

**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: 20 / 12 / 01

Ass.: ..... *Guilherme* .....

**CRAVAÇÃO DE TUBULÕES A CÉU ABERTO  
PARA MELHORIA DA CAPACIDADE  
DE CARGA EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

DEDALUS - Acervo - EESC



31100036836



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

**ENG. CIVIL : MÁRCIO BENVENUTTI**

**ORIENTADOR : PROF. DR. JOSÉ CARLOS ANGELO CINTRA**

São Carlos (SP), Outubro de 2001.

Class.	TESE
Cutt.	0789
Tombo	T0013/02

1220220

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento  
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

B478c

Benvenutti, Márcio

Cravação de tubulões a céu aberto para melhoria da capacidade de carga em solos colapsíveis / Márcio Benvenutti. -- São Carlos, 2001.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 2001.

Área: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. José Carlos Angelo Cintra.

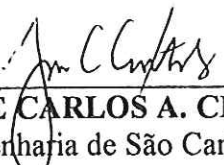
1. Prova de carga estática. 2. Tubulões a céu aberto. 3. Solos colapsíveis. I. Título.




**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidato : Engenheiro **MÁRCIO BENVENUTTI**

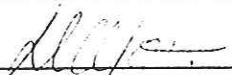
Dissertação defendida e julgada em 08/11/2001 perante a Comissão Julgadora:

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Tit. **JOSÉ CARLOS A. CINTRA (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)


Aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. **NELSON AOKI**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. **DAVID DE CARVALHO**  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovado

  
\_\_\_\_\_  
**JOSÉ CARLOS A. CINTRA**  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

## DEDICATÓRIA

A minha amada esposa **Beatriz**, pelo seu amor e carinho que me faz feliz em todos os momentos, a motivação maior para o desenvolvimento e término do presente trabalho.

Aos meus filhos **Marina**, **Moacir** e **Marcelo** que com abnegação, substituíram minhas constantes ausências por apoio, compreensão e amor.

Ao meu Pai **Moacir**, vivo em minha memória, que não pode ver um de seus sonhos, o de ter um filho diplomado pela USP.

A minha querida Mãe **Olga**, a sempre eterna e dedicada mãe.

Aos meus irmãos **Marisa** e **Moacir**, que tanto os amo.

## AGRADECIMENTO ESPECIAL

A **Deus** pelo amor incondicional que nos oferece, dando provas que as vezes é possível realizar o impossível quando estamos nas mãos Dele.

Obrigado, meu **Deus** pela força e perseverança durante todo esse período de estudo.

“ Filho meu, não te esqueças dos meus ensinamentos, e o teu coração guarde os meus mandamentos...E acharás graça e boa compreensão diante de Deus e dos homens.

Confia no Senhor de todo o teu coração, e não te estribes no teu próprio entendimento.

Reconhece-o em todos os teus caminhos e ele endireitará as tuas veredas.

Não sejas sábio aos teus próprios olhos : teme ao Senhor e aparta-te do mal.”

*Provérbios 3:1-7*

## AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. José Carlos A. Cintra, não tenho como agradecer, pela orientação grandiosa dedicação, confiança, amizade e principalmente pelo incentivo durante todo este período. Obrigado também, pelas suas valiosas idéias que deram vida a este trabalho. Considero-o um exemplo de profissional sério e competente pesquisador.

Ao Prof. Dr. Nelson Aoki, pois ele foi a minha motivação profissional para o início deste mestrado, pelo exemplo de sua carreira profissional e pelo seu entusiasmo e sabedoria ao transmitir conhecimento.

A todos os Professores, Funcionários e Alunos do Departamento de Geotecnia, que colaboraram com este trabalho, aos quais muito devo.

Ao amigo Eng<sup>o</sup>. Mauro Menegotto, meu obrigado especial, principalmente pela valiosa ajuda na realização das provas de carga.

Aos Colegas Eng<sup>os</sup>, Marcos Fernando Macacari, Tulia Ribeiro da Silva Santos e Jeslay Hemetério C. dos Reis pelas muitas trocas de informações técnicas e apoio na realização das provas de carga.

Ao amigo Dr. Nahor Neves de Souza Junior, o meu muitíssimo obrigado, pela amizade, colaboração e principalmente incentivo, em todos os momentos do meu mestrado.

Meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que direta e indiretamente contribuíram para que parte significativa de minha experiência profissional pudesse ser aprimorada, ampliada e traduzida na forma do presente trabalho.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>VI</b>
<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>XII</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....</b>	<b>XIII</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS .....</b>	<b>XIV</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>XV</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>XVII</b>
<b>CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>3</b>
2.1) PROJETO DE FUNDAÇÕES .....	3
2.2) TUBULÕES À CÉU ABERTO .....	5
2.2.1) Definição .....	5
2.2.2 ) Métodos Executivos .....	6
2.2.3 ) Concretagem .....	7
2.2.4 ) Vantagens da Utilização .....	8
2.2.5 ) Desvantagens da Utilização .....	9



2.3) CAPACIDADE DE CARGA DE TUBULÕES .....	9
2.3.1 - Introdução .....	9
2.3.2 - Resistência de Base .....	10
2.4 ) QUALIDADE NAS FUNDAÇÕES.....	12
2.5 ) RELATO DE OBRA NA CIDADE DE CAMPINAS/SP .....	13
2.5.1 ) Descrição do local .....	14
2.5.2 ) Perfil Geotécnico do local.....	14
2.5.3 ) Topografia e Fundações das Obras Adjacentes.....	21
2.5.4 ) Planta de Carga .....	21
2.5.5 ) Projeto de Fundações .....	26
2.5.6 ) Ferragens dos Tubulões.....	31
2.5.7 ) Método Executivo.....	32
2.5.7.1 ) Estacas Escavadas e Tubulões à céu aberto .....	32
2.5.7.2 ) Concretagem dos Tubulões Principais e Pilares de Divisa .....	36
2.5.7.3 ) Escavação do Sub-Solo.....	39
2.5.7.4 ) Detalhe das Ferragens dos Pilares e Blocos Principais .....	42
2.5.7.5 ) Detalhe das Ferragens dos Pilares.....	44

2.5.7.6 ) Concretagem da Laje.....	48
2.5.7.7 ) Execução das Divisas.....	50
2.5.7.8 ) Execução do Muro de Arrimo .....	53
2.6) CONSIDERAÇÕES .....	57
<b>CAPÍTULO 3 - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES DA EESC/USP .....</b>	<b>59</b>
3.1) CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA .....	59
3.2) CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA .....	61
3.2.1) Ensaios In Situ .....	61
3.2.2) Ensaios de Laboratório .....	63
3.3) VARIABILIDADE DO MACIÇO DE SOLO .....	64
<b>CAPÍTULO 4 - TUBULÕES A CÉU ABERTO.....</b>	<b>67</b>
4.1) LOCALIZAÇÃO DOS TUBULÕES .....	67
4.2) GEOMETRIA DOS TUBULÕES .....	68
4.3) EXECUÇÃO DOS TUBULÕES .....	69
<b>CAPÍTULO 5 - PROVAS DE CARGA ESTÁTICA .....</b>	<b>72</b>
5.1) INSTALAÇÃO E EQUIPAMENTOS .....	72

5.1.1 ) Sistema de Reação .....	72
5.1.2 ) Equipamentos .....	74
5.2 ) EXECUÇÃO DOS ENSAIOS .....	78
5.3 ) MONITORAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE .....	81
<b>CAPÍTULO 6 - RESULTADOS OBTIDOS .....</b>	<b>82</b>
6.1 ) TEOR DE UMIDADE E SUCCÃO .....	82
6.2 ) PROVAS DE CARGAS .....	89
<b>CAPÍTULO 7 - ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>95</b>
7.1 ) CURVAS CARGA x RECALQUE.....	95
7.2 ) CAPACIDADE DE CARGA .....	97
7.3 ) CARGA CORRESPONDENTE AO RECALQUE MÁXIMO ADMISSÍVEL .....	99
7.4 ) CARGA ADMISSÍVEL .....	99
7.5 ) INFLUÊNCIA DA COLAPSIBILIDADE .....	100
7.6 ) NOVO TIPO DE ENSAIO .....	103
7.7 ) INFLUÊNCIA DA SUCCÃO .....	103
<b>CAPÍTULO 8 - CONCLUSÕES .....</b>	<b>105</b>

<b>CAPÍTULO 9 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>107</b>
<b>ANEXOS I .....</b>	<b>116</b>
<b>ANEXOS II .....</b>	<b>130</b>
<b>ANEXOS III .....</b>	<b>133</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>FIGURA 2.1 :</b> <i>Relação de Intervalo de tempo entre a Escavação e a Concretagem de um Tubulão (ANDERSON, 1975).....</i>	7
<b>FIGURA 2.2 :</b> <i>Fator Empírico Redutor para tubulões em areias (FRANKE, 1981) .....</i>	11
<b>FIGURA 2.3 :</b> <i>Locação dos furos de sondagem .....</i>	15
<b>FIGURA 2.4 :</b> <i>Sondagem SP1 (1ª. Parte).....</i>	16
<b>FIGURA 2.5 :</b> <i>Sondagem SP1 (2ª. Parte).....</i>	17
<b>FIGURA 2.6 :</b> <i>Sondagem SP2 .....</i>	18
<b>FIGURA 2.7 :</b> <i>Sondagem SP3 (1ª. Parte).....</i>	19
<b>FIGURA 2.8 :</b> <i>Sondagem SP3 (2ª. Parte).....</i>	20
<b>FIGURA 2.9 :</b> <i>Planta de carga .....</i>	22
<b>FIGURA 2.10 :</b> <i>Planta de carga (1ª. Parte).....</i>	23
<b>FIGURA 2.11 :</b> <i>Planta de carga (2ª. Parte).....</i>	24
<b>FIGURA 2.12 :</b> <i>Planta de carga (3ª. Parte).....</i>	25
<b>FIGURA 2.13 :</b> <i>Planta de Fundações.....</i>	27
<b>FIGURA 2.14 :</b> <i>Planta de Fundações (1ª Parte) .....</i>	28



<b>FIGURA 2.15 : Planta de Fundações ( 2<sup>a</sup> Parte ) .....</b>	<b>29</b>
<b>FIGURA 2.16 : Planta de Fundações ( 3<sup>a</sup> Parte ) .....</b>	<b>30</b>
<b>FIGURA 2.17 : Detalhe de ferragens dos tubulões centrais .....</b>	<b>31</b>
<b>FIGURA 2.18 : Detalhe generico dos tubulões.....</b>	<b>31</b>
<b>FIGURA 2.19 : Detalhe de equipamento de perfuratriz simples.....</b>	<b>32</b>
<b>FIGURA 2.20 : Vista frontal de equipamento perfuratriz.....</b>	<b>33</b>
<b>FIGURA 2.21 : Vista frontal do tubulão de divisa com ferragem do pilar.....</b>	<b>34</b>
<b>FIGURA 2.22 : Vista de varios tubulões de divisa com ferragem dos pilares...</b>	<b>34</b>
<b>FIGURA 2.23 : Vista de forma dos pilares dentro do tubulão.....</b>	<b>35</b>
<b>FIGURA 2.24 : Concretagem de um tubulão central.....</b>	<b>36</b>
<b>FIGURA 2.25 : Pilares do Sub-Solo concretados . .....</b>	<b>37</b>
<b>FIGURA 2.26 : Detalhe de ferragem dos tubulões de divisa .....</b>	<b>38</b>
<b>FIGURA 2.27 : Inicio da escavação do sub-solo .....</b>	<b>39</b>
<b>FIGURA 2.28 : Escavação do Sub-solo .....</b>	<b>40</b>
<b>FIGURA 2.29 : Visão parcial da escavação do Sub-Solo.....</b>	<b>41</b>
<b>FIGURA 2.30 : Detalhe da ferragem do tubulão sem bloco.....</b>	<b>42</b>
<b>FIGURA 2.31 : Detalhe da ferragem do tubulão com bloco .....</b>	<b>43</b>

<b>FIGURA 2.32:</b> <i>Detalhe das ferragens dos pilares .....</i>	44
<b>FIGURA 2.33 :</b> <i>Visão parcial da escavação do Sub-Solo e fôrmas dos pilares principais.....</i>	45
<b>FIGURA 2.34 :</b> <i>Fôrmas dos pilares principais .....</i>	45
<b>FIGURA 2.35 :</b> <i>Vista geral das formas dos pilares principais.....</i>	46
<b>FIGURA 2.36 :</b> <i>Vista lateral esquerda da frente da obra.....</i>	47
<b>FIGURA 2.37 :</b> <i>Vista parcial da viga de travamento.....</i>	47
<b>FIGURA 2.38 :</b> <i>Vista parcial das vigas premoldadas .....</i>	48
<b>FIGURA 2.39 :</b> <i>Vista parcial da laje do lado direito .....</i>	49
<b>FIGURA 2.40 :</b> <i>Vista parcial da laje do lado esquerdo.....</i>	49
<b>FIGURA 2.41 :</b> <i>Detalhe das vigas da divisa .....</i>	50
<b>FIGURA 2.42 :</b> <i>Detalhe das vigas da divisa do lado esquerdo.....</i>	51
<b>FIGURA 2.43 :</b> <i>Detalhe da execução da alvenaria de divisa.....</i>	52
<b>FIGURA 2.44 :</b> <i>Detalhe da alvenaria de divisa .....</i>	52
<b>FIGURA 2.45 :</b> <i>Detalhe do muro de arrimo.....</i>	53
<b>FIGURA 2.46 :</b> <i>Detalhe do muro de arrimo executado.....</i>	54
<b>FIGURA 2.47 :</b> <i>Detalhe do muro de arrimo com o muro de divisa.....</i>	55
<b>FIGURA 2.48 :</b> <i>Detalhe do muro de arrimo com travamento na laje do terreo.</i>	56

<b>FIGURA 2.49 : Vista da fachada final da obra.....</b>	<b>57</b>
<b>FIGURA 3.1 : Seção Esquemática da Geologia de Pequena Profundidade em São Carlos (BORTOLUCCI, 1983).....</b>	<b>60</b>
<b>FIGURA 3.2 : Sondagens à Percussão da 3<sup>a</sup> Campanha (1999) .....</b>	<b>62</b>
<b>FIGURA 3.3 : Curvas Granulométricas para as Profundidades de 3,5 e 8 m (MACHADO, 1998) .....</b>	<b>63</b>
<b>FIGURA 3.4 : Índice de Resistência <math>N_{SPT}</math> e Formação Geológica (AOKI,2000).....</b>	<b>65</b>
<b>FIGURA 3.5 : Variabilidade do Maciço de Solos em Função do <math>N_{SPT}</math> .....</b>	<b>65</b>
<b>FIGURA 4.1 : Planta Esquemática do Campo Experimental de Fundações.....</b>	<b>67</b>
<b>FIGURA 4.2 : Detalhes Geométricos dos Tubulões a Céu Aberto.....</b>	<b>68</b>
<b>FIGURA 4.3 : Detalhe da Perfuratriz Mecanizada .....</b>	<b>69</b>
<b>FIGURA 4.4 : Concretagem após Liberação das Bases .....</b>	<b>70</b>
<b>FIGURA 4.5 : Detalhe da Concretagem dos Tubulões .....</b>	<b>70</b>
<b>FIGURA 5.1 : Sistema de Reação.....</b>	<b>72</b>
<b>FIGURA 5.2 : Viga de Reação.....</b>	<b>73</b>
<b>FIGURA 5.3 : Sistema de Tirantes.....</b>	<b>73</b>
<b>FIGURA 5.4 : Macaco Hidraulico e Célula de Carga.....</b>	<b>74</b>
<b>FIGURA 5.5 : Rótula.....</b>	<b>75</b>
<b>FIGURA 5.6 : Bomba Elétrica.....</b>	<b>75</b>
<b>FIGURA 5.7 : Indicador de Deformações.....</b>	<b>76</b>

<b>FIGURA 5.8 : Extensômetros Mecânicos.....</b>	<b>76</b>
<b>FIGURA 5.9 : Vigas de Referência de Nivel.....</b>	<b>77</b>
<b>FIGURA 5.10 : Vista Geral de uma Prova de Carga Estática.....</b>	<b>77</b>
<b>FIGURA 5.11 : Vista do Tubulão com Ruptura .....</b>	<b>79</b>
<b>FIGURA 5.12 : Detalhe da Ruptura do Trilho TR-68 .....</b>	<b>79</b>
<b>FIGURA 5.13 : Vista do Sistema de Reação Após a Quebra do trilho .....</b>	<b>80</b>
<b>FIGURA 5.14 : Tubulão T2 – Ensaio Pré-Inundado .....</b>	<b>81</b>
<b>FIGURA 6.1 : Teor de Umidade x Profundidade ( 29/04/2001) –Tubulão T1..</b>	<b>82</b>
<b>FIGURA 6.2 : Teor de Umidade x Profundidade ( 07/06/2001) – Tubulão T1..</b>	<b>83</b>
<b>FIGURA 6.3 : Gráfico Comparativo do Teor de Umidade x Profundidade (29/04/2001 e 07/06/2001).....</b>	<b>84</b>
<b>FIGURA 6.4 : Pressão de Sucção x Profundidade (29/04/2001) .....</b>	<b>86</b>
<b>FIGURA 6.5 : Pressão de Sucção x Profundidade (07/06/2001) .....</b>	<b>87</b>
<b>FIGURA 6.6 : Gráfico Comparativo Pressão de Sucção x Profundidade (29/04/2001 e 07/06/2001) .....</b>	<b>88</b>
<b>FIGURA 6.7 : Curvas carga x recalque para o Tubulão T1 (Solo Não- Inundado) .....</b>	<b>89</b>
<b>FIGURA 6.8 : Curvas carga x recalque para o Tubulão T1 (Solo Não- Inundado) .....</b>	<b>90</b>
<b>FIGURA 6.9: Curvas Carga Aplicada x Carga Estabilizada Para o Tubulão T1 (Ultimo Ensaio) .....</b>	<b>91</b>

