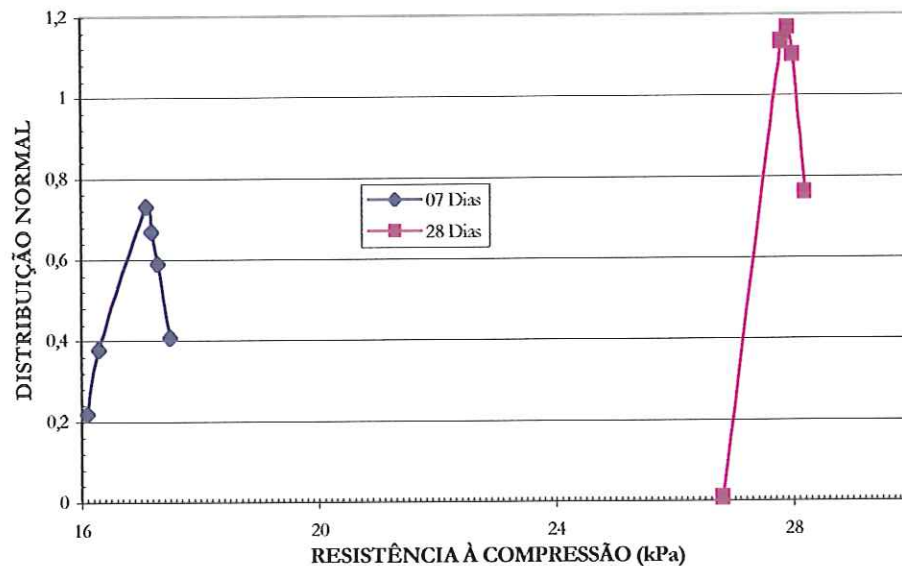


FIGURA 4.9: Variação da Resistência à Compressão Simples, Obtida com a Retirada dos Corpos de Prova, Durante a Etapa de Concretagem.

CAPÍTULO 5 – MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

5.1) ISOPOR

Com o objetivo de separar as parcelas de resistência, durante a realização das provas de carga estática, utilizaram-se placas de isopor (E.P.S), colocadas estrategicamente entre a base e o fuste dos tubulões. A Tabela 5.1 apresenta as características mecânicas do material, fornecidas pela Empresa Fabricante, Maki.

TABELA 5.1: Especificações Técnicas do Isopor (E.P.S).

PROPRIEDADES DO MATERIAL	MÉTODO DE ENSAIO	UNIDADE	CLASSE F I
Massa Específica Aparente	MB 1305	kgm ³	13 - 16
Resistência à Compressão com 10% de Deformação	NBR 8082	kPa	> 65
Resistência à Flexão	ASTMC – 203	kPa	> 150
Absorção de Água em Imersão de Água	NBR 7973	g/cm ² x 100k	< 1
Permeabilidade ao vapor D' água	NBR 8081	mg / paam	< 5
Coefficiente de Condutividade Térmica	ASTMC – 177 MB 3431	W / mk	0,034
Flamabilidade		Material Retardante à Chama	

Para avaliar o comportamento deste material, foram realizados ensaios de compressão, no Laboratório de Concreto do Departamento de Estruturas da EESC.

TABELA 5.2: Características Geométricas dos Elementos e Materiais que Constituem os Tubulões.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS ELEMENTOS E MATERIAIS						
CONCRETO			ISOPOR			
H_F (m)	D_F (m)	A_F (m ²)	H_{ISOPOR} (m)	$D_{ISOP.}$ (m)	A_{ISOPOR} (m ²)	
7,60	0,6	0,2826	0,3	0,280	0,0615	

Como cada placa de isopor possui uma espessura comercial de 2,0 cm e dimensões de 61,8 x 124,3 cm, de cada placa foram confeccionadas oito bases, com diâmetro nominal de 0,28 m. Estas bases foram empilhadas, formando um corpo de prova com altura de 0,30 cm (Figura 5.1). Como o isopor, em campo, estará confinado, em laboratório, também confinou-se o corpo de prova de isopor, através de um cilindro de madeira com diâmetro de 0,30 m e altura de 0,80 m, como apresenta a Figura 5.2.



FIGURA 5.1: Corpo de Prova de Isopor a Ser Ensaiado em Laboratório.

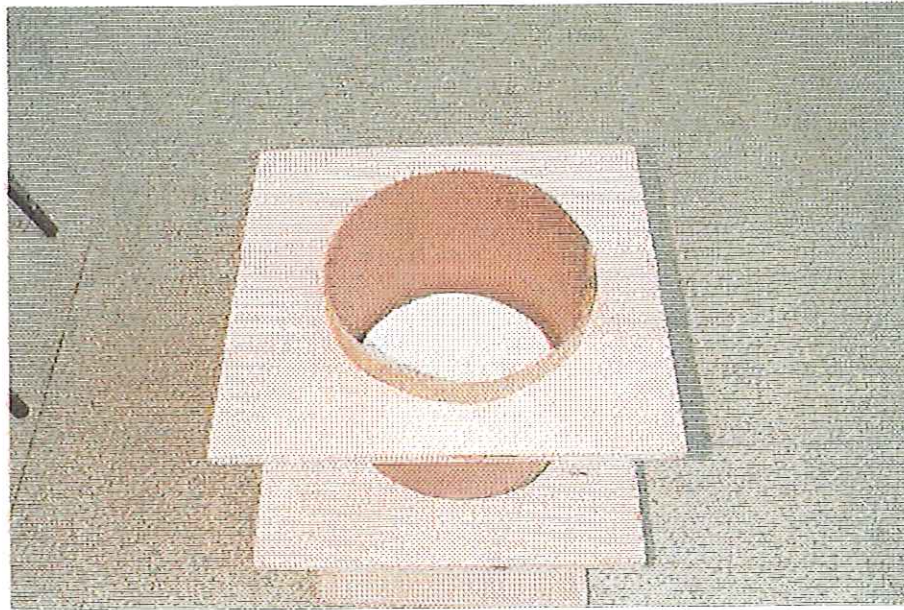


FIGURA 5.2: Corpo de Prova de Isopor Confinado no Cilindro de Madeira.

O ensaio realizou-se a uma velocidade constante, com a descida do pistão, de 0,5 mm / seg (Figura 5.3).

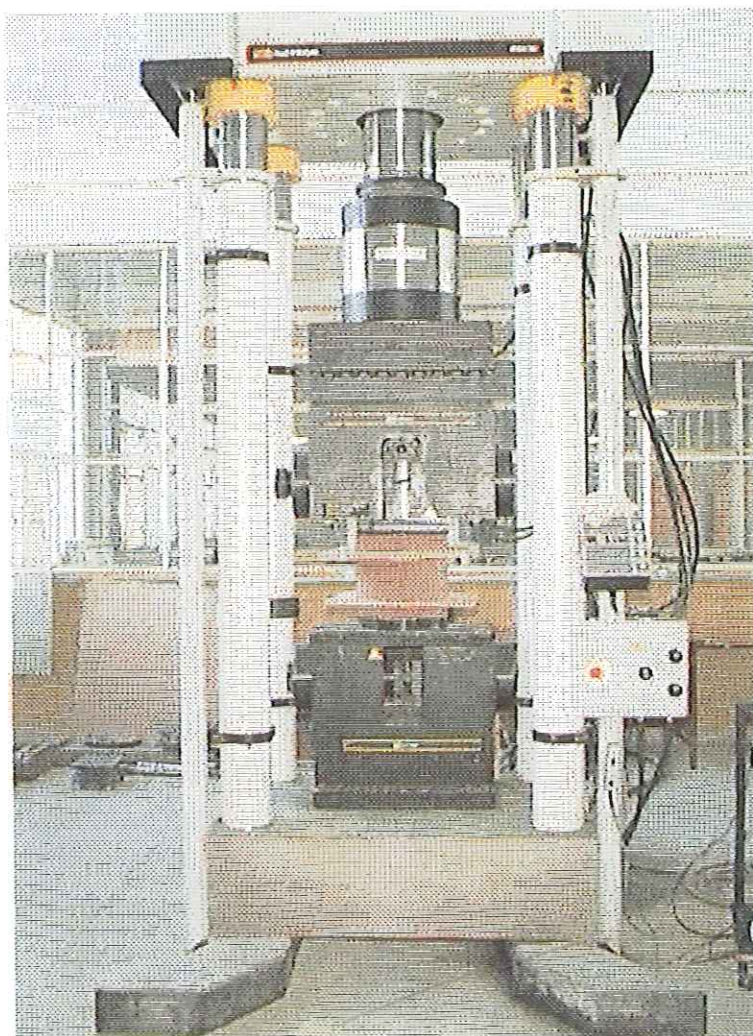


FIGURA 5.3: Realização do Ensaio em Laboratório (Departamento de Estruturas da EESC).

A partir dos resultados obtidos pelo ensaio de compressão em laboratório, determinou-se o módulo de deformabilidade do material, $E = 720 \text{ kPa}$. Tal valor ficou acima do especificado comercialmente ($E > 650 \text{ kPa}$).

Com o módulo de deformabilidade do isopor definido e sabendo-se a tensão gerada pelo peso próprio do concreto, majorada por um coeficiente de 1,5 a fim de considerar o impacto de lançamento do concreto, pôde-se estimar a espessura necessária da camada de isopor, cerca de 20,0 cm. Decidiu-se usar o dobro do valor previsto.

5.2) PROVAS DE CARGA

Todos os materiais e equipamentos utilizados para a realização das provas de carga estática, nos tubulões a céu aberto, pertencem ao departamento de Geotecnia da ESCC / USP.

- MACACO HIDRÁULICO

O macaco hidráulico utilizado possui forma cilíndrica, do tipo Pontemac, apresentando curso máximo de 0,25 m, êmbolo maciço e engate do tipo rápido (Figura 5.4). Tem capacidade de aplicação de carga de até 2500 kN, sendo o seu acionamento efetuado por bomba elétrica.

Os carregamentos foram aplicados pelo macaco hidráulico até se atingir a carga desejada; a partir daí, a mesma era mantida constante durante todo o estágio de carga.



FIGURA 5.4: Macaco Hidráulico Utilizado nas Provas de Carga Estática.

- BOMBA ELÉTRICA

A bomba usada foi do tipo Yellow Power, possuindo válvula elétrica com acionamento de avanço e / ou recuo. Possui capacidade máxima de pressão de 70 MPa e 20 litros de óleo hidráulico (Figura 5.5).

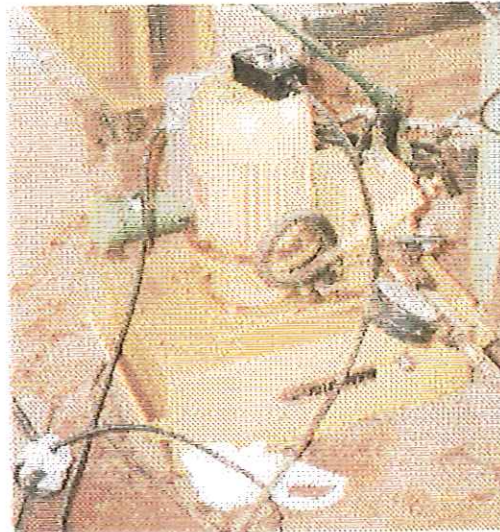


FIGURA 5.5: Bomba Elétrica Utilizada nas Provas de Carga Estática.

- CÉLULA DE CARGA

Utilizou-se uma célula de carga do tipo Alfa Instrumentos (CC-200), possuindo extensômetros elétricos de resistência, em dupla ponte completa de 700Ω , com precisão de 0,3 kN e capacidade de realizar leituras de até 2000 kN. A curva de calibração da célula de carga, para o carregamento e descarregamento, encontra-se no Anexo II. A Figura 5.6 apresenta a célula de carga utilizada.



FIGURA 5.6: Célula de Carga Utilizada nas Provas de Carga Estática.

- EXTENSÔMETROS MECÂNICOS

Os deslocamentos verticais, no topo de cada tubulão, foram medidos através de quatro extensômetros, da marca Mitutoyo, instalados em pares diametralmente opostos, com o auxílio de bases magnéticas articuláveis, com escala máxima de 50,0 mm e precisão de 0,01 mm.

Como os deslocamentos totais e acumulados medidos, para cada tubulão, em um ensaio completo (fuste e fuste + base), eram superiores a 50,0 mm, chegando a ordem de grandeza de 40,0 cm, foi necessário realizar o escalonamento dos extensômetros, durante a realização das provas de carga. Isto é, quando os quatro extensômetros mecânicos chegavam próximos dos 50,0 mm, o valor era anotado e zeravam-se os extensômetros, acumulando-se assim as leituras, em valor numérico.

Os extensômetros apoiavam-se em pequenas placas retangulares de azulejo, as quais estavam coladas no topo de fuste dos tubulões (Figura 5.7).

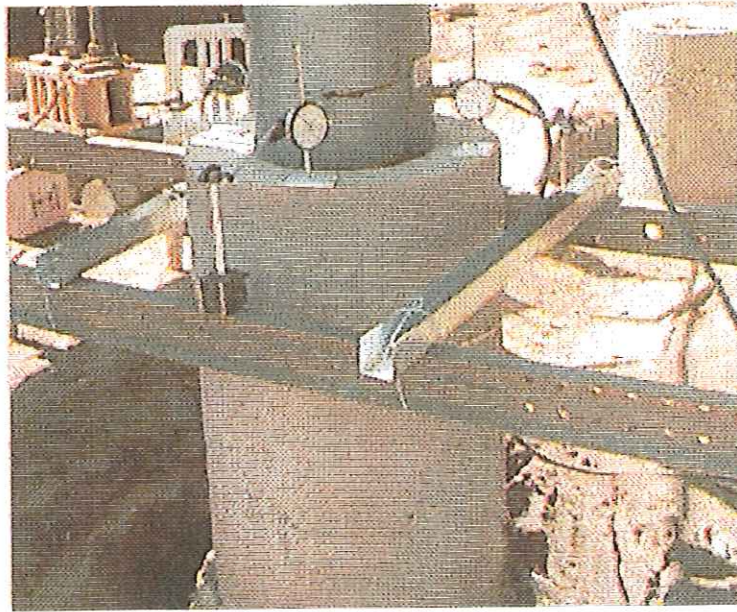


FIGURA 5.7: Extensômetro Mecânico Utilizado nas Provas de Carga Estática.

- INDICADOR DE DEFORMAÇÕES

Utilizou-se um indicador de deformações da marca Trnsdutec (Figura 5.8), modelo T83, precisão de 1 μ strain e capacidade de leitura de ± 5000 μ strains.

Seu emprego foi fundamental para as leituras das deformações específicas dos extensômetros elétricos instalados na célula de carga. Para tanto, encontrava-se no indicador de deformações o valor de carga pretendida para o estágio e atingia-se esta carga com o acionamento da bomba elétrica.



FIGURA 5.8: Indicador de Deformações Utilizado nas Provas de Carga Estática.

- RÓTULA

Também se empregou, posicionada entre a célula de carga e a viga de reação, uma rótula maciça de aço (Figura 5.9), com diâmetro de base de 0,20 m e altura de 0,15 m.

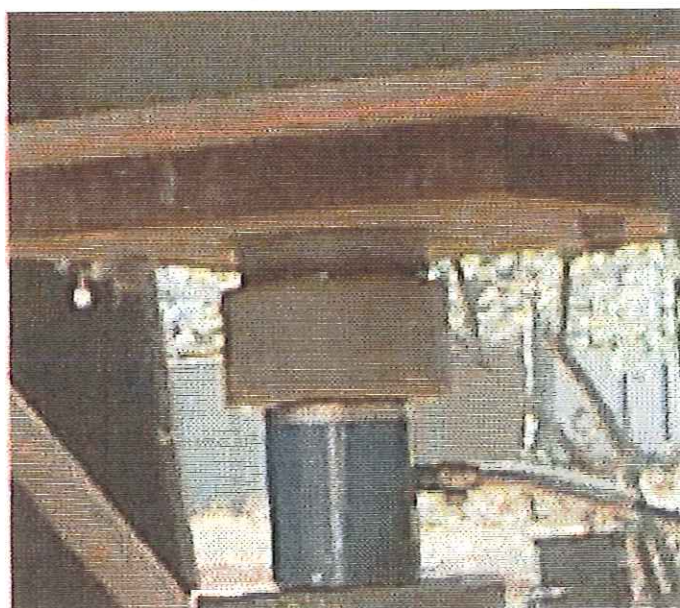


FIGURA 5.9: Rótula Maciça Utilizada nas Provas de Carga Estática.

- ELEMENTOS DE REFERÊNCIA

A fim de referenciar a medição dos deslocamentos, usaram-se duas vigas de aço, com comprimento igual a 3,3 m, em perfil do tipo U, onde ficavam dispostas as bases magnéticas dos extensômetros mecânicos.

Tais vigas encontravam-se presas a pontaltes de ferro, cravados no solo a uma profundidade média de 0,45 m. Todas as barras de ferro distanciavam-se pelo menos de 1,5 m do centro do tubulão e 1,0 m do centro das estacas de reação.

Durante a realização dos ensaios, todo cuidado era tomado de forma a impedir qualquer contato do solo, objeto ou pessoa, com o sistema de referência.

- BARRACA

Após a montagem de todo o sistema de reação, protegia-se a área com uma barraca em estrutura metálica e fechamento lateral em madeira, com cobertura em lona. A Figura 5.10 apresenta a vista geral de um ensaio.

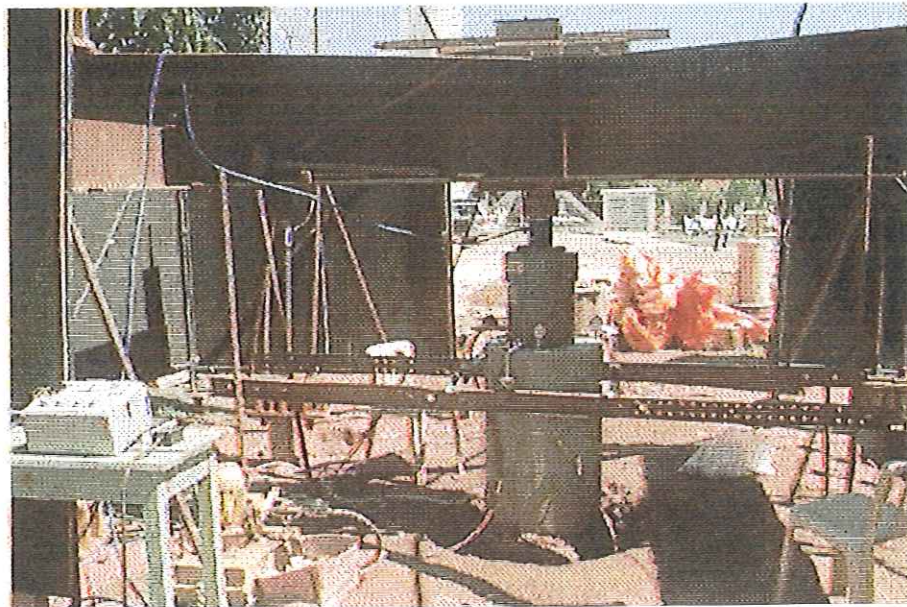


FIGURA 5.10: Vista Geral da Montagem de uma Prova de Carga Estática em Tubulão.

CAPÍTULO 6 – MÉTODOS E PROCEDIMENTOS ADOTADOS NAS PROVAS DE CARGA

As provas de carga estática foram realizadas de acordo com as recomendações da MB 3472 / 1991, exceto os estágios de cargas, os quais tiveram duração de 15 minutos, seguindo a proposição de FELLENIUS (1975). As leituras dos deslocamentos foram feitas em tempos de 0, 1, 2, 3, 6, 9, 12 e 15 minutos, com descarregamento realizado em três estágios para os ensaios referentes apenas ao fuste e em quatro estágios para os ensaios do conjunto (fuste + base).

Ao total, realizaram-se dez provas de carga, nos quatro tubulões a céu aberto executados. Dentre estas provas de carga, efetuaram-se ensaios não inundados e ensaios com inundação prévia do terreno. A Tabela 6.1 apresenta a sequência de realização dos ensaios.

TABELA 6.1: Sequência de Realização das Provas de Carga nos Quatro Tubulões a Céu Aberto.

PROVA DE CARGA Nº	DATA	TUBULÃO Nº	TIPO DE CARREGAMENTO	ESTADO DO TERRENO	NÍVEL D'ÁGUA (m)
01	30 / 07 / 00	TE 4 (Fuste)	Rápido	Não Inundado	-9,90
02	30 / 07 / 00	TE 4 (Fuste +Base)	Rápido	Não Inundado	-9,90
03	04 / 08 / 00	TE 3 (Fuste)	Rápido	Não Inundado	-9,94
04	07 / 08 / 00	TE 3 (Fuste)	Rápido	Inundado	-10,00
05	14 / 08 / 00	TE 3 (Fuste +Base)	Rápido	Não Inundado	-10,05
06	22 / 08 / 00	TE 2 (Fuste)	Rápido	Inundado	-10,00
07	16 / 10 / 00	TE 2 (Fuste)	Rápido	Não Inundado	-10,60
08	16 / 10 / 00	TE 2 (Fuste +Base)	Rápido	Não Inundado	-10,60
09	01 / 11 / 00	TE 1 (Fuste)	Rápido	Não Inundado	-10,80
10	02 / 11 / 00	TE 1 (Fuste +Base)	Rápido	Não Inundado	-10,80

6.1) TIPOS DE ENSAIOS REALIZADOS

Em síntese, os ensaios seguiram a seguinte programação:

- Dois tubulões (TE 1 e TE 4) foram ensaiados sem inundação do terreno em duas etapas. Devido à presença do isopor, primeiramente atinge-se a ruptura física por atrito lateral. Depois que o fuste é, suficientemente, deslocado e todo o isopor deformado, realiza-se outro ensaio para o conjunto (fuste + base);
- Um tubulão (TE 3) foi ensaiado, inicialmente, para a mobilização do atrito lateral máximo, sem inundação do terreno; depois o fuste foi reensaiado com inundação prévia por 48 h e, finalmente, após um período de oito dias todo o conjunto (fuste + base) foi ensaiado sem inundação;
- Um tubulão (TE 2) foi ensaiado, inicialmente, para a mobilização do atrito lateral máximo, com inundação prévia por 48 h e, após transcorrido um período de 15 dias sem chuvas ocorreram os reensaios do fuste e do conjunto (fuste + base), sem inundação do terreno.

Para os ensaios relativos ao fuste, a prova de carga era realizada até atingir a ruptura física, continuando-se a deformação do isopor até um deslocamento total de, no mínimo, 10% do diâmetro do fuste do tubulão. A prova de carga no mesmo tubulão para o conjunto (fuste + base) era conduzida até se atingir um recalque não acumulado de pelo menos 105 mm, que representa 10% da média dos diâmetros do fuste e da base.

6.1.1) ENSAIOS SEM INUNDAÇÃO

Como já mencionado anteriormente, dois tubulões a céu aberto, TE 1 e TE 4, foram ensaiados sem inundação do terreno.

Durante a realização dessas provas de carga, a cerca de 1,0 m da locação do tubulão, procedeu-se a gradagem do terreno até uma profundidade de 9,0 m, sendo retiradas amostras deformadas, a cada 0,5 m, para a determinação do teor de umidade *in situ*.

6.1.2) ENSAIOS COM INUNDAÇÃO PRÉVIA DO TERRENO

Para os ensaios pré-inundados, ao redor do topo do fuste foi aberta uma cava de 1,5 m de diâmetro e 0,50 m de profundidade (Figura 6.1). Era mantida sempre uma lâmina d'água de 0,40 m durante 48 h de pré – inundação e também durante o ensaio.



FIGURA 6.1: Cava Aberta no Terreno, ao redor do tubulão, para Realização do Ensaio Inundado.

Neste local, o período de inundação de 48 h é suficiente para inundar o terreno, conforme demonstrado por CARNEIRO, 1994.

Nos ensaios inundados não se procedeu a tradagem do terreno, considerando-se que a sucção era praticamente nula.

6.2) DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE E SUCCÃO

A partir dos valores de teor de umidade, a cada profundidade, obtidos da tradagem do terreno, e dos resultados obtidos em laboratório por MACHADO (1998), pôde-se estimar a pressão de sucção e sua variação com a profundidade a partir da curva característica (Anexo III). As Figuras 6.2 e 6.3 apresentam a variação do teor de umidade e a variação da pressão de sucção respectivamente, para cada tubulão ensaiado.

Capítulo 6 – Métodos e Procedimentos Adotados nas Provas de Carga Estática

A tradagem única refere-se tanto ao ensaio do fuste como do conjunto (fuste + base), já que foram realizados sem interrupção, exceto no caso do tubo TE 3 em que o ensaio do conjunto (fuste + base) ocorreu oito dias após o ensaio não inundado do fuste.

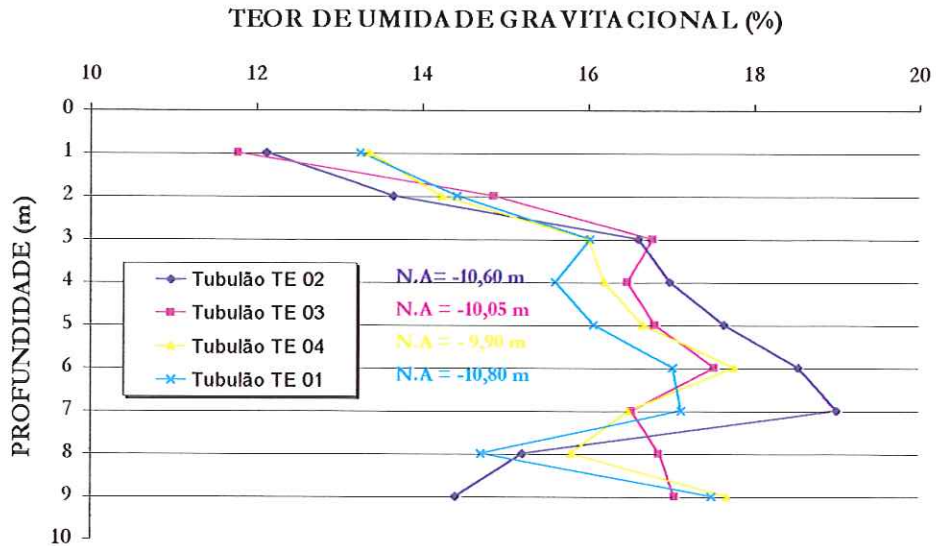


FIGURA 6.2: Variação do Teor de Umidade com a Profundidade, obtida através de Tradagem .