<b>FIGURA 6.10 :</b>	<b>Curvas Carga x Recalque para o Tubulão T2 (Solo Inundado).</b>	<b>92</b>
<b>FIGURA 6.11:</b>	<b>Curvas Carga x Recalque Para o Tubulão T2 (Solo Inundado.</b>	<b>93</b>
<b>FIGURA 6.12:</b>	<b>Curvas Carga Aplicada x Carga Estabilizada Para o Tubulão T2 (Ultimo Ensaio) .....</b>	<b>94</b>
<b>FIGURA 7.1 :</b>	<b>Comparação das Curvas Carga x Recalque nos Ensaios dos Tubulões T1 e T2 .....</b>	<b>96</b>
<b>FIGURA 7.2 :</b>	<b>Capacidade de Carga x Cravação (Tubulão T1).....</b>	<b>98</b>
<b>FIGURA 7.3 :</b>	<b>Carga de Colapso x Cravação (Tubulão T2).....</b>	<b>98</b>
<b>FIGURA 7.4 :</b>	<b>Capacidade de Carga x Cravação (Tubulão T1 e Tubulão T2)..</b>	<b>101</b>



## LISTA DE TABELAS

<b>TABELA 3.1:</b> <i>Frações Granulométricas Constituintes dos Solos (MACHADO, 1998)</i> .....	64
<b>TABELA 3.2:</b> <i>Índices Físicos em Função de Profundidade (MACHADO, 1998)</i> .....	64
<b>TABELA 3.3:</b> <i>Resultados dos Ensaios de Caracterização e Compactação, (MACHADO, 1998)</i> .....	64
<b>TABELA 4.1:</b> <i>Resistência à Compressão Simples no Concreto</i> .....	71
<b>TABELA 5.1:</b> <i>Realização das Provas de Carga nos Tubulões a Céu Aberto..</i>	78
<b>TABELA 6.1:</b> <i>Principais parâmetros utilizados no ajuste dos dados experimentais à equação (MACHADO, 1988)</i> .....	85
<b>TABELA 7.1:</b> <i>Capacidade de Carga (Tubulão T1)</i> .....	97
<b>TABELA 7.2:</b> <i>Carga de Colapso (Tubulão T2 - terreno pré-inundado)</i> .....	97
<b>TABELA 7.3:</b> <i>Carga Correspondente ao Recalque Máximo Admissível (Tubulão T1)</i> .....	99
<b>TABELA 7.4:</b> <i>Carga Admissível (Tubulão T1)</i> .....	100
<b>TABELA 7.5:</b> <i>Redução de Capacidade de Carga</i> .....	101
<b>TABELA 7.6:</b> <i>Recalques (Terreno pré-inundado)</i> .....	102
<b>TABELA 7.7:</b> <i>Carga Admissível com Verificação ao Colapso</i> .....	102

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

CP CORPO DE PROVA

EESC ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

INUND. ENSAIO COM O TERRENO PRÉ – INUNDADO

NB NORMA BRASILEIRA

SPT STANDARD PENETRATION TEST

T TUBULÃO A CÉU ABERTO, COM BASE ALARGADA .

USP UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\nu$  → coeficiente de Poisson

$\gamma$  → peso específico efetivo médio do solo

$\Psi$  → pressão de sucção

$\sigma'_h$  → tensão efetiva horizontal

$\bar{\sigma}_H$  → pressão admissível na base do tubulão

$\sigma'_v$  → tensão efetiva vertical

$\gamma_d$  → peso específico seco do solo

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

$\gamma_s$  → peso específico dos sólidos

$\Delta t$  → intervalo de tempo

$A_b$  → área da base da estaca ou tubulão

$c'$  → intercepto de coesão

$c_u$  → coesão não drenada do solo

$D$  → diâmetro da Base do tubulão

$D_f$  → diâmetro do fuste do tubulão

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

$K_0$  → coeficiente de empuxo no repouso do solo

$K_s$  → coeficiente de pressão lateral do solo

$L$  → comprimento do tubulão

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

$q_c$  → resistência de ponta do CPT

$s$  → recalque do tubulão

$S_f$  → área da superfície lateral do fuste do tubulão

$s_{lim}$  → recalque limite adotado

$w_{ot}$  → teor de umidade ótimo

$z$  → profundidade

## RESUMO

BENVENUTTI, M. (2001). Cravação de Tubulões a Céu Aberto para Melhoria da Capacidade de Carga em Solos Colapsíveis. São Carlos, 2001. 166p. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Os tubulões a céu aberto são amplamente utilizados como elementos estruturais de fundação de edifícios residenciais nas cidades pequenas e médias do Brasil.

Relatam-se as etapas de um projeto de fundações por tubulões desenvolvido em uma área previamente ocupada por construções residenciais antigas. Após cuidadosa demolição e limpeza, deparou-se com o desafio de executar as fundações sem o perigo de danificar as construções adjacentes (tubulões à céu aberto de divisa nos dois lados e no fundo). No projeto, utilizaram-se procedimentos usuais e alguns específicos que refletem a prática corrente nos últimos 10 anos, na região de Campinas, com resultados extremamente satisfatórios.

Nos solos porosos e colapsíveis, presentes em várias regiões brasileiras, as fundações não raramente têm apresentado comportamento inadequado, quando o solo é inundado. Com a significativa elevação do seu teor de umidade, esses solos exibem o recalque de colapso, caracterizando-os como colapsíveis. Como já se tem a comprovação da eficiência da compactação do solo para viabilizar o emprego de fundações rasas, por sapatas, em solos colapsíveis (CINTRA, 1998), resolveu-se estudar os possíveis benefícios da cravação de tubulões a céu aberto.

No Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos, foram executadas dois tubulões a céu aberto com fuste de diâmetro de 0,50 m e base apoiada à cota - 6,00 m, com diâmetro de 1,50 m e altura de 0,90 m.

O primeiro tubulão à céu aberto foi ensaiado na condição não-inundada do solo, na cota inicial de apoio da base e sucessivamente, com a cravação de 0,15 m, 0,30 m e 0,45 m, o que corresponde a 10%, 20% e 30% do diâmetro da base, respectivamente. Observou-se que a cravação majorou a capacidade de carga em 42%, 85% e 127%, respectivamente.

O segundo tubulão à céu aberto foi ensaiado com o solo pré-inundado, para quantificar o efeito da colapsibilidade do terreno na redução da capacidade de carga. Constatou-se uma redução de 51% a 53% nos valores de capacidade de carga anteriormente obtidos. Mas a carga de colapso, ou capacidade de carga na condição inundada, também teve uma majoração importante, aumentando em 45%, 90% e 135% com a cravação de 10%, 20% e 30% do diâmetro da base, respectivamente.

Conclue-se que a cravação de tubulões a céu aberto, inicialmente executados com escavação e concretagem in situ, pode ser uma solução interessante em solos colapsíveis.

**Palavras-chave:** prova de carga estática, tubulões a céu aberto, solos colapsíveis.



## ABSTRACT

BENVENUTTI, M. (2001). Driving of belled piles to improve bearing capacity on collapsible soils. São Carlos, 2001. 166p. Master Degree Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The belled piles are largely used as foundation for structural elements of residential buildings in small and medium cities in Brazil.

The steps of a foundation design is developed in an area previously occupied by old residential buildings. After a careful demolition and clean up process, the challenger is to build the foundations without the danger of harming the adjacent buildings (Division of belled piles on both side and on the bottom). On the design, some specific and some standard procedures are used, which reflect the current practice over the last 10 years, in the Campinas region, with extremely satisfactory results.

In porous and collapsible soil, that can be found in many Brazilian regions, these piles usually have presented an inadequate behavior, when the soil is soaked. With a significant elevation on its moisture content, these soils present the collapse settlement, being characterized as collapsible. Since there is already the confirmation of the compacting process efficacy in making the employment of shallow foundations on collapsible soils feasible (CINTRA, 1998), it was decided to study the possible benefits of driving the belled piles on the improvement of the bearing capacity.

At the Experimental Foundation Field of USP/São Carlos, two piles were tested. Both piles were 6,00m long and had a shaft diameter of 0.50m. The enlarged bases had a diameter of 1.50m and a height of 0.90m.

The first pile was tested under the non-soaked condition of the soil, on the initial quota of base support, and then with the 0.15m, 0.30m and 0.45 driving, which corresponds to 10%, 20%, and 30% of the base diameter, respectively. It was observed that the driving improved the bearing capacity in 42%, 85%, and 127%, respectively.

The second pile was tested on a soaked soil, to quantify the collapsibility effect on the reduction of the bearing capacity. A reduction of 51% to 53% on the values of the bearing capacity previously obtained was observed, but the collapse load, also presented an important improvement, increasing 45%, 90%, and 135% with the driving of 10%, 20%, and 30% of the base diameter, respectively.

We can conclude that the driving of belled piles, initially executed with digging and concreting in situ, may be an interesting solution on collapsible soils.

Keywords: static load test, belled piles, collapsible soils.

## **CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO**

---

O uso de tubulões a céu aberto no Brasil é intenso, pois está presente em cerca de 90% dos edifícios residenciais. Trata-se de alternativa de fundação muito simples, econômica e com possibilidade de ser executada com equipamentos leves. Em solos porosos, acima do lençol freático, apresenta a facilidade para escavação manual e, ao mesmo tempo, exibe segurança quanto a estabilidade em cortes verticais.

No Brasil, um país de grandes dimensões, as diferenças de solos tornam impossível determinar qual tipo de fundação é mais adequado, sendo “cada caso um caso”, uma frase popular muito usada no meio geotécnico.

A fundação executada de modo adequado, de acordo com um projeto de fundações bem elaborado, pode oferecer ganhos de dinheiro e tempo, além de evitar riscos envolvendo vidas humanas. Mal projetada ou mal executada, pode desperdiçar recursos financeiros e comprometer, já no seu começo, o andamento de uma construção. Por isso, a definição mais acertada de uma fundação é quando o projetista de fundação consegue aliar a economia com a técnica.

Em média, uma fundação representa de 5% a 10% do custo total de uma obra, com a tendência de percentuais maiores, sobretudo nos grandes centros, onde os processos executivos se apresentam com maior complexidade, principalmente com a necessidade crescente de maiores quantidades de sub-solo. A escolha incorreta de uma fundação pode elevar bastante esses percentuais no valor global de uma obra.

Na primeira parte deste trabalho, está reunida uma série de informações a respeito de métodos práticos de execução de tubulões, mostrando todas as etapas executivas e os seus efeitos no comportamento de tubulões curtos, com diâmetro de 0,50 m de fuste e comprimento reduzido, principalmente os situados junto a divisas.

Para isto, apresenta-se um projeto executado na Cidade de Campinas, onde foram utilizados tanto tubulões de fuste de 0,50 m de diâmetro, como tubulões ovalados de divisa.

Apesar da grande quantidade de obras executadas com tubulão a céu aberto, ainda são raros os trabalhos sobre o comportamento deste tipo de fundação, para análise da pressão admissível, dos níveis de recalques admissíveis e, também, da influência da colapsibilidade do solo no comportamento do tubulão.

No Campo Experimental de Fundações da Universidade de São Paulo, Campus de São Carlos-SP, foram executados dois tubulões com a base apoiada à cota -6,00 m, acima do nível d'água, em areia argilosa laterítica (solo colapsível oriundo dos Sedimentos Cenozóicos).

A escavação do fuste foi realizada mecanicamente, com perfuratriz, e a base alargada manualmente. Esses tubulões apresentam fuste com diâmetro nominal de 0,50m, base com diâmetro de 1,50m e altura de 0,90m, com rodapé de 0,20 m.

Para a aplicação do macaco hidráulico nas provas de carga, os tubulões foram prolongados acima do nível do terreno, em 0,90m. Um bloco de coroamento foi executado em concreto armado, dimensionado de tal modo a suportar as cargas aplicadas.



## **CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

---

### **2.1) PROJETO DE FUNDAÇÕES**

Para se obter o melhor resultado em um determinado projeto, o dimensionamento de uma fundação deve ser desenvolvido pelo projetista de fundações em parceria com o projetista calculista, com o arquiteto, com o empreiteiro e, se possível, até com o empresário. A experiência prática parece confirmar a relevância desse intercâmbio que, portanto, deve ser incentivado.

Na realidade, o profissional de fundações é pouco requisitado. Entretanto, para um melhor resultado final, ele deveria ser contatado desde o pré-projeto.

Às vezes, por incrível que pareça, o diálogo não chega a ocorrer, pois alguns construtores preferem o serviço barato em vez da técnica. A preocupação maior nestes casos está em “quanto custa”, atitude muito perigosa para um setor da obra que não pode ter erros técnicos. O problema começa logo na fase inicial do projeto, quando se necessita da sondagem, e se percebe uma diferença de qualidade de empresa para empresa.



A imagem do setor também é afetada pela participação no mercado de empresas de consultoria, com engenheiros algumas vezes sem experiência prática, que projetam fundações utilizando procedimentos inadequados, tais como fundações extremamente seguras e, em conseqüência, demasiadamente caras. No mercado de trabalho, é também possível receber uma sondagem e uma planta de carga não confiáveis. Não é por outro motivo que os projetistas de fundação são solicitados para solucionar trabalhos mal executados.

Inacreditavelmente, alguns projetos ainda hoje são feitos sem a execução de sondagens. Situações como esta, são encontradas quase diariamente. Estes procedimentos são totalmente contrários às normas técnicas e implicam gastos futuros evitáveis.

É triste constatar, infelizmente, que as advertências sobre os riscos de fundações feitas às construtoras, muitas vezes são desprezadas.

A precariedade dos projetos de fundação e sondagens parece estar vinculada aos desajustes entre a teoria e a prática. Por isso é importante o papel dos Campos Experimentais de Fundações, nas Universidades, para transferir os conhecimentos adquiridos nesses campos para a realidade prática.

Além dos problemas já descritos, os projetos de fundação encontram outro obstáculo, que são algumas prefeituras, com os seus códigos de obra ultrapassados, tornando a execução de fundações muito cara e obrigando um número de garagens em função do tipo de construção. Algumas prefeituras ainda liberam construções de sub-solo acima do nível da rua, sem contar como área construída, por causa do alto nível do lençol freático.

Existem muitos meios de se fazer sub-solo, mas a custos proibitivos, pois as soluções obrigam a trabalhar com paredes-diafragma, lajes de sub-pressão, impermeabilizações complicadas, problemas com recalques de vizinhos e risco demasiadamente grande para a mão de obra.

Os códigos de obras são muitas vezes falhos e ultrapassados. Quando se trata de dimensionar as fundações, não existe um modelo pronto, pois pode haver diferentes camadas de solos, níveis de água variáveis, presença de matacões, etc. Essas variações podem ocorrer em menos de uma quadra e até mesmo entre vizinhos.

Os elementos básicos de um projeto devem contemplar o levantamento topográfico, sondagem, plantas de carga, e conhecimento do nível do lençol freático (controle de nível por poços de inspeção). Quando necessário, deve ainda ser considerada a possibilidade de ruído excessivo na execução da fundação e, finalmente, é importante que se tenha acesso ao projeto de arquitetura.

Deve se preocupar ainda com os recalques admissíveis da estrutura e com as deformações do terreno a médio e longo prazo, especialmente nos terrenos com aterro. Deve se considerar também a disponibilidade de equipamentos de fundações da região onde se executa o projeto.

Conclui-se que, na execução do projeto de fundações, nada adianta o desenvolvimento da técnica, se não caminhar junto com o desenvolvimento e apoio de normas eficientes.

## 2.2) TUBULÕES A CÉU ABERTO

### 2.2.1) DEFINIÇÃO

De acordo com a norma brasileira para Projeto e Execução de Fundações (NBR6122/1996), tubulão é um elemento de fundação profunda, cilíndrico, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de operário. Pode ser feito a céu aberto ou sob ar comprimido (pneumático) e ter ou não base alargada. Pode ser executado com ou sem revestimento, podendo este ser de aço ou de concreto. No caso de revestimento de aço (camisa metálica), este pode ser perdido ou recuperado.

CINTRA & AOKI (1999), entretanto, preferem não utilizar essa definição tradicional em que o elemento estrutural de fundação (tubulão, no caso) é a própria fundação. Recomendam outra definição segundo a qual o elemento isolado de fundação é o sistema composto pelo elemento estrutural e pelo maciço de solo que o envolve.

### **2.2.2) MÉTODOS EXECUTIVOS**

No presente trabalho, será tratado apenas dos tubulões a céu aberto, cujo tipo mais elementar é aquele executado como um simples poço, perfurado manualmente, com a utilização de um sarilho.

O fuste dos tubulões a céu aberto também podem ser escavados mecanicamente, mas a base sempre é escavada manualmente. Geralmente não é usado nenhum escoramento, o que limita o seu emprego a solos coesivos.

Outra limitação é o nível d'água, natural ou rebaixado. Em casos especiais, pode ser possível bombear a água sem risco de desmoronamento.

Quando houver risco para os operários, podem ser utilizados escoramentos, total ou parcialmente, de modo que se consiga o prosseguimento da escavação.

A altura da base dos tubulões a céu aberto não deve ser projetada com medidas superiores a 2,00 m.

Quando as características do solo indicarem problemas na execução do alargamento da base, devem ser tomadas providências quanto à segurança, prevendo-se algo como escoramento e uso de injeções para evitar o desmoronamento da base.



### 2.2.3) CONCRETAGEM

Na concretagem dos tubulões é desaconselhável que se vibre o concreto, pois os tubulões normalmente não têm revestimento. Por essa razão o concreto deve ter trabalhabilidade adequada.

O processo de concretagem indicado pela norma técnica é o lançamento do concreto da superfície, através de um funil com comprimento não inferior a 5 vezes o diâmetro interno, sendo necessária a retirada de corpos de prova para a realização do controle do concreto.