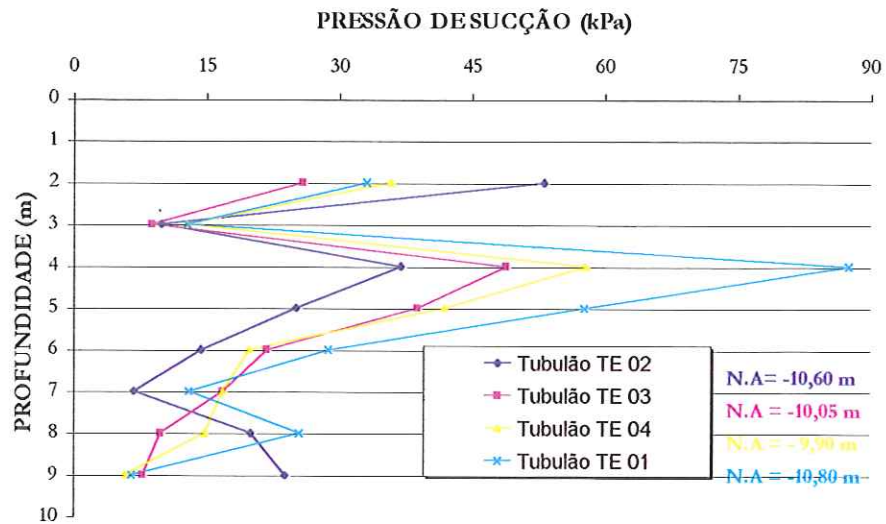


FIGURA 6.3: Variação da Pressão de Sucção com a Profundidade.

No primeiro metro, os valores calculados para a pressão de sucção são extremamente elevados, da ordem de 200 kPa a 500 kPa e, por isso, não constam do gráfico.

Durante a realização das provas de carga ocorreram períodos chuvosos e períodos de relativa seca, como mostra a Figura 6.4. Em algumas oportunidades, durante o

ano de 2000, foi determinada a posição do nível d'água em relação à cota da base dos tubulões a céu aberto, com a correspondente sucção à cota de - 8,0 m (Figura 6.5).

Analisando conjuntamente as Figura 6.4 e 6.5, nota-se que nos períodos mais chuvosos ocorreu uma ascensão do nível d'água, implicando uma queda da pressão de sucção.

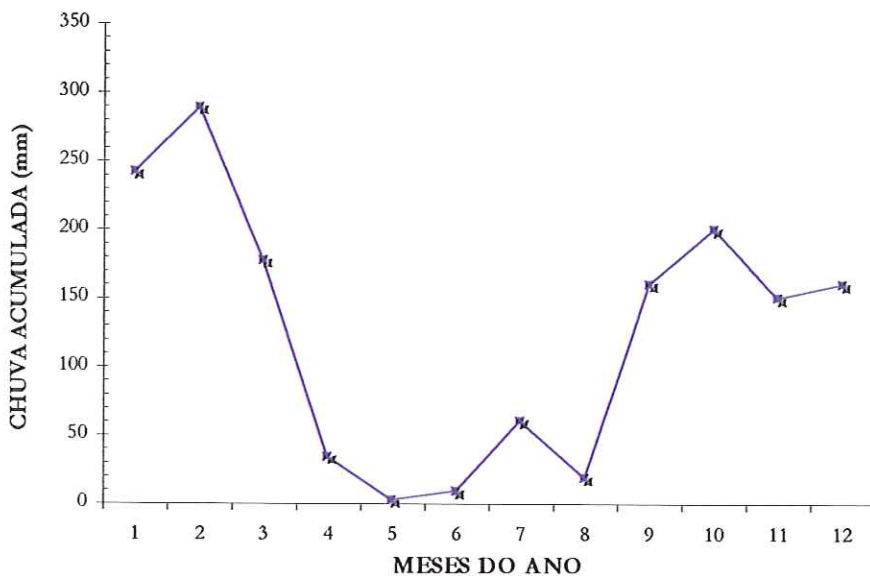


FIGURA 6.4: Variação Pluviométrica Durante o Ano de 2000 em São Carlos/SP.

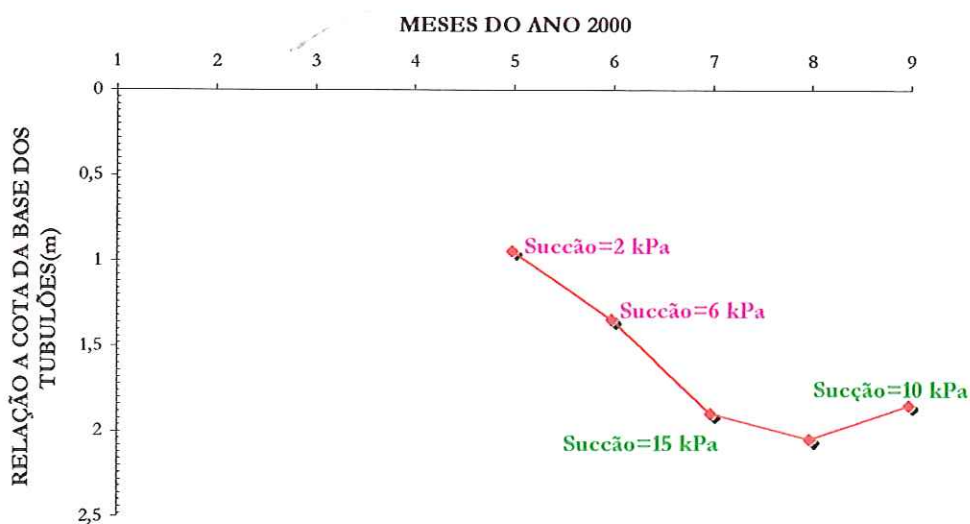


FIGURA 6.5: Variação do Nível D'Água Durante o Ano de 2000 e da Pressão de Sucção à Cota - 8,0 m.

Os valores da pressão de sucção identificados na Figura 6.5 foram obtidos por medidas de tensiômetros instalados em cavas de 0,90 m de diâmetro (pontos de sucção iguais a 2 e 6kPa), para os demais valores apresentados na Figura 6.5, a pressão de sucção foi obtida, indiretamente, por medidas de teor de umidade.

6.3) SISTEMA DE REAÇÃO

O sistema de reação foi constituído por uma viga de aço, com peso de 25 kN e capacidade de carga de 2000 kN, fixada em quatro estacas metálicas do tipo trilho TR-68 com 28,0 m de comprimento, dispostas em um retângulo de 3,3 m x 4,3 m (Figura 6.6).



FIGURA 6.6: Sistema de Reação.

Para o travamento da viga de reação, utilizaram-se perfis no formato duplo I, em aço 1020, com dimensões de 450 x 180 x 200 mm, possuindo chapas de 25 mm de espessura e com enrijecedores laterais de 50 mm e 25 mm em ambas as faces. Tais perfis de travamento possuem carga de trabalho de 600 kN.

CAPÍTULO 7 – PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

A previsão da capacidade de carga realizou-se a partir dos valores médios de SPT obtidos nas três diferentes campanhas de sondagem à percussão, bem como pelos valores de CPT.

A prática corrente de projeto de fundações utiliza como perfil de sondagem para a previsão da capacidade de carga, o furo mais próximo à locação do elemento estrutural de fundação. Entretanto, neste trabalho, a estimativa da capacidade de carga será realizada considerando, por uma análise estatística, os valores médios dos índices de resistência à penetração (N) e dos valores de q_c e f_c , para cada campanha.

A escolha dessa forma de abordagem é justificável já que próximo à locação dos tubulões a céu aberto, no Campo Experimental de Fundações, existem vários furos de sondagem, os quais também foram executados em períodos diferentes.

Com o intuito de estimar a capacidade de carga e as parcelas de resistência, utilizaram-se os métodos semi-empíricos da prática brasileira para fundações por estacas, AOKI & VELLOSO (1975), DÉCOURT & QUARESMA (1978) e VELLOSO (1981). Os valores obtidos estão apresentados nas Tabelas 7.1 a 7.3, respectivamente, e os cálculos realizados encontram-se no Anexo IV.

TABELA 7.1: Capacidade de Carga pelo Método AOKI & VELLOSO (1975).

	R_L (kN)	R_p (kN)	R (kN)
<i>CPT da 1ª Campanha</i>	129	1660	1729
<i>CPT da 2ª Campanha</i>	79	1331	1366
<i>SPT da 1ª Campanha</i>	144	2472	2572
<i>SPT da 2ª Campanha</i>	59	1872	1905
<i>SPT da 3ª Campanha</i>	81	848	900

TABELA 7.2: Capacidade de Carga pelo Método DÉCOURT & QUARESMA (1978).

	R_L (kN)	R_P (kN)	R (kN)
<i>SPT da 1ª Campanha</i>	155	2367	2522
<i>SPT da 2ª Campanha</i>	132	1378	1510
<i>SPT da 3ª Campanha</i>	132	1095	1227

TABELA 7.3: Capacidade de Carga pelo Método VELLOSO (1981).

	R_L (kN)	R_P (kN)	R (kN)
<i>CPT da 1ª Campanha</i>	386	568	775
<i>CPT da 2ª Campanha</i>	236	503	607

CAPÍTULO 8 – PREVISÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

Para a previsão da curva carga – recalque, utilizaram-se alguns métodos, que permitem a separação das parcelas de resistência de base e por atrito lateral. As curvas carga – recalque obtidas através de cada método utilizado estão apresentadas a seguir, sendo que as planilhas com os cálculos realizados, encontram-se no Anexo V.

8.1) MÉTODO DE FRANKE (1989)

A determinação da curva carga – recalque para o atrito lateral se deu através dos resultados das duas campanhas de CPT, obtendo-se os valores médios de q_c ao longo do fuste (1,21 MPa e 1,87 MPa, respectivamente, para a 1ª e 2ª campanha). Da Tabela 2.2 (página 37), obteve-se o correspondente valor de f_s (9,7 kPa e 15 kPa, respectivamente). Associando este valor de f_s ao recalque limite de 0,9 cm (1,5 % do diâmetro do fuste), obtém-se finalmente a curva atrito lateral – recalque com dois trechos lineares (Figura 8.1).

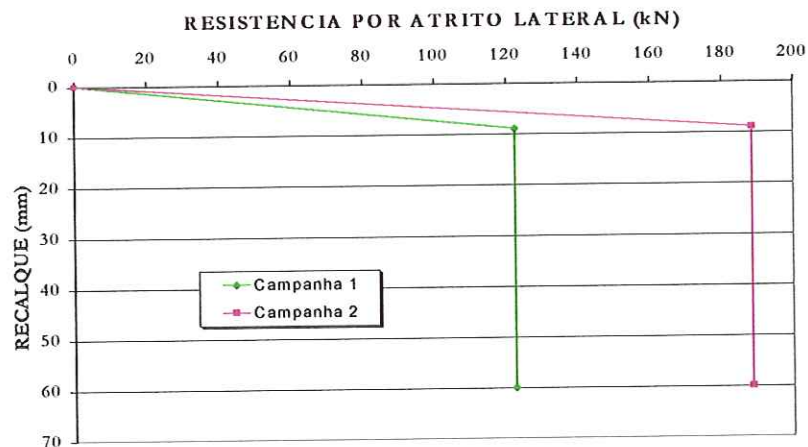


FIGURA 8.1: Previsão da curva atrito lateral – recalque pelo Método de FRANKE (1989).

Já para a resistência de base, para cada valor típico da Tabela 2.3 (página 37) e dos valores de q_c , reduzidos em 25 %, obtidos nas duas campanhas de CPT ($q_c^* = 2,12$ MPa e $q_c^* = 1,70$ MPa para a 1ª e 2ª campanha, respectivamente), obtém-se a correspondente tensão na base e, desta forma, a curva resistência de base – recalque (Figura 8.2).

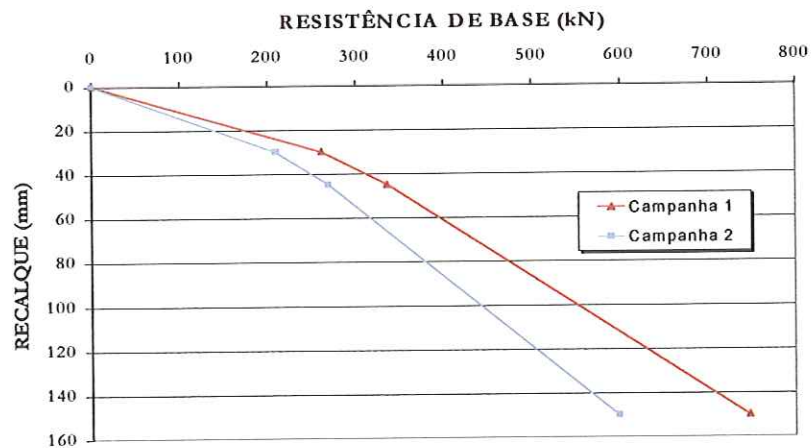


FIGURA 8.2: Previsão da curva resistência de base – recalque pelo Método de FRANKE (1989).

8.2) MÉTODO DE KRUIZINGA (1988)

A curva carga – recalque para a resistência de base foi determinada através dos resultados das campanhas de CPT, obtendo-se os dados de q_c^* na cota – 8,0 m (1,41 MPa e 1,13 MPa para a 1ª e 2ª campanha, respectivamente). Para cada intervalo de recalque de 0,5 cm, até o limite de 15,0 cm, foi calculada a tensão na base do tubulão e, assim obtido o gráfico de resistência de base – recalque (Figura 8.3).

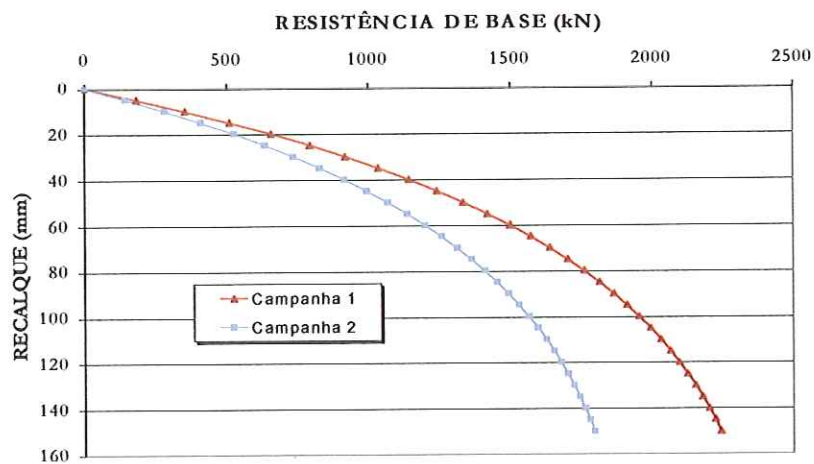


FIGURA 8.3: Previsão da curva resistência de base – recalque pelo Método de KRUIZINGA (1988).

Já para determinar o atrito lateral unitário, com os valores de q_c entre as profundidades de 1,00 m a 7,00 m foi calculado um valor médio ($q_{c\ med}=1,21$ MPa e $q_{c\ med}=1,87$ MPa, respectivamente, para a 1ª e 2ª campanha) e considerado 0,65% deste valor para o cálculo do atrito lateral unitário associado a um dado recalque. Fazendo variar os intervalos de recalque de 0,5 cm até um limite de 10,0 cm, foi obtido o gráfico resistência por atrito lateral – recalque (Figura 8.4).

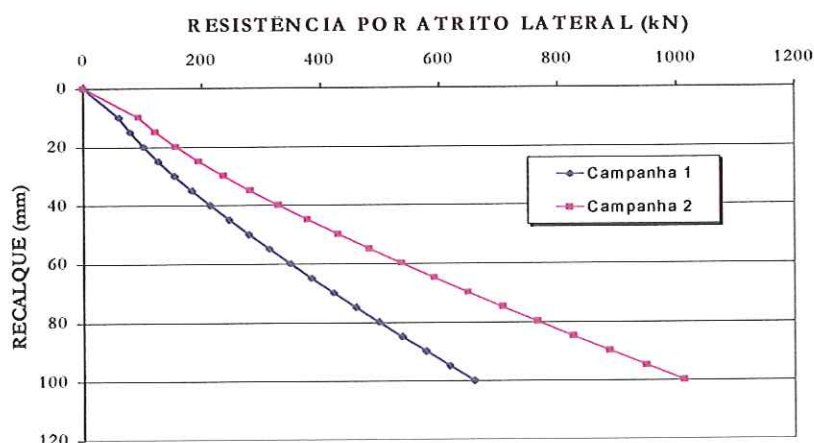


FIGURA 8.4: Previsão da curva atrito lateral – recalque pelo Método de KRUIZINGA (1988).

Finalmente, a soma das parcelas de resistência de base e por atrito lateral, calculados para cada recalque associado, permitiu a obtenção da curva carga – recalque prevista para o tubulão (Figura 8.5).

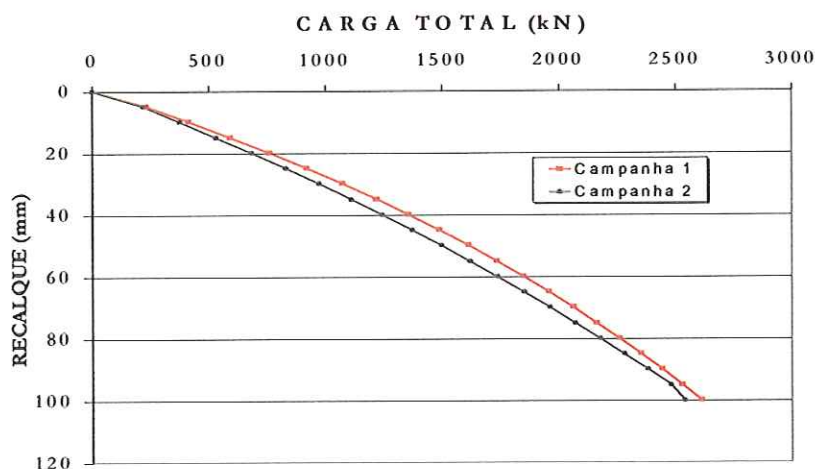


FIGURA 8.5: Previsão da curva carga total – recalque pelo Método de KRUIZINGA (1988).

8.3) MÉTODO DE TEJCHMAN & GWIZDALA (1988)

Através dos resultados das duas campanhas de CPT, foram obtidos os dados de q_c na cota – 8,0 m para o cálculo da tensão na base ($q_c = 2,82$ MPa e $q_c = 2,26$ MPa, respectivamente, para a 1ª e 2ª campanha). Então, para cada intervalo de recalque de 0,5 cm, até o limite de 15,0 cm, foi calculada a resistência de base e obtido o gráfico de resistência de base – recalque (Figura 8.6).

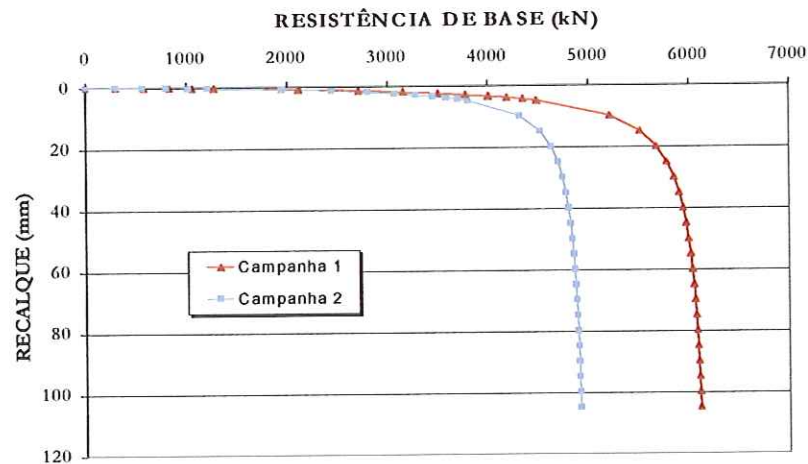


FIGURA 8.6: Previsão da curva resistência de base – recalque pelo Método de TEJCHMAN & GWIZDALA (1988).

Já para a curva do atrito lateral, entre as profundidades de 1,00 m a 7,00 m, determinou-se o valor médio de f_c (0,06 MPa e 0,04 MPa, respectivamente, para a 1ª e 2ª campanha). Fazendo variar os valores de recalque de 0,5 cm até um limite de 10,0 cm, foi obtido o gráfico resistência por atrito lateral – recalque (Figura 8.7).

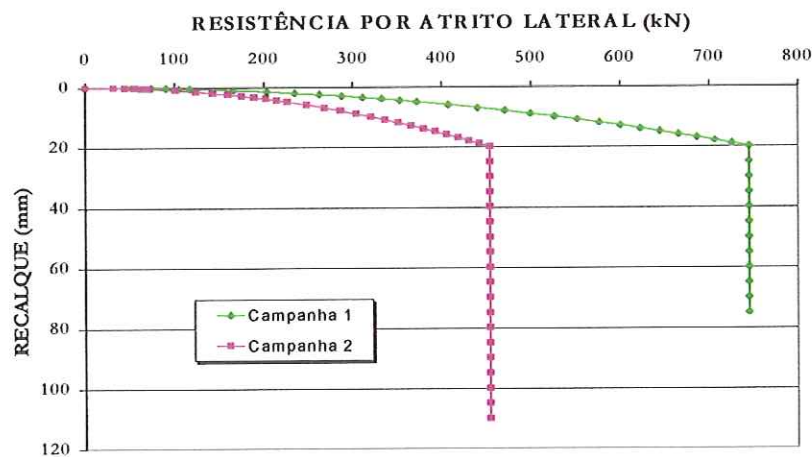


FIGURA 8.7: Previsão da curva atrito lateral – recalque pelo Método de TEJCHMAN & GWIZDALA (1988).

Pela soma das parcelas de resistência de base e por atrito lateral, calculada para cada recalque associado, encontrou-se finalmente a curva carga – recalque do tubulão (Figura 8.8).

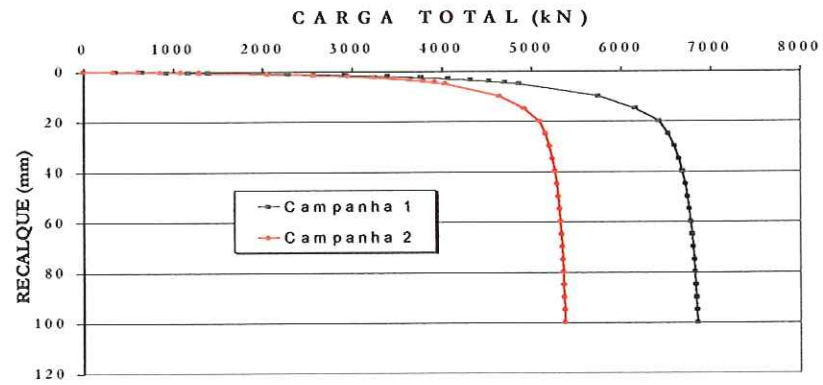


FIGURA 8.8: Previsão da curva carga total – recalque pelo Método de TEJCHMAN & GWIZDALA (1988).

CAPÍTULO 9 – RESULTADOS OBTIDOS

9.1) PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Algumas provas de carga realizadas nos tubulões (fuste + base) não caracterizaram uma ruptura nítida, ocorrendo um crescimento contínuo do recalque com a carga. Como a curva carga – recalque obtida por meio dos ensaios passa a exibir um trecho final linear, não é recomendável aplicar o critério de VAN DER VEEN (1957). Por isso, foi necessário estabelecer um critério de ruptura convencional.

Utilizaram-se três diferentes critérios: o método prescrito na NBR 6122 (1996), o método de PACHECO SILVA (1970) para o adensamento, e o critério de recalque igual a 105,0 mm, dado pelo valor de 10 % do diâmetro médio do fuste e da base.

A aplicação destes critérios resulta nos valores da Tabela 9.1, para o caso de ensaio do conjunto (FUSTE + BASE). Nesta mesma Tabela, estão também apresentados os valores obtidos, experimentalmente, para os ensaios apenas do fuste, nos quais caracterizou-se a ruptura nítida.

TABELA 9.1: Capacidade de Carga dos Tubulões Ensaçados e Recalque Correspondente.

ENSAIO	TE 1		TE 2		TE 3 *		TE 4 *	
	R (kN)	s (mm)	R (kN)	s (mm)	R (kN)	s (mm)	R (kN)	s (mm)
<i>Pré – Inundado (FUSTE)</i>			96	2,95	108	0,22		
<i>Não Inundado (FUSTE)</i>	350	8,98	180	2,7	380	8,86	380	7,39
<i>Não Inundado (FUSTE + BASE) Critério da NBR 6122 (1996)</i>	600	49,67	562	49,68	521	49,87	827	63,04
<i>Não Inundado (FUSTE + BASE) Critério Similar ao PACHECO SILVA (1970)</i>	600	49,67	450	40,42	500	46,66	800	57,41
<i>Não Inundado (FUSTE + BASE) Critério de 10 %</i>	1109	105	1087	105	811	105	1154	105

* 7 Dias de espera para concretagem

9.1.1) ATRITO LATERAL

Os valores de atrito lateral da Tabela 9.1, transformados em atrito lateral unitário médio, estão apresentados na Tabela 9.2, juntamente com os correspondentes valores da pressão de sucção média, ao longo do fuste, sem considerar o primeiro metro. Para os ensaios inundados, admite-se que a pressão de sucção seja nula.

TABELA 9.2: Atrito Lateral Unitário Médio e Pressão de Sucção Média.

ENSAIO	TE 1		TE 2		TE 3 *		TE 4 *	
	f_s (kPa)	ψ (kPa)	f_s (kPa)	ψ (kPa)	f_s (kPa)	ψ (kPa)	f_s (kPa)	ψ (kPa)
<i>Pré – Inundado</i>			8	0	9	0		
<i>Não Inundado</i>	28	39	14	25	30	27	30	31

* 7 Dias de espera para concretagem

9.1.2) RESISTÊNCIA DE BASE

Os valores de capacidade de carga do conjunto (fuste + base), da Tabela 9.1, subtraídos do atrito mobilizado no fuste (do topo até a cota correspondente a um diâmetro da base alargada acima da base), e transformados na resistência de base unitária média, são apresentados na Tabela 9.3, juntamente com os valores da pressão

de sucção média. Considerou-se a média dos valores de sucção nas cotas – 8,0 e – 9,0 m.

TABELA 9.3: Resistência de Base Unitária e Pressão de Sucção Média.

ENSAIO	TE 1		TE 2		TE 3 *		TE 4 *	
	q _b (kPa)	ψ (kPa)	q _b (kPa)	ψ (kPa)	q _b (kPa)	ψ (kPa)	q _b (kPa)	ψ (kPa)
<i>Não Inundado (FUSTE + BASE)</i>								
<i>Critério da NBR 6122 (1996)</i>	174	16	233	22	115	?	288	11
<i>Critério Similar ao PACHECO SILVA (1970)</i>	174	16	198	22	103	?	273	11
<i>Critério de 10 %</i>	462	16	531	22	279	?	473	11

ENSAIO	T-1		T-2	
	q _b (kPa)	ψ (kPa)	q _b (kPa)	ψ (kPa)
OBS: Resultados obtidos através dos dados de CARNEIRO (1999)				
<i>Inundado (FUSTE + BASE)</i>				
<i>Critério da NBR 6122 (1996)</i>	202	0	138	0
<i>Critério Similar ao PACHECO SILVA (3333)</i>	210	0	130	0
<i>Critério do Recalque = 105,0 mm</i>	355	0	299	0

* 7 Dias de espera para concretagem

Também estão apresentados na Tabela 9.3, os valores resultantes dos ensaios de CARNEIRO (1999), em terreno pré – inundado, os quais foram reanalisados e subtraídos da resistência por atrito lateral obtida no tubulão TE 2 (do topo até a cota correspondente a um diâmetro da base alargada acima da base).

9.2) CURVAS CARGA - RECALQUE

Nas Figuras 9.1 a 9.4, estão apresentadas as curvas carga – recalque obtidas para os tubulões ensaiados e, no Anexo VI, encontram-se as planilhas geradas durante as provas de carga estática. Já no Anexo VII, estão todas as curvas carga – recalque, separadamente, para cada tubulão e para cada ensaio realizado.

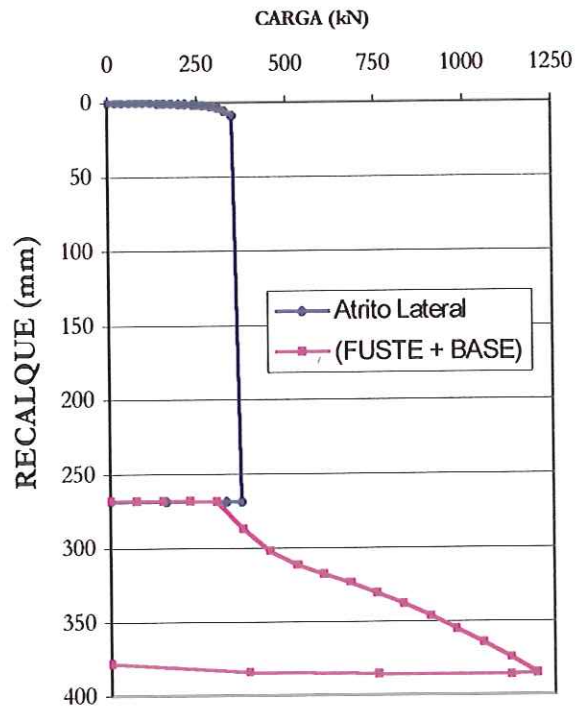


FIGURA 9.1: Curvas carga - recalque para o Tubulão TE 1.

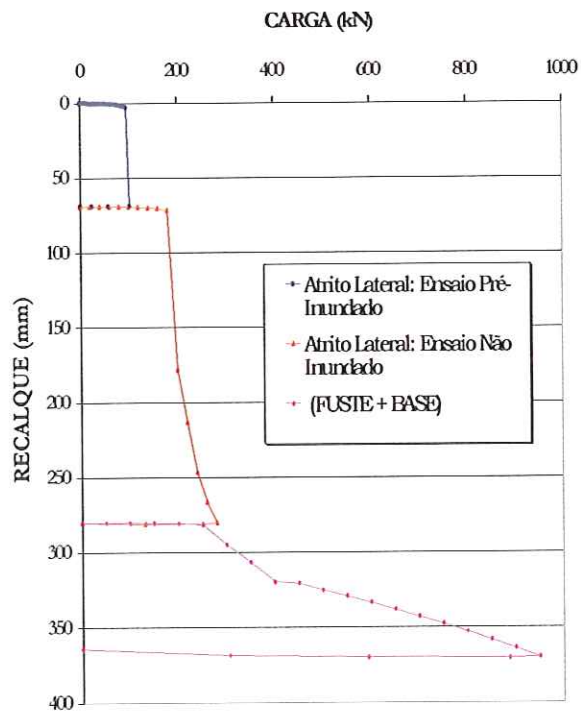


FIGURA 9.2: Curvas carga - recalque para o Tubulão TE 2.

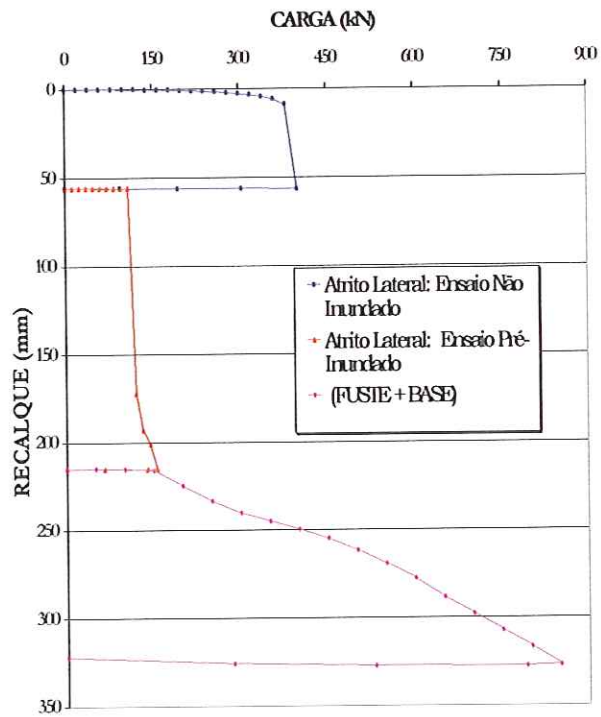


FIGURA 9.3: Curvas carga - recalque para o Tubulão TE 3.

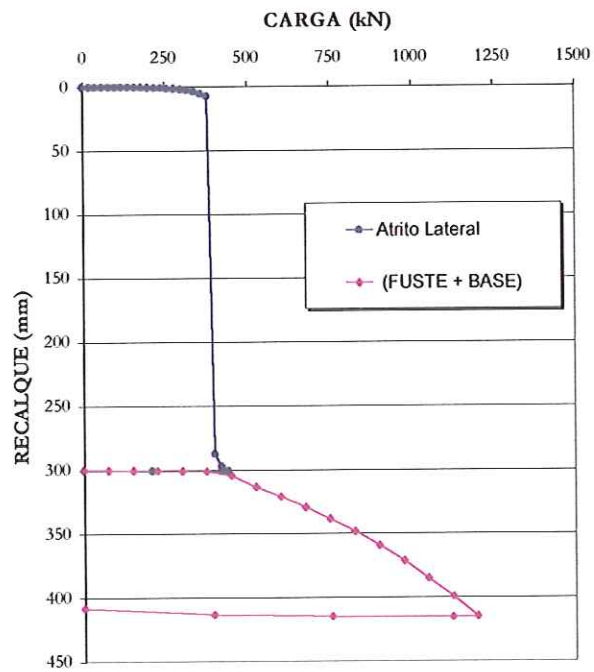


FIGURA 9.4: Curvas carga - recalque para o Tubulão TE 4.

CAPÍTULO 10 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

10.1) CAPACIDADE DE CARGA

Pela análise das Tabelas 7.1 a 7.3 (Capítulo 7), nota-se uma dispersão significativa das previsões, ilustrando uma grande variabilidade dos valores estimados, já que as campanhas de investigação geotécnica foram realizadas em épocas distintas. Assim, de uma campanha para outra pode ter ocorrido uma expressiva variação da pressão de sucção, não quantificada durante a realização dos ensaios de SPT e CPT.

Considerando uma mesma campanha de sondagem e fazendo a previsão da capacidade de carga pelos métodos apresentados (Figuras 10.1, 10.2 e 10.3), percebe-se uma enorme dispersão. A variação chega a ser de 79 % para o atrito lateral, 27 % para a resistência de base e 15 % para a carga total, tomando-se como exemplo a 2ª campanha de SPT e comparando-se os métodos AOKI & VELLOSO e DÉCOURT & QUARESMA ($\alpha= 0,5$ e $\beta= 0,5$).

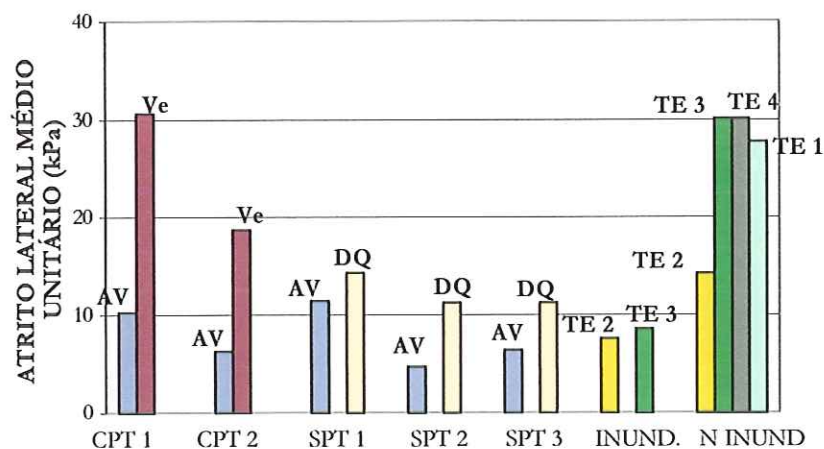


FIGURA 10.1: Resistência por Atrito Lateral Estimada e Obtida nas Provas de Carga.



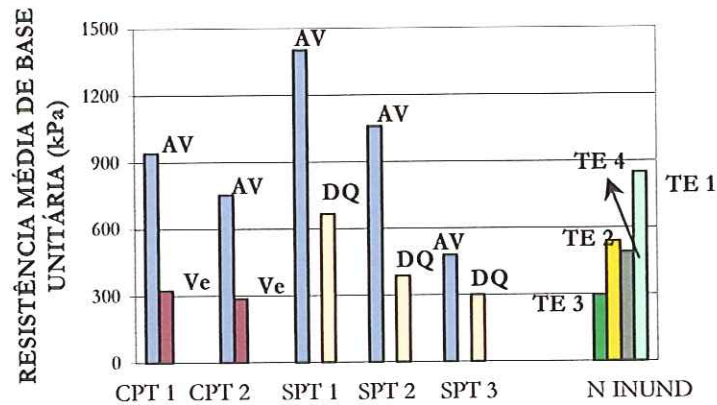


FIGURA 10.2: Resistência de Base Estimada e Obtida Indiretamente nas Provas de Carga.

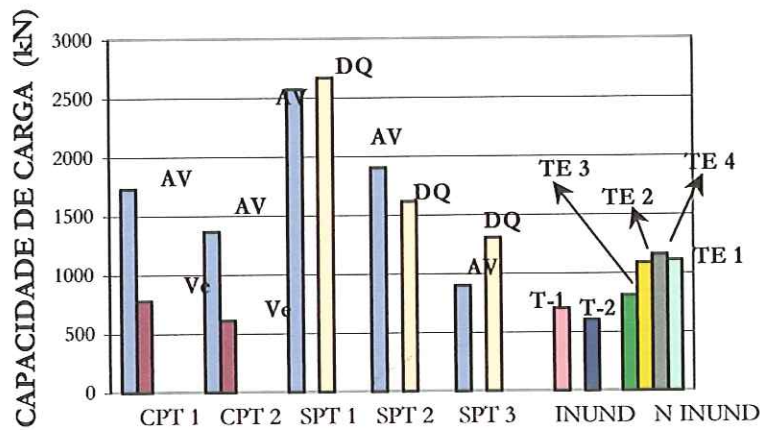


FIGURA 10.3: Capacidade de Carga Estimada e Obtida Indiretamente nas Provas de Carga.

Além disso, como não se conhecem os valores da pressão de sucção durante a execução das campanhas de sondagem e, sabendo que tal parcela tem uma influência decisiva no comportamento de maciços de solo não-saturados com características colapsíveis, não se deve fazer qualquer tipo de análise entre os resultados obtidos pelas provas de carga e os valores de previsão das parcelas de resistência.

Pode-se apenas conjecturar que os valores de atrito lateral por AOKI & VELLOSO são comparáveis aos ensaios inundados, enquanto os por DÉCOURT & QUARESMA são da ordem de grandeza dos resultados obtidos nos ensaios não inundados.

Quanto à resistência de base, constata-se que os MÉTODOS AOKI & VELLOSO e DÉCOURT & QUARESMA forneceram valores acima dos obtidos experimentalmente. Apenas o método de VELLOSO apontou valores inferiores aos dos ensaios.

Para a capacidade de carga, o método VELLOSO apresentou valores da mesma ordem de grandeza dos resultados obtidos por CARNEIRO (1999), para os ensaios com pré – inundação do terreno. Já os métodos AOKI & VELLOSO e DÉCOURT & QUARESMA apresentaram valores acima dos obtidos nas provas de carga (exceto, para a 3ª campanha de SPT pelo método AOKI & VELLOSO).

10.2) CURVA CARGA – RECALQUE

Os métodos para a previsão da curva carga – recalque, separando-se as parcelas de resistência, apresentam uma grande dispersão entre si, tanto para o atrito lateral e resistência de base, como para a carga total de ruptura.

Comparando as curvas carga – recalque obtidas experimentalmente, na condição do terreno não inundado, com as curvas carga – recalque previstas pelos métodos, nota-se que para o atrito lateral (Figura 10.4), o método de TEJCHMAN & GWIZDALA apresenta uma razoável concordância com os pontos experimentais das provas de carga (TE 3 e TE 4).

As curvas previstas a partir dos valores de CPT da segunda campanha apresentam-se mais próximos das curvas atrito lateral – recalque obtidas por meio das provas de carga, para os tubulões TE 3 e TE 4. Tal fato pode ser explicado já que esta campanha de CPT foi realizada na mesma semana em que os tubulões TE 3 e TE 4 estavam sendo ensaiados e comparando-se as pressões de sucção obtidas durante a realização das provas de carga, observa-se que nesta semana não ocorreu uma grande variação desta pressão.

A partir daí, sabendo que a parcela de sucção tem uma influência decisiva no comportamento das fundações não se pode fazer comparações entre resultados de ensaios de sondagem com os valores de provas de carga, se não for determinada a pressão de sucção para ambos os casos.

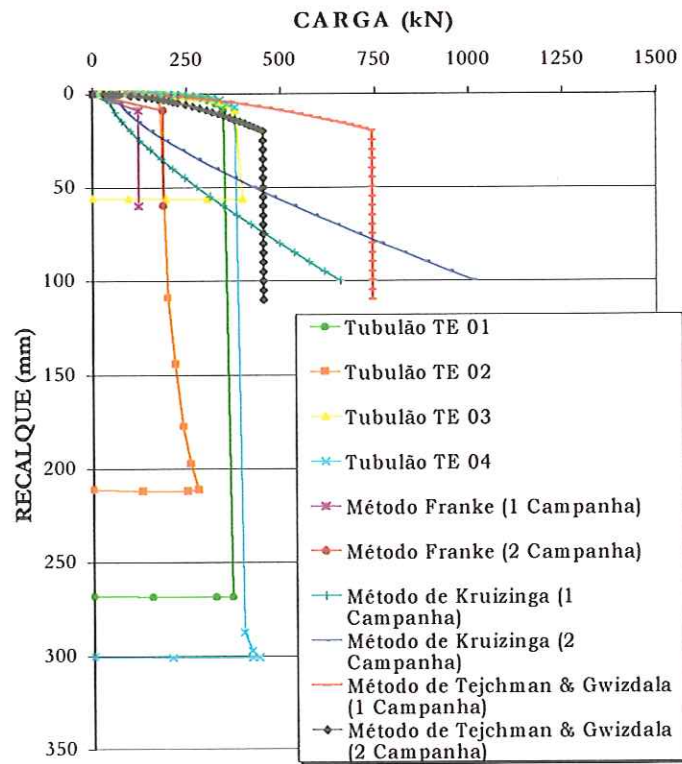


FIGURA 10.4: Comparação das Curvas Carga – recalque, para o Atrito Lateral, obtidas Através das Provas de Carga, em Terreno Não Inundado, com as curvas definidas pelos Métodos de Previsão.

Já a previsão da curva carga – recalque, para a carga total (resistência de base + resistência por atrito lateral), nenhum método apresentou-se satisfatório (Figura 10.5).

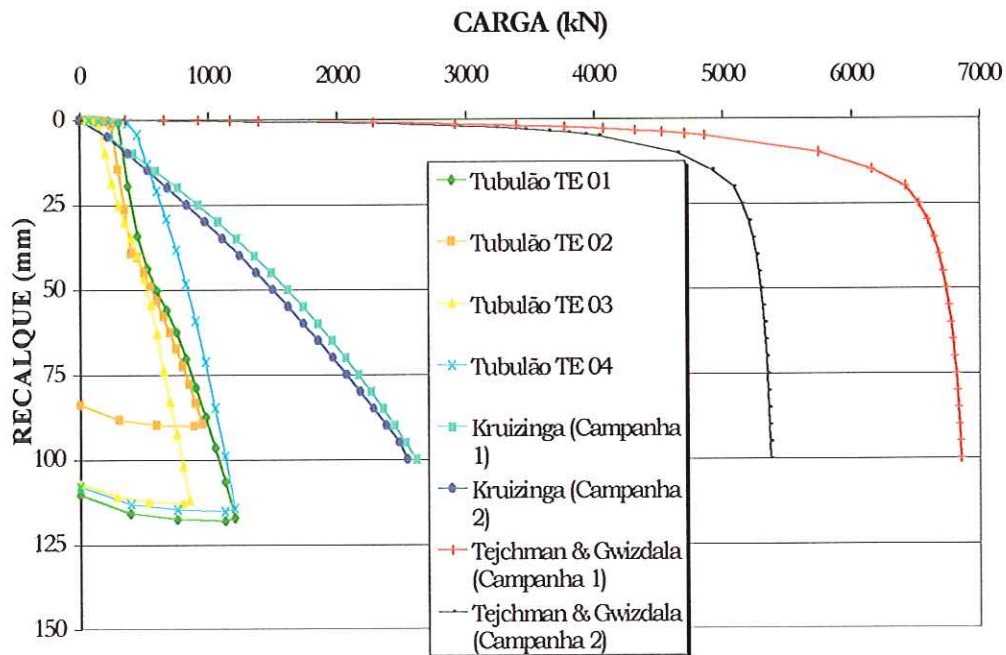


FIGURA 10.5: Comparação das Curvas Carga – recalque para a Carga Total, obtidas Através das Provas de Carga, em Terreno Não Inundado, com as curvas definidas pelos Métodos de Previsão.

10.2.1) ADAPTAÇÃO DOS MÉTODOS DE SEPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE BASE E POR ATRITO LATERAL

No Capítulo 8, apresentam-se as curvas carga – recalque, tanto para o atrito lateral como para a resistência de base, obtidas através de diferentes métodos de separação das parcelas de resistência, para o sistema maciço de solo – tubulão (Figuras 8.1 a 8.8). Como já analisado, para a previsão da curva carga – recalque, para a resistência por atrito lateral, o método de TEJCHMAN & GWIZDALA apresenta uma razoável concordância com os pontos experimentais das provas de carga, nos tubulões TE 3 e TE 4.

A partir desta avaliação e da formulação básica que compõe este método, alguns parâmetros utilizados foram adaptados para as condições do sistema maciço de solo – tubulão, no Campus Experimental da EESC / USP. Em tal método, impõe-se um valor para o recalque máximo da estaca ou tubulão, considerado como 20,0 mm para solos não coesivos e 10,0 mm para solos coesivos.

Este valor de $s_{m\acute{a}x}$, agora adaptado, foi considerado como 15,0 mm, pois o maciço de solo, no Campo Experimental de Fundações da EESC / USP, possui tanto características coesivas, como não coesivas, sendo classificado como areia argilosa. Considerando também a

influência gerada pelo processo executivo dos tubulões a céu aberto, o valor médio, ao longo do fuste, da resistência lateral, de ensaios de CPT, foi reduzida em 30 %.

Adotando-se estes novos parâmetros, obteve-se um gráfico de resistência por atrito lateral – recalque (Figura 10.6), o que se assemelha aos obtidos em campo, para os tubulões TE 3 e TE 4.

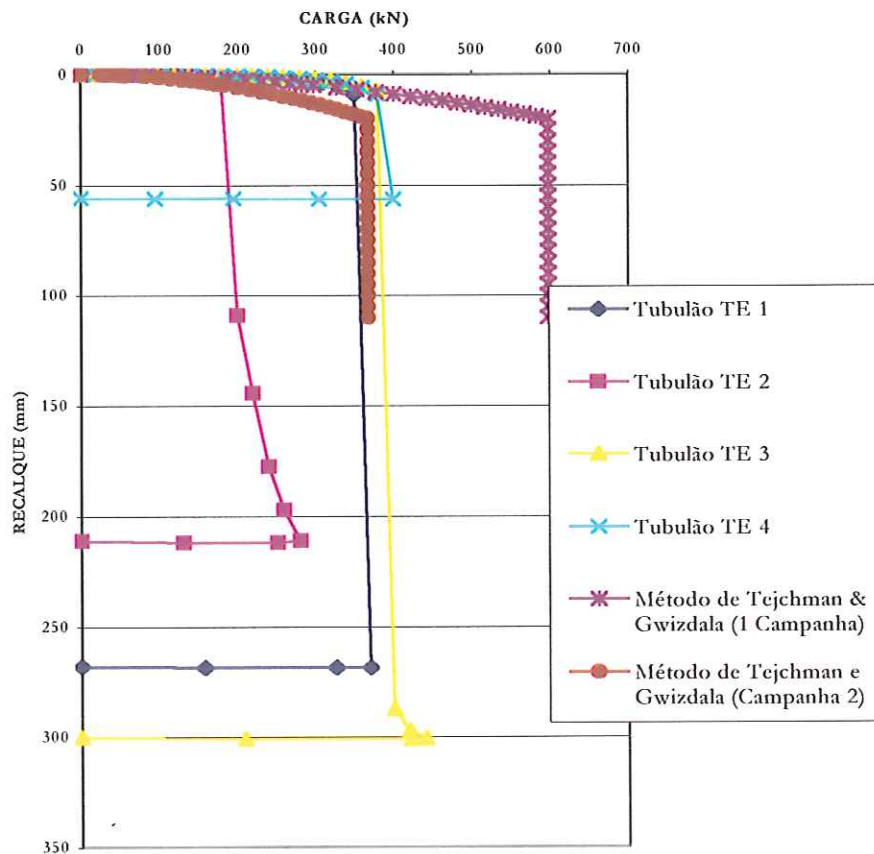


FIGURA 10.6: Comparação das Curvas Carga – recalque, para o Atrito Lateral, obtidas Através das Provas de Carga, em Terreno Não Inundado, com as curvas adaptadas para o Método de TEJCHMAN & GWIZDALA.

Já para a curva carga – recalque, para a carga total, nenhum método mostrou-se satisfatório (Figura 10.5). Entretanto, o método de KRUIZINGA (1988) apresentou valores menos discrepantes, quando comparados aos pontos experimentais, para todos os tubulões ensaiados.

Considerando-se que a previsão da curva carga total – recalque é obtida pela soma das parcelas de resistência de base e por atrito lateral, calculada para cada recalque associado,

adaptações foram feitas ao método de KRUIZINGA (1988), de modo a aproximar os resultados obtidos, em campo, aos valores estimados pelo método.

Para a resistência por atrito lateral, o autor adota o atrito lateral unitário máximo como sendo:

$$f_{s \max} = 0,6 \text{ a } 0,7\% \text{ de } q_{c \text{ med}}$$

Adaptando-se este método admitiu-se o atrito lateral unitário máximo ($f_{s \max}$) como sendo 0,5 % de $q_{c \text{ méd}}$ (valor médio da resistência de ponta, ao longo do fuste).

Já para a resistência de base (formulação segue abaixo), a resistência de ponta do CPT foi reduzida em 75 %, em função do processo executivo para estacas escavadas, em vez da redução de 50 % preconizada pelo autor.

Através dessas novas considerações, para os parâmetros utilizados, obtém-se o gráfico da curva carga total – recalque apresentado na Figura 10.7.

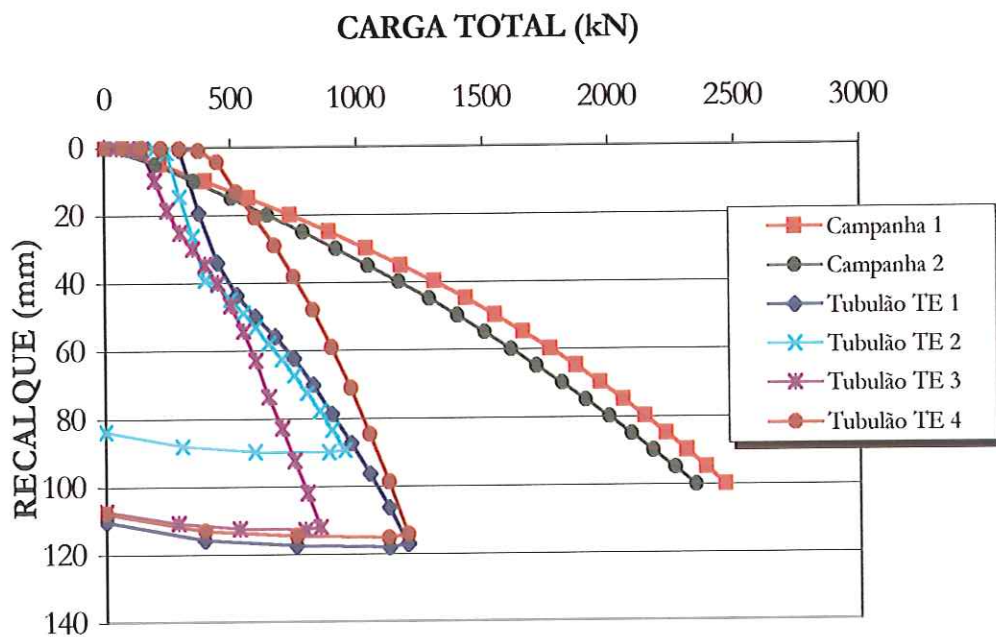


FIGURA 10.7: Comparação das Curvas Carga – recalque, para a Carga Total, obtidas Através das Provas de Carga, em Terreno Não Inundado, com as curvas definidas pelo Método de KRUIZINGA (1988).