Segundo TOMLINSON (1977), o tempo entre a escavação e a concretagem deve ser um período mínimo, com a finalidade de reduzir os efeitos gerados pelo alívio de tensões na base dos tubulões.

De acordo com ANDERSON (1975), um dos problema durante o processo construtivo de tubulões é o desconfinamento do maciço de solo na vizinhança da escavação, devido à demora entre a escavação e a concretagem do tubulão. Durante diferentes períodos de tempo, este autor realizou uma série de ensaios, nos quais as escavações foram deixadas abertas por 30 minutos, 12 horas e 24 horas antes da concretagem (Figura 2.1).

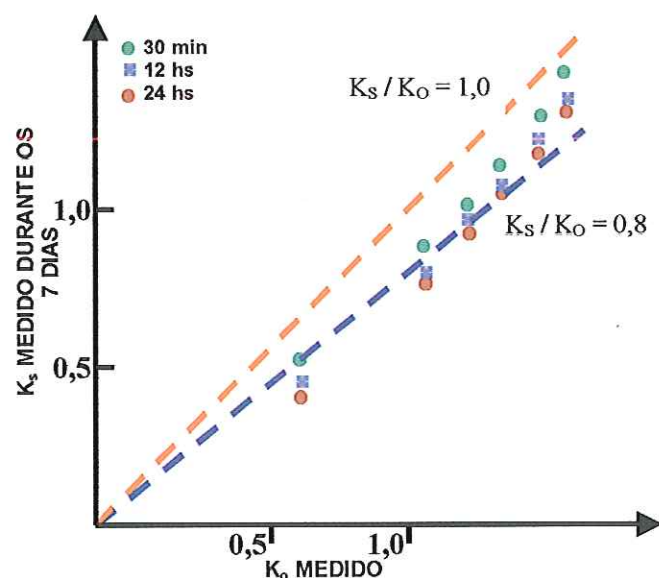


FIGURA 2.1 : Relação de intervalo de tempo entre a Escavação e a Concretagem de um Tubulão (ANDERSON, 1975)

Nota-se na prática de execução de tubulões a céu aberto que o mais usual é uma média de 1 a 2 dias de bases abertas sem serem concretadas. Os dois principais motivos são :

- Espera-se uma quantidade suficiente de tubulões escavados para que seja chamado o engenheiro de fundações para liberar as bases (este procedimento é feito para diminuir o custo da obra).

- Também é usual aguardar uma quantidade suficiente de tubulões prontos para serem concretados, para se obter um volume razoável de concreto, pois normalmente os tubulões são concretados com concreto usinado.

#### **2.2.4) VANTAGENS DA UTILIZAÇÃO**

Os tubulões a céu aberto têm sido muito utilizados em edifícios residenciais, no Estado de São Paulo. Esta preferência se dá uma vez que os tubulões apresentam as seguintes vantagens :

- Os custos de mobilização são pequenos quando comparados à utilização de outros tipos de fundação;
- Determinação efetiva do nível d'água, com a possibilidade em alguns casos, de rebaixamento do lençol freático;
- Uma conferência efetiva da sondagem;
- Apoiar cada pilar em um fuste único, não sendo necessário o uso de diversas estacas e eliminando a necessidade de bloco de coroamento;
- O diâmetro e o comprimento dos tubulões podem ser alterados durante a escavação, caso haja mudança de projeto ou erro de sondagem;



- A execução de fundações por tubulões não apresenta ruídos e vibrações de alta intensidade, o que é muito importante para obras nos grandes centros urbanos.

### **2.2.5) DESVANTAGENS DA UTILIZAÇÃO**

- Situações que colocam em risco tanto os vizinhos, quanto os próprios operários, quando ocorrem recalques excessivos e desmoronamentos durante o processo executivo dos tubulões, aumentando consideravelmente o consumo de concreto;
- Uma preferência exagerada por este tipo de solução, às vezes forçando a adoção de elevadas pressões admissíveis, levando à redução da segurança em relação à ruptura e mesmo a recalques;
- Tubulões de boa qualidade são totalmente dependentes da técnica construtiva a ser empregada;
- Necessidade de considerável soma de conhecimento e experiência do Engenheiro Consultor para a liberação dos tubulões;
- Difícil execução de provas de carga estática em tubulões devido ao alto custo, uma vez que o ensaio exigirá reação de elevada magnitude.

## **2.3) CAPACIDADE DE CARGA DE TUBULÕES**

### **2.3.1) INTRODUÇÃO**

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

Contudo, tem sido prática muito simplista, para o projeto de tubulões, admitir que a resistência por atrito lateral e o peso próprio do tubulão se compensam. Em consequência, a prática profissional brasileira tem por tradição trabalhar com a pressão admissível na base dos tubulões.

A capacidade de carga de uma fundação pode ser estimada através de métodos de previsão e determinada diretamente através de provas de carga estáticas e métodos dinâmicos. Os cálculos estáticos podem ser feitos por formulações teóricas ou por fórmulas semi-empíricas

No Brasil, os métodos semi-empíricos mais utilizados são: AOKI & VELLOSO (1975); DECÓURT & QUARESMA (1978) e o VELLOSO (1981).

### **2.3.2 – RESISTÊNCIA DE BASE**

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

De acordo com FRANKE (1981), a pressão de ruptura na base aumenta com a profundidade até um valor crítico ( $D_{crit}$ ), permanecendo constante. Mas, esta pressão pode sofrer alterações com o alargamento da base do tubulão, considerando que todas as demais variáveis independentes permaneçam constantes.

FRANKE (1981) apresenta um fator empírico redutor ( $r_b$ ), que para estacas escavadas de diâmetro maiores que a 0,50 m deve ser usado sobre o valor de resistência de base unitária estimada (Figura 2.2).

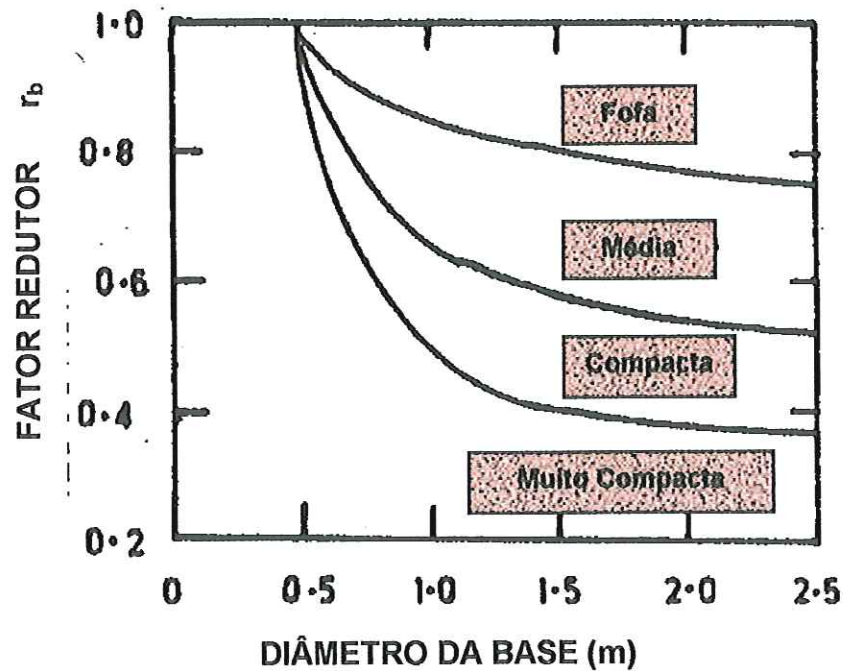


FIGURA 2.2 : Fator Empírico Redutor ( $r_b$ ) para Tubulões em Areias (FRANKE, 1981)

JAMIOLKOWSKI & LANCELLOTTA (1988), com base nos resultados de provas de carga em estacas escavadas, sugerem a seguinte fórmula:

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

onde:

$q_{b,crit}$  = Resistência crítica de base unitária;

$q_c$  = Resistência medida durante a realização de ensaios de CPT.

FRANKE (1989) fornece uma nova relação :

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

COSTA NUNES & VELLOSO (1960), a partir da resistência de ponta ( $q_c$ ) do CPT, para ensaios conduzidos até pelo menos 4 m abaixo da cota de apoio dos tubulões, desde que não haja camadas moles mais profundas, apresentam as seguintes fórmulas para a pressão admissível :

$$\bar{\sigma}_H = q_c / 6 < 2,0 \text{ MPa} \quad (\text{ Para solos arenosos } )$$

$$\bar{\sigma}_H = q_c / 8 < 2,0 \text{ MPa} \quad (\text{ Para solos argilosos } )$$

onde os coeficientes 6 e 8 englobam um fator de escala e um coeficiente de segurança.

No meio técnico, também é conhecida a fórmula :

$$\bar{\sigma}_H = ( N / 50 ) + q \quad (\text{MPa}) \quad \text{com } 5 \leq N \leq 20$$

Onde N é o valor médio de resistência à penetração do SPT, no bulbo de pressões (duas vezes o diâmetro de base).

Conforme CINTRA & AOKI (1999), também se usa a regra empírica :

$$\bar{\sigma}_H = ( N / 30 ) \quad (\text{MPa}) \quad \text{com } 6 \leq N \leq 18.$$

onde o denominador é reduzido de 50 para 30 leva em conta o efeito do embutimento da fundação no aumento da capacidade de carga.

## **2.4) QUALIDADE NAS FUNDACÕES**

Este é um fator que tem preocupado muitos técnicos, comparando-se o estágio atual com o passado, e talvez até se possa chegar à conclusão que esteja havendo perda de qualidade nas fundações.

Em relação à garantia da qualidade, tem se falado muito nas ISOs, que regem uma maneira executiva do processo, mas não abordam as verdadeiras causas do que vem acontecendo na construção civil, em particular nas investigações



geotécnicas e nas fundações: o despreparo técnico, a incompetência e a vontade de vencer a qualquer custo.

No projeto sempre existe uma certa desconfiança com as investigações geotécnicas. É inacreditável a quantidade de sondagens mal executadas ou mesmo não executadas e fabricadas em pranchetas e depois vendidas a um custo baixo. Quanto às fundações, em nome de uma grande evolução tecnológica, têm-se abandonado os controles que, efetivamente, aferem a qualidade do produto.

Recentemente, os desastres de São José do Rio Preto (Torre Itália) e do Rio de Janeiro (Palace II) revelam que o simples controle do concreto, utilizado em estacas do tipo Franki, não foi realizado.

É fundamental realçar a importância da coerência entre todas as informações sobre a fundação: investigações geotécnicas, previsões e resultados de execução.

A única maneira de evoluir realmente em experiência é aperfeiçoando os critérios de projeto e procedimentos executivos. Houve evolução tecnológica nos equipamentos executivos mas, por outro lado, piorou-se nos controles e qualidade dos trabalhos.

## **2.5) RELATO DE OBRA NA CIDADE DE CAMPINAS/SP**

Trata-se da descrição de uma obra de fundações de um edifício comercial (escola). São utilizados tubulões a céu aberto escavados mecanicamente, com diâmetro de 0,50 m, e com abertura de base efetuada manualmente; e também tubulões ovalados, executados manualmente nas divisas, nos quais são incorporados os pilares de arrimo. Os tubulões ovalados tem função tanto de suportar as cargas verticais como as cargas horizontais. Os muros de arrimo são construídos de cima para baixo.



Adotou-se uma seqüência considerada ideal tendo em vista um cronograma curto, otimização do fator custo / benefício e, sobretudo, a segurança envolvendo tanto a mão-de-obra como as construções vizinhas.

### **2.5.1) DESCRIÇÃO DO LOCAL**

A área onde foi executada a obra está localizada no bairro do Cambuí, na Cidade de Campinas, bairro de poder aquisitivo alto. O terreno faz divisa, nos dois lados e ao fundo, com residências antigas.

O projeto consiste de um edifício de dois pisos e um sub-solo. O sub-solo utiliza totalmente o terreno da obra e portanto, durante a construção houve uma preocupação especial com a execução dos muros de arrimo.

### **2.5.2) PERFIL GEOTÉCNICO DO LOCAL**

O perfil geotécnico do terreno, em questão, é constituído por uma seqüência de camadas, descritas de cima para baixo, como se segue :

- Camada superficial, de aterro argilo-arenoso, muito mole, marrom escuro e com espessura de 0,90 a 1,60m.
- Argila arenosa, muito mole, marrom e vermelha, com espessura aproximada de 5,00 m.
- Camada de silte areno argiloso, pouco compacto, marrom, vermelho e branco (solo residual), com espessura aproximada de 4,00 m.
- Silte muito arenoso, pouco compacto, amarelo, marrom e roxo (solo residual), com espessura aproximada de 3,00 m.
- Camada de silte argiloso, rijo a duro, amarelo e marrom, com espessura aproximada de 10 m.

- Silte arenoso, compacto, verde, cinza e branco (solo residual), com espessura aproximada de 2,00 m.

A figura 2.3 apresenta a locação dos furos de sondagem e as figuras 2.4 a 2.8 apresentam os perfis do subsolo obtidos nas sondagens a percussão .

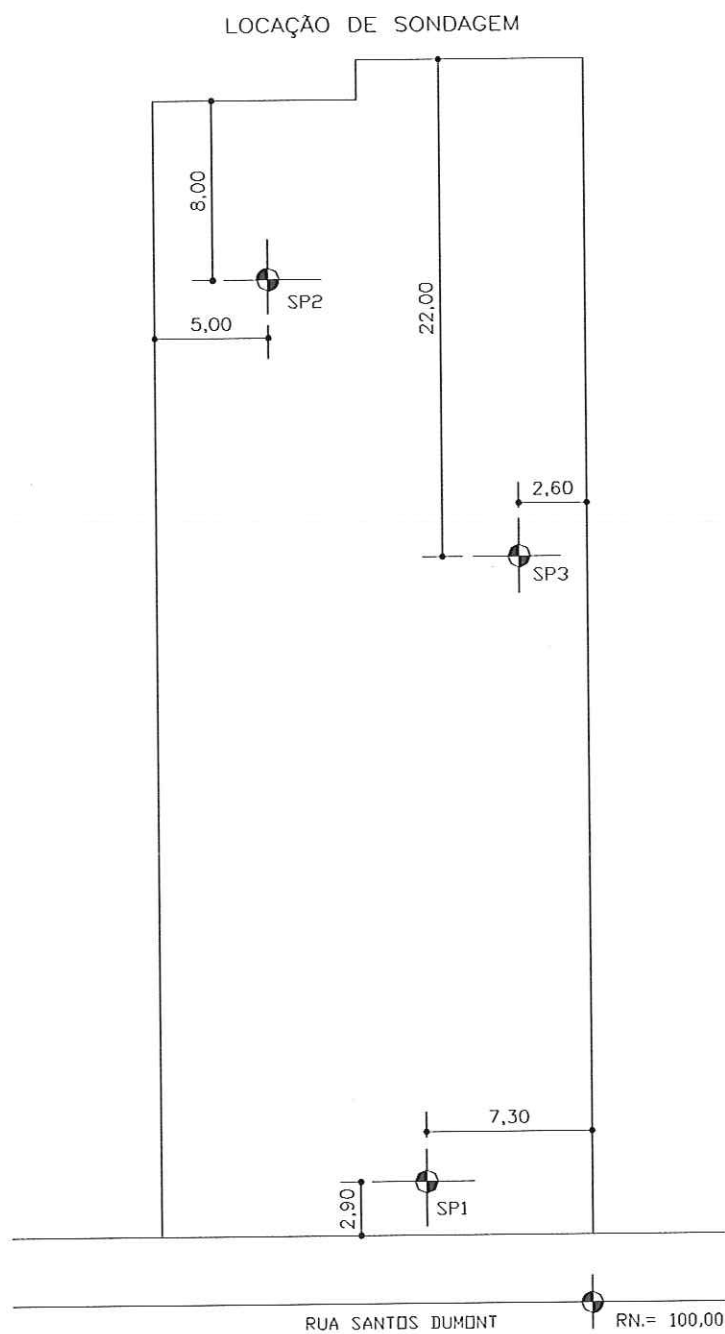


FIGURA 2.3 : Locação dos furos de Sondagem

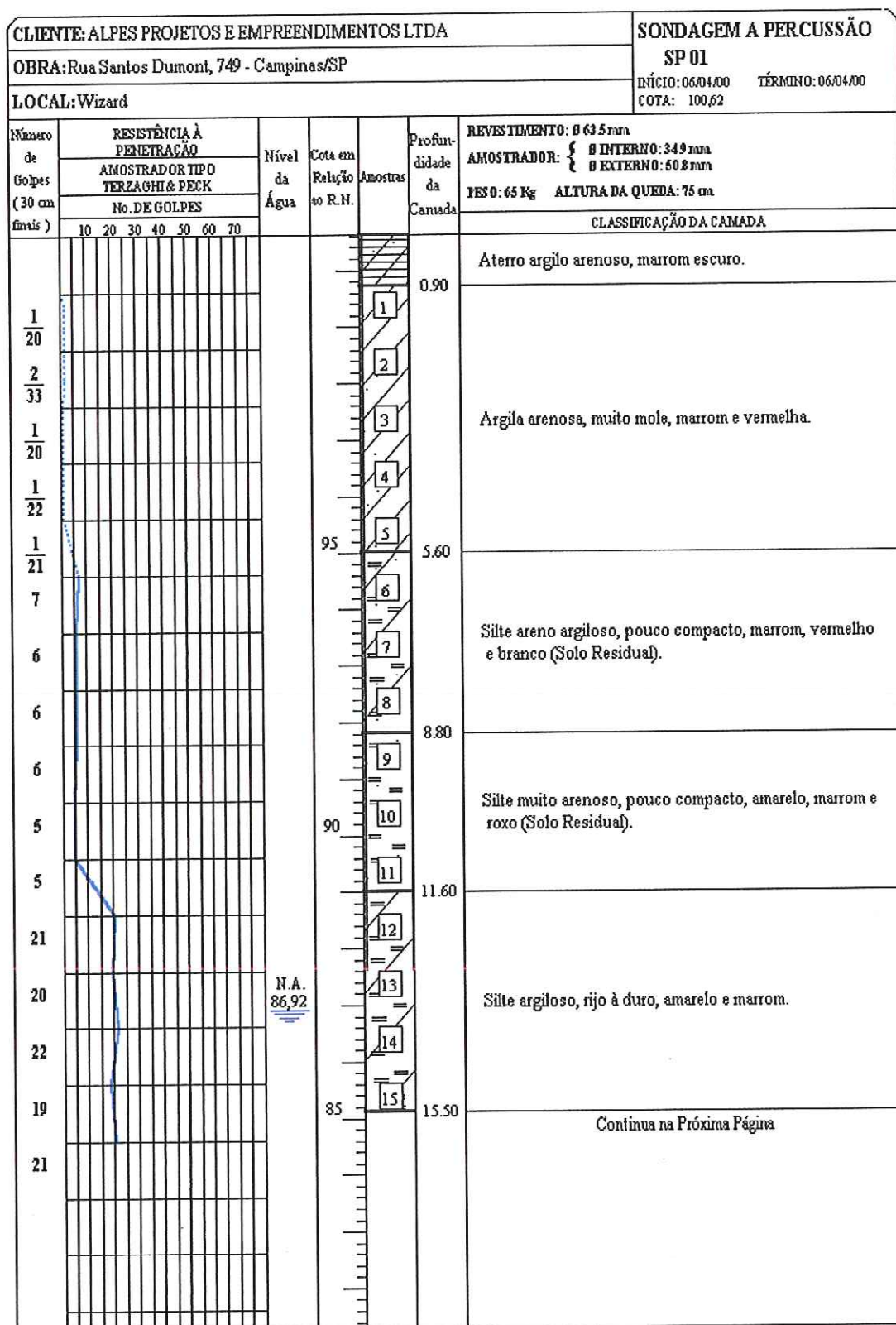


FIGURA 2.4 : Sondagem SP1 ( 1ª Parte )