10.2.2) INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Para os ensaios referentes apenas ao fuste, como já mencionado anteriormente, a curva carga – recalque apresentou ruptura nítida.

Já para os ensaios que englobam o conjunto (fuste + base), como as curvas de carga – recalque obtidas não exibiram uma ruptura física, utilizaram-se critérios distintos de forma a determinar a carga de ruptura convencional do sistema. A partir dos valores da Tabela 9.1 e da Figura 10.8, que mostra a variação da carga de ruptura convencional em função do critério utilizado, pode-se ressaltar que, para todos os tubulões, ocorrem expressivas variações da carga de ruptura convencional de 21 % a até 41 %, com uma média de variação da ordem de 33 %.

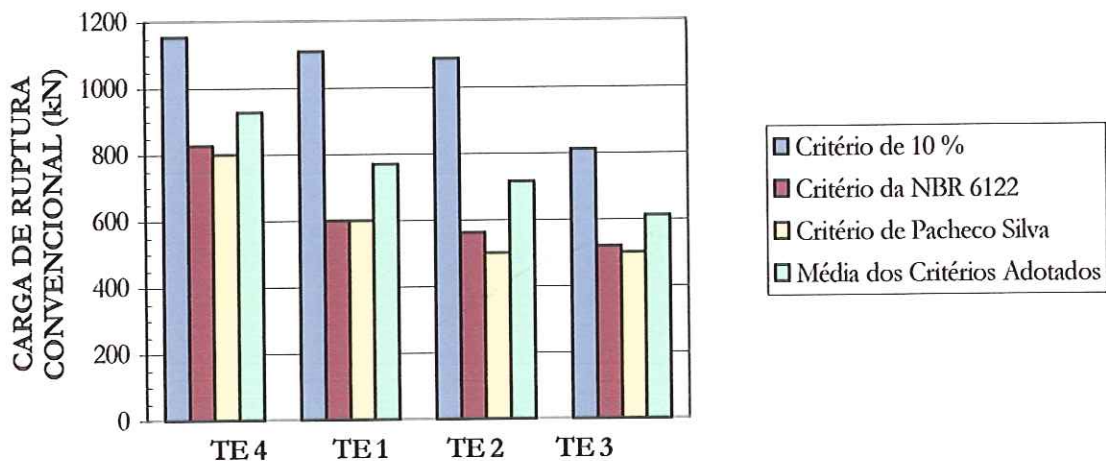


FIGURA 10.8: Valores de Carga de Ruptura Convencional obtidos, por diferentes critérios (ensaios realizados sem inundação do terreno).

O critério do recalque de 10 % (105,00 mm) apresenta os maiores resultados, em magnitude, da carga de ruptura convencional.

Já para os Critérios da NBR 6122 e o Critério de PACHECO SILVA para o adensamento, os resultados obtidos apresentaram-se bastante próximos, obtendo-se pequenas variações da ordem de 17 %. Contudo, esses resultados quando comparados às cargas de ruptura obtidas pelo critério do recalque de 10 %, sofrem variações de até 46 %.

Em projeto, se for adotado um valor médio, entre os resultados gerados pelos três diferentes critérios, para a capacidade de carga do sistema, nota-se que, dependendo da

pressão de sucção, pode-se utilizar valores de carga última de 611 a 927 kN (quanto maior a sucção, maior também será a carga de ruptura convencional do sistema).

Escolher, ao certo, qual destes critérios é o que mais se aproxima da realidade, no sistema maciço de solos – tubulão é, extremamente, difícil, uma vez que todos se baseiam em convenções adotadas. Entretanto, a discrepância entre os resultados obtidos pode estar associada ao fato de que a curva carga – recalque, obtida nos ensaios para o conjunto (fuste + base,) não apresenta uma ruptura bem definida e sim, um crescimento contínuo do recalque com a aplicação do carregamento. Em síntese, pode-se afirmar que, já na fase de deformações plásticas, ocorre uma relação praticamente linear entre o recalque e a carga correspondente aplicada.

10.2.3) ATRITO LATERAL

10.2.3.1) INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE SUCÇÃO

A partir da Tabela 9.2 (Capítulo 9), obtém-se a Figura 10.9, que apresenta a tendência de variação do atrito lateral unitário médio em função da pressão de sucção média ao longo do comprimento do fuste, sem considerar o primeiro metro.

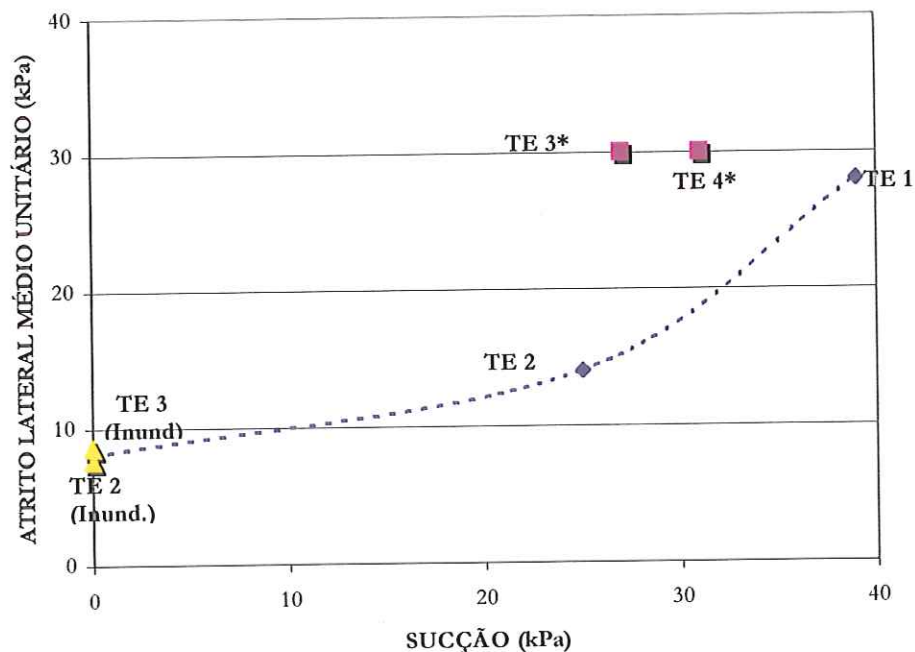


FIGURA 10.9: Variação da Resistência Média por Atrito Lateral Unitária em função da Pressão de Sucção.

Constata-se que é imprescindível associar, a cada resultado de carga de ruptura, um valor médio de sucção do maciço de solo, no momento da realização do ensaio. Assim, a pressão de sucção representativa para cada prova de carga do fuste, exceto para os ensaios com pré-inundação do terreno, foi convencionada como a média dos valores, de metro em metro, até uma profundidade de 7,0 m, sem considerar o primeiro metro. A Tabela 10.1 exibe a pressão de sucção média correspondente a cada ensaio, com o coeficiente de variação desta média em relação às medidas de sucção, para cada metro. Para os ensaios inundados, como a sucção foi considerada nula, ao longo do comprimento do fuste, o coeficiente de variação para a sucção é zero.

TABELA 10.1: Sucção Adotada em Cada Prova de Carga do Fuste, para Cada Tubulão.

TUBULÃO	PROVA DE CARGA	SUCÇÃO MÉDIA (kPa)	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO PARA A SUCCÃO, ATÉ A COTA DE - 7,0 m (%)	ATRITO LATERAL UNITÁRIO (kPa)
TE 1	Ensaio não Inundado	39	69	28
TE 2	Ensaio Inundado	0	0	8
TE 2	Ensaio não Inundado	25	67	14
TE 3	Ensaio não Inundado	27	55	30
TE 3	Ensaio Inundado	0	0	9
TE 4	Ensaio não Inundado	31	55	30

Mesmo adotando-se um valor único para a sucção, vale a pena ressaltar que este não é o mesmo ao longo da profundidade assumida, como se pode notar pela Figura 6.3 (Capítulo 6). Todavia uma análise da sucção variando com a profundidade se tornaria bastante complexa, sem falar no problema do desconhecimento do campo de tensões produzido ao redor da vizinhança do fuste, gerando um agravante a mais de complexidade para tal análise.

Observa-se na Tabela 10.1, para os tubulões TE 3 e TE 4, um mesmo valor da resistência por atrito lateral unitária (30 kPa), para uma sucção de 27 e 31 kPa, respectivamente. Para os tubulões TE 2 e TE 3, ensaiados com pré – inundação do terreno (sucção nula), o atrito lateral obtido foi praticamente o mesmo (8 e 9 kPa, respectivamente).

Já para os tubulões TE 1 e TE 2, ensaiados sem inundação do terreno, o valor médio da resistência por atrito lateral unitária (Tabela 10.1) resulta em 21 kPa, com uma variação expressiva de 49 %, devido à diferença nos valores médios da sucção ao longo do fuste (39 e 25 kPa, respectivamente).

Portanto, pode-se avaliar que uma expressiva diferença entre as pressões de sucção implica uma elevada variação da resistência por atrito lateral.

10.2.3.2) INFLUÊNCIA DA INUNDAÇÃO DO TERRENO

O caráter colapsível do maciço de solo do campo experimental de fundações da EESC / USP fica claramente evidenciado quando se analisam os resultados da Tabela 10.2 para os ensaios realizados com e sem inundação do terreno.

A Tabela 10.2 apresenta a redução do atrito lateral unitário em função da inundação do terreno, para os diferentes níveis de sucção média determinados durante a realização das provas de carga estática. Para os tubulões TE 1 e TE 2, foi considerada como carga de colapso, o valor de atrito lateral obtido, no ensaio inundado, para o tubulão TE 2. Já para os tubulões TE 3 e TE 4, a carga de colapso refere-se ao ensaio inundado, para o tubulão TE 3.

TABELA 10.2: Redução no Atrito Lateral, Devido a Inundação do Terreno, para Cada Tubulão.

TUBULÃO	SUCÇÃO (kPa)	REDUÇÃO NO ATRITO LATERAL (%)
TE 1	39	71 %
TE 2	25	43 %
TE 3	27	70 %
TE 4	31	70 %

Para os tubulões TE 1 e TE 2, encontra-se uma redução de atrito lateral, por efeito da inundação, de 71 % e 43 %, respectivamente. Já para os tubulões TE 3 e TE 4, essa redução é de 70 %. Obviamente, quanto maior a sucção, maior a redução do atrito lateral.

10.2.3.3) INFLUÊNCIA DO INTERVALO DE TEMPO ENTRE A ESCAVAÇÃO E A CONCRETAGEM

Poucos são os trabalhos existentes na literatura que avaliam a influência do intervalo de tempo entre a escavação e a concretagem, no comportamento de fundações profundas. Praticamente para maciço de solos com características colapsíveis, não há relato de nenhum trabalho.

Para os ensaios inundados nos tubulões TE 2 e TE 3, obteve-se, praticamente, o mesmo valor de atrito lateral, o que indica não haver influência do intervalo de tempo entre a escavação e a concretagem dos tubulões, na condição inundada.

Entretanto, para os ensaios com o terreno não-inundado, os valores do atrito lateral dos tubulões TE 3 e TE 4 resultaram superiores aos dos tubulões TE 1 e TE 2 o que contraria a literatura geotécnica. GAMA E SILVA *et al.* (1982), por exemplo, e observaram uma diminuição de cerca de 70 % no valor do atrito lateral para uma espera de sete dias para concretagem, no caso de estacas escavadas, com lama betonítica, assentes, em solo residual de gnaisse.

No presente trabalho, pode-se deduzir que para maciços de solos com tendência ao colapso, a demora entre o intervalo de tempo entre a escavação e a concretagem apresenta-se benéfica, aumentando o valor da resistência por atrito lateral.

Vale salientar, entretanto, que tais resultados ainda são insuficientes, evidenciando a necessidade de novas pesquisas. Contudo, algumas especulações podem ser feitas, na tentativa de elucidar tal resultado.

Primeiramente, devido ao processo de escavação mecanizada, pode ter formado, nas paredes da escavação do fuste, uma película de solo solto que com o tempo perdeu a umidade, fragmentando-se em certas regiões, aumentando assim a rugosidade e o atrito nesta superfície.

Outro aspecto a ser considerado é que, nas paredes do fuste, pela demora entre a etapa de escavação e a concretagem, ocorreu diminuição do teor de umidade no solo. Como se sabe, com a diminuição do teor de umidade ocorre um aumento da pressão de sucção e, conseqüentemente, da capacidade de carga do sistema.

10.2.4) RESISTÊNCIA DE BASE

10.2.4.1) INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE SUCÇÃO

A partir da Tabela 9.3 (Capítulo 9), utilizando-se o critério do recalque de 10 %, obtém-se a Figura 10.10 que mostra a tendência de variação da resistência de base média em função da pressão sucção média, nas cotas – 8,0 e – 9,0 m.

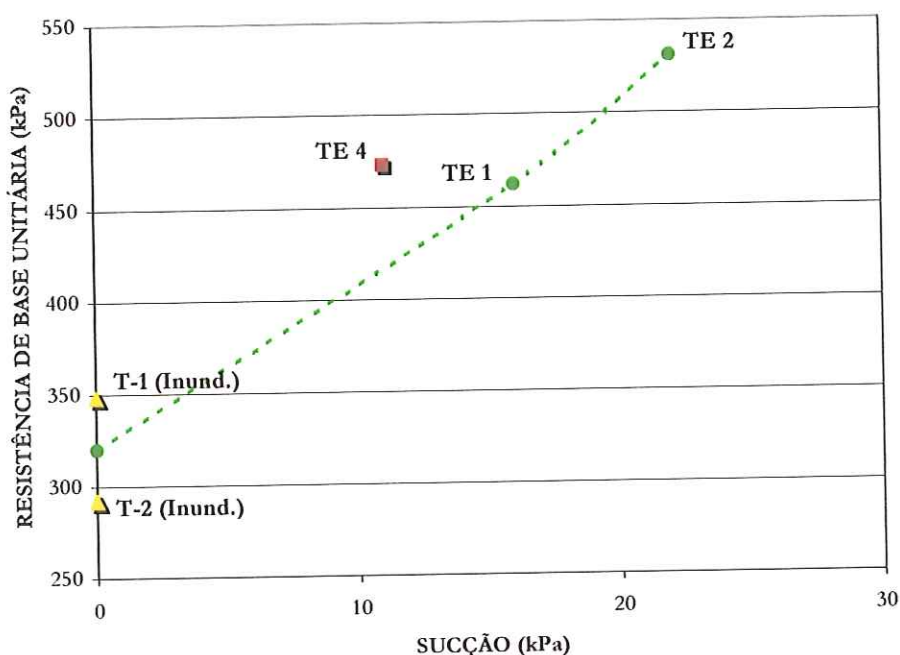


FIGURA 10.10: Variação da Resistência de Base Média em função da Pressão de Sucção.

Pela Figura 10.10, nota-se que, para os tubulões concretados logo após a fase de escavação, ocorre um crescimento linear da resistência de base unitária com o aumento da pressão de sucção e, que para os tubulões T-1 e T-2, ensaiados com pré – inundação do terreno (sucção nula), a resistência de base unitária obtida foi praticamente da mesma ordem de grandeza (348 e 292 kPa, respectivamente), com uma variação não tão expressiva de 16 %.

Para os tubulões TE 1 e TE 2, ensaiados com o terreno não-inundado, o valor médio da resistência de base unitária (Tabela 10.3) resulta em 497 kPa, com uma pequena variação de 13 %, em função da diferença nos valores médios da sucção, nas cotas – 8,0 m e – 9,0 m, (16 e 22 kPa, respectivamente), que também não foi significativa.

Já para os tubulões TE 3 e TE 4, o valor médio da resistência de base unitária (Tabela 10.3) resulta em 376 kPa, com uma variação expressiva de 41 %, entretanto os dados

existentes são insuficientes para uma análise mais aprofundada, pois não se tem indicada a pressão de sucção média na base, associada ao tubo TE 3.

Tomando-se os resultados obtidos pelos demais critérios para definição da carga de ruptura convencional (Tabela 10.3) também se observa uma variação da resistência de base unitária em função da diferença entre os valores da pressão de sucção associada a cada ensaio, para os tubos TE 1 e TE 2, assim como para os tubos TE 3 e TE 4.

Na Tabela 10.3, apresentam-se os resultados obtidos da resistência de base unitária através dos diferentes critérios utilizados, a variação destas resistências, a pressão de sucção associada a cada tubo e os valores médios destas resistências. Consideram-se dois grupos distintos (TE 1 e TE 2) e (TE 3 e TE 4), uma vez que tais pares de tubos apresentaram diferenças no processo executivo, isto é, os tubos TE 1 e TE 2 foram concretados logo após a finalização da etapa de escavação, enquanto os tubos TE 3 e TE 4 foram concretados após um intervalo de tempo de uma semana da etapa de escavação.

TABELA 10.3: Resistência de Base Unitária Considerada, em Cada Prova de Carga do Conjunto (fuste + base), para Cada Tubulão.

<i>CRITÉRIO DO RECALQUE DE 10 % (105,0 mm)</i>				
TUBULÃO	SUCÇÃO (kPa)	RESISTÊNCIA DE BASE UNITÁRIA (kPa)	RESISTÊNCIA DE BASE MÉDIA (kPa)	COEFIC. DE VARIAÇÃO (%)
TE 1	16	462		
TE 2	22	531	497	13
TE 3		279		
TE 4	11	473	376	41
<i>CRITÉRIO DA NBR 6122</i>				
TUBULÃO	SUCÇÃO (kPa)	RESISTÊNCIA DE BASE UNITÁRIA (kPa)	RESISTÊNCIA DE BASE MÉDIA (kPa)	COEFIC. DE VARIAÇÃO (%)
TE 1	16	174		
TE 2	22	233	204	25
TE 3		115		
TE 4	11	288	202	60
<i>CRITÉRIO DE PACHECO SILVA (1970)</i>				
TUBULÃO	SUCÇÃO (kPa)	RESISTÊNCIA DE BASE UNITÁRIA (kPa)	RESISTÊNCIA DE BASE MÉDIA (kPa)	COEFIC. DE VARIAÇÃO (%)
TE 1	16	174		
TE 2	22	198	186	12
TE 3		103		
TE 4	11	273	188	62

10.2.4.2) INFLUÊNCIA DA INUNDAÇÃO DO TERRENO

Para este trabalho, não foram realizados ensaios com pré-inundação do terreno para o conjunto (fuste + base), já que CARNEIRO (1999) realizou provas de carga estática nestas condições.

As Figuras 10.11 e 10.12 apresentam as curvas carga – recalque obtidas por CARNEIRO (1999) para dois tubulões com base alargada, ensaiadas com pré – inundação do tempo por 48 h.

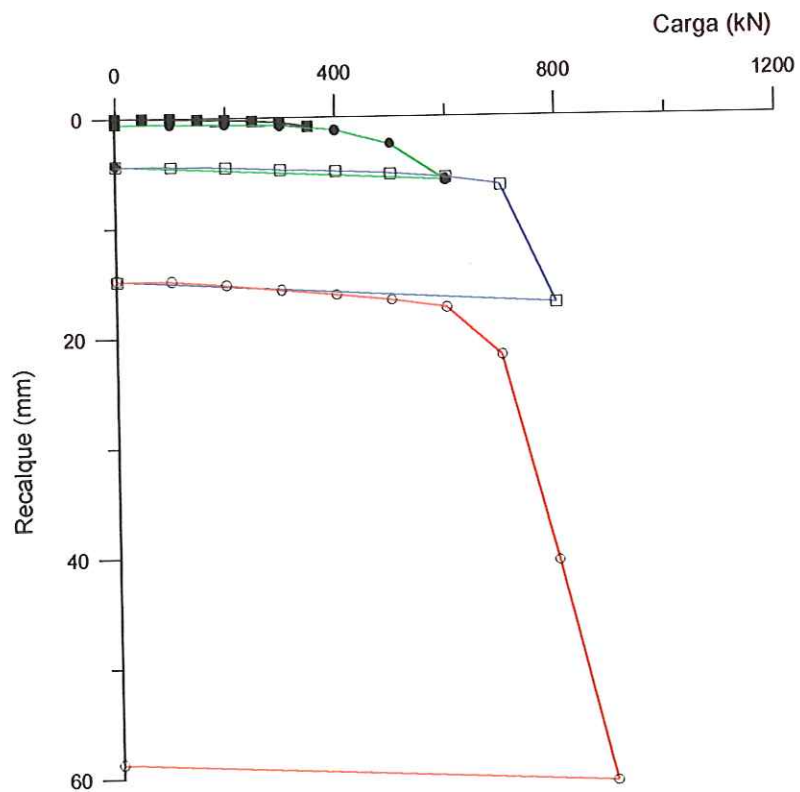


Figura 10.11: Tubulão 1 (T-1) com base alargada, ensaiado sob condição de pré-inundação de 48h (CARNEIRO, 1999).

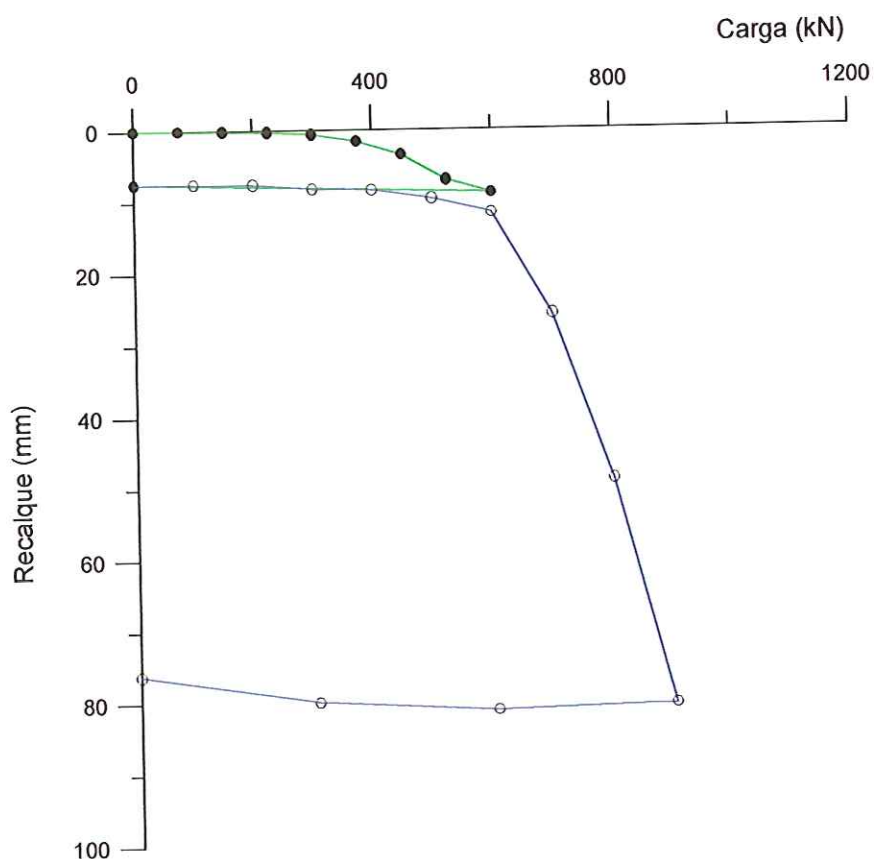


Figura 10.12: Tubulão 2 (T-2) com base alargada, ensaiado sob condição de pré-inundação de 48h, CARNEIRO (1999).

A Tabela 10.4 mostra para os distintos critérios de determinação da carga de ruptura convencional, a redução da resistência de base unitária em função da inundação do terreno. Considerou-se como carga de colapso, a média das cargas de ruptura convencional obtidas, nos ensaios inundados, para os tubulões T-1 e T-2, de CARNEIRO (1999).

TABELA 10.4: Redução na Resistência de Base, Devido a Inundação do Terreno, para Cada Tubulão.

TUBULÃO	SUCÇÃO (kPa)	REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA DE BASE		
		CRITÉRIO DE 10 %	CRITÉRIO DA NBR 6122	CRITÉRIO DE PACHECO SILVA
TE 1	16	31 %	2 %	4 %
TE 2	22	40 %	27 %	19 %
TE 4	11	32 %	41 %	25 %

Pelos dados da Tabela 10.4, observa-se que também para a resistência de base, assim como para o atrito lateral, ocorre uma redução desta parcela de resistência por efeito da inundação, sendo que quanto maior a pressão de sucção associada à resistência de base, maior também será a sua redução por colapso.

Para o tubulão TE 3, análises detalhadas não podem ser feitas em função do não conhecimento da sucção durante o ensaio.

10.2.4.3) INFLUÊNCIA DO INTERVALO DE TEMPO ENTRE A ESCAVAÇÃO E A CONCRETAGEM

Considerando o efeito do intervalo de tempo entre a etapa de escavação e a concretagem na resistência de base, os dados da Tabela 9.3 (Capítulo 9) são insuficientes, pois não se tem a pressão de sucção média na base, associada ao tubulão TE 3.

Todavia, apenas considerando os resultados obtidos para os tubulões TE 1, TE 2 e TE 4, para ensaios com o terreno não-inundado, nota-se uma tendência de crescimento da resistência de base para o tubulão concretado após uma semana da finalização da etapa de escavação (TE 4), quando comparado aos valores das resistências de base para os tubulões TE 1 e TE 2 (concretados logo após a escavação dos tubulões).

CAPÍTULO 11 – CONCLUSÕES

O uso do isopor, entre o fuste e a base dos tubulões a céu aberto, mostrou-se plenamente satisfatório para separar as parcelas de resistências de base e por atrito lateral durante a realização de uma prova de carga estática. Além disso, trata-se de uma solução econômica e simples de ser empregada.

As experiências feitas, em laboratório, a fim de avaliar o comportamento do isopor mostraram-se confiáveis, pois, após a concretagem dos tubulões, a camada de isopor introduzida entre a base e o fuste dos tubulões tinha sofrido deformação média da ordem de 14,0 cm devido ao peso próprio do fuste, representando 35 % da altura inicial da camada de isopor (40,0 cm). Já nos ensaios em laboratório, obteve-se deformação específica de 26 % para o nível de tensão correspondente ao peso próprio do concreto. Pode-se, então, concluir que o impacto do lançamento do concreto apresentou um fator de majoração de 1,35.

Através dos métodos de previsão da capacidade de carga pode-se ter uma estimativa dos valores das parcelas de resistência de base e por atrito lateral. Porém para o caso específico de solos não-saturados, com tendência ao colapso, é necessário durante a execução das sondagens fazer o monitoramento da pressão de sucção com a profundidade. Quando não se conhecem os valores de sucção durante a realização das investigações de campo, a previsão da capacidade de carga não pode ser feita.

Todavia, nota-se que os valores obtidos pelo método AOKI & VELLOSO para o atrito lateral são similares aos obtidos experimentalmente, com o terreno pré-inundado e, que os valores calculados pelo método de VELLOSO para a carga total, são também da mesma ordem de grandeza aos resultados obtidos experimentalmente, nas mesmas condições de ensaio (terreno inundado), considerando os valores para o critério do recalque de 10 %.

Quanto aos métodos de previsão da curva carga – recalque, separando as parcelas de resistência, o método de TEJCHMAN & GWIZDALA (1988) apresentou

bons resultados para a resistência por atrito lateral, entretanto para a carga total nenhum método se mostrou adequado. Também para a previsão da curva carga – recalque a partir de valores de CPT, a observação feita acima, para a previsão da capacidade de carga, quanto ao monitoramento da pressão de sucção, também é válida.

Com a adaptação dos métodos de TEJCHMAN & GWIZDALA (1988), para o atrito lateral, e o de KRUIZINGA (1988), para a carga total, às condições de contorno deste trabalho, melhores resultados foram obtidos, principalmente, para o atrito lateral, com uma pequena dispersão de 20 %, considerando os valores de CPT para a 1ª campanha, e de 3 %, para a 2ª campanha. Já para a carga total, ocorreu uma melhor aproximação entre os valores medidos e os estimados, porém ainda com uma elevada dispersão e não conformidade das curvas carga – recalque previstas e geradas nos ensaios de campo.

Considerando a influência da inundação no comportamento dos tubulões, pode-se afirmar o caráter colapsível do solo e a importância da parcela de sucção na capacidade carga dos tubulões. A redução no valor do atrito lateral foi de 71 % e 43 % para os tubulões TE 1 e TE 2 respectivamente, concretados logo após a fase de escavação, e de 70 % para os tubulões TE 3 e TE 4, concretados sete dias após a etapa de escavação. Logo, quanto maior a sucção referente ao valor do atrito lateral, maior será a sua redução.

Já para a resistência de base, admitindo-se os resultados obtidos indiretamente através dos distintos critérios para definição da carga de ruptura convencional, adotados neste trabalho, verificou-se uma redução desta parcela de resistência em função da inundação do terreno.

Tanto para o atrito lateral como para a resistência de base, quanto maior a sucção associada, maiores os valores dessas parcelas de resistência. Verificou-se também que, para ambas as parcelas de resistência, existe a tendência de uma relação linear entre a resistência e a pressão de sucção associada a cada ensaio. Mas obviamente tal relação não deve ser utilizada como meio para se estimar, em projeto, um valor para a capacidade de carga do sistema, a partir de um determinado valor da pressão de sucção medida *in situ*.

Como a pressão de sucção é um parâmetro variável, em diferentes regiões de um mesmo maciço de solo e em função do teor de umidade, o qual sofre variações com os períodos de secas e chuvas, infiltrações e etc, não se pode assegurar um valor

constante e estático. Porém, associar a capacidade da fundação com a pressão de sucção torna-se útil quando este parâmetro é considerado como ferramenta para avaliar o comportamento do sistema maciço de solo – tubulão.

Para o efeito do intervalo de tempo, entre a etapa de escavação e a fase de concretagem, pode-se concluir que para o atrito lateral a demora de execução foi positiva. Já para a resistência de base, os dados existentes não são suficientes para análise, embora também haja uma tendência de melhora da resistência de base em função da demora entre a escavação e a concretagem.

Considerando todas as provas de carga realizadas, exceto para os ensaios com pré-inundação do terreno, nota-se que o recalque sofrido em cada nível de carregamento é tão menor quanto maior a sucção associada a este ensaio. Assim, conclui-se que o solo adquire um aumento de rigidez com o crescimento da pressão de sucção.

Ficam como sugestões, para trabalhos futuros:

- realizar investigações de campo (SPT e CPT), com medidas de teor de umidade a fim de se determinar a pressão de sucção a cada profundidade, relacionando estes valores com as medidas de resistência obtidas pelos ensaios;
- realizar provas de carga em tubulões a céu aberto, com a cota da base dos tubulões apoiada abaixo do nível d'água;
- executar tubulões a céu aberto, com base alargada, variando o intervalo de tempo entre a escavação e a concretagem, entre 1 a 7 dias, de modo a avaliar o efeito da demora entre a escavação e a concretagem, na capacidade de carga do sistema tubulão – solo;
- avaliar a distribuição do atrito lateral com a profundidade, associado à pressão de sucção nesta cota, através de ensaios dinâmicos.

CAPÍTULO 12 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABOTAHA, M.; DE ROECK, G.; VAN IMPE, W. F. (1993). Bored Versus Displacement Piles in Sand – Experimental Study. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.157-162.

ALBIERO, J. H.; CARVALHO, D.; LOBO, A. S. (1993). *Fundações, Capítulo 9 do Livro Solos do Interior de São Paulo*. CINTRA, J. C. A. & ALBIERO, J. H. (Editores), ABMS, São Paulo, p. 243-275.

ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. (1996). *Análise e Projeto de Fundações Profundas: Tubulões e Caixões*. Fundação: Teoria e Prática, Hachich *et al.* (eds.), Ed. Pini Ltda., São Paulo, Cap.8.2, p.302-327.

AMARAL, A. B. T. (1986). Contribuição à Previsão de Recalques em Fundações por Estacas. In VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, v.7, p. 277-286.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1974). D 1143-74 – *Standard Method of Testing, Piles Under Axial Compressive Load*.

ANDERSON, W. F. (1988). Effective Stresses on the Shafts of Bored and cast-in-situ Piles in Clays. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent.

AOKI, N. (2000). Informação Verbal do Autor/Notas de Aula. EESC-USP/São Carlos.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. In V PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Buenos Aires, p.367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). MB-3472 – *Estacas – Prova de Carga Estática*. Rio de Janeiro, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). NBR-6122 – *Projeto e Execução de Fundação*. Rio de Janeiro, 33p.

AURORA, R. P.; REESE, L. C. (1977). Field Tests of Drilled Shafts in Clays-Shales. In IX INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Tokyo, p.371-376.

AZEVEDO, N. (1989). Load Transfer in Bored Pile in Residual Soil. In IX PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, p.569-577.

BAZANT, Z.; STOCKER, M. F. (1989). Discussion of “Allowable design load derived from load tests. In XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, p.2741.

BEREZANTZEV, V. G.; KRISTOFOROV, V. S.; GOLUBKOV, V. N. (1961). Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundation In V INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, v. 2, Paris, p.11-15.

BORTOLUCCI, A. A. (1983). Caracterização Geológica-geotécnica da Região Urbana de São Carlos – SP, a partir de Sondagens de Simples Reconhecimento. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC-USP/São Carlos, 67p.

BOTTIAU, M. (1993). Influence of the Concreting on the Bearing Capacity. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Rotterdam, p.179-183.

BRANDL, H. & GONG, Y. M. (1988). Bearing Capacity of Piles on Static Pile Loading Test Results. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent.

BRANDL, H. (1985). Bearing Capacity of Piers with Large Diameters In XI INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, São Francisco, p.1525-1530.

BROMS, B.B.; CHANG, M.F; GOH, A.T.C. (1988). Bored Piles in Residual Soil and Weathered Rocks in Singapore. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.17-33.

BURLAND, J. B. (1973). Shaft Friction of Piles in Clay – A Simple Fundamental Approach. *Ground Engineering*, v.6, n° 3, p.30-42.

BURLAND, J. B.; COOKE, R. W. (1974). The Design of Bored Piles in Stiff Clays. In BRS Current Paper CP 99, London.

BUTTLING, S. (1976). Estimates of Shaft and end Loads in Piles in Chalk Using Strain Gauge Instrumentation. *Geotechnique*, v.26, n° 2, p.133-147.

CARNEIRO, B.J.I. (1994). Comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 108p.

CARNEIRO, J. B. E. (1999). Comportamento de Tubulões a Céu Aberto em Solos Colapsíveis. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos. EESC-USP/São Carlos.

CARVALHO, D.; SEGANTINI, A. A. S.; CLARO, A. T.; MANTILLA, J. N. R. (1998). Comportamento de Estacas Escavadas como Elemento de Fundação em Solos Arenosos. In XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Brasília, p.527-535.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. (1999). *Carga Admissível em Fundações Profundas*. Projeto REENGE, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, 61p.

CINTRA, J.C.A. & CARNEIRO, B.J.I. (1998). Ampliação do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. p. 1505-1510.

CINTRA, J.C.A. (1998). Fundações em Solos Colapsíveis. Livro. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. P 106.

CINTRA, J.C.A.; CARVALHO, D.; GIACHETTI, H.L.; BORTOLUCCI, A.A. & ALBIERO, J.H. (1991). Campo Experimental de Fundações em São Carlos. II SEFE. v. 1, p. 96-105.

CODUTO, D. P. (1994). *Foundation Design – Principles and Practices*. Prentice Hall, N. J., 796p.

COSTA, Y. D. J (1999). Estudo do Comportamento de Solo Não Saturado Através de Provas de Carga em Placa. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 160p.

COYLE, H. M.; REESE, L. C (1966). Load Transfer for Axially – loaded Piles in Clay. *Journal of The Geotechnical Engineering Division*, GT5, p.1-26.

CHANDLER, R. J. (1968). The Shaft Friction of Piles in Cohesive Soils in Terms of Effective Stresses. *Civil Engineering*, v.63, p.48-51.

CHANDLER, R. J.; MARTINS, J. P. (1982). An Experimental Study of Skin Friction Around Piles in Clay. *Geotéchnique*, v.32, n° 2, p.119-132.

CHANG, M.F.; WONG, I.H. (1987). Shaft Friction of Drilled Piers in Weathered Rocks. In PROCEEDINGS VI INTERNATIONAL SEMINAR ROCKS MECHANICS, Canadá, p.313-318.

D' APPOLONIA, E.; ELISON, R. D.; D'APPOLONIA, D. J. (1975). *Drilled Piers*. Foundation Engineering Handbook, H.H. Winterkorn and H. Y. Fang, Editors, Van Nostrand Reinold Company, New York, p.601-605.

DE BEER, E. (1988). Different Behaviour of Bored and Driven Piles. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.47-81.

DE ROECK, G.; ABOUTAHA, M.; VAN IMPE, W. F. (1993). Bored Versus Displacement Piles in Sand Experimental Study. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.157-162.

DÉCOURT, L. (1994). Fundação e Interação Solo-estrutura, Relato Geral. In X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, v.6, p.179-206.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. In VI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Rio de Janeiro, v.1, p.45-54.

ENGLAND, M.; FLEMING, W. G. K. (1994). Review of Foundation Testing Methods and Procedures. *Proceedings Institute Civil Engineering*, v.107, p.135-142, July.

EUROCODE (1991). CEN / EC7 – *Bearing Capacity of Piles and Pile Foundation*. Europa, p. 63.

FELLENIUS, B. H. (1975). The Load of Piles and New Proof Testing Procedure. *Journal of The Geotechnical Engineering Division*, ASCE, v. 101, GT9, p.855-869.

FJELLERUP, F. E. (1981). Load Tests on Large Bored Piles in Sand. In IX INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Stockholm, p.713-716.

FRANKE, E. (1981). Point Pressure Versus Length and Diameter of Piles. In X INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Stockholm, p.717-722.

FRANKE, E. (1984). New Developments in German Standards for the Determination of Pile Bearing Behaviour. In PROCEEDINGS II SEMINAR PILE FOUNDATIONS, Singapore, p.1-29.

FRANKE, E. (1985). Discussion on the Behaviour of Large diameter Piles. In PROCEEDINGS XI INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, San Francisco, p.12-16.

FRANKE, E. (1989). Factors of Safety for Skin Friction and End Bearing. In XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, p.2725-2726.

FRANKE, E.; GARVRECHT, D. (1977). Test-Loading on 8 Large Bored Piles in Sand. In IX INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Tokyo, p.529-532.

FUCALE, S. P.; FERREIRA, S. R. M. (2000). Análise do Comportamento de Variação de Volume devido a Inundação em Solos Colapsíveis por meio de ensaios de Campo. In IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, v.1, p. 360-372.

GAMA E SILVA, R. L.; MORI, M.; DE CASTRO, G. R. (1982). Estimativa do Comportamento de Estacas Escavadas de Grande Diâmetro. In VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Olinda / Recife, p.276-296.

GGHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELLOTTA, R.; PEDRONI, S. (1993). Base Capacity of Bored Piles in Sands from In situ Tests. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.67-75.

GONG, Y. M.; ZHANG, Y. N.; LIU, C.; MA, G. D. (1988). Experimental Research on End Bearing Capacity of Bored and Drilled Piles. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.499-505.

GWIZDALA, K. (1984). Determination of the Bearing Capacity and Settlement from Results of Static Penetration tests CPT and SPT. *SGI*, Report N° 26, Linkoping, p. 1-129.

HARTIKAINEN, J.; GAMBIN, M. P. (1994). Deep Foundations with Soil Excavation: Bored Piles, Root Piles, CFA, Slurry Trench Walls. In IV INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, Ghent, p.693-713.

HEYDENRYCH, R. A.; DE BEER, J. H. (1975). The Use of Shaft Foundations. In VI REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Durban, p.161-165.

HIRANY; KULHAWY, F. H. (1989). *Interpretation of Load Tests on Drilled Shafts – Part 1: Axial Compression*. Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Kulhawy (eds.), Ed. ASCE, New York, USA, cap.L, p.1150-1159.

IRFAN, T. Y.; POWELL, C. E. (1985). Verification of Founding Depth of Large Diameter Piles in Granite Rock. *The Journal of The Hongkong Institution of Engineers*, p.11-16, august.

JAMIOLKOWSKI, M. & LANCELLOTTA, R. (1988). Relevance of In-situ Test for Evaluation of Allowable Base Resistance of Bored Piles in Sands. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.101-119.

JELINEK, R.; KORECK, H. W.; STOCKER, M. (1977). Load Tests on Large-Diameter Bored Piles in Clay. In IX INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Tokyo, p.571-576.

KERISEL, L. (1964). Deep Foundations Basic Experimental Facts. In PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, Mexico, p.15-44.

KLOSINSKI, B. (1977). Bearing Capacity of Large Diameter Bored Piles. In IX INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Tokyo, p.609-612.

KOIKE, M.; MATSUI, T.; MATSUI, K. (1988). Vertical Loading Tests of Large Bored Piles and Their Estimation. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.531-539.

KOUTSOFTAS, D. C.; REESE, L. C. (1989). Load Tests on High Capacity Caissons Founded on Decomposed Rock. In XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, p.1061-1063.

KRUIZINGA, J. (1988). Development of Skin Friction and Base Resistance of Instrumented Large Bored Piles Under Working Load Conditions. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.435-441.

LIGGITT, E. J. (1992). Construction of Underreamed Piles in London Clay in potentially Unstable Ground. In PILING: EUROPEAN AND WORLDWIDE TRENDS, London, p.156-162.

LIZZI, F. (1988). The Load Bearing Capacity of Bored Piles, a Problem not yet Satisfactorily Solved – Some Proposals. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.443-449.

LOBO, A. S.; ALBIERO, J. H.; FERREIRA, C. V. (1991). Influência da Inundação do Solo na Carga Última de estacas de Pequeno Porte. In II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, v.1, p. 207-216.

MACHADO, S. L. (1998). Aplicações de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC-USP/São Carlos. 361p.

MANOLIU, I.; DIMITIU, D. V.; RADULESCU, N.; DOBRESCU, G. H. (1985). Load-deformation Characteristics of Drilled Piers. In XI INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, San Francisco, p.1553-1558.

MANOLIU, I.; STOICA, R.; CULITA, C. (1993). Case Studies Concerning Installation of Large Diameter Piles Used in Romania. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.213-216.

MASAHIRO, K.; TAMOTSU, M.; KENJI, M. (1988). Vertical Loading Tests of Large Bored Piles and Their Estimation. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p. 531-539.

MATSUI, T. (1993). Case Studies on Cast-in-place Bored Piles and Some Considerations for Design. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.77-101.

MELLO, V. F. B & AOKI, N. (1993). Updating Realism on Large-diameter Bored Piles. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.35-42.

MEYERHOF, G. G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. *Journal of The Geotechnical Engineering Division*, v.102, GT3, p.195-228.

MEYERHOF, G. G.; MURDOCK, L. J. (1953). An Investigation of The Bearing Capacity of Some Bored and Driven Piles in London Clay. *Geotéchnique*, v.3, p.262-267.

MEYERHOF, G.G. (1988). Some Problems in Predicting Behaviour of Bored Pile Foundations. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.133-143.

MIKI, G. (1989). New Construction and Measurement Method of Bored Piles with Enlarged Base. In XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, p.2742.

MORDHORST, C. (1988). The Ultimate Bored Pile Load Capacity in Granular Soils: A Case History Against the Current Effective Stress Design Theory in Comparison to a Penetration Based Design Method. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.451-455.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. (1996). *Verificação de Desempenho*. Fundação: Teoria e Prática, Hachich *et al.* (eds.), Ed. Pini Ltda., São Paulo, Cap.20 p.723-751.

O'NEILL, M. W.; REESE, L. C. (1972). Behavior of Bored Piles in Beaumont Clay. *Journal of The Geotechnical Engineering Division*, v.98, p.195-213.

O'NEILL, M. W.; REESE, L. C.; BARNES; WANG, S. T.; MORVANT, M.; OCHOA, M. (1992). Effects of Stratigraphic and Construction Details on the Load Transfer Behaviour of Drilled Shafts. *TRB Paper N° 920478*, Transportation Research Board. NRC.

PACHECO SILVA, F. (1970). Uma Nova Construção Gráfica para a Determinação da Pressão de Adensamento de uma Amostra de Solos. In INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, p. 219-224.

PARRY, R. H. G.; SWAIN, C. W. (1977). A Study of Skin Friction on Piles in Stiff Clay. *Ground Engineering*, v.10, n° 8, p.33-37.

PARTOS, A. J.; SANDER, E. J.; HUNGSPRUKE, U. (1989). Performance of Large Diameter Drilled Pier. In PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, London, p.535-537.

PITILAKIS, K.; TSOTSOS, S.; HATZIGOGOS, T. (1988). Pile Tests on Bored Piles in Greece. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.545-551.

POULOS, H. G. (1982). The Influence of Shaft Length on Pile Load Capacity in Clays. *Geotechnique*, v.32, n° 2, p.145-148.

PROMBOON, S.; BRENNER, R. P. (1981). Large Diameter Bored Piles in Bangkok Clay. In IX INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Stockholm, p.815-818.

RADHARKISHNAN, R. ; LEUNG, C. F.; SUBRAHMANYAM, R. F. (1985). Load Tests on Instrumented Large Diameter Bored Piles in Weak Rocks. In PROCEEDINGS OF THE VIII SOUTHEAST ASIAN GEOTECHINICAL CONFERENCE, Kuala Lumpur, p.250-253.

RANDOLPH, M. F. (1983). Settlement Considerations in the Design of Axially Loaded Piles. *Ground Engineering*, v.16, n° 4, p.28-32.

REESE, L. C. (1978). Design and Construction of Drilled Shafts. *Journal of The Geotechnical Engineering Division*, GT1, p.95-116, january.

REESE, L. C.; O'NEILL, M. W. (1988). Field Load Tests of Drilled Shafts. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.145-191.

REZENDE, M. E. B.; MORAIS, R. N. (2000). Recalques de um Edifício por Colapso do Solo. In IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, v.1, p. 304-311.

SILVA, P. E. C. A. (1986). Célula Expansiva Hidrodinâmica – uma Nova Maneira de Executar Provas de Carga. In VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, v.6, p.223-241.

SKEMPTON, A. W. (1959). Cast in situ Bored Piles in London Clay. *Geotéchnique*, december.

SORIC, I.; GRUBIC, N.; HORVAT, K.; SKACAN, B. (1989). Bearing Capacity of Large-diameter-Bored Piles. In XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, p.1065-1066.

TEIXEIRA, C.Z. (1993). Comportamento de Estacas Escavadas em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP. 157p.

TEJCHMAN, A.; GWIZDALA, K. (1988). Comparative Analysis of Bearing Capacity of Large Diameter Bored Pile. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.553-557.

TEPARAKSA, W. (1992). Behaviour of Base-grouted Bored Piles in Bangkok Subsoils. In PILING: EUROPEAN AND WORLDWIDE TRENDS, London, p.296-301.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York, 566p.

TING, W. H.; TOH, C. T. (1985). An Instrumented Bored Pile with Soil Improvement for Increased Shaft Resistance. In XI INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, San Francisco, p.1482-1488.

TOMLINSON, M. J. (1977). *Pile Design and Construction Practice*, Viewpoint Publications, London, 413p.

TORRES, A.; NICHOLSON, R. E.; MORAES, P. P. (1982). Considerações Práticas Sobre a Execução de Provas de Carga de Médio a Grande Porte. In VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Olinda / Recife, p.298-311.

VAN DER VEEN, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. In III INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Switzerland, v. 2, p. 84-90.

VAN IMPE, W. F. (1989). New Trends and Developments in Piling in Middle Europe. *The Association Finnish Civil Engineers*, Helsinki.

VAN IMPE, W. F. (1991). Deformations of Deep Foundations. In X EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Florence, p.1031-1061.

VAN IMPE, W. F.; BROECK, M. V. D; THOOFT, K. (1988). End and Shaft Bearing Capacity of Piles Evaluated Separately out of Static Pile Loading Test Results. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.489-497.

VAN WEELE, A. F. (1979). Some Considerations with Regards to the Bearing Capacity of Foundation Piles. *Geologie*, v.58 (4).

VAN WEELE, A. F. (1993). Quality Assessment Foundation Piles After Installation. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, p.459-467.

VELLOSO, P. P. C. (1981). *Dimensionamento de Fundações Profundas*. Ed. Edgard Blucher Ltda., SP, 142p.

WEBB, D. L. (1976). The Behaviour of Bored Piles in Weathered Diabase. *Geotéchnique*, v.26, n° 2, p.63-72.

WEBB,D.; EVERTS, H. J.; DE BOER, F.; BRONS, K. F. (1994). Bearing Capacity of Piles Influenced by Buiding Stages. In XIII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, New Delhi, p.465-467.