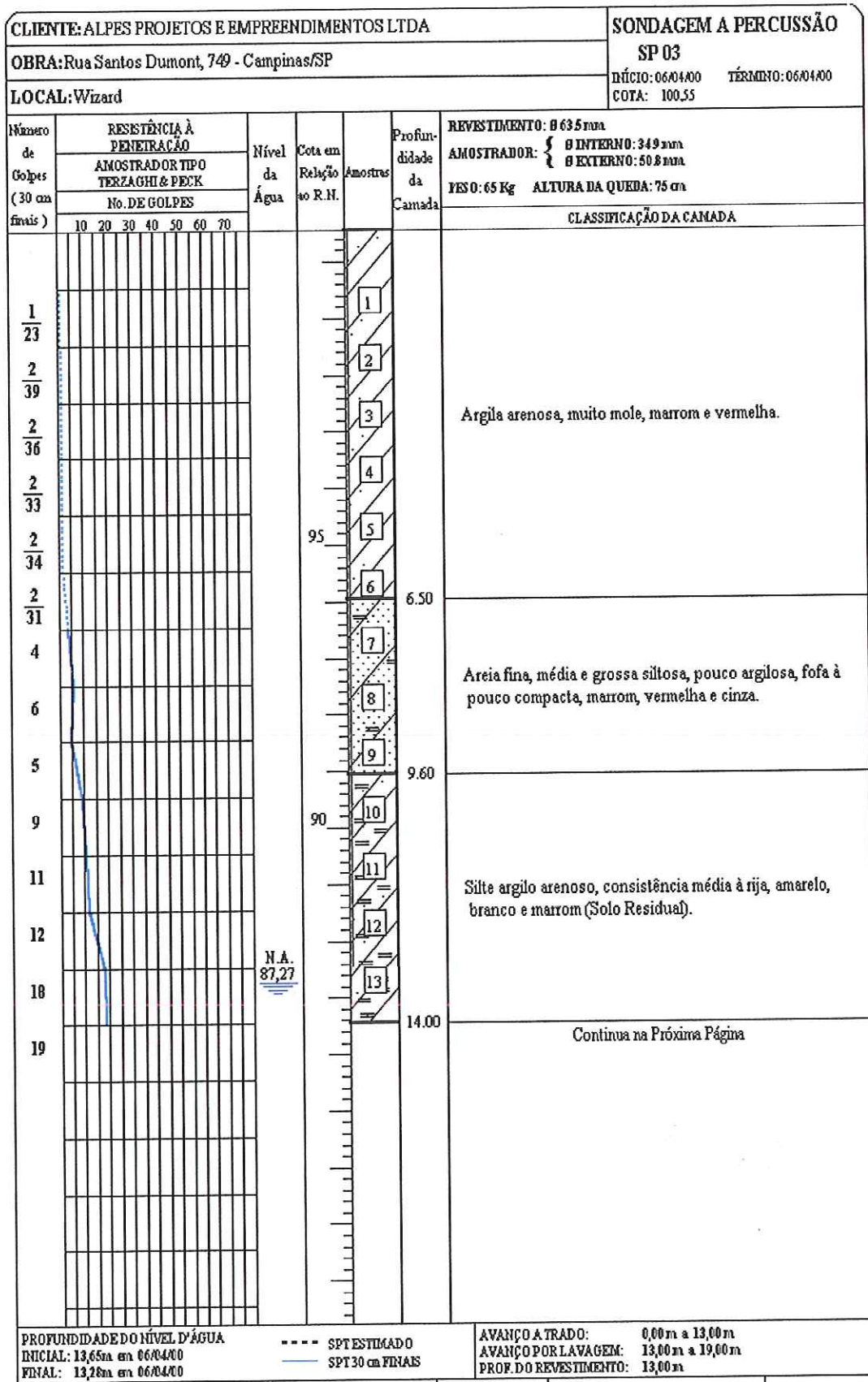


FIGURA 2.7 : Sondagem SP3 ( 1.ª Parte )

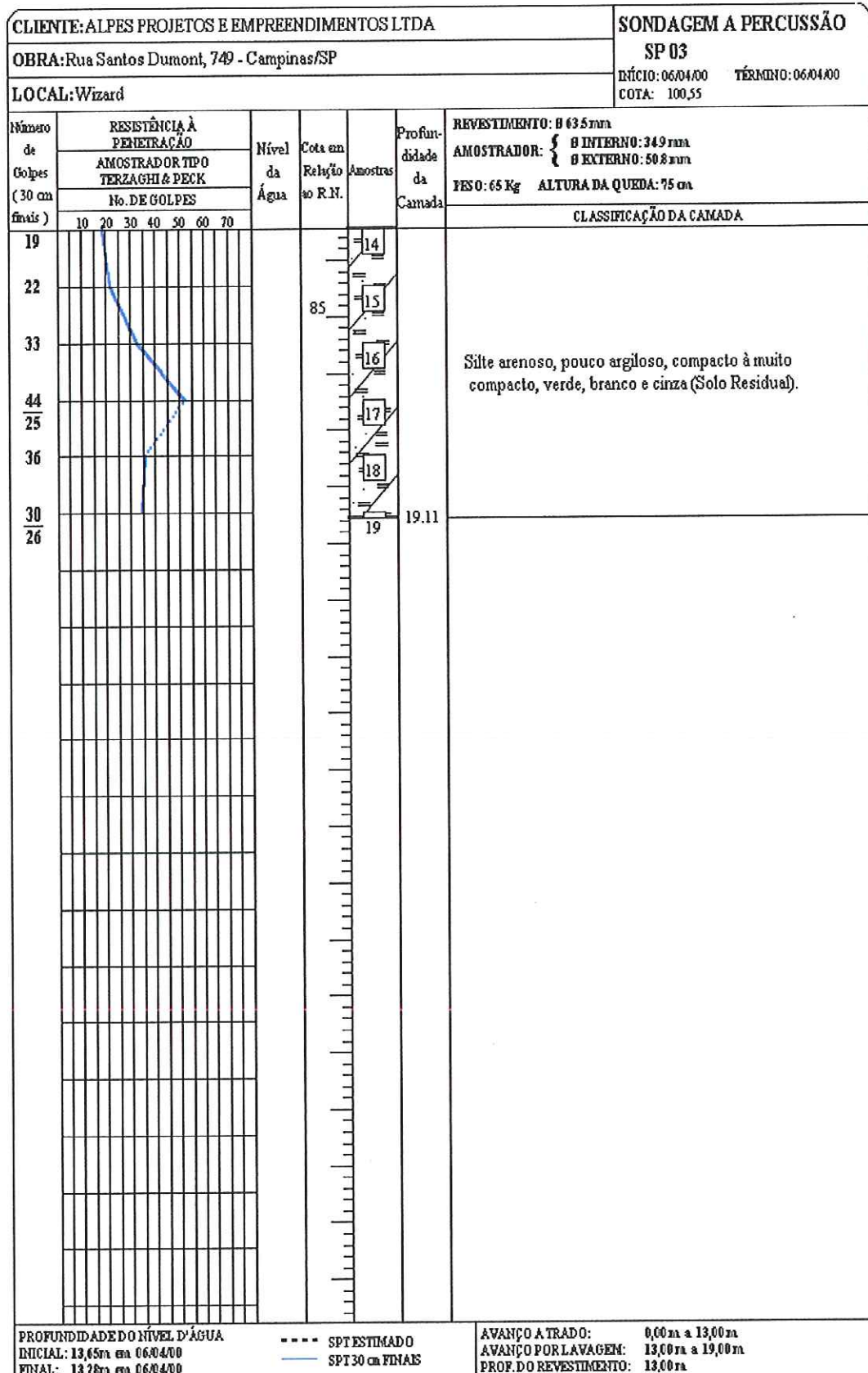


FIGURA 2.8 : Sondagem SP3 ( 2ª Parte )

### **2.5.3) TOPOGRAFIA E FUNDAÇÕES DAS OBRAS ADJACENTES**

A inspeção do projetista de fundações ao terreno da obra é condição essencial para a elaboração do projeto.

É muito importante que seja efetuado o levantamento topográfico da área e, se possível, o projetista deve se informar sobre qual tipo de fundação foi utilizado nas obras vizinhas e os correspondentes recalques que estas obras tiveram. Estes dados, via de regra, facilitam a definição do tipo de fundação a ser empregado.

Nesta obra, os vizinhos por toda a periferia do terreno são construções de pequeno porte, mas bem antigas, provavelmente em fundações diretas e quase todas construídas até a divisa.

### **2.5.4) PLANTA DE CARGA**

A planta de carga é elaborada pelo calculista estrutural, de acordo com o tipo de projeto. As cargas são fornecidas por pilar, sendo às vezes produzidas separadamente, em cargas permanentes, cargas variáveis (vento) ou cargas ocasionais.

Mas a determinação das ações das cargas nas fundações em taludes e de fundações sujeitas a atrito negativo cabe ao projetista de fundações.

A figura 2.9 apresenta a planta de carga na íntegra e as figuras 2.10 a 2.12 apresentam a planta de carga dividida em três partes, em escala maior.

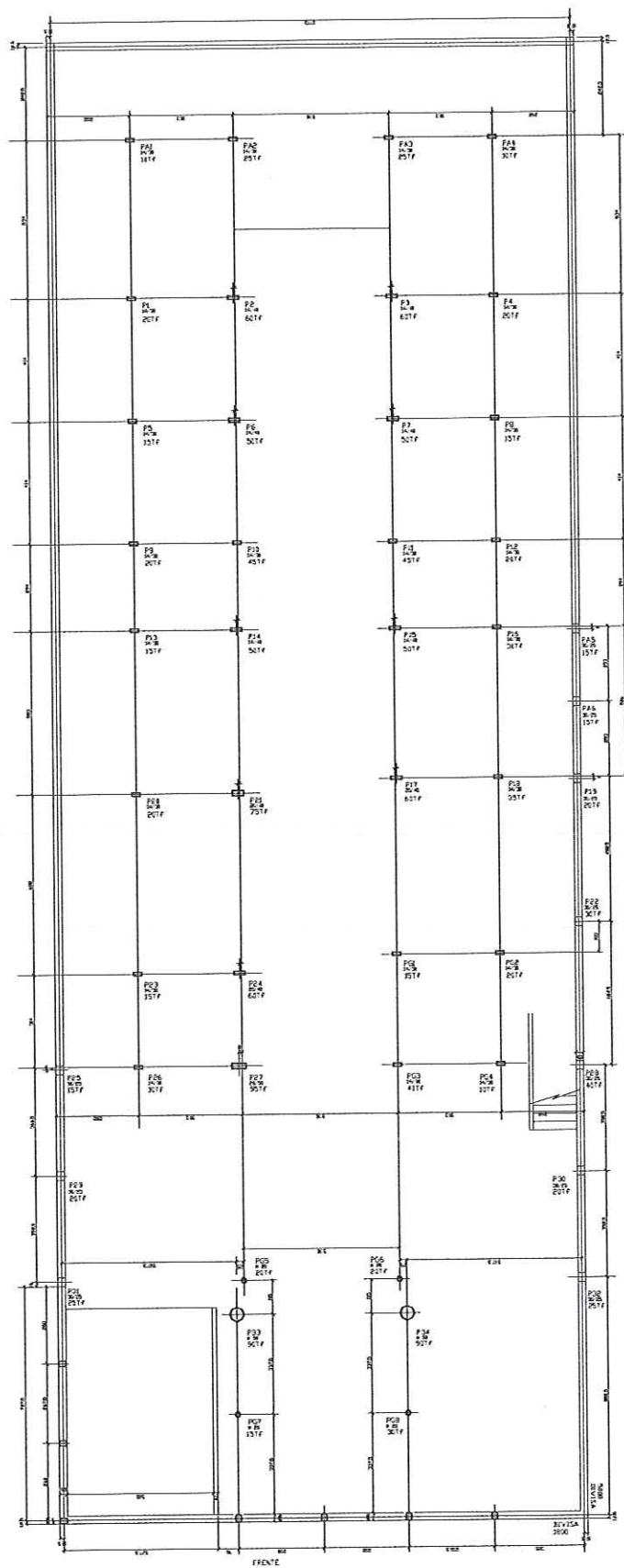
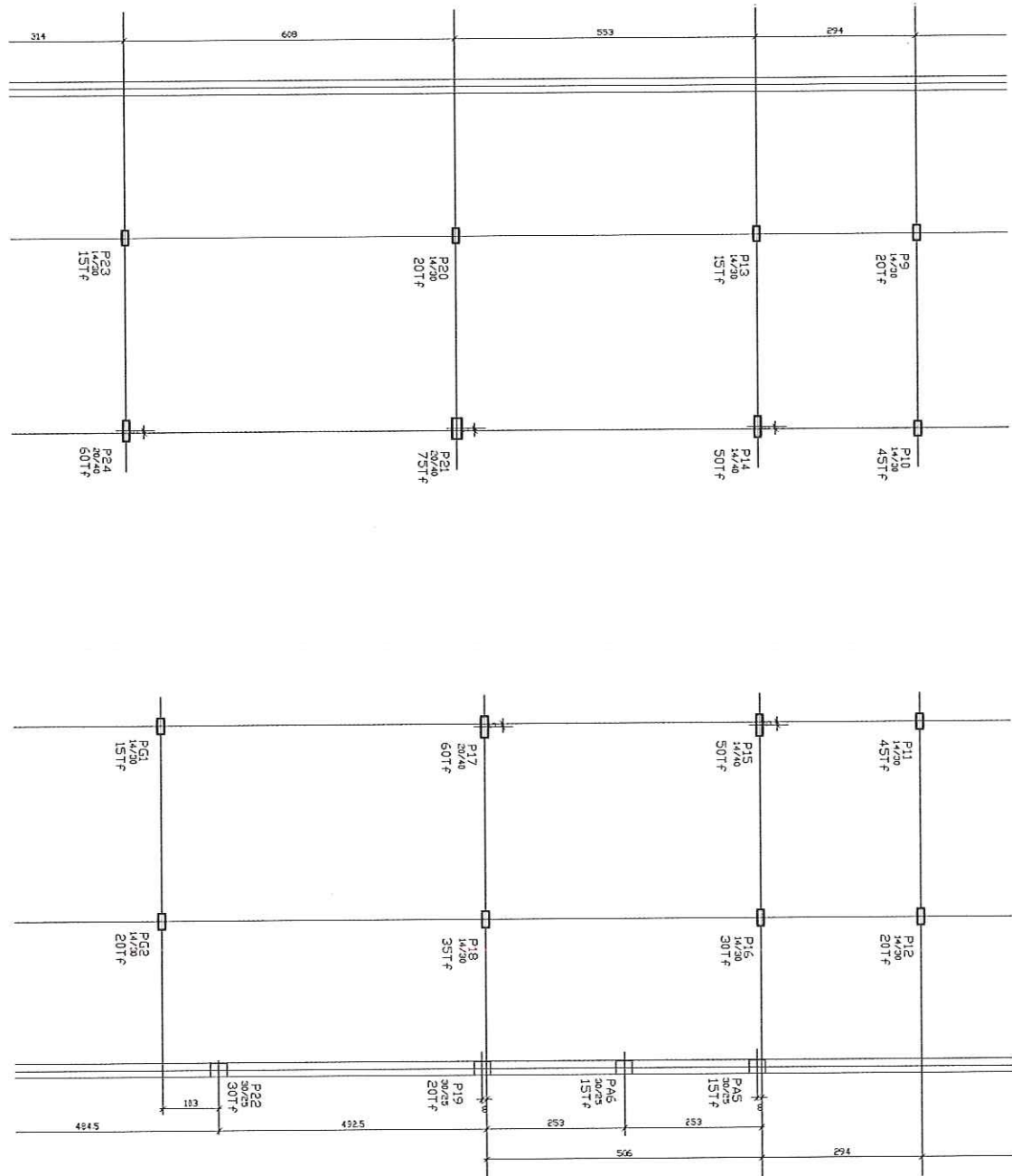


FIGURA 2.9 : Planta de Carga







NÃO TOMAR MEDIDAS EM ESCALA  
CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