ANEXO I

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
 ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
 DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES
 RESULTADOS OBTIDOS DE RESISTÊNCIA UNITÁRIA, NAS CAMPANHAS DE CPT

Segunda Campanha Realizada (2000)								
	CPT 03		CPT 04		CPT 05		VALORES MÉDIOS	
Profund.	Qc	Fs	Qc	Fs	Qc	Fs	Qc (médio)	Fs (médio)
[metros]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1,00	4,45	0,01	1,66	0,00	4,51	0,01	3,54	0,01
2,00	1,77	0,00	0,94	0,00	0,94	0,00	1,22	0,00
3,00	0,94	0,00	1,14	0,03	1,03	0,00	1,04	0,01
4,00	1,40	0,04	1,80	0,06	1,57	0,04	1,59	0,05
5,00	1,40	0,03	1,60	0,04	1,40	0,04	1,47	0,04
6,00	3,28	0,04	1,80	0,06	1,68	0,04	2,25	0,05
7,00	1,91	0,07	2,17	0,12	1,80	0,09	1,96	0,09
8,00	2,14	0,09	1,80	0,14	2,85	0,14	2,26	0,12
9,00	2,43	0,15	2,34	0,09	1,20	0,12	1,99	0,12
10,00	1,54	0,16	1,66	0,14	1,68	0,13	1,63	0,14
11,00	1,63	0,11	2,00	0,12	1,91	0,18	1,85	0,14
12,00	1,43	0,09	1,71	0,10	1,37	0,08	1,50	0,09
13,00	4,08	0,04	1,20	0,07	1,40	0,07	2,23	0,06
14,00	2,51	0,19	3,20	0,16	2,43	0,17	2,71	0,17
15,00	2,94	0,16	2,94	0,24	2,31	0,13	2,73	0,18
16,00	3,00	0,22	2,43	0,11	3,82	0,17	3,08	0,17
17,00	2,28	0,14	5,14	0,09	3,11	0,18	3,51	0,14
18,00			7,08	0,26	4,62	0,42	5,85	0,34
19,00			3,91	0,32	8,70	0,17	6,31	0,25

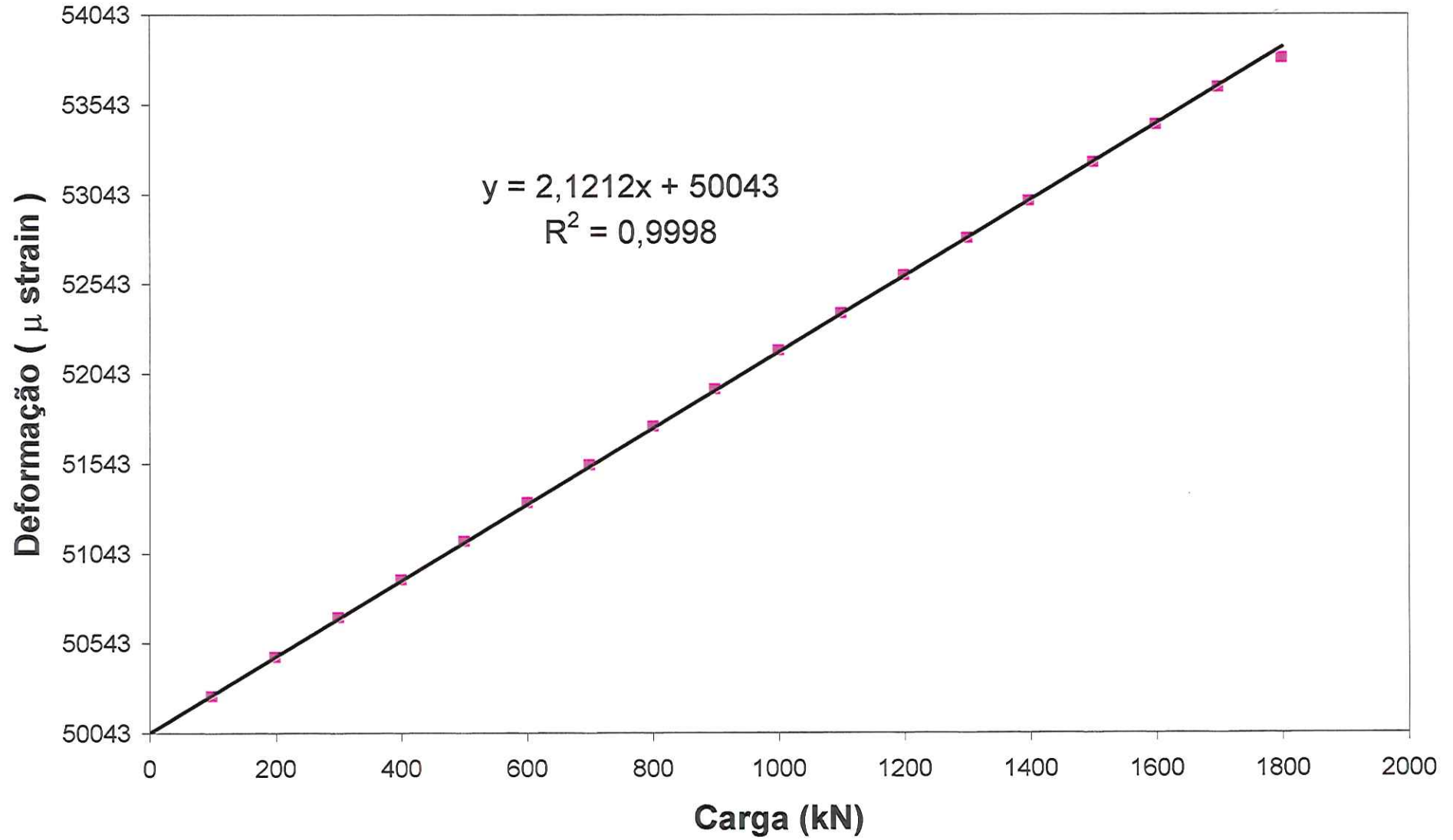
Primeira Campanha Realizada (1988)		
CAMPANHA 01		
Profund.	Qc	Fs
[metros]	[MPa]	[MPa]
1,00	1,66	0,03
2,00	1,06	0,04
3,00	0,78	0,04
4,00	0,9	0,05
5,00	0,96	0,06
6,00	1,24	0,07
7,00	1,9	0,12
8,00	2,82	0,18
9,00	2,88	0,18
10,00	2,96	0,21
11,00	3,02	0,28
12,00	2,88	0,25
13,00	3,72	0,27
14,00	3,58	0,31
15,00	3,72	0,24
16,00	8,7	0,35
17,00	6,8	0,37
18,00	7,1	0,37
19,00	7,5	0,05

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO									
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS									
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES									
SONDAGENS A PERCUSSÃO (SPT)									
Período: Agosto de 1998									
N _{SPT} PARA CADA FURO DA 2ª CAMPANHA DE SONDAAGEM									
Z (m)	SP. 01	SP. 02	SP.03	Mínimo	Máximo	N _{Médio}	δ	v	N _{Caract}
1,3	1	1	1	1	1	1,0	0,00	0,00	1,0
2,3	1	2	1	1	2	1,3	0,58	0,43	0,4
3,3	2	2	1	1	2	1,7	0,58	0,35	0,7
4,3	2	2	1	1	2	1,7	0,58	0,35	0,7
5,3	2	2	3	2	3	2,3	0,58	0,25	1,4
6,3	2	4	3	2	4	3,0	1,00	0,33	1,4
7,3	5	5	6	5	6	5,3	0,58	0,11	4,4
8,3	4	3	3	3	4	3,3	0,58	0,17	2,4
9,3	4	5	4	4	5	4,3	0,58	0,13	3,4
10,3	6	6	3	3	6	5,0	1,73	0,35	2,1
11,3	6	8	4	4	8	6,0	2,00	0,33	2,7
12,3	8	8	9	8	9	8,3	0,58	0,07	7,4
13,3	11	8	11	8	11	10,0	1,73	0,17	7,1
14,3	8	6	10	6	10	8,0	2,00	0,25	4,7
15,3	7	8	12	7	12	9,0	2,65	0,29	4,6
16,3	15	9	17	9	17	13,7	4,16	0,30	6,8
17,3	11	12	13	11	13	12,0	1,00	0,08	10,4
18,3	16	11	12	11	16	13,0	2,65	0,20	8,6
19,3	19	13	10	10	19	14,0	4,58	0,33	6,4
20,3	15	16	5	5	16	12,0	6,08	0,51	2,0
21,3	12	11	9	9	12	10,7	1,53	0,14	8,1
22,3	10	9	11	9	11	10,0	1,00	0,10	8,4
23,3	6	9	28	6	28	14,3	11,93	0,83	-5,4
24,3	26	9	44	9	44	26,3	17,50	0,66	-2,5
25,3	65	90	75	65	90	76,7	12,58	0,16	55,9
26,3	90	113	82	82	113	95,0	16,09	0,17	68,4
27,3	150	65	300	65	300	171,7	118,99	0,69	-24,7

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO											
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS											
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES											
SONDAGENS A PERCUSSÃO (SPT)											
Período: Abril de 1999											
N _{SPT} PARA CADA FURO DA 3ª CAMPANHA DE SONDA GEM											
Z (m)	SP. 01	SP. 02	SP.03	SP.04	SP.05	Mínimo	Máximo	N _{Médl}	δ	υ	N _{Caract}
1,3	2	3	2	2	2	2	3	2	0,45	0,20	1
2,3	1	2	2	1	2	1	2	2	0,55	0,34	1
3,3	2	2	2	1	2	1	2	2	0,45	0,25	1
4,3	3	4	2	2	3	2	4	3	0,84	0,30	1
5,3	3	3	2	2	2	2	3	2	0,55	0,23	1
6,3	3	3	2	3	3	2	3	3	0,45	0,16	2
7,3	2	3	2	3	2	2	3	2	0,55	0,23	1
8,3	3	4	4	5	5	3	5	4	0,84	0,20	3
9,3	6	7	5	4	5	4	7	5	1,14	0,21	4
10,3	5	6	7	7	7	5	7	6	0,89	0,14	5
11,3	7	6	7		7	6	7	7	0,50	0,07	6
12,3	8	9	8		10	8	10	9	0,96	0,11	7
13,3	7	7	9		4	4	9	7	2,06	0,31	3
14,3	10	13	13		11	10	13	12	1,50	0,13	9
15,3	12	11	10		11	10	12	11	0,82	0,07	10
16,3	16				11	11	16	14	3,54	0,26	8
17,3	7				13	7	13	10	4,24	0,42	3
18,3	10				20	10	20	15	7,07	0,47	3
19,3					12	12	12	12			
20,3					10	10	10	10			
21,3					13	13	13	13			
22,3					7	7	7	7			
23,3					8	8	8	8			
24,3					37	37	37	37			
25,3					56	56	56	56			
26,3					80	80	80	80			
27,3					75	75	75	75			

ANEXO II

Calibração da Célula de carga de 2000 kN



ANEXO III

Curva Característica de Sucção

Para a determinação da pressão de sucção, a partir dos valores de teores de umidade medidos em *in situ*, utilizou-se a expressão III, obtida por MACHADO, 1998.

$$\theta = \theta_{sat} \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1000.000}{\psi_r}\right)} \right] \left[\frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m \quad (III)$$

Onde:

θ - Umidade volumétrica

θ_{sat} - Umidade volumétrica saturada

e - Base dos logaritmos neperianos ($e = 2,718$).

ψ_r - Valor de sucção para umidade volumétrica residual, θ_r .

a = Uma aproximação do valor de entrada de ar do solo.

n = Parâmetro o qual controla a inclinação no ponto de inflexão da curva característica de sucção do solo

m = Parâmetro relacionado com a umidade volumétrica residual.

A Tabela III, deste anexo, sumariza os valores adotados para os parâmetros apresentados na equação III.

Tabela III : Valores dos principais parâmetros utilizados no ajuste dos dados experimentais à equação 3.1 (MACHADO, 1998).

Profundidade	θ_{sat} (%)	ψ_r	a (kPa)	n	θ_r (%)	m	r^2
2m	53,8	20000	0,25	1,20	10,0	0,57	0,984
5m	47,6	20000	0,95	1,40	13,6	0,41	0,984
8m	40,6	10000	1,50	1,20	12,4	0,43	0,977

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES

PREVISÃO DA CAPACIDADE CARGA POR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO SATURADA

Tubulão TE 01

Nível D'água em Campo: 10,80m

Diâmetro do fuste =	0.60m	Área do Fuste = 0.283 m ²
Diâmetro da Base =	1.50m	Área = 1.767 m ²

Prof. (m)	w. Grav. (%)	γ_s (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	w. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) (ko=1-sen ϕ)	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	13,3	12,5	27,1	14,2	1,17	16,6	30,7	172	40	10	14	7	45	47	44
2	14,4	13,6	27,1	15,6	0,99	19,6	39,5	33	9	22	31	16	21	26	18
3	16,0	13,8	27,1	16,0	0,96	22,1	45,3	13	4	34	48	25	22	30	17
4	15,6	14,3	27,5	16,5	0,9	22,3	47,7	88	32	46	66	32	60	72	51
5	16,1	14,4	27,5	16,7	0,88	23,2	50,3	58	29	59	84	40	64	79	53
6	17,0	14,7	27,5	17,2	0,84	25,0	55,8	29	23	72	103	50	66	85	53
7	17,1	15,2	27,1	17,8	0,78	26,1	59,6	13	36	87	125	69	80	99	70
8	14,7	16,1	27,1	18,5	0,68	23,7	58,7	26	41	103	148	81	93	115	82
9	17,5	16,6	27,1	19,5	0,63	29,1	75,3	7	33	123	176	97	94	121	81

16

Prof. (m)	τ_1			τ_2			τ_3			τ_4			39
	fs (kPa)	AL ₁ (kN)	ALT ₁ (kN)	fs (kPa)	AL ₂ (kN)	ALT ₂ (kN)	fs (kPa)	AL ₃ (kN)	ALT ₃ (kN)	fs-cone (kPa)	AL ₁ (kN)	ALT ₁ (kN)	
1	45	85	42	47	89	45	44	82	41	29,5	56	28	
2	21	40	82	26	49	94	18	34	75	40,8	77	105	
3	22	42	124	30	57	151	17	33	108	43,6	82	187	
4	60	113	237	72	136	286	51	97	205	52	98	285	
5	64	120	357	79	149	435	53	100	304	60,5	114	399	
6	66	125	482	85	160	595	53	99	403	65,2	123	522	
7	80	151	633	99	186	781	70	133	536	115	217	739	
8	93	175	808	115	217	998	82	155	691	178,5	336	1075	
9	94	178	986	121	227	1225	81	153	844	181,3	342	1417	

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES

PREVISÃO DA CAPACIDADE CARGA POR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO SATURADA

Tubulão TE 02

Nível D'água em Campo: 10,60m

Diâmetro do fuste =	0.60m	Área do Fuste = 0.283 m ²
Diâmetro da Base =	1.50m	Área = 1.767 m ²

Prof. (m)	w. Grav. (%)	γ_s (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	w. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) (ko=1-sen ϕ)	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	12,1	12,5	27,1	14,0	1,17	15,2	28,1	486	83	10	14	7	88	90	87
2	13,7	13,6	27,1	15,5	0,99	18,6	37,4	53	14	22	31	16	26	31	23
3	16,6	13,8	27,1	16,1	0,96	22,9	46,9	10	3	34	48	25	21	29	17
4	17,0	14,3	27,5	16,7	0,9	24,3	52,0	37	25	47	67	32	53	65	44
5	17,7	14,4	27,5	16,9	0,88	25,4	55,2	25	22	59	85	41	58	73	46
6	18,6	14,7	27,5	17,4	0,84	27,3	60,7	15	18	73	105	50	62	81	49
7	19,0	15,2	27,1	18,1	0,78	28,9	66,1	7	33	89	127	70	77	96	68
8	15,2	16,1	27,1	18,6	0,68	24,5	60,7	20	39	104	148	82	91	114	80
9	14,4	16,6	27,1	19,0	0,63	23,9	62,0	24	41	120	171	94	101	126	88

22

Prof. (m)	τ_1			τ_2			τ_3			τ_4			25
	fs (kPa)	AL ₁ (kN)	ALT ₁ (kN)	fs (kPa)	AL ₂ (kN)	ALT ₂ (kN)	fs (kPa)	AL ₃ (kN)	ALT ₃ (kN)	fs-cone (kPa)	AL ₁ (kN)	ALT ₁ (kN)	
1	88	166	83	90	170	85	87	163	82	29,5	56	28	
2	26	49	132	31	59	144	23	43	125	40,8	77	105	
3	21	40	173	29	55	199	17	31	157	43,6	82	187	
4	53	100	273	65	123	322	44	83	240	52	98	285	
5	58	109	381	73	137	460	46	87	327	60,5	114	399	
6	62	118	499	81	153	613	49	92	419	65,2	123	522	
7	77	146	644	96	181	794	68	128	547	115	217	739	
8	91	172	816	114	214	1008	80	151	698	178,5	336	1075	
9	101	190	1006	126	238	1246	88	166	863	181,3	342	1417	

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES

PREVISÃO DA CAPACIDADE CARGA POR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO SATURADA

Tubulão TE 03

Nível D'água em Campo: 9,94m

Diâmetro do fuste =	0.60m	Área do Fuste = 0.283 m ²
Diâmetro da Base =	1.50m	Área = 1.767 m ²

Prof. (m)	w. Grav. (%)	γ_δ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	w. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) (ko=1-sen ϕ)	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	11,8	12,5	27,1	14,0	1,17	14,7	27,3	735	104	10	14	7	109	111	108
2	14,9	13,6	27,1	15,6	0,99	20,2	40,7	26	7	22	31	16	19	24	16
3	16,8	13,8	27,1	16,1	0,96	23,2	47,4	9	3	34	48	25	21	29	16
4	16,5	14,3	27,5	16,7	0,9	23,6	50,4	49	27	47	67	32	55	67	46
5	16,8	14,4	27,5	16,8	0,88	24,2	52,6	39	25	59	84	40	61	76	50
6	17,5	14,7	27,5	17,3	0,84	25,8	57,4	22	21	73	104	50	65	83	51
7	16,6	15,2	27,1	17,7	0,78	25,2	57,5	17	38	87	124	68	81	100	72
8	16,9	16,1	27,1	18,8	0,68	27,2	67,3	10	35	105	151	83	87	110	76
9	17,1	16,6	27,1	19,4	0,63	28,3	73,4	8	33	122	175	96	95	121	82

9

Prof. (m)	τ_1			τ_2			τ_3			τ_4			27,0
	fs (kPa)	AL ₁ (kN)	ALT ₁ (kN)	fs (kPa)	AL ₂ (kN)	ALT ₂ (kN)	fs (kPa)	AL ₃ (kN)	ALT ₃ (kN)	fs-cone (kPa)	AL ₁ (kN)	ALT ₁ (kN)	
1	109	206	103	111	210	105	108	203	101	29,5	56	28	
2	19	36	139	24	46	151	16	30	132	40,8	77	105	
3	21	40	179	29	55	206	16	31	163	43,6	82	187	
4	55	104	283	67	127	333	46	88	250	52	98	285	
5	61	114	397	76	143	476	50	93	344	60,5	114	399	
6	65	122	519	83	157	632	51	96	440	65,2	123	522	
7	81	153	673	100	188	821	72	136	576	115	217	739	
8	87	165	837	110	207	1028	76	143	719	178,5	336	1075	
9	95	179	1016	121	228	1256	82	154	873	181,3	342	1417	

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES

PREVISÃO DA CAPACIDADE CARGA POR RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO SATURADA

Tubulão TE 04

Nível D'água em Campo: 9,90m

Diâmetro do fuste =	0.60m	Área do Fuste = 0.283 m ²
Diâmetro da Base =	1.50m	Área = 1.767 m ²

Prof. (m)	w. Grav. (%)	γ_s (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	w. Vol. (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	σ (ko=0.7) (kPa)	σ (ko=1) (kPa)	σ (kPa) (ko=1-sen ϕ)	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ_3 (kPa)
1	13,4	12,5	27,1	14,2	1,17	16,7	31,0	161	38	10	14	7	43	45	42
2	14,2	13,6	27,1	15,5	0,99	19,4	39,0	36	10	22	31	16	22	27	19
3	16,0	13,8	27,1	16,0	0,96	22,1	45,2	13	4	34	48	25	22	30	17
4	16,2	14,3	27,5	16,6	0,9	23,2	49,5	58	29	47	66	32	57	69	48
5	16,7	14,4	27,5	16,8	0,88	24,0	52,1	42	26	59	84	40	61	76	50
6	17,8	14,7	27,5	17,3	0,84	26,1	58,2	20	20	73	104	50	64	83	50
7	16,5	15,2	27,1	17,7	0,78	25,1	57,4	17	38	87	124	68	81	100	72
8	15,8	16,1	27,1	18,6	0,68	25,5	63,0	15	37	104	149	82	89	112	78
9	17,7	16,6	27,1	19,5	0,63	29,4	76,1	6	32	123	176	97	94	120	81

11

Prof. (m)	τ_1			τ_2			τ_3			τ_4			31,0
	fs (kPa)	AL ₁ (kN)	ALT ₁ (kN)	fs (kPa)	AL ₂ (kN)	ALT ₂ (kN)	fs (kPa)	AL ₃ (kN)	ALT ₃ (kN)	fs-cone (kPa)	AL ₁ (kN)	ALT ₁ (kN)	
1	43	81	41	45	86	43	42	79	39	29,5	56	28	
2	22	41	82	27	51	94	19	35	75	40,8	77	105	
3	22	42	123	30	57	150	17	33	107	43,6	82	187	
4	57	107	230	69	129	280	48	90	198	52	98	285	
5	61	116	346	76	144	424	50	95	292	60,5	114	399	
6	64	121	466	83	156	579	50	95	387	65,2	123	522	
7	81	153	620	100	188	768	72	136	523	115	217	739	
8	89	168	788	112	210	978	78	147	670	178,5	336	1075	
9	94	177	965	120	227	1205	81	152	822	181,3	342	1417	

ANEXO IV

MÉTODO AOKI - VELLOSO (1975) pelo CPT (Campanha 01)

Resistência de Base						
Z	D _b	A _b	q _c	F ₁	r _p	R _p
(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	(kN)
8	1,5	1,766	2260	3,0	753	1331

Resistência por Atrito Lateral									
Z	D _f	ΔL _f	U	f _c	F ₂	r ₁	r ₁ ·ΔL _f	Σ (r ₁ ·ΔL _f)	R _l
(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)
1	0,6	1	1,88	10	6	2	1,667	1,667	3
2	0,6	1	1,88	0	6	0	0,000	1,667	3
3	0,6	1	1,88	10	6	2	1,667	3,333	6
4	0,6	1	1,88	50	6	8	8,333	11,667	22
5	0,6	1	1,88	40	6	7	6,667	18,333	35
6	0,6	1	1,88	50	6	8	8,333	26,667	50
7	0,6	1	1,88	90	6	15	15,000	41,667	79

CARGA DE RUPTURA

R (kN)
pelo CPT
1409

MÉTODO AOKI - VELLOSO (1975) pelo SPT para a 1ª Campanha de Sondagens à Percussão

Resistência de Base								
Z	D _b	A _b	K	N _{médio}	q _c	F ₁	r _p	R _p
(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ²)		(kN/m ²)		(kN/m ²)	(kN)
8	1,5	1,766	600	7	4200	3	1400	2473

Resistência por Atrito Lateral													
Z	D _f	ΔL _f	U	α	N _{médio}	K	q _c	f _c	F ₂	r ₁	r ₁ ·ΔL _f	Σ (r ₁ ·ΔL _f)	R _l
(m)	(m)	(m)	(m)			(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)
1	0,6	1	1,88	0,03	5	600	3120	93,6	6	16	15,600	15,600	29
2	0,6	1	1,88	0,03	5	600	1320	39,6	6	7	6,600	22,200	42
3	0,6	1	1,88	0,03	2	600	2160	64,8	6	11	10,800	33,000	62
4	0,6	1	1,88	0,03	4	600	1800	54	6	9	9,000	42,000	79
5	0,6	1	1,88	0,03	3	600	2400	72	6	12	12,000	54,000	102
6	0,6	1	1,88	0,03	4	600	2640	79,2	6	13	13,200	67,200	127
7	0,6	1	1,88	0,03	4	600	0	0	6	0	0,000	67,200	127

CARGA DE RUPTURA

R (kN)
pelo SPT
2599

MÉTODO AOKI - VELLOSO (1975) pelo SPT para a 2ª Campanha de Sondagens à Percussão

Resistência de Base									CARGA DE RUPTURA				
Z	D _b	A _b	K	N _{médio}	q _c	F ₁	r _p	R _p	R (kN)				
(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ²)		(kN/m ²)		(kN/m ²)	(kN)	pelo SPT				
8	1,5	1,766	600	5,3	3180	3	1060	1872	1940				
Resistência por Atrito Lateral													
Z	D _f	ΔL _f	U	α	N _{médio}	K	q _c	f _c	F ₂	r _l	r _l · ΔL _f	Σ (r _l · ΔL _f)	R _l
(m)	(m)	(m)	(m)			(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)
1	0,6	1	1,88	0,03	1	600	600	18	6	3	3,000	3,000	6
2	0,6	1	1,88	0,03	1	600	600	18	6	3	3,000	6,000	11
3	0,6	1	1,88	0,03	1	600	780	23,4	6	4	3,900	9,900	19
4	0,6	1	1,88	0,03	2	600	1020	30,6	6	5	5,100	15,000	28
5	0,6	1	1,88	0,03	2	600	1020	30,6	6	5	5,100	20,100	38
6	0,6	1	1,88	0,03	2	600	1380	41,4	6	7	6,900	27,000	51
7	0,6	1	1,88	0,03	3	600	1800	54	6	9	9,000	36,000	68

MÉTODO AOKI - VELLOSO (1975) pelo SPT para a 3ª Campanha de Sondagens à Percussão

Resistência de Base									CARGA DE RUPTURA				
Z	D _b	A _b	K	N _{médio}	q _c	F ₁	r _p	R _p	R (kN)				
(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ²)		(kN/m ²)		(kN/m ²)	(kN)	pelo SPT				
8	1,5	1,766	600	2,4	1440	3	480	848	937				
Resistência por Atrito Lateral													
Z	D _f	ΔL _f	U	α	N _{médio}	K	q _c	f _c	F ₂	r _l	r _l · ΔL _f	Σ (r _l · ΔL _f)	R _l
(m)	(m)	(m)	(m)			(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)
1	0,6	1	1,88	0,03	2	600	1320	40	6	7	6,600	6,600	12
2	0,6	1	1,88	0,03	2	600	1320	40	6	7	6,600	13,200	25
3	0,6	1	1,88	0,03	2	600	960	29	6	5	4,800	18,000	34
4	0,6	1	1,88	0,03	2	600	1080	32	6	5	5,400	23,400	44
5	0,6	1	1,88	0,03	3	600	1680	50	6	8	8,400	31,800	60
6	0,6	1	1,88	0,03	2	600	1440	43	6	7	7,200	39,000	73
7	0,6	1	1,88	0,03	3	600	1680	50	6	8	8,400	47,400	89



MÉTODO DÉCOURT - QUARESMA (1978) para a 1ª Campanha de Sondagens à Percussão						
Resistência de Base						
Z	D _b	A _b	N _p médio	C	r _p	R _p
(m)	(m)	(m ²)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
8	1,5	1,766	7	400	2680	2367
Resistência por Atrito Lateral						
Z	D _f	S _L	N médio	N _L médio	r _l	R _l
(m)	(m)	(m ²)			(kN/m ²)	(kN)
1	0,6	13,19	5	5	24	155
2			5	5		
3			2	3		
4			4	4		
5			3	3		
6			4	4		
7			4	4		

N _L > 3 para tubulões		
N _L < 15 para tubulões		
N _L MÉDIO = 4.0571		

CARGA DE RUPTURA		
α	β	R (kN)
0,5	0,5	<u>2522</u>

$$R_p = r_p \cdot A_b$$

$$R_L = r_l \cdot S_L$$

$$r_p = C \cdot N_p$$

$$r_l = 10(1 + N_L/3) \text{ (kPa)}$$

MÉTODO DÉCOURT - QUARESMA (1978) para a 2ª Campanha de Sondagens à Percussão						
Resistência de Base						
Z	D _b	A _b	N _p médio	C	r _p	R _p
(m)	(m)	(m ²)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
8	1,5	1,766	4	400	1560	1378
Resistência por Atrito Lateral						
Z	D _f	S _L	N médio	N _L médio	r _l	R _l
(m)	(m)	(m ²)			(kN/m ²)	(kN)
1	0,6	13,19	1	3	20	132
2			1	3		
3			1	3		
4			2	3		
5			2	3		
6			2	3		
7			3	3		

N _L > 3 para tubulões		
N _L < 15 para tubulões		
N _L MÉDIO = 3,0		

CARGA DE RUPTURA		
α	β	R (kN)
0,5	0,5	<u>1510</u>

$$R_p = r_p \cdot A_b$$

$$R_L = r_l \cdot S_L$$

$$r_p = C \cdot N_p$$

$$r_l = 10(1 + N_L/3) \text{ (kPa)}$$

MÉTODO DECÓURT - QUARESMA (1978) para a 3ª Campanha de Sondagens à Percussão

Resistência de Base

Z (m)	D _b (m)	A _b (m ²)	N _{P médio}	C (kN/m ²)	r _p (kN/m ²)	R _p (kN)
8	1,5	1,766	3	400	1240	1095

Resistência por Atrito Lateral

Z (m)	D _f (m)	S _L (m ²)	N _{médio}	N _{L médio}	r _l (kN/m ²)	R _l (kN)
1	0,6	13,19	2	3	20	132
2			2	3		
3			2	3		
4			2	3		
5			3	3		
6			2	3		
7			3	3		