FIGURA 2.11 : Planta de Carga ( 2ª.Parte )

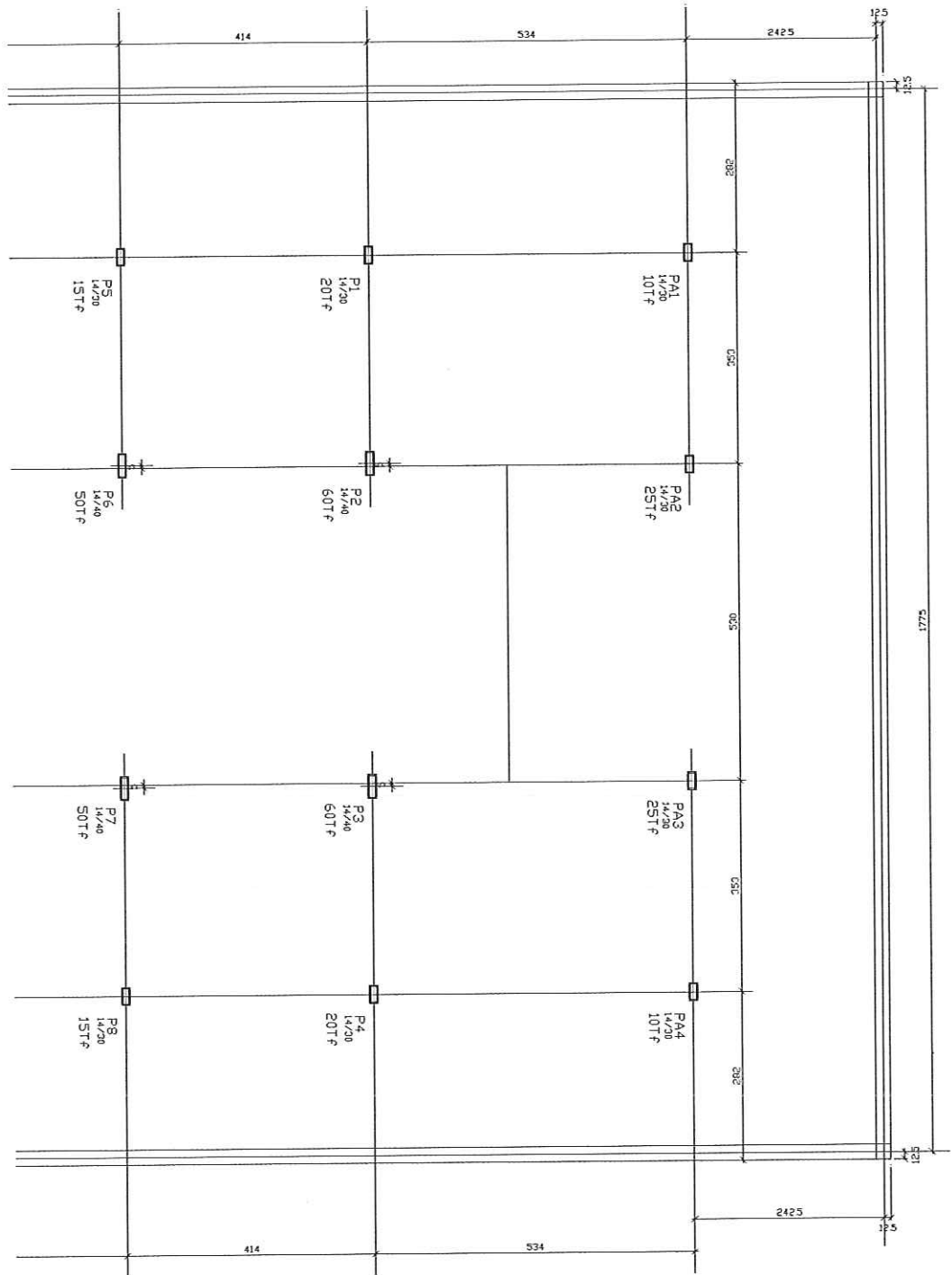


FIGURA 2.12 : Planta de Carga ( 3ª.Parte )

### **2.5.5) PROJETO DE FUNDAÇÕES**

Além de estacas escavadas com diâmetros de 0,30 m e 0,40 m, o projeto consiste de tubulões com fuste de diâmetro de 0,50 m escavado mecanicamente, com abertura de base manual, e de tubulões ovalados de diâmetro de 0,70 / 0,70 m, na divisa, compondo o muro de arrimo.

Na prática, muito embora seja incomum projeto com fuste de 0,50 m e execução de base manualmente, verifica-se uma economia muito grande para projetos com carga média de 800 a 1000 kN por pilar.

O motivo da economia é que para um fuste de 0,50 m pode-se adotar uma carga admissível de até 1000 kN, com um volume de concreto de 0,20 m<sup>3</sup> por metro linear, enquanto que, um fuste de 0,70 m consome 0,385 m<sup>3</sup> de concreto por metro linear.

Com isso comprova-se uma economia de aproximadamente 50% no volume de concreto do tubulão, sem considerar que se pode também ter outras reduções de custo, como por exemplo, nas dimensões dos blocos.

Apresenta-se na figura 2.13 uma visão total do projeto de fundações e nas figuras 2.14 a 2.16 o projeto detalhado em três partes, em escala maior.



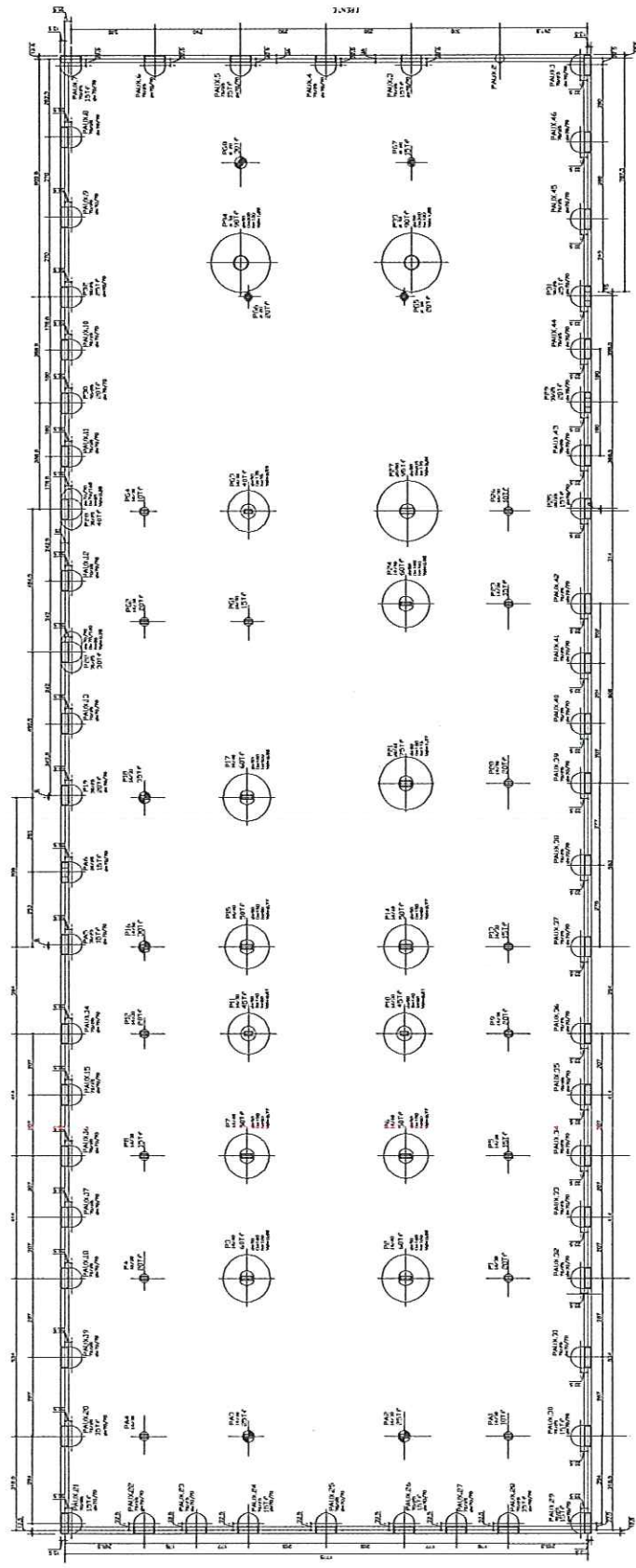


FIGURA 2.13 : Planta de Fundações

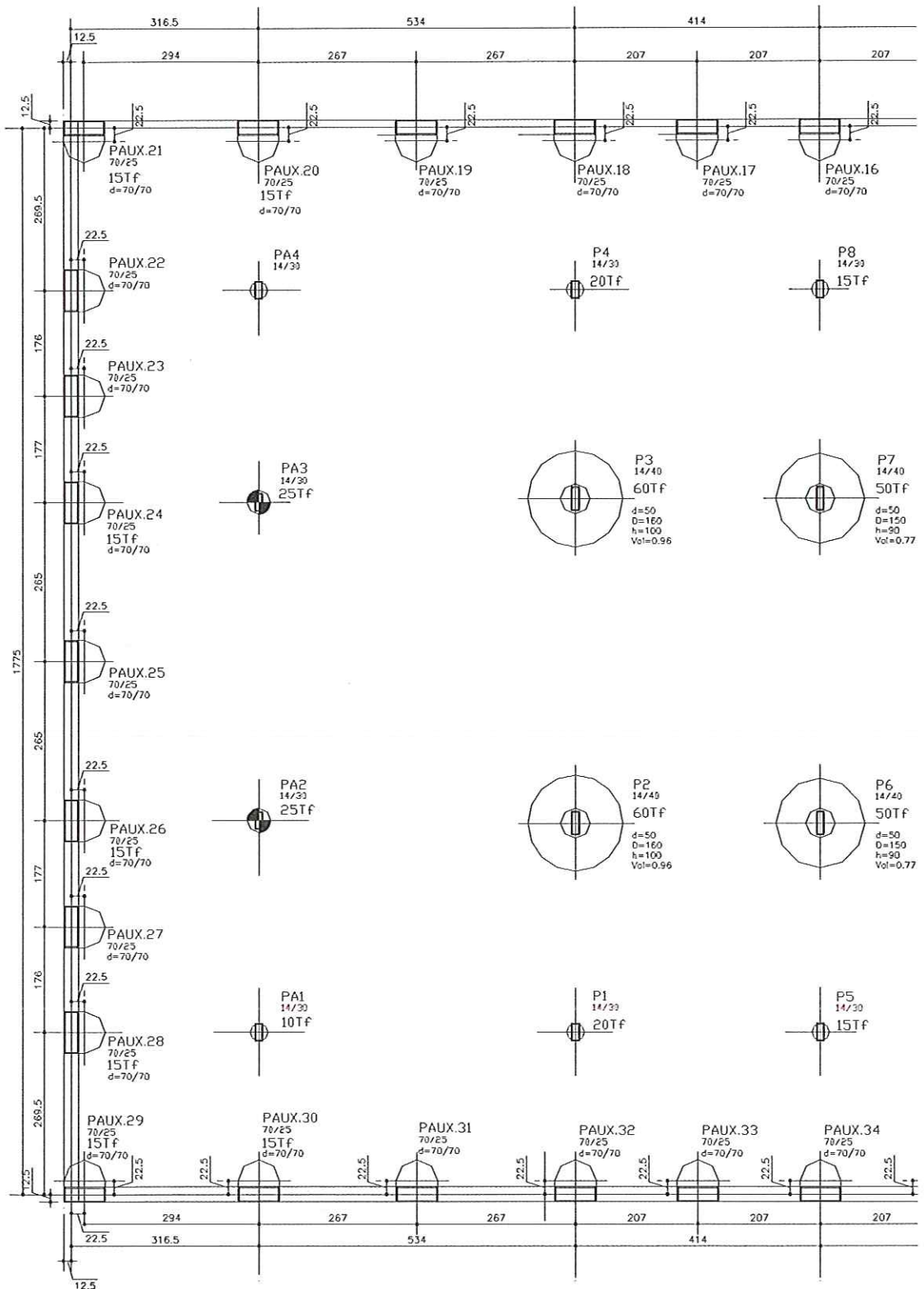


FIGURA 2.14: Planta de Fundações (1ª Parte)

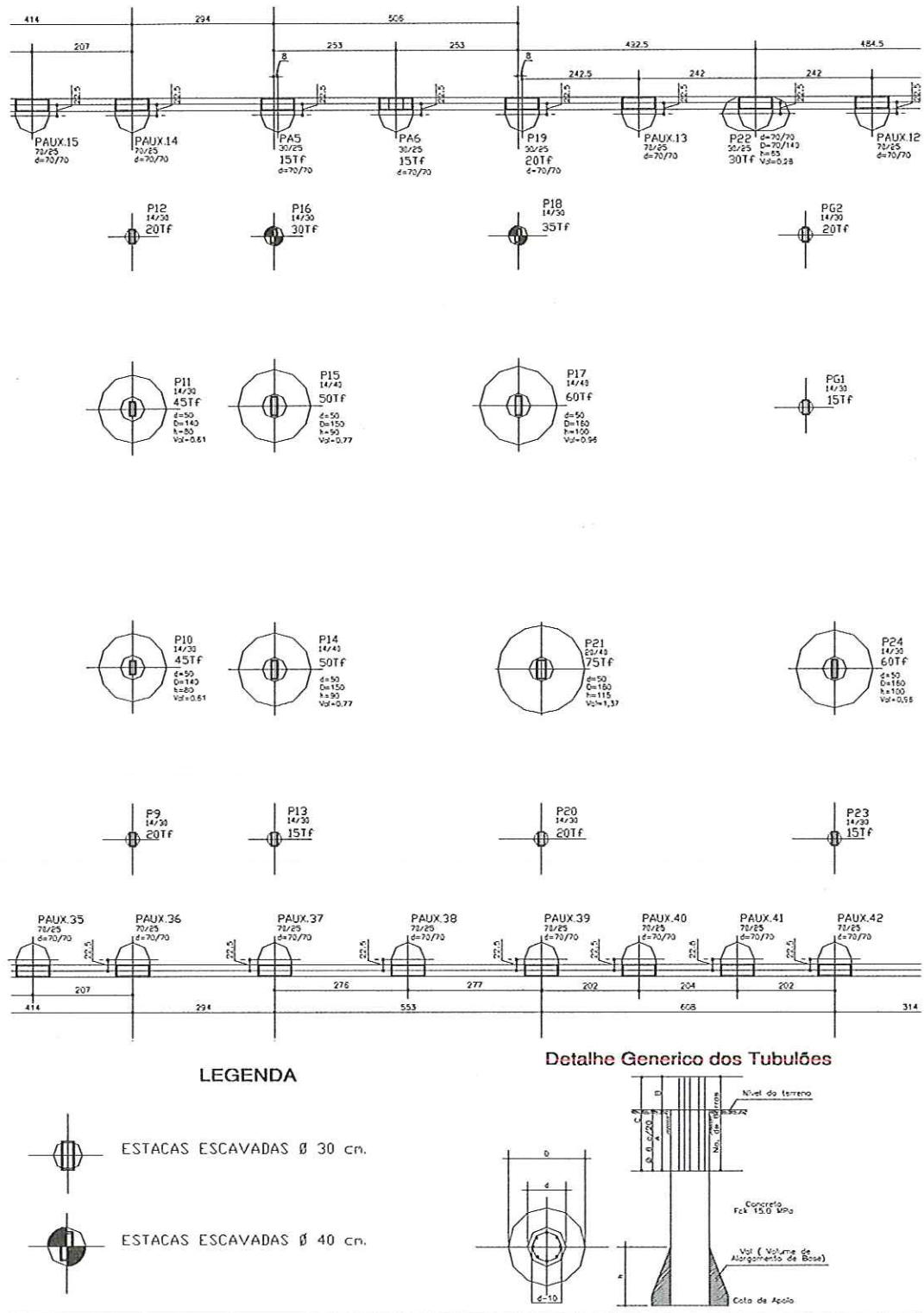
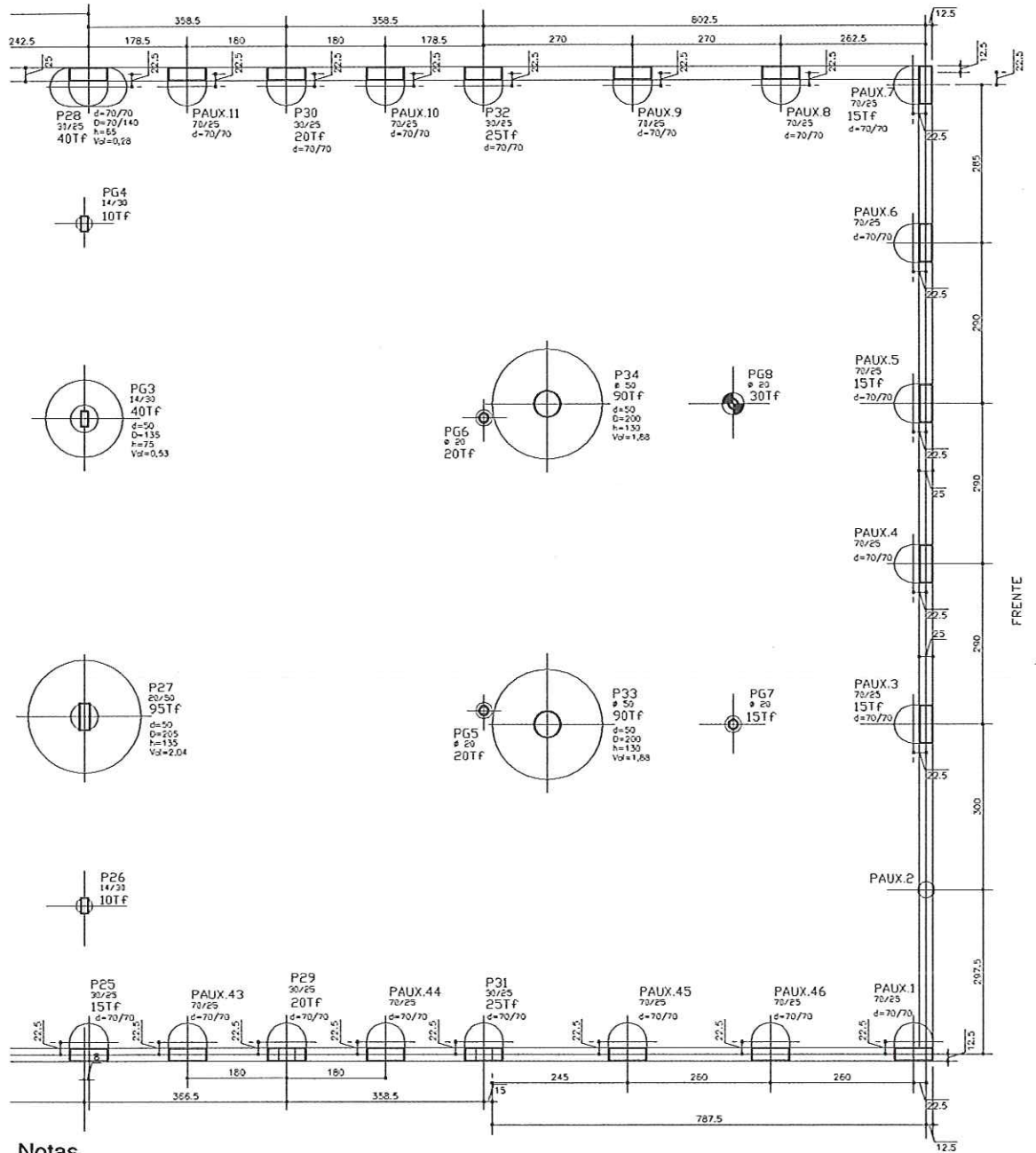


FIGURA 2:15 : Planta de Fundações ( 2ª Parte )



**Notas**

- 1- Dimensões em cm.
- 2- Volume do alargamento da base em m<sup>3</sup>.
- 3- Não tomar medidas em escala.
- 4- Tava de trabalho do solo para tubulões = 3,00 kg / cm<sup>2</sup>.
- 5- As cargas dos pilares foram retiradas da planta de cálculo estrutural da Tedrus Bento Projetos Cíveis s/c Ltda.
- 6- Os pilares deverão ser locados pela planta do projetista estrutural.
- 7- Concreto para os tubulões : fck = 15,0 mpa - Sumo - test = 6 + - 1
- 8- As cotas de apoio das tubulões serão determinadas na obra por engenharia da Perfil Fundações.
- 9- As cotas de arrasamento deverão ser determinadas pelo projetista estrutural.

**FIGURA 2.16 : Planta de Fundações ( 3ª Parte )**



### 2.5.6) FERRAGENS DOS TUBULÕES

As ferragens dos tubulões, nesta obra, foram projetadas tendo em vista a junção entre tubulão ou estaca e pilares .



FIGURA 2.17 : Detalhe de ferragem dos tubulões centrais

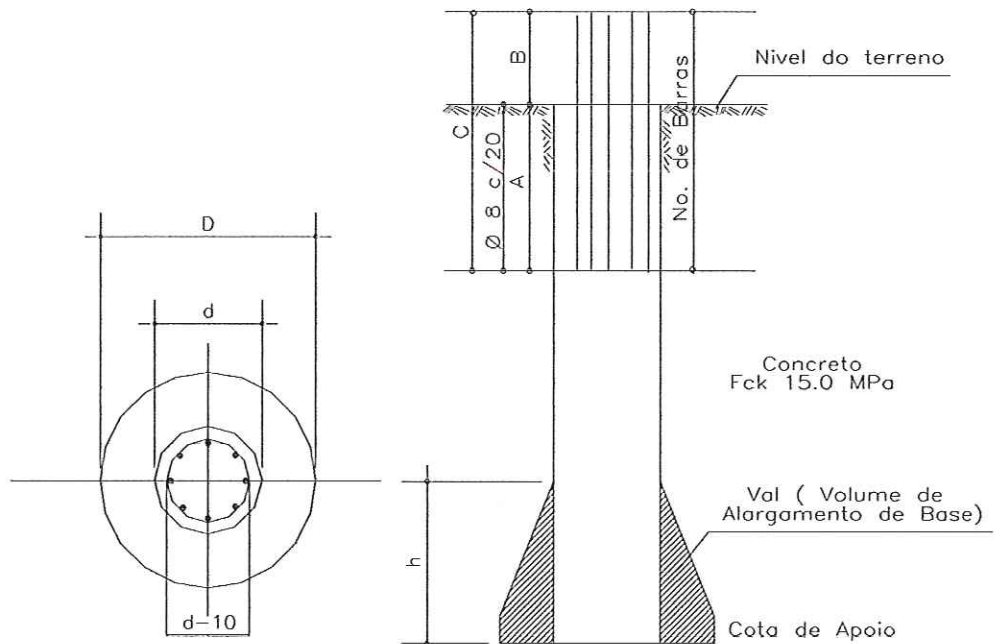


FIGURA 2.18 : Detalhe dos tubulões

## **2.5.7) MÉTODO EXECUTIVO**

### **2.5.7.1 – Estacas Escavadas e Tubulões a céu aberto**

Foram executadas estacas escavadas com diâmetros de 0,30 e 0,40 m, tubulões de 0,50 m, na parte central da obra, e tubulões de 0,70 m alongados, nas divisas, para a execução dos muros de arrimo.

A utilização de fuste com diâmetro de 0,50 m para cargas até 1000 kN proporciona uma economia de concreto de aproximadamente 50 %, bem como, permite a utilização de equipamentos mais simples, portanto mais econômicos, não sendo necessários equipamentos mecânicos acoplados em caminhão.



**FIGURA 2.19 : Detalhe de equipamento (perfuratriz simples)**



Esse tipo de equipamento (ver Figura 2.20) permite a perfuração de fustes de 0,25 a 0,50 m, com uma profundidade máxima de 13 m.

Nesta obra, tanto os tubulões da região central como os tubulões de divisa foram executados antes do corte do terreno, para imprimir uma velocidade maior de execução.



**FIGURA 2.20 :** Vista frontal do equipamento (perfuratriz)

Uma grande vantagem deste procedimento é a possibilidade de atuação em duas frentes de serviço.

Enquanto uma frente vai executando os tubulões centrais; uma outra frente vai executando os tubulões de divisa.

Estes tubulões de divisa são executados de forma ovalada, sem a escavação do terreno, sendo concretados até o piso acabado do subsolo (ver Figura 2.20).

A armadura destes tubulões é colocada em ferragem única, de tal forma que sobressai acima do nível natural do terreno, fazendo assim, parte integrante do pilar (Figura 2.21).





**FIGURA 2.21 :** Vista frontal do tubulão de divisa com ferragem do pilar



**FIGURA 2.22 :** Vista de varios tubulões de divisa com ferragem do pilar



Uma outra vantagem, neste tipo de procedimento, é que em grandes centros urbanos, as divisas de terreno tem paredes geminadas, o que normalmente dificulta a realização de fundações nas divisas.



**FIGURA 2.23 :** Vista de forma dos pilares dentro do tubulão

Com isso, pode-se executar as fundações , às vezes utilizando as próprias paredes antigas como tapume de obra, fazendo na primeira etapa de execução, uma abertura atrás de onde se localizarão os pilares de divisa (Figura 2.23).

Assim para a concretagem dos pilares de divisa, necessita-se construir apenas uma forma frontal e algumas laterais

para completar a forma que receberá o concreto (figura 2.23).



### 2.5.7.2) Concretagem dos Tubulões Principais e Pilares de Divisa

O procedimento adotado também possibilita a abertura simultânea de várias frentes de serviço.



FIGURA 2.24 : Concretagem de um tubulão central

O concreto utilizado nos tubulões não são vibrados, tendo-se uma preocupação especial para que esse concreto, quando descarregado, não seja lançado contra as paredes do tubulão (Figura 2.24) . É ainda desejável que a fundação seja executada de tal maneira que o caminhão de concreto consiga chegar até o fuste, para que possa ser descarregado diretamente.

Como se pode observar, no mesmo período da obra, realiza-se a concretagem dos tubulões dos pilares principais do prédio (Figura 2.24) e a concretagem e retirada das formas dos pilares de divisa (Figura 2.25).



**FIGURA 2.25 :** Pilares do sub – solo concretados

Também se observa ao fundo (Figura 2.25), que as ferragens dos tubulões de divisa são ovaladas conforme o tubulão, em sua face voltada para o terreno, e no lado oposto, a ferragem é reta, onde o tubulão está em contato com a parede de divisa do terreno.



Pode-se observar os detalhes das ferragens dos tubulões de divisa conforme a Figura 2.26.

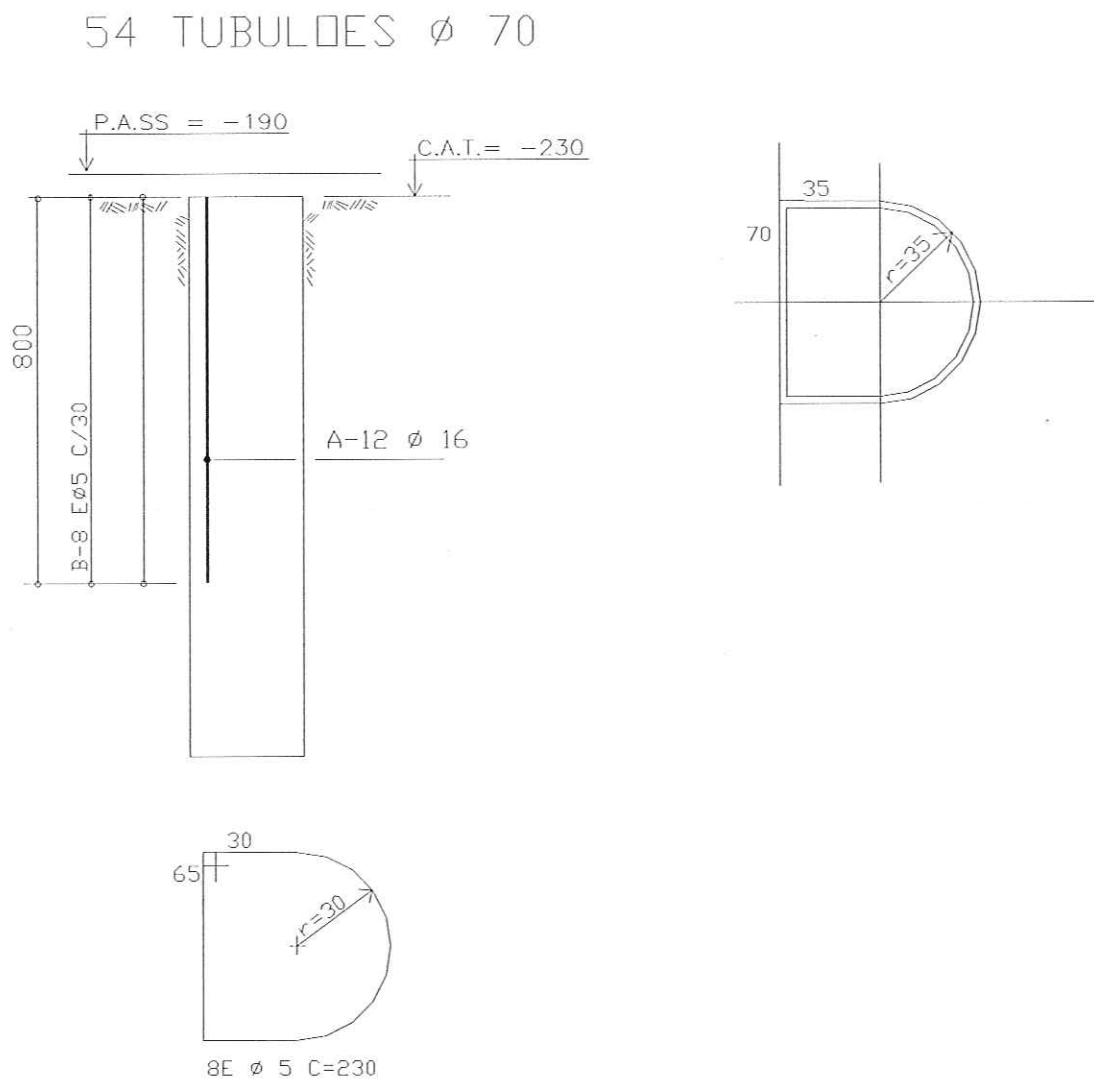


FIGURA 2.26 : Detalhe de Ferragem dos Tubulões de Divisa

### **2.5.7.3) Escavação do Sub-Solo**

A escavação do sub-solo iniciou-se após a execução das fundações principais. O concreto foi arrasado na cota do sub-solo e também todos os tubulões de divisa e seus pilares devidamente concretados. Iniciou-se então a escavação do sub-solo.



**FIGURA 2.27 :** Início da Escavação do Sub-Solo

Uma grande vantagem desta escavação é que ela pode ser executada em duas fases. Na primeira, será escavado o sub-solo afastado das divisas (Figura 2.27). Na segunda fase será escavado junto às divisas por baixo da laje do térreo, para eliminar o risco de desmoronamento e ao mesmo tempo abrir nova frente de serviço.



Esse procedimento é preferencialmente executado em terrenos que apresentam problemas de divisa.

Nota-se que é uma obra que ocupa praticamente todo o terreno, com isso dificultando o armazenamento de material na obra.

Quando é executada esta escavação, é necessário ter uma preocupação quanto às cotas de arrasamento, para que as máquinas de escavação não danifiquem as fundações, mesmo sabendo que existe uma folga de altura entre o arrasamento dos tubulões e o limite da escavação, que é a altura dos blocos.



**FIGURA 2.28 :** Escavação do sub-solo

Outra vantagem que este tipo de execução permite é que os terrenos no centro de grandes cidades normalmente apresentam problemas de divisa, pois muitas vezes o muro de divisa ou a própria parede pertence aos dois terrenos.

Nesta obra, no fundo e no lado direito, procedeu-se a abertura de um quadrado acima dos tubulões, na parede (Figura 2.29), permitindo que os pilares de divisa fossem concretados até o nível do terreo, sem a necessidade de serem derrubadas as paredes do vizinho.



**FIGURA 2.29 :** Visão parcial da escavação do sub-solo

Quando da concretagem desses pilares de divisa, foram deixadas ferragens de arranques laterais engastadas nos pilares, para que fossem construídas as vigas de travamento e as divisas executadas, numa segunda fase, de cima para baixo.



2.5.7.4) Detalhe das Ferragens dos Pilares e Blocos Principais

Alguns pilares da obra não tiveram blocos. Os pilares nasceram dentro do próprio fuste do tubulão (Figura 2.30), tendo apenas uma fretagem entre o tubulão e o pilar.

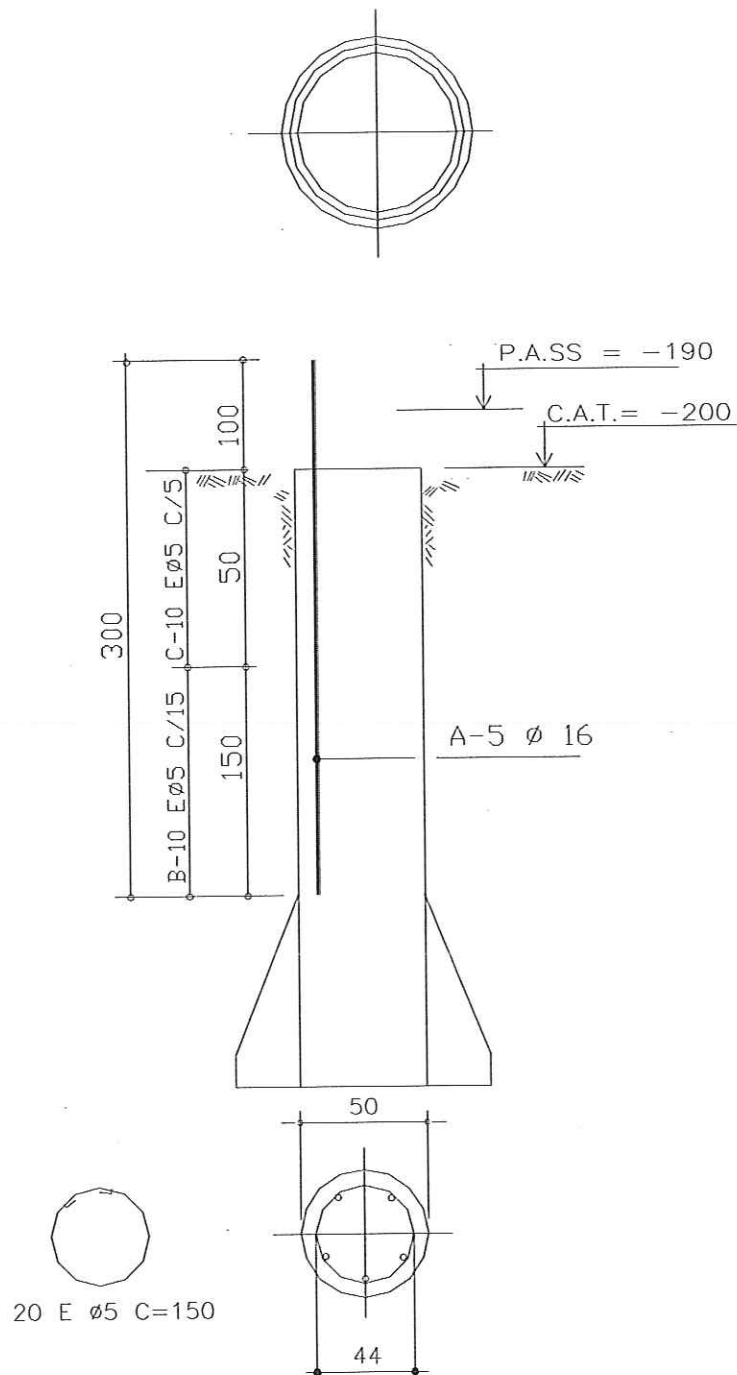


FIGURA 2.30 : Detalhe da ferragem do tubulão sem bloco

A Figura 2.31 mostra o caso de um tubulão que terá bloco de transição.