N_L > 3 para tubulões

N_L < 15 para tubulões

N_{L MÉDIO} = 3,0

CARGA DE RUPTURA

α	β	R (kN)
0,5	0,5	<u>1227</u>

$$R_p = r_p \cdot A_b$$

$$R_L = r_l \cdot S_L$$

$$r_p = C \cdot N_p$$

$$r_l = 10(1 + N_L/3) \text{ (kPa)}$$

METODO VELLOSO (1981)										
Resistência de Base										
Z	D _b	A _b	α	β	q _c	q _{c1}	q _{c2}	r _p	R _p	
(m)	(m)	(m ²)			(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)	
1					3540					
2					1220					
3					1040					
4					1590					
5					1470					
6					2250					
7					1960					
8					2260					
9					1990					
10					1630					
11					1850					
12					1500					
13					2230					
14	1,5	1,766	0,5	0,349	2710	1277,5	1985	1631,250	503	
CARGA DE RUPTURA										
R										
(kN)										
739										
Z	D _f	ΔL _f	U	α	λ	f _c	r _i	r _i · ΔL _f	Σ (r _i · ΔL _f)	R _i
(m)	(m)	(m)	(m)			(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)
1	0,6	1	1,88			10	10	10,000	10,000	9
2	0,6	1	1,88			0	0	0,000	10,000	9
3	0,6	1	1,88			10	10	10,000	20,000	19
4	0,6	1	1,88			50	50	50,000	70,000	66
5	0,6	1	1,88			40	40	40,000	110,000	104
7	0,6	1	1,88			50	50	50,000	160,000	151
6	0,6	1	1,88	0,5	1	90	90	90,000	250,000	236

ANEXO V

METODO DE FRANKE (1985) CAMPANHA 01				
ATRITO LATERAL				
s_u (cm)	$f_{s, \max}$ (kN/m ²)	s (cm)	s (mm)	$Q_{F(s)}$ (kN)
0,9	10	0	0	0
0,9	10	0,9	9	123
0,9	10	6	60	123

METODO DE FRANKE (1985) CAMPANHA 01			
CAMPANHA 01			
	q_c (MPa)	q_c (kN/m ²)	q_c médio (MPa)
1	1,66	1660	1
2	1,06	1060	
3	0,78	780	
4	0,90	900	$f_{s, \max}$ (kN/m ²)
5	0,96	960	10
6	1,24	1240	
7	1,90	1900	
8	2,82	2820	

METODO DE FRANKE (1985) CAMPANHA 02				
ATRITO LATERAL				
s_u (cm)	$f_{s, \max}$ (kN/m ²)	s (cm)	s (mm)	$Q_{F(s)}$ (kN)
0,9	15	0	0	0
0,9	15	0,9	9	189
0,9	15	6	60	189

METODO DE FRANKE (1985) CAMPANHA 02			
CAMPANHA 02			
	q_c (MPa)	q_c (kN/m ²)	q_c médio (MPa)
1	3,54	3540	2
2	1,22	1220	
3	1,04	1040	
4	1,59	1590	$f_{s, \max}$ (kN/m ²)
5	1,47	1470	15
6	2,25	2250	
7	1,96	1960	
8	2,26	2260	

METODO DE FRANKE CAMPANHA 01					CAMPANHA 01		
					q _c (MPa) q _c (kN/m ²)		q* _c (MPa) = 2
RESISTENCIA DE BASE					1	1,66	1660
q _c (MN/m ²)	s (cm)	s (mm)	q _s (MN/m ²)	Q _{B(s)} (kN)	2	1,06	1060
2,115	0	0	0,00	0	3	0,78	780
2,115	3	30	0,15	262	4	0,90	900
2,115	4,5	45	0,19	336	5	0,96	960
2,115	15	150	0,42	747	6	1,24	1240
					7	1,90	1900
					8	2,82	2820

METODO DE FRANKE CAMPANHA 02					CAMPANHA 02		
					q _c (MPa) q _c (kN/m ²)		q* _c (MPa) = 2
RESISTENCIA DE BASE					1	3,54	3540
q _c (MN/m ²)	s (cm)	s (mm)	q _s (MN/m ²)	Q _{B(s)} (kN)	2	1,22	1220
1,695	0	0	0,00	0	3	1,04	1040
1,695	3	30	0,12	210	4	1,59	1590
1,695	4,5	45	0,15	269	5	1,47	1470
1,695	15	150	0,34	599	6	2,25	2250
					7	1,96	1960
					8	2,26	2260

MÉTODO DE KRUIZINGA (1988) CAMPANHA 1

ATRITO LATERAL									
β_1	β_2	D_f (cm)	$f_{s, ult}$ (kN/cm ²)	s^*100/D_f	$\log(100/D_f)$	s (cm)	s (mm)	f_s (kN/m ²)	$Q_{F(s)}$ (kN)
0,5	0,5	60	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,5	60	0,000789286	0,833333333	-0,079181246	0,5	5	4	48
0,5	0,5	60	0,000789286	1,666666667	0,22184875	1	10	5	61
0,5	0,5	60	0,000789286	2,5	0,397940009	1,5	15	6	80
0,5	0,5	60	0,000789286	3,333333333	0,522878745	2	20	8	102
0,5	0,5	60	0,000789286	4,166666667	0,619788758	2,5	25	10	127
0,5	0,5	60	0,000789286	5	0,698970004	3	30	12	154
0,5	0,5	60	0,000789286	5,833333333	0,765916794	3,5	35	15	183
0,5	0,5	60	0,000789286	6,666666667	0,823908741	4	40	17	214
0,5	0,5	60	0,000789286	7,5	0,875061263	4,5	45	19	246
0,5	0,5	60	0,000789286	8,333333333	0,920818754	5	50	22	279
0,5	0,5	60	0,000789286	9,166666667	0,962211439	5,5	55	25	313
0,5	0,5	60	0,000789286	10	1	6	60	28	349
0,5	0,5	60	0,000789286	10,833333333	1,034762106	6,5	65	30	385
0,5	0,5	60	0,000789286	11,666666667	1,06694679	7	70	33	422
0,5	0,5	60	0,000789286	12,5	1,096910013	7,5	75	36	460
0,5	0,5	60	0,000789286	13,333333333	1,124938737	8	80	39	498
0,5	0,5	60	0,000789286	14,166666667	1,151267675	8,5	85	43	537
0,5	0,5	60	0,000789286	15	1,176091259	9	90	46	577
0,5	0,5	60	0,000789286	15,833333333	1,199572355	9,5	95	49	618
0,5	0,5	60	0,000789286	16,666666667	1,22184875	10	100	52	658

CAMPANHA 1				
	q_c (MPa)	q_c (KPa)	q_c (kN/cm ²)	q_c MÉDIO (kN/cm ²)
1	1,66	1660	0,166	0,121
2	1,06	1060	0,106	$f_{s max}$ (kN/cm ²) 0,00079
3	0,78	780	0,078	
4	0,9	900	0,09	
5	0,96	960	0,096	
6	1,24	1240	0,124	
7	1,9	1900	0,19	

MÉTODO DE KRUIZINGA (1988) CAMPANHA 2									
ATRITO LATERAL									
β_1	β_2	D_f (cm)	$f_{s, ult}$ (kN/cm ²)	$s*100/D_f$	$\log(100/D_f)$	s (cm)	s (mm)	f_s (kN/m ²)	$Q_{F(s)}$ (kN)
0,5	0,5	60	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,5	60	0,001213643	0,833333333	-0,079181246	0,5	5	6	74
0,5	0,5	60	0,001213643	1,666666667	0,22184875	1	10	7	94
0,5	0,5	60	0,001213643	2,5	0,397940009	1,5	15	10	122
0,5	0,5	60	0,001213643	3,333333333	0,522878745	2	20	12	157
0,5	0,5	60	0,001213643	4,166666667	0,619788758	2,5	25	15	195
0,5	0,5	60	0,001213643	5	0,698970004	3	30	19	237
0,5	0,5	60	0,001213643	5,833333333	0,765916794	3,5	35	22	282
0,5	0,5	60	0,001213643	6,666666667	0,823908741	4	40	26	329
0,5	0,5	60	0,001213643	7,5	0,875061263	4,5	45	30	378
0,5	0,5	60	0,001213643	8,333333333	0,920818754	5	50	34	429
0,5	0,5	60	0,001213643	9,166666667	0,962211439	5,5	55	38	482
0,5	0,5	60	0,001213643	10	1	6	60	42	536
0,5	0,5	60	0,001213643	10,833333333	1,034762106	6,5	65	47	592
0,5	0,5	60	0,001213643	11,666666667	1,06694679	7	70	51	649
0,5	0,5	60	0,001213643	12,5	1,096910013	7,5	75	56	707
0,5	0,5	60	0,001213643	13,333333333	1,124938737	8	80	61	766
0,5	0,5	60	0,001213643	14,166666667	1,151267675	8,5	85	65	826
0,5	0,5	60	0,001213643	15	1,176091259	9	90	70	887
0,5	0,5	60	0,001213643	15,833333333	1,199572355	9,5	95	75	950
0,5	0,5	60	0,001213643	16,666666667	1,22184875	10	100	80	1013

CAMPANHA 2				
	q_c (MPa)	q_c (KPa)	q_c (kN/cm ²)	q_c MÉDIO (kN/cm ²)
1	3,54	3540	0,354	0,187
2	1,22	1220	0,122	
3	1,04	1040	0,104	
4	1,59	1590	0,159	$f_{s, max}$ (kN/cm ²)
5	1,47	1470	0,147	0,00121
6	2,25	2250	0,225	
7	1,96	1960	0,196	

MÉTODO DE KRUIZINGA (1988) CAMPANHA 1						
RESISTÊNCIA DE BASE						
α	$q_{s, ult}$ (kN/cm ²)	s (cm)	s (mm)	q_s (kN/cm ²)	q_s (kN/m ²)	$Q_{B(s)}$ (kN)
15	0,141	0	0	0	0	0
15	0,141	0,5	5	0,010417259	104	184
15	0,141	1	10	0,02006487	201	354
15	0,141	1,5	15	0,028999718	290	512
15	0,141	2	20	0,037274442	373	658
15	0,141	2,5	25	0,0449378	449	794
15	0,141	3	30	0,052035014	520	919
15	0,141	3,5	35	0,05860786	586	1035
15	0,141	4	40	0,064695	647	1143
15	0,141	4,5	45	0,0703326	703	1242
15	0,141	5	50	0,075553597	756	1335
15	0,141	5,5	55	0,08038886	804	1420
15	0,141	6	60	0,08486688	849	1499
15	0,141	6,5	65	0,089014074	890	1573
15	0,141	7	70	0,0928548	929	1640
15	0,141	7,5	75	0,09641188	964	1703
15	0,141	8	80	0,099706111	997	1761
15	0,141	8,5	85	0,1027569	1028	1815
15	0,141	9	90	0,105582401	1056	1865
15	0,141	9,5	95	0,108199098	1082	1911
15	0,141	10	100	0,11062247	1106	1954
15	0,141	10,5	105	0,1128668	1129	1994
15	0,141	11	110	0,114945	1149	2031
15	0,141	11,5	115	0,11687	1169	2065
15	0,141	12	120	0,118653	1187	2096
15	0,141	12,5	125	0,120304	1203	2125
15	0,141	13	130	0,12183307	1218	2152
15	0,141	13,5	135	0,123249	1232	2177
15	0,141	14	140	0,1245606	1246	2200
15	0,141	14,5	145	0,125775	1258	2222
15	0,141	15	150	0,1269	1269	2242

CAMPANHA 1				
	q_c (MPa)	q_c (KPa)	q_c (kN/cm ²)	$q_c \cdot s$ (kN/cm ²)
1	1,66	1660	0,166	0,14100
2	1,06	1060	0,106	
3	0,78	780	0,078	
4	0,9	900	0,09	
5	0,96	960	0,096	
6	1,24	1240	0,124	
7	1,9	1900	0,19	
8	2,82	2820	0,282	

MÉTODO DE KRUIZINGA (1988) CAMPANHA 2						
RESISTÊNCIA DE BASE						
α	$q_{s, ult}$ (kN/cm ²)	s (cm)	s (mm)	q_s (kN/cm ²)	q_s (kN/m ²)	$Q_{B(s)}$ (kN)
15	0,113	0	0	0	0	0
15	0,113	0,5	5	0,008348584	83	147
15	0,113	1	10	0,01608	161	284
15	0,113	1,5	15	0,0232409	232	411
15	0,113	2	20	0,0298724	299	528
15	0,113	2,5	25	0,036013996	360	636
15	0,113	3	30	0,0417018	417	737
15	0,113	3,5	35	0,0469694	470	830
15	0,113	4	40	0,05184784	518	916
15	0,113	4,5	45	0,05636584	564	996
15	0,113	5	50	0,06055	606	1070
15	0,113	5,5	55	0,064425	644	1138
15	0,113	6	60	0,068013889	680	1202
15	0,113	6,5	65	0,0713375	713	1260
15	0,113	7	70	0,07441559	744	1315
15	0,113	7,5	75	0,07726626	773	1365
15	0,113	8	80	0,07990631	799	1412
15	0,113	8,5	85	0,082351	824	1455
15	0,113	9	90	0,0846156	846	1495
15	0,113	9,5	95	0,08671275	867	1532
15	0,113	10	100	0,088654	887	1566
15	0,113	10,5	105	0,0904535	905	1598
15	0,113	11	110	0,09211929	921	1627
15	0,113	11,5	115	0,09366199	937	1655
15	0,113	12	120	0,0950907	951	1680
15	0,113	12,5	125	0,096411386	964	1703
15	0,113	13	130	0,09763927	976	1725
15	0,113	13,5	135	0,09877414	988	1745
15	0,113	14	140	0,0998251	998	1764
15	0,113	14,5	145	0,100798	1008	1781
15	0,113	15	150	0,1017	1017	1797

CAMPANHA 2				
	q_c (MPa)	q_c (KPa)	q_c (kN/cm ²)	$q_{c \cdot}$ (kN/cm ²)
1	3,54	3540	0,354	0,11300
2	1,22	1220	0,122	
3	1,04	1040	0,104	
4	1,59	1590	0,159	
5	1,47	1470	0,147	
6	2,25	2250	0,225	
7	1,96	1960	0,196	
8	2,26	2260	0,226	

MÉTODO DE TEJCHMAN & GWIZDALA (1988) CAMPANHA 01

ATRITO LATERAL							
s_u (cm)	$f_{s, \max}$ (kN/m ²)	s (cm)	s/s_u	SQRT(s/s_u)	s (mm)	f_s (kN/m ²)	$Q_{F(s)}$ (kN)
2	59	0	0	0	0	0	0
2	59	0,01	0,005	0,07071068	0,1	4	53
2	59	0,02	0,01	0,1	0,2	6	74
2	59	0,03	0,015	0,12247449	0,3	7	91
2	59	0,04	0,02	0,14142136	0,4	8	105
2	59	0,05	0,025	0,15811388	0,5	9	118
2	59	0,1	0,05	0,2236068	1	13	167
2	59	0,15	0,075	0,27386128	1,5	16	204
2	59	0,2	0,1	0,31622777	2	19	236
2	59	0,25	0,125	0,35355339	2,5	21	263
2	59	0,3	0,15	0,38729833	3	23	288
2	59	0,35	0,175	0,41833001	3,5	25	312
2	59	0,4	0,2	0,4472136	4	26	333
2	59	0,45	0,225	0,47434165	4,5	28	353
2	59	0,5	0,25	0,5	5	30	372
2	59	0,6	0,3	0,54772256	6	32	408
2	59	0,7	0,35	0,59160798	7	35	441
2	59	0,8	0,4	0,63245553	8	37	471
2	59	0,9	0,45	0,67082039	9	40	500
2	59	1	0,5	0,70710678	10	42	527
2	59	1,1	0,55	0,74161985	11	44	552
2	59	1,2	0,6	0,77459667	12	46	577
2	59	1,3	0,65	0,80622577	13	48	600
2	59	1,4	0,7	0,83666003	14	49	623
2	59	1,5	0,75	0,8660254	15	51	645
2	59	1,6	0,8	0,89442719	16	53	666
2	59	1,7	0,85	0,92195445	17	54	687
2	59	1,8	0,9	0,9486833	18	56	707
2	59	1,9	0,95	0,97467943	19	58	726
2	59	2	1	1	20	59	745
2	59	2,5	1,25	1,11803399	25	59	745
2	59	3	1,5	1,22474487	30	59	745
2	59	3,5	1,75	1,32287566	35	59	745
2	59	4	2	1,41421356	40	59	745
2	59	4,5	2,25	1,5	45	59	745
2	59	5	2,5	1,58113883	50	59	745
2	59	5,5	2,75	1,6583124	55	59	745
2	59	6	3	1,73205081	60	59	745
2	59	6,5	3,25	1,80277564	65	59	745
2	59	7	3,5	1,87082869	70	59	745
2	59	7,5	3,75	1,93649167	75	59	745
2	59	8	4	2	80	59	745
2	59	8,5	4,25	2,06155281	85	59	745
2	59	9	4,5	2,12132034	90	59	745
2	59	9,5	4,75	2,17944947	95	59	745
2	59	10	5	2,23606798	100	59	745
2	59	10,5	5,25	2,29128785	105	59	745
2	59	11	5,5	2,34520788	110	59	745

MÉTODO DE TEJCHMAN & GWIZDALA (1988) CAMPANHA 02

ATRITO LATERAL

s_u (cm)	$f_{s, \max}$ (kN/m ²)	s (cm)	s/s_u	SQRT(s/s_u)	s (mm)	f_s (kN/m ²)	$Q_{F(s)}$ (kN)
2	36	0	0	0	0	0	0
2	36	0,01	0,005	0,07071068	0,1	3	32
2	36	0,02	0,01	0,1	0,2	4	45
2	36	0,03	0,015	0,12247449	0,3	4	56
2	36	0,04	0,02	0,14142136	0,4	5	64
2	36	0,05	0,025	0,15811388	0,5	6	72
2	36	0,1	0,05	0,2236068	1	8	102
2	36	0,15	0,075	0,27386128	1,5	10	124
2	36	0,2	0,1	0,31622777	2	11	144
2	36	0,25	0,125	0,35355339	2,5	13	161
2	36	0,3	0,15	0,38729833	3	14	176
2	36	0,35	0,175	0,41833001	3,5	15	190
2	36	0,4	0,2	0,4472136	4	16	203
2	36	0,45	0,225	0,47434165	4,5	17	216
2	36	0,5	0,25	0,5	5	18	227
2	36	0,6	0,3	0,54772256	6	20	249
2	36	0,7	0,35	0,59160798	7	21	269
2	36	0,8	0,4	0,63245553	8	23	287
2	36	0,9	0,45	0,67082039	9	24	305
2	36	1	0,5	0,70710678	10	25	321
2	36	1,1	0,55	0,74161985	11	27	337
2	36	1,2	0,6	0,77459667	12	28	352
2	36	1,3	0,65	0,80622577	13	29	366
2	36	1,4	0,7	0,83666003	14	30	380
2	36	1,5	0,75	0,8660254	15	31	394
2	36	1,6	0,8	0,89442719	16	32	406
2	36	1,7	0,85	0,92195445	17	33	419
2	36	1,8	0,9	0,9486833	18	34	431
2	36	1,9	0,95	0,97467943	19	35	443
2	36	2	1	1	20	36	454
2	36	2,5	1,25	1,11803399	25	36	454
2	36	3	1,5	1,22474487	30	36	454
2	36	3,5	1,75	1,32287566	35	36	454
2	36	4	2	1,41421356	40	36	454
2	36	4,5	2,25	1,5	45	36	454
2	36	5	2,5	1,58113883	50	36	454
2	36	5,5	2,75	1,6583124	55	36	454
2	36	6	3	1,73205081	60	36	454
2	36	6,5	3,25	1,80277564	65	36	454
2	36	7	3,5	1,87082869	70	36	454
2	36	7,5	3,75	1,93649167	75	36	454
2	36	8	4	2	80	36	454
2	36	8,5	4,25	2,06155281	85	36	454
2	36	9	4,5	2,12132034	90	36	454
2	36	9,5	4,75	2,17944947	95	36	454
2	36	10	5	2,23606798	100	36	454
2	36	10,5	5,25	2,29128785	105	36	454
2	36	11	5,5	2,34520788	110	36	454

MÉTODO DE TEJCHMAN & GWIZDALA (1988) CAMPANHA 1

RESISTÊNCIA DE BASE

a_1	α_1	$q_{s, ult}$ (kN/cm ²)	s (cm)	s (mm)	$s/(\alpha_1 \cdot q_{s, ult})$	$(a_1 + s/(\alpha_1 \cdot q_{s, ult}))$	q_s (kN/cm ²)	q_s (kN/m ²)	$Q_{F(s)}$ (kN)
0,55	1,25	0,282	0	0	0	0,55	0	0	0
0,55	1,25	0,282	0,01	0,1	0,028368794	0,578368794	0,017290006	173	305
0,55	1,25	0,282	0,02	0,2	0,056737589	0,606737589	0,032963179	330	582
0,55	1,25	0,282	0,03	0,3	0,085106383	0,635106383	0,047236181	472	834
0,55	1,25	0,282	0,04	0,4	0,113475177	0,663475177	0,060288616	603	1065
0,55	1,25	0,282	0,05	0,5	0,141843972	0,691843972	0,07227063	723	1277
0,55	1,25	0,282	0,1	1	0,283687943	0,833687943	0,119948958	1199	2119
0,55	1,25	0,282	0,15	1,5	0,425531915	0,975531915	0,153762268	1538	2716
0,55	1,25	0,282	0,2	2	0,567375887	1,117375887	0,178990797	1790	3162
0,55	1,25	0,282	0,25	2,5	0,709219858	1,259219858	0,198535624	1985	3507
0,55	1,25	0,282	0,3	3	0,85106383	1,40106383	0,214123007	2141	3783
0,55	1,25	0,282	0,35	3,5	0,992907801	1,542907801	0,226844404	2268	4007
0,55	1,25	0,282	0,4	4	1,134751773	1,684751773	0,2374237	2374	4194
0,55	1,25	0,282	0,45	4,5	1,276595745	1,826595745	0,24635993	2464	4352
0,55	1,25	0,282	0,5	5	1,418439716	1,968439716	0,254008287	2540	4487
0,55	1,25	0,282	1	10	2,836879433	3,386879433	0,295257041	2953	5216
0,55	1,25	0,282	1,5	15	4,255319149	4,805319149	0,312154085	3122	5515
0,55	1,25	0,282	2	20	5,673758865	6,223758865	0,321349211	3213	5677
0,55	1,25	0,282	2,5	25	7,092198582	7,642198582	0,327130992	3271	5779
0,55	1,25	0,282	3	30	8,510638298	9,060638298	0,331102501	3311	5849
0,55	1,25	0,282	3,5	35	9,929078014	10,47907801	0,333998849	3340	5900
0,55	1,25	0,282	4	40	11,34751773	11,89751773	0,336204584	3362	5939
0,55	1,25	0,282	4,5	45	12,76595745	13,31595745	0,337940401	3379	5970
0,55	1,25	0,282	5	50	14,18439716	14,73439716	0,339342013	3393	5995
0,55	1,25	0,282	5,5	55	15,60283688	16,15283688	0,340497464	3405	6015
0,55	1,25	0,282	6	60	17,0212766	17,5712766	0,341466368	3415	6032
0,55	1,25	0,282	6,5	65	18,43971631	18,98971631	0,342290527	3423	6047
0,55	1,25	0,282	7	70	19,85815603	20,40815603	0,343000122	3430	6059
0,55	1,25	0,282	7,5	75	21,27659574	21,82659574	0,343617488	3436	6070
0,55	1,25	0,282	8	80	22,69503546	23,24503546	0,344159509	3442	6080
0,55	1,25	0,282	8,5	85	24,11347518	24,66347518	0,344639186	3446	6088
0,55	1,25	0,282	9	90	25,53191489	26,08191489	0,345066688	3451	6096
0,55	1,25	0,282	9,5	95	26,95035461	27,50035461	0,345450091	3455	6103
0,55	1,25	0,282	10	100	28,36879433	28,91879433	0,345795882	3458	6109
0,55	1,25	0,282	10,5	105	29,78723404	30,33723404	0,346109338	3461	6114

MÉTODO DE TEJCHMAN & GWIZDALA (1988) CAMPANHA 2

RESISTÊNCIA DE BASE

a_1	α_1	$q_{s, ult}$ (kN/cm ²)	s (cm)	s (mm)	$s/(\alpha_1 \cdot q_{s, ult})$	$(a_1 + s/(\alpha_1 \cdot q_{s, ult}))$	q_s (kN/cm ²)	q_s (kN/m ²)	$Q_{F(s)}$ (kN)
0,55	1,25	0,226	0	0	0	0,55	0	0	0
0,55	1,25	0,226	0,01	0,1	0,03539823	0,58539823	0,017082389	171	302
0,55	1,25	0,226	0,02	0,2	0,07079646	0,62079646	0,032216679	322	569
0,55	1,25	0,226	0,03	0,3	0,10619469	0,65619469	0,045718139	457	808
0,55	1,25	0,226	0,04	0,4	0,14159292	0,69159292	0,057837492	578	1022
0,55	1,25	0,226	0,05	0,5	0,17699115	0,72699115	0,068776628	688	1215
0,55	1,25	0,226	0,1	1	0,353982301	0,903982301	0,110621635	1106	1954
0,55	1,25	0,226	0,15	1,5	0,530973451	1,080973451	0,138763815	1388	2451
0,55	1,25	0,226	0,2	2	0,707964602	1,257964602	0,158986986	1590	2809
0,55	1,25	0,226	0,25	2,5	0,884955752	1,434955752	0,1742214	1742	3078
0,55	1,25	0,226	0,3	3	1,061946903	1,611946903	0,186110349	1861	3288
0,55	1,25	0,226	0,35	3,5	1,238938053	1,788938053	0,195646797	1956	3456
0,55	1,25	0,226	0,4	4	1,415929204	1,965929204	0,203466126	2035	3594
0,55	1,25	0,226	0,45	4,5	1,592920354	2,142920354	0,209993805	2100	3710
0,55	1,25	0,226	0,5	5	1,769911504	2,319911504	0,215525463	2155	3807
0,55	1,25	0,226	1	10	3,539823009	4,089823009	0,244509358	2445	4320
0,55	1,25	0,226	1,5	15	5,309734513	5,859734513	0,255984294	2560	4522
0,55	1,25	0,226	2	20	7,079646018	7,629646018	0,262135359	2621	4631
0,55	1,25	0,226	2,5	25	8,849557522	9,399557522	0,265969967	2660	4699
0,55	1,25	0,226	3	30	10,61946903	11,16946903	0,268589312	2686	4745
0,55	1,25	0,226	3,5	35	12,38938053	12,93938053	0,270492084	2705	4779
0,55	1,25	0,226	4	40	14,15929204	14,70929204	0,271936949	2719	4804
0,55	1,25	0,226	4,5	45	15,92920354	16,47920354	0,27307145	2731	4824
0,55	1,25	0,226	5	50	17,69911504	18,24911504	0,273985889	2740	4840
0,55	1,25	0,226	5,5	55	19,46902655	20,01902655	0,274738634	2747	4854
0,55	1,25	0,226	6	60	21,23893805	21,78893805	0,275369088	2754	4865
0,55	1,25	0,226	6,5	65	23,00884956	23,55884956	0,275904814	2759	4874
0,55	1,25	0,226	7	70	24,77876106	25,32876106	0,276365669	2764	4882
0,55	1,25	0,226	7,5	75	26,54867257	27,09867257	0,276766324	2768	4889
0,55	1,25	0,226	8	80	28,31858407	28,86858407	0,277117852	2771	4896
0,55	1,25	0,226	8,5	85	30,08849558	30,63849558	0,277428765	2774	4901
0,55	1,25	0,226	9	90	31,85840708	32,40840708	0,277705719	2777	4906
0,55	1,25	0,226	9,5	95	33,62831858	34,17831858	0,277953989	2780	4910
0,55	1,25	0,226	10	100	35,39823009	35,94823009	0,278177812	2782	4914
0,55	1,25	0,226	10,5	105	37,16814159	37,71814159	0,278380629	2784	4918