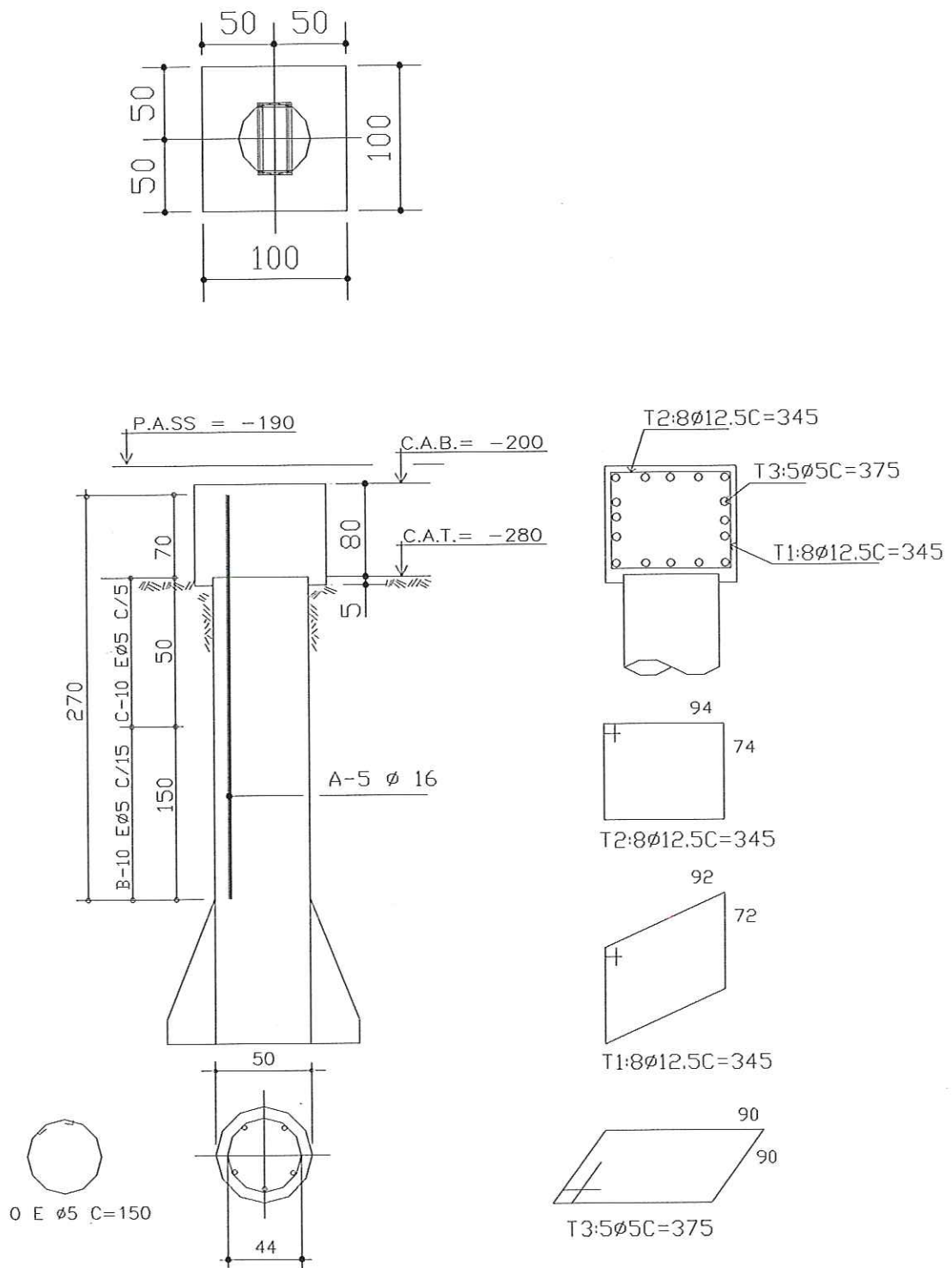
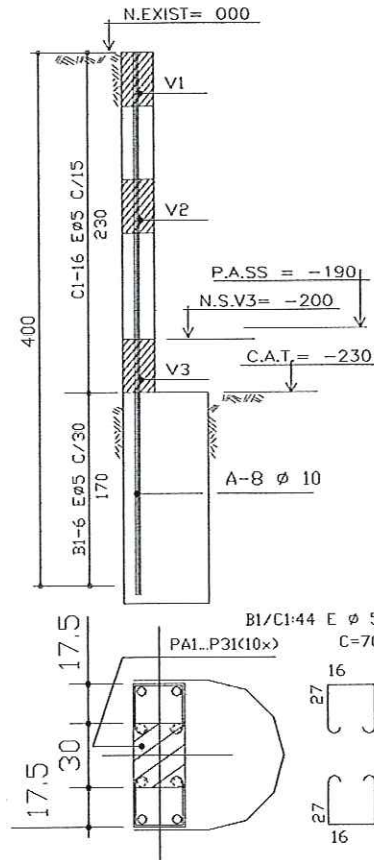


FIGURA 2.31 : Detalhe da ferragem do tubulão com bloco

2.5.7.5) Detalhe das Ferragens dos Pilares

10 PILARES (22/30)/(2x17.5x22)



44 P.AUXs. (65x22)

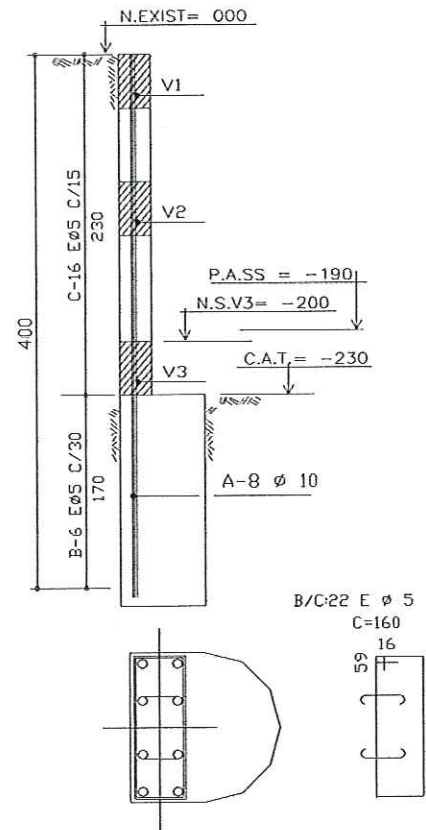


FIGURA 2.32 : Detalhe das ferragens dos pilares

Para facilitar, é colocada de uma vez só em ferragem única, nos tubulões de divisa, as armações dos tubulões de divisa junto com as armações dos pilares, sendo que a concretagem é feita em duas fases (ver Figura 2.32).

Após a escavação do sub-solo já é possível, no corpo do prédio, a execução dos pilares principais (Figuras 2.33 e 2.34).





FIGURA 2.33 : Visão parcial da escavação do sub-solo e fôrmas dos pilares principais



FIGURA 2.34 : Fôrmas dos pilares principais



Pode-se observar que é possível levantar todos os pilares do corpo principal do prédio (Figura 2.35), sem a necessidade de escavar ao lado das divisas.



**FIGURA 2.35 :** Vista Geral das Formas dos Pilares Principais

Assim, é possível agilizar a obra, garantindo-se uma grande segurança quanto aos vizinhos, principalmente em obras como esta, em que todas as construções adjacentes são casas velhas e, provavelmente, suas fundações apoiadas diretamente no solo.

Pode-se observar esse fato em todas as divisas do terreno, conforme mostrado nas Figuras 2.36 e 2.37. Nota-se que a maioria das paredes está apoiada em uma sapata corrida de pequena largura.



Aqui se apresenta um pequeno trecho na divisa sendo escavado.



**FIGURA 2.36 :** Vista lateral esquerda da frente da obra



**FIGURA 2.37 :** Visão parcial da viga de travamento



### 2.5.7.6) Concretagem da Laje

Foi utilizada uma laje pré-moldada treliçada que possibilita vãos relativamente grandes (Figura 2.38) e uma grande economia de madeira.



**FIGURA 2.38 :** Visão parcial das vigas pré-moldadas

A laje pré-moldada é programada para chegar na obra e imediatamente ser colocada no seu devido lugar, tendo em vista a impossibilidade de armazenamento, pois o terreno está inteiramente ocupado.

Pode-se observar nas Figuras 2.39 e 2.40 que, com a laje já concretada, inicia-se uma nova etapa conjunta que é a colocação dos blocos de fechamento,



observando-se que as de divisas continuam sendo executadas.



FIGURA 2.39 : Visão parcial da laje do lado direito

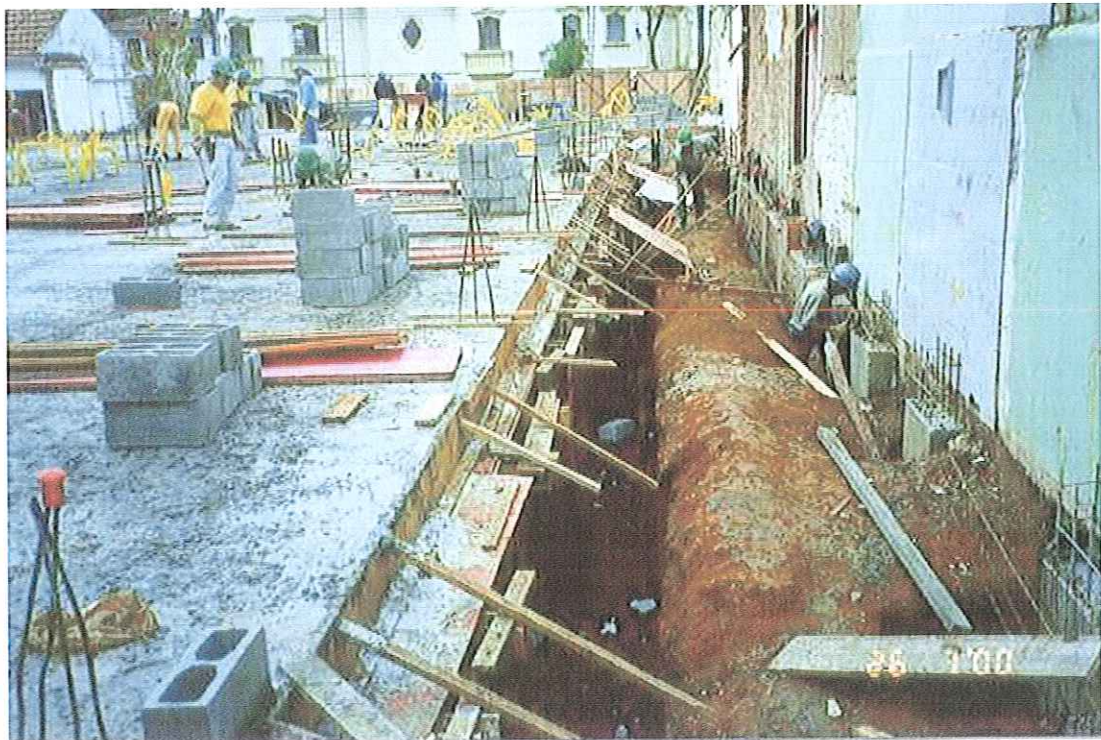


FIGURA 2.40 : Visão parcial da laje do lado esquerdo

2.5.7.7) Execução das Divisas

Nesta etapa, procede-se o fechamento das divisas do nível do térreo para cima, antes de se executar o do sub-solo.

É possível o início das paredes, pelo motivo de se poder construir uma viga baldrame ao nível do térreo, conforme detalhe esquemático da figura 2.41.

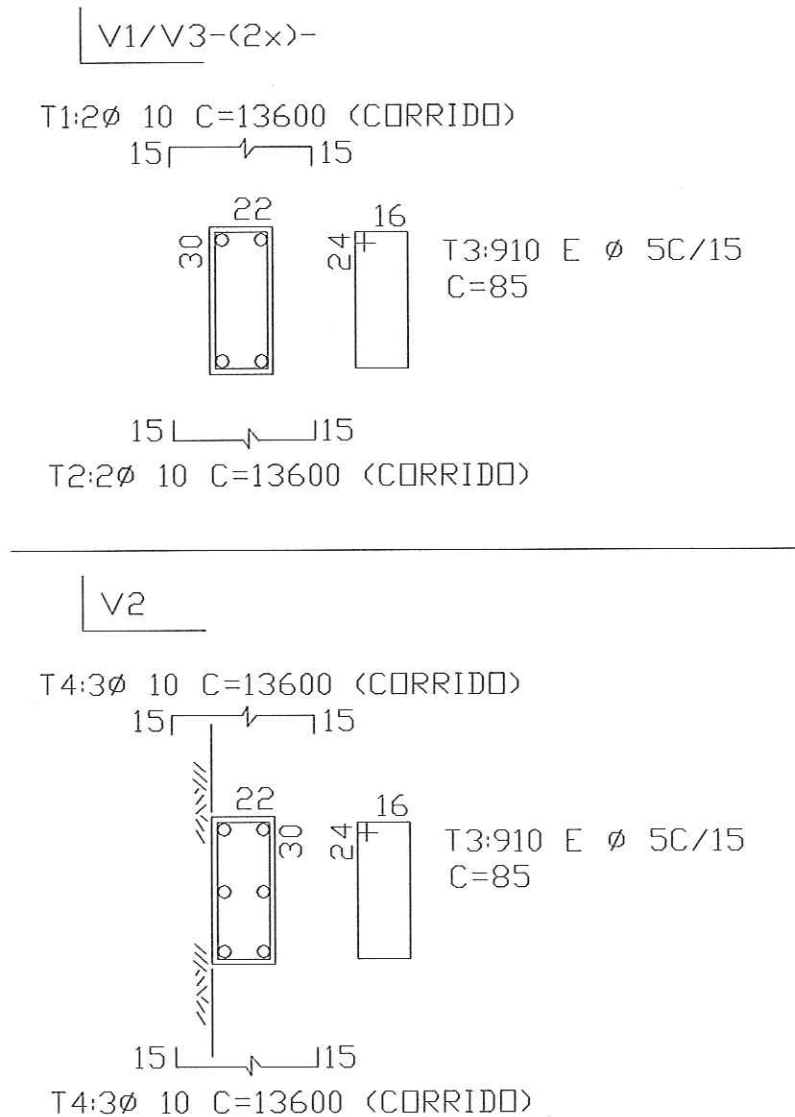


FIGURA 2.41 : Detalhe das vigas da divisa





Pode-se observar, na Figura 2.42, a viga do térreo já executada e sendo iniciado o serviço de fechamento através de tijolos.



**FIGURA 2.42 :** Detalhe das vigas da divisa do lado esquerdo

Na mesma figura, nota-se a execução do muro, do nível térreo para cima, (ainda há terra nas divisas do sub-solo), mesmo tempo em que estão sendo levantados os pilares do andar térreo do núcleo do prédio.

Pode-se observar que o fechamento é executado por trechos, sendo que neste caso prioriza-se o trecho central pelo fato de a laje do prédio ir até a divisa.



Uma visão mais detalhada deste muro será mostrada nas figuras 2.43 e 2.44.



**FIGURA 2.43 :** Detalhe da execução da alvenaria de divisa.



**FIGURA 2.44 :** Detalhe da alvenaria da divisa



2.5.7.8) Execução do Muro de Arrimo

Quase na fase final da obra, pode-se construir o muro de arrimo das laterais da obra no sistema de “cima para baixo”. O detalhe genérico da figura 2.45 mostra como deve ser a execução.