ANEXO VI

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPER. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
<i>Responsável: Túlia Ribeiro Santos</i>							
<i>Data de Início: 11/01/00</i>			<i>Hora de Início: 14:00 h</i>				
<i>Data de Término: 11/01/00</i>			<i>Hora de Término: 22:30 h</i>				
Número da Prova de Carga: 01 (FUSTE) Tubulão TE 01							
<i>Tipo de Carregamento: Rápido</i>							
<i>Estado do Solo: Não Inundado</i>							
<i>Zero da Célula: 50047</i>			<i>Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$</i>				
<i>Nível d'água em campo: 10,80m</i>							
Planilha para o Atrito Lateral - Ensaio Não Inundado							
Estágio (n°)	Carga (kN)	Deform. (μ strain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
<u>Carregamento</u>							
0	0	50047	0	0	0	0	0,0000
1	20	50089	0	0	3	0	0,0075
2	40	50131	0	0	3	0	0,0075
3	60	50173	0	0	3	0	0,0075
4	80	50215	0	0	3	3	0,0150
5	100	50257	1	0	15	7	0,0575
6	120	50299	3	8	44	21	0,1900
7	140	50341	16	20	65	37	0,3450
8	160	50383	33	36	72	54	0,4875
9	180	50425	55	55	88	72	0,6750
10	200	50467	77	76	103	89	0,8625
11	220	50509	103	97	122	117	1,0975
12	240	50551	141	129	157	150	1,4425
13	250	50572	162	143	181	176	1,6550
14	270	50614	219	155	233	232	2,0975
15	290	50656	281	217	295	298	2,7275
16	310	50698	385	318	398	401	3,7550
17	330	50740	565	499	581	584	5,5725
18	350	50782	905	839	922	925	8,9775
19	370	50824	26932	26784	26736	26960	268,5300
<u>Estabilização</u>							
1	326	50731	26943	26797	26736	26974	268,6250
<u>Descarregamento</u>							
1	157	50376	26936	26782	26736	26963	268,5425
2	0	50047	26882	26727	26696	26908	268,0325

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPER. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
<i>Responsável: Túlia Ribeiro Santos</i>							
<i>Data de Início: 11/01/00</i>			<i>Hora de Início: 24:30 h</i>				
<i>Data de Término: 11/02/00</i>			<i>Hora de Término: 7:10 h</i>				
Número da Prova de Carga: 02 (CONJUNTO) Tubulão TE 01							
Tipo de Carregamento: Rápido							
Estado do Solo: Não Inundado							
<i>Zero da Célula: 50044</i>			<i>Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$</i>				
Nível d'água em campo: 10,80m							
Planilha para Resistência Total - Ensaio Não Inundado							
Estágio (n°)	Carga (kN)	Deform. (μ strain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
<u>Carregamento</u>							
0	0	50044	26882	26727	26696	26908	268,0325
1	75	50201	26882	26736	26696	26915	268,0725
2	150	50358	26884	26753	26700	26930	268,1675
3	225	50515	26910	26754	26727	26955	268,3650
4	300	50672	26959	26823	26773	27005	268,9000
5	375	50829	28814	28681	28631	28865	287,4775
6	450	50986	30276	30149	30090	30333	302,1200
7	525	51143	31242	31112	31018	31302	311,6850
8	600	51300	31896	31771	31665	31949	318,2025
9	675	51457	32479	32353	32242	32530	324,0100
10	750	51614	33126	32999	32880	33179	330,4600
11	825	51771	33903	33775	33648	33955	338,2025
12	900	51928	34764	34631	34493	34816	346,7600
13	975	52085	35639	35501	35346	35686	355,4300
14	1050	52242	36544	36426	36233	36592	364,4875
15	1125	52399	37560	37433	37216	37595	374,5100
16	1200	52556	38642	38511	38262	38667	385,2050
<u>Estabilização</u>							
1	1126	52404	38732	38597	38344	38758	386,0775
<u>Descarregamento</u>							
1	754	51623	38692	38547	38306	38715	385,6500
2	391	50864	38526	38370	38122	38545	383,9075
3	0	50044	37984	37806	37547	37997	378,3350

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPER. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
Responsável: Túlia Ribeiro Santos							
Data de Início: 22/08/00			Hora de Início: 11:25hs				
Data de Término: 22/08/00			Hora de Término: 17:40hs				
Número da Prova de Carga: 06 (FUSTE) Tubulão TE 02							
Tipo de Carregamento: Rápido							
Estado do Solo: Pré - Inundado							
Zero da Célula: 50045			Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$				
Nível d'água em campo: 9,94m							
Planilha para o Atrito Lateral							
Estágio (n°)	Carga (kN)	Deform. (mstrain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
<u>Carregamento</u>							
0	0	50045	0	0	0	0	0,0000
1	6	50058	1	0	2	1	0,0100
2	12	50071	7	6	4	3	0,0500
3	18	50084	16	15	11	13	0,1375
4	24	50097	22	18	17	41	0,2450
5	30	50110	22	20	17	43	0,2550
6	36	50123	22	21	17	43	0,2575
7	42	50136	22	28	17	43	0,2750
8	48	50149	22	31	17	43	0,2825
9	54	50162	30	39	36	45	0,3750
10	60	50175	40	52	44	54	0,4750
11	66	50188	52	67	54	65	0,5950
12	72	50201	74	92	76	84	0,8150
13	78	50214	96	117	95	108	1,0400
14	84	50227	133	153	128	143	1,3925
15	90	50240	192	213	204	203	2,0300
16	96	50253	286	305	296	293	2,9500
17	102	50266	6894	6912	6893	6903	69,0050
<u>Estabilização</u>							
1	58	50166	6896	6914	6895	6906	69,0275
<u>Descarregamento</u>							
1	25	50097	6895	6912	6895	6906	69,0200
2	0	50045	6892	6908	6895	6901	68,9900

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPR. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
Responsável: Túlia Ribeiro Santos							
Data de Início: 16/10/00			Hora de Início: 9:30hs				
Data de Término: 16/10/00			Hora de Término: 13:40hs				
Número da Prova de Carga: 07 (FUSTE) Tubulão TE 02							
Tipo de Carregamento: Rápido							
Estado do Solo: Não Inundado (Reensaio)							
Zero da Célula: 50037			Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$				
Nível d'água em campo: 10,60m							
Planilha para o Atrito Lateral							
Estágio (n°)	Carga (kN)	Deform. (mstrain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
<u>Carregamento</u>							
0	0	50037	6892	6908	6895	6901	68,9900
1	20	50079	6894	6908	6895	6901	68,9950
2	40	50121	6897	6911	6895	6904	69,0175
3	60	50163	6905	6913	6898	6908	69,0600
4	80	50205	6911	6920	6899	6914	69,1100
5	100	50247	6924	6929	6909	6925	69,2175
6	120	50289	6944	6950	6933	6943	69,4250
7	140	50331	6985	6985	6965	6981	69,7900
8	160	50373	7049	7047	7024	7046	70,4150
9	180	50415	7180	7172	7154	7170	71,6900
10	200	50457	17822	17758	17782	17846	178,0200
11	220	50499	21362	21287	21311	21399	213,3975
12	240	50541	24706	24592	24633	24737	246,6700
13	260	50583	26467	26619	26695	26837	266,5450
14	280	50625	27827	28013	28090	28206	280,3400
<u>Estabilização</u>							
1	251	50576	27869	28100	28171	28291	281,0775
<u>Descarregamento</u>							
1	131	50324	28028	28060	28118	28234	281,1000
2	0	50050	27845	28021	28070	28186	280,3050

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPER. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
Responsável: Túlia Ribeiro Santos							
Data de Início: 16/10/00		Hora de Início: 14:00hs					
Data de Término: 17/10/00		Hora de Término: 01:10hs					
Número da Prova de Carga:08 (CONJUNTO) Tubulão TE 02							
Tipo de Carregamento: Rápido							
Estado do Solo: Não Inundado							
Zero da Célula: 50041		Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$					
Nível d'água em campo: 10,60m							
Planilha para a Resistência Total							
Estágio (nº)	Carga (kN)	Deform. (mstrain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
<u>Carregamento</u>							
0	0	50041	27845	28021	28070	28186	280,3050
1	50	50146	27850	28021	28071	28195	280,3425
2	100	50251	27866	28031	28079	28207	280,4575
3	150	50356	27883	28050	28092	28222	280,6175
4	200	50461	27899	28065	28104	28232	280,7500
5	250	50566	28007	28176	28205	28338	281,8150
6	300	50671	29324	29485	29510	29650	294,9225
7	350	50776	30503	30654	30672	30824	306,6325
8	400	50881	31310	31453	33466	31625	319,6350
9	450	50986	31925	32066	32077	32237	320,7625
10	500	51091	32382	32522	32520	32689	325,2825
11	550	51196	32768	32942	32922	33104	329,3400
12	600	51301	33194	33359	33338	33527	333,5450
13	650	51406	33671	33826	33796	33997	338,2250
14	700	51511	34151	34287	34256	34464	342,8950
15	750	51616	34645	34760	34728	34950	347,7075
16	800	51721	35170	35269	35231	35469	352,8475
17	850	51826	35720	35791	35760	36009	358,2000
18	900	51931	36287	36338	36307	36571	363,7575
19	950	52036	36908	36939	36898	37177	369,8050
<u>Estabilização</u>							
1	887	51900	36974	36994	36964	37244	370,4400
<u>Descarregamento</u>							
1	594	51285	36960	36946	36931	37205	370,1050
2	306	50682	36809	36777	36788	37071	368,6125
3	0	50041	36356	36333	36357	36637	364,2075

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPER. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
Responsável: Túlia Ribeiro Santos							
Data de Início: 04/08/00			Hora de Início: 16:30hs				
Data de Término: 04/08/00			Hora de Término: 23:10hs				
Número da Prova de Carga: 03 (FUSTE) Tubulão TE 03							
Tipo de Carregamento: Rápido							
Estado do Solo: Não Inundado							
Zero da Célula: 50044			Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$				
Nível d'água em campo: 9,94m							
Planilha para o Atrito Lateral - Ensaio Não Inundado							
Estágio (nº)	Carga (kN)	Deform. (µstrain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
<u>Carregamento</u>							
0	0	50044	0	0	0	0	0,0000
1	20	50086	0	0	0	0	0,0000
2	40	50128	0	0	0	0	0,0000
3	60	50170	1	1	0	0	0,0050
4	80	50212	1	5	0	0	0,0150
5	100	50254	3	11	6	3	0,0575
6	120	50296	11	21	15	12	0,1475
7	140	50338	21	32	27	21	0,2525
8	160	50380	36	45	40	37	0,3950
9	180	50422	51	62	56	53	0,5550
10	200	50464	72	85	77	71	0,7625
11	220	50506	95	108	100	94	0,9925
12	240	50548	123	138	130	124	1,2875
13	260	50590	161	174	165	158	1,6450
14	280	50632	203	217	208	199	2,0675
15	300	50674	258	273	264	254	2,6225
16	320	50716	333	349	340	329	3,3775
17	340	50758	433	451	439	428	4,3775
18	360	50800	595	614	603	586	5,9950
19	380	50842	879	902	887	875	8,8575
20	400	50884	5650	5675	5658	5650	56,5825
<u>Estabilização</u>							
1	305	50682	5624	5653	5636	5625	56,3450
<u>Descarregamento</u>							
1	195	50452	5622	5641	5628	5622	56,2825
2	95	50243	5605	5626	5608	5607	56,1150
3	0	50044	5584	5606	5584	5584	55,8950

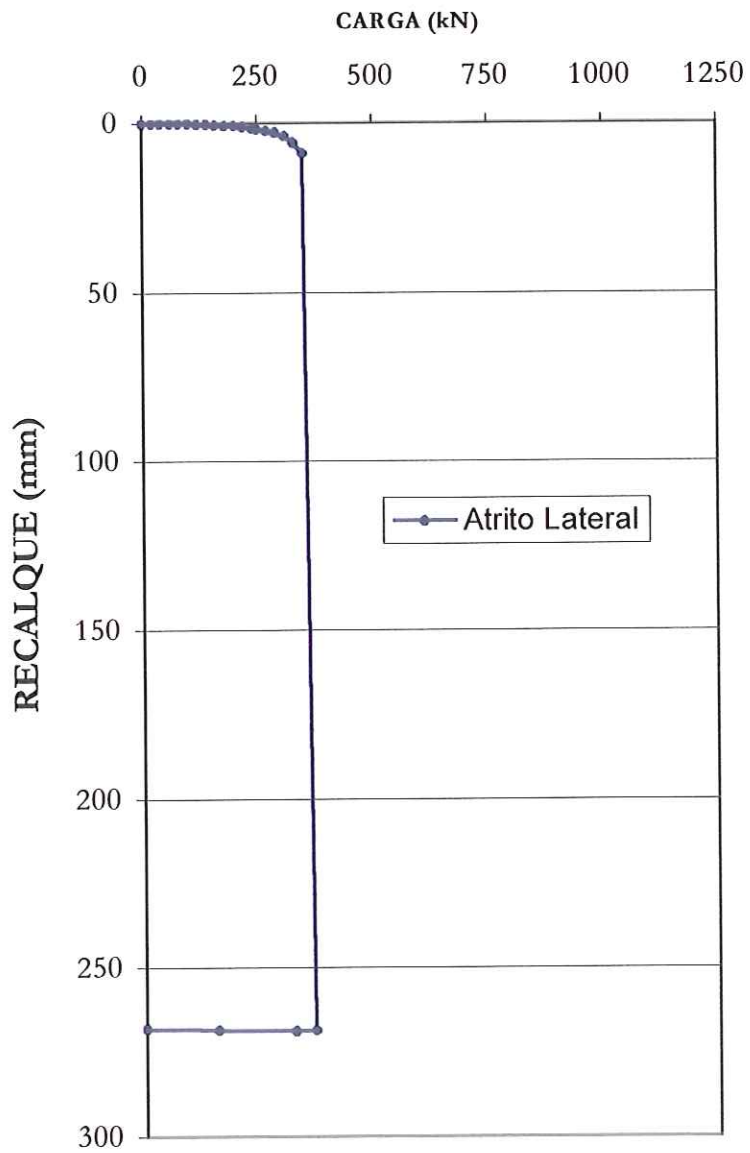
UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPER. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
Responsável: <i>Túlia Ribeiro Santos</i>							
Data de Início: 07/08/00			Hora de Início: 15:00hs				
Data de Término: 07/08/00			Hora de Término: 19:30hs				
Número da Prova de Carga: 04 (FUSTE) Tubulão TE 03							
Tipo de Carregamento: <i>Rápido</i>							
Estado do Solo: <i>Pré - Inundado</i>							
Zero da Célula: 50046			Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$				
Nível d'água em campo: <i>9,91m</i>							
Planilha para o Atrito Lateral - Ensaio Pré - Inundado							
Estágio (nº)	Carga (kN)	Deform. (µstrain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
<u>Carregamento</u>							
0	0	50046	5584	5606	5584	5584	55,8950
1	12	50071	5584	5606	5584	5584	55,8950
2	24	50096	5584	5606	5584	5588	55,9050
3	36	50121	5585	5608	5584	5588	55,9125
4	48	50146	5586	5609	5584	5589	55,9200
5	60	50171	5589	5611	5585	5590	55,9375
6	72	50196	5593	5616	5587	5594	55,9750
7	84	50221	5595	5620	5590	5598	56,0075
8	96	50246	5600	5624	5596	5603	56,0575
9	108	50271	5605	5631	5603	5607	56,1150
10	120	50296	17214	17236	17214	17214	172,1950
11	132	50321	19294	19296	19304	19295	192,9725
12	144	50346	20092	20088	20100	20092	200,9300
13	156	50371	21504	21491	21523	21502	215,0500
<u>Estabilização</u>							
1	139	50338	21523	21509	21527	21514	215,1825
<u>Descarregamento</u>							
1	65	50182	21517	21511	21522	21513	215,1575
2	0	50042	21487	21483	21487	21483	214,8500

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPER. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
Responsável: Túlia Ribeiro Santos							
Data de Início: 14/08/00			Hora de Início: 10:00hs				
Data de Término: 14/08/00			Hora de Término: 16:30hs				
Número da Prova de Carga:05 (CONJUNTO) Tubulão TE 03							
Tipo de Carregamento: Rápido							
Estado do Solo: Não Inundado							
Zero da Célula: 50050			Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$				
Nível d'água em campo: 10,05m							
Planilha para a Resistência Total - Ensaio Não Inundado							
Estágio (n°)	Carga (kN)	Deform. (μ strain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
Carregamento							
0	0	50044	21487	21483	21487	21483	214,8500
1	50	50149	21490	21491	21492	21483	214,8900
2	100	50254	21507	21508	21509	21493	215,0425
3	150	50359	21577	21580	21584	21555	215,7400
4	200	50464	22470	22473	22476	22452	224,6775
5	250	50569	23357	23359	23359	23299	233,4350
6	300	50674	24012	24013	24022	23984	240,0775
7	350	50779	24506	24505	24517	24457	244,9625
8	400	50884	24951	24948	24962	24952	249,5325
9	450	50989	25487	25480	25493	25493	254,8825
10	500	51094	26156	26169	26174	26147	261,6150
11	550	51199	26941	26937	26917	26917	269,2800
12	600	51304	27805	27788	27760	27770	277,8075
13	650	51409	28896	28869	28838	28858	288,6525
14	700	51514	29823	29784	29753	29794	297,8850
15	750	51619	30761	30709	30774	30716	307,4000
16	800	51724	31724	31649	31734	31645	316,8800
17	850	51829	32751	32656	32760	32645	327,0300
Estabilização							
1	791	51708	32827	32728	32834	32719	327,7700
Descarregamento							
1	530	51161	32788	32694	32790	32684	327,3900
2	286	50649	32658	32476	32658	32549	325,8525
3	0	50050	32224	32112	32258	32241	322,0875

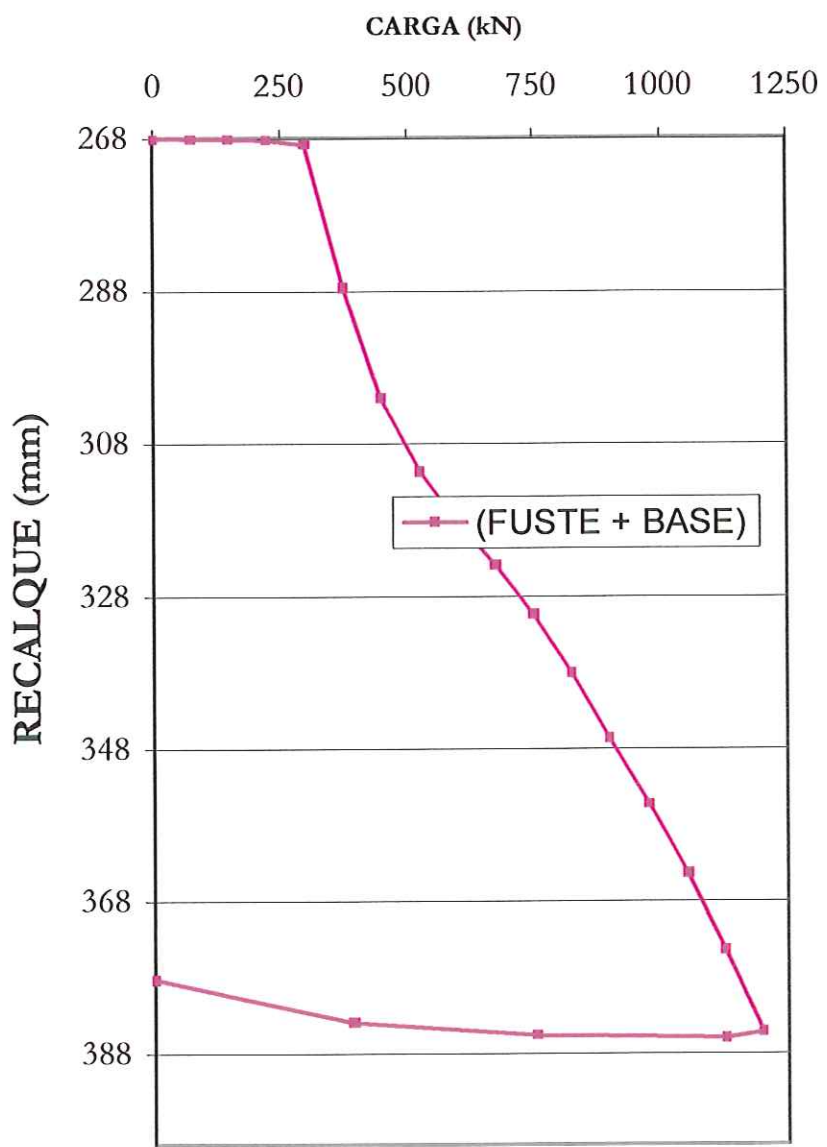
UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPER. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
Responsável: Túlia Ribeiro Santos							
Data de Início: 30/07/2000			Hora de Início: 09:30hs				
Data de Término: 30/07/2000			Hora de Término: 16:40hs				
Número da Prova de Carga: 01 (FUSTE) Tubulão TE 04							
Tipo de Carregamento: Rápido							
Estado do Solo: Não Inundado							
Zero da Célula: 50037			Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$				
Nível d'água em campo: 9,90m							
Planilha para o Atrito Lateral - Ensaio Não Inundado							
Estágio (nº)	Carga (kN)	Deform. (µstrain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
<u>Carregamento</u>							
0	0	50037	0	0	0	0	0,0000
1	20	50079	0	0	0	0	0,0000
2	40	50121	0	0	0	0	0,0000
3	60	50163	0	0	0	0	0,0000
4	80	50205	0	0	0	4	0,0100
5	100	50247	0	0	0	8	0,0200
6	120	50289	3	1	6	14	0,0600
7	140	50331	9	7	11	21	0,1200
8	160	50373	20	18	21	31	0,2250
9	180	50415	34	32	35	43	0,3600
10	200	50457	44	42	48	58	0,4800
11	220	50499	62	60	68	82	0,6800
12	240	50541	82	89	87	96	0,8850
13	260	50583	116	118	117	123	1,1850
14	280	50625	143	151	150	158	1,5050
15	300	50667	200	202	199	217	2,0450
16	320	50709	256	250	270	274	2,6250
17	340	50751	360	365	362	373	3,6500
18	360	50793	541	535	561	559	5,4900
19	380	50835	735	736	728	757	7,3900
20	400	50877	28756	28756	28762	28762	287,5900
21	420	50919	29729	29743	29724	29743	297,3475
22	440	50961	30081	30098	30078	30097	300,8850
<u>Estabilização</u>							
1	421	50919	30107	30120	30100	30122	301,1225
<u>Descarregamento</u>							
1	209	50474	30096	30106	30100	30103	301,0125
2	0	50046	30022	30036	30038	30031	300,3175

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO							
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS							
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPER. DE FUNDAÇÕES							
PROVA DE CARGA ESTÁTICA							
Responsável: Túlia Ribeiro Santos							
Data de Início:	30/07/2000	Hora de Início:	17:00hs				
Data de Término:	30/07/2000	Hora de Término:	23:10h				
Número da Prova de Carga: 02 (CONJUNTO) Tubulão TE 04							
Tipo de Carregamento: Rápido							
Estado do Solo: Não Inundado							
Zero da Célula: 50045		Calib. da Célula de Carga: $y = 2,0952 * x + 50043$ $R^2 = 1$					
Nível d'água em campo: 9,90m							
Planilha para a Resistência Total - Ensaio Não Inundado							
Estágio (n°)	Carga (kN)	Deform. (μ strain)	Leit. dos Extensômetros (0/0,01mm)				Recalque (mm)
			1	2	3	4	
Carregamento							
0	0	50045	30022	30036	30038	30031	300,3175
1	75	50202	30028	30043	30045	30038	300,3850
2	150	50359	30044	30060	30061	30053	300,5450
3	225	50516	30061	30080	30082	30073	300,7400
4	300	50673	30087	30105	30107	30099	300,9950
5	375	50830	30116	30135	30130	30128	301,2725
6	450	50987	30452	30473	30466	30467	304,6450
7	525	51144	31335	31358	31358	31353	313,5100
8	600	51301	32106	32134	32129	32120	321,2225
9	675	51458	32925	32955	32958	32938	329,4400
10	750	51615	33837	33872	33882	33851	338,6050
11	825	51772	34827	34866	34883	34841	348,5425
12	900	51929	35922	35977	35948	35951	359,4950
13	975	52086	37127	37183	37156	37156	371,5550
14	1050	52243	38479	38534	38521	38510	385,1100
15	1125	52400	39909	39974	39861	39958	399,2550
16	1200	52557	41446	41509	41410	41497	414,6550
Estabilização							
1	1124	52401	41538	41602	41501	41585	415,5650
Descarregamento							
1	756	51630	41487	41545	41452	41536	415,0500
2	395	50872	41332	41385	41295	41377	413,4725
3	0	50048	40807	40859	40770	40848	408,2100

ANEXO VII



Curva carga - recalque para o Atrito Lateral, Tubulão TE 1, Ensaio Não Inundado.



Curva carga - recalque para a Carga Total, Tubulão TE 1, Ensaio Não Inundado.