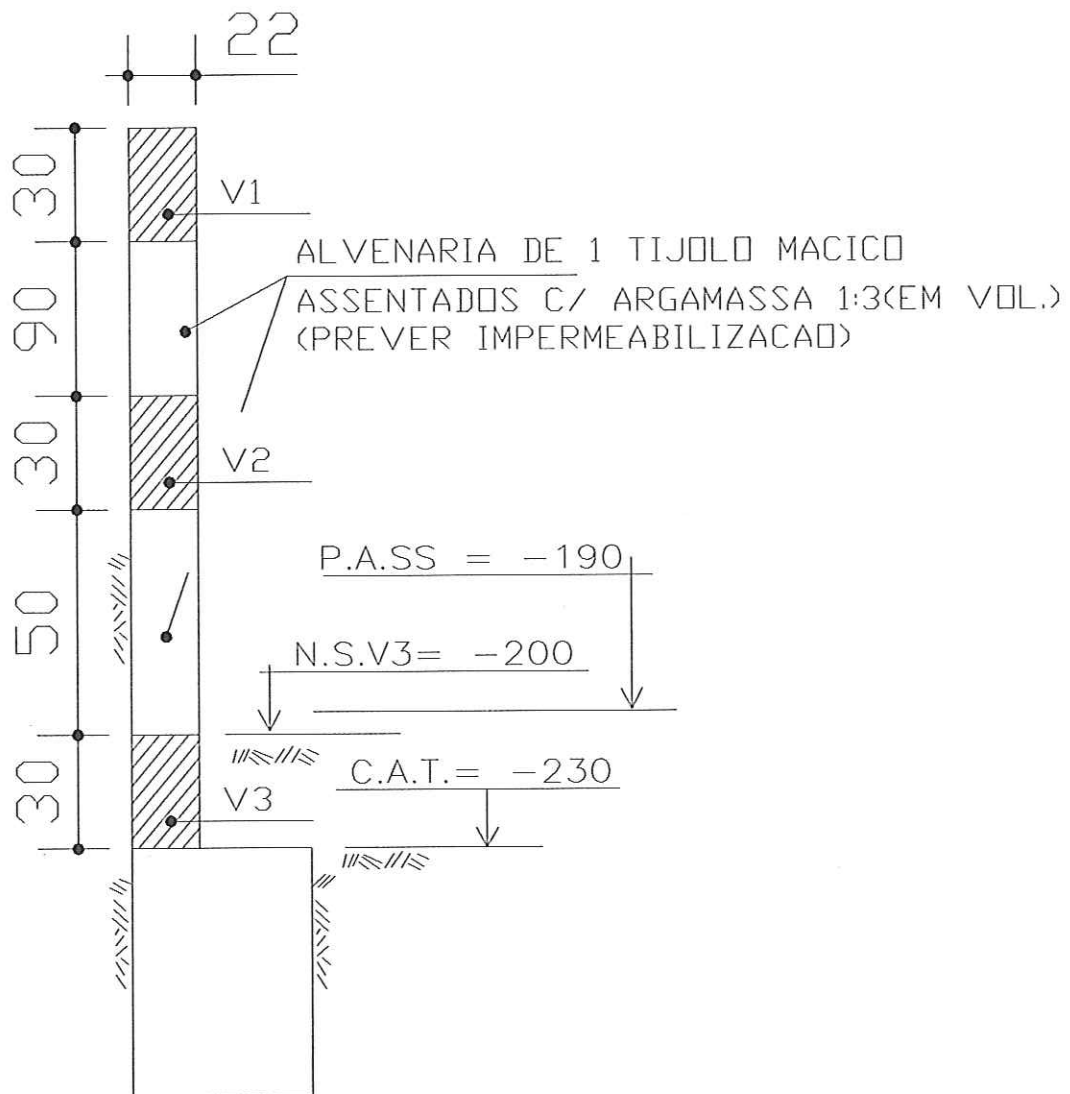


FIGURA 2.45 : Detalhe do muro de arrimo

Quando da execução dos pilares do sub-solo, foram deixados enterrados no solo os arranques das vigas intermediárias, conforme foi demonstrado na figura 2.45.

A remoção da terra foi executada por trechos e através de uma “bob-cat”, que por seu tamanho reduzido conseguia entrar por baixo da laje do térreo.



**FIGURA 2.46 :** Detalhe do muro de arrimo executado

Estes trechos foram escavados sempre em três fases, atingindo a altura das vigas, para que elas fossem concretadas.

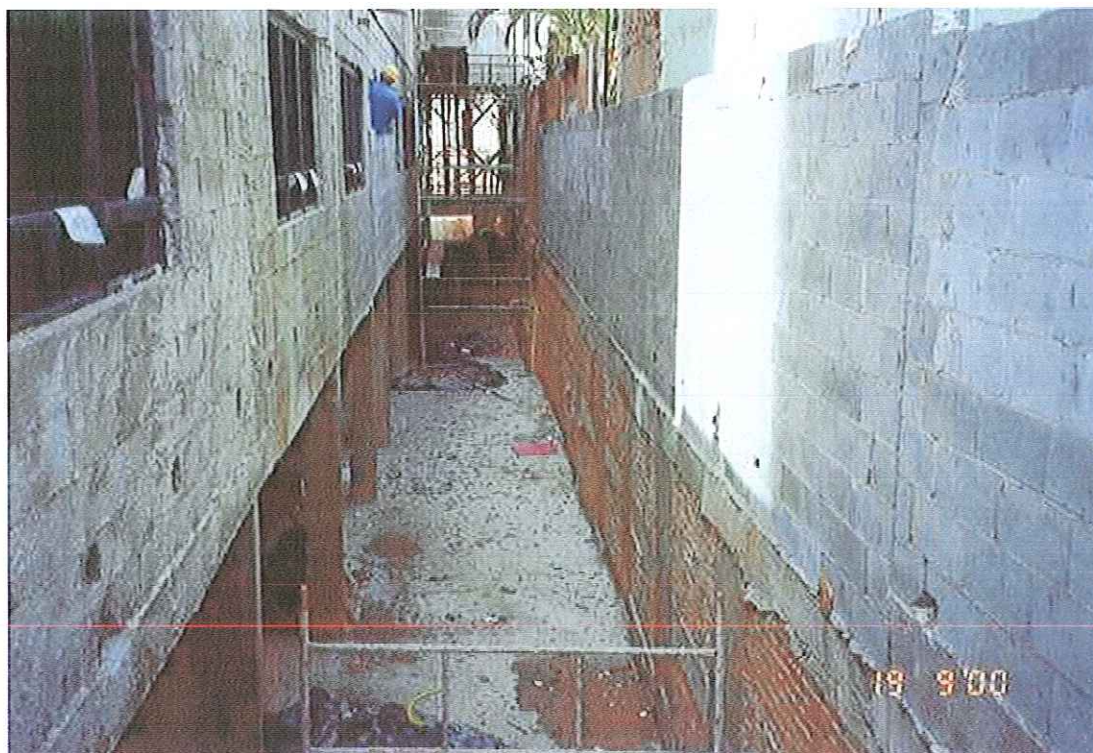
Após a execução das vigas foi construída a parte de alvenaria deste trecho entre as vigas concretadas, conforme a figura 2.46.



Esse procedimento de construção do muro de arrimo proporciona uma rapidez maior no cronograma físico da obra.

Esta obra foi programada para ser executada em 6 meses, iniciando-se em 01/06/2000 e com o seu término previsto para 30/11/2000.

O cronograma físico foi plenamente cumprido, tendo a obra sido concluída antes do final do mês de novembro.



**FIGURA 2.47 :** Detalhe do Muro de arrimo com o Muro de divisa

Outra grande vantagem deste tipo de solução é que a fundação, com tubulões curtos, não sofre grandes momentos fletores no seu fuste, pelo fato de os



pilares de divisa estarem travados na laje do térreo (Figura 2.48).



**FIGURA 2.48 :** Detalhe do muro de arrimo com travamento na laje do térreo

Esse tipo de fundação, além de proporcionar uma grande economia, de tempo e dinheiro, tem a grande vantagem de ser bastante segura em relação aos funcionários.

Pelo fato deste tipo de fundação ser executado por trechos, tanto no sentido horizontal, como no vertical, proporciona riscos de desmoronamento muito pequenos.

Pode-se agora observar através da figura 2.49, o resultado final da obra com uma visão da fachada do edifício.



FIGURA 2.49 : Vista da fachada Final da Obra

## 2.6) CONSIDERAÇÕES

A partir do que foi exposto sobre um método executivo prático realizado na cidade de Campinas, pode-se apresentar as seguintes considerações :

- É um tipo ideal de fundação para áreas densamente urbanizadas, em que o lençol freático seja baixo, e as cargas do edifício sejam em média de 800 a 1000 kN por pilar.

- Apresenta algumas vantagens expressivas tais como :

- 1) Execução da fundação sem vibrações.
- 2) Técnicas simplificadas, com a possibilidade de utilização de equipamentos de baixo custo.
- 3) Rapidez de execução, com a vantagem de abertura de varias frentes de serviço ao mesmo tempo.
- 4) Otimização do fator custo/benefício.
- 5) Grande economia tanto na mão-de-obra como no material em relação a obras de fundação quando são empregados tubulões normais.



## **CAPÍTULO 3 - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES DA USP/SÃO CARLOS**

---

O Campo Experimental de Fundações do Departamento de Geotecnia da USP/São Carlos dispõe de uma completa caracterização geológico-geotécnica iniciada em 1988, compreendendo ensaios “in situ” (SPT e CPT, principalmente) e em laboratório (amostras deformadas e indeformadas retiradas de poços exploratórios).

Muitas pesquisas experimentais já foram executadas neste Campo com a realização de provas de carga estática, à compressão, à tração e carregamento horizontal, em diversos tipos de estacas com diferentes geometrias, tubulões a céu aberto e placas em várias profundidades.

As pesquisas consideram tanto a condição de solo não-inundado (monitorando-se a sucção matricial no solo durante os ensaios), como a condição de solo inundado artificialmente, para a quantificação da redução de capacidade de carga da fundação por efeito da colapsibilidade do terreno, que é a característica marcante do solo superficial da região centro-oeste do Estado de São Paulo e de várias outras regiões brasileiras.

### **3.1) CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA**

A cidade de São Carlos-SP, está assentada sobre rochas do Grupo São Bento, constituídas por arenitos da Formação Botucatu e magmatitos básicos da Formação Serra Geral. Sobre estas rochas ocorrem conglomerados e arenitos do Grupo Bauru e, superficialmente, cobrindo toda a região se encontram os Sedimentos Cenozóicos.

A Figura 3.1, mostra um perfil típico da geologia da área urbana, com a descrição táctil-visual das litologias predominantes.

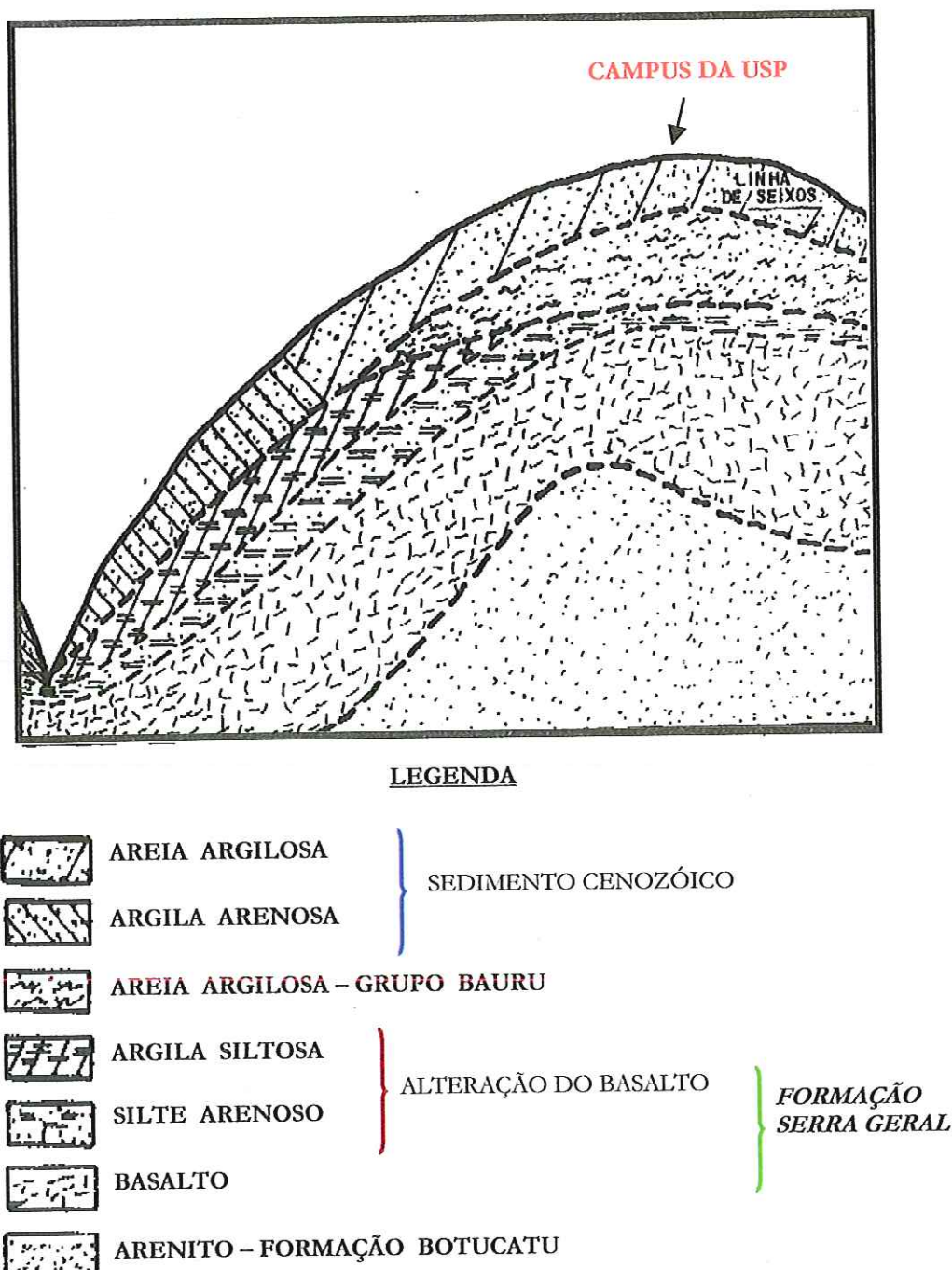


FIGURA 3.1 -Seção Esquemática da Geologia de Pequena Profundidade em São Carlos (BORTOLUCCI, 1983).

Os Sedimentos Cenozóicos foram formados a partir do retrabalhamento dos materiais do Grupo Bauru e das Formações Serra Geral e Botucatu, através de um pequeno transporte em meio aquoso de razoável competência.

Esses sedimentos foram submetidos à ação do intemperismo sob condições climáticas típicas da região tropical.

Sua litologia é constituída por sedimentos mal selecionados, contendo cerca de 35% de argila e de pelo menos 50% de areia fina e média. Esse sedimento arenoso não ultrapassa 12 m de espessura na região urbana de São Carlos, predominando valores entre 5 e 7 m.

Já o Grupo Bauru está representado por arenitos de granulação média a conglomeráticos, com grãos angulosos, teor de matriz variável, seleção pobre, 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.

## **3.2) CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA**

### **3.2.1) ENSAIOS *IN SITU***

Foram realizados 23 ensaios penetrométricos *in situ* (Anexo I), distribuídos em:



- 15 sondagens de simples reconhecimento (SPT), em três campanhas de cinco furos;
- 8 ensaios de penetração estática (CPT), em duas campanhas (na primeira utilizou-se o cone mecânico e na segunda o cone elétrico).

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 fina e média 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 fina argilosa de cor variegada (Solo Residual do Grupo Bauru). O nível d'água se encontra variando de - 8,0 m a -10,0 m, em função da época de realização das sondagens.

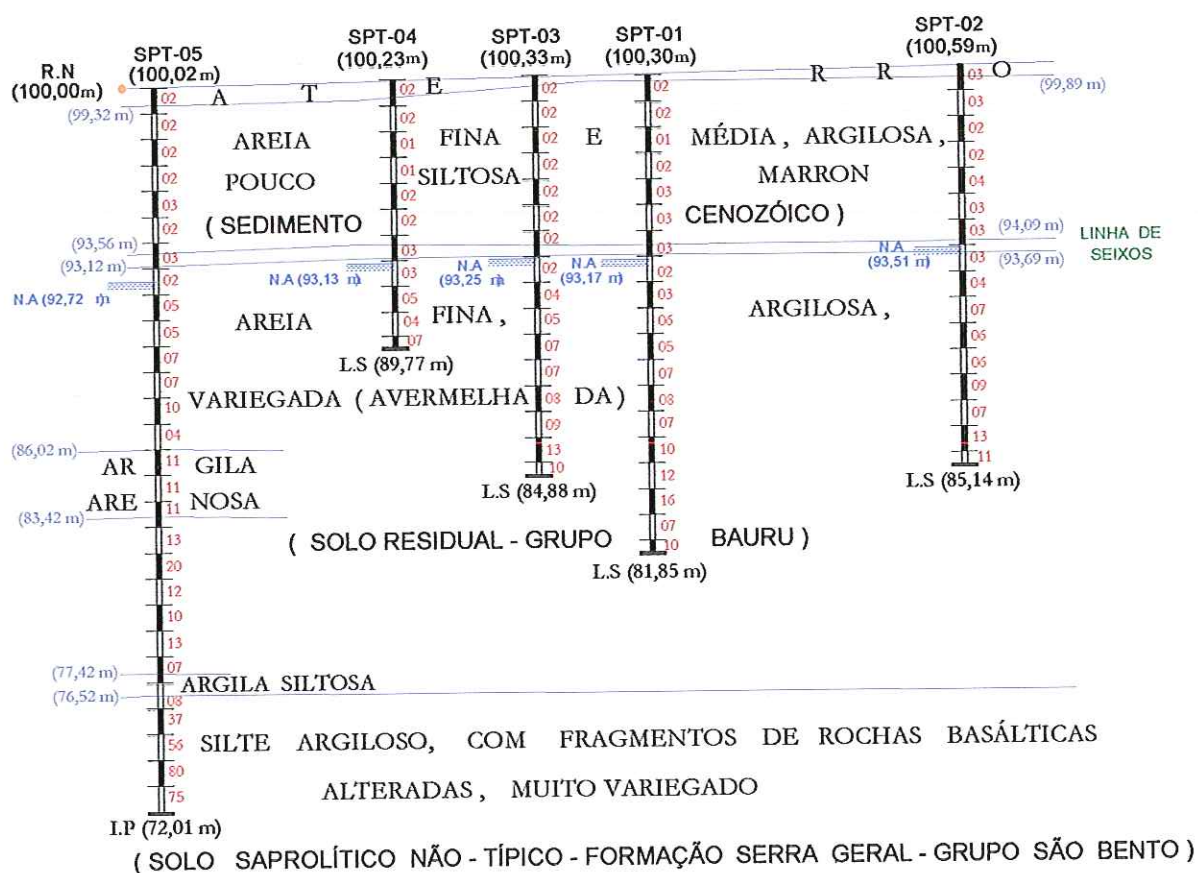


FIGURA 3.2 - Sondagens à Percussão da 3ª Campanha (1999).

### 3.2.2) ENSAIOS DE LABORATÓRIO

MACHADO (1998) realizou ensaios em amostras deformadas e indeformadas, retiradas de metro em metro de um poço com diâmetro de 1,20m, até uma profundidade de aproximadamente 10,0m. Os resultados dos ensaios de caracterização estão apresentadas na Figura 3.3 e Tabelas 3.1 a 3.3.

Os resultados dos ensaios mecânicos estáticos (compressão simples, triaxiais dos tipos adensado rápido e lento, e adensamento) podem ser consultados em MACHADO (1998).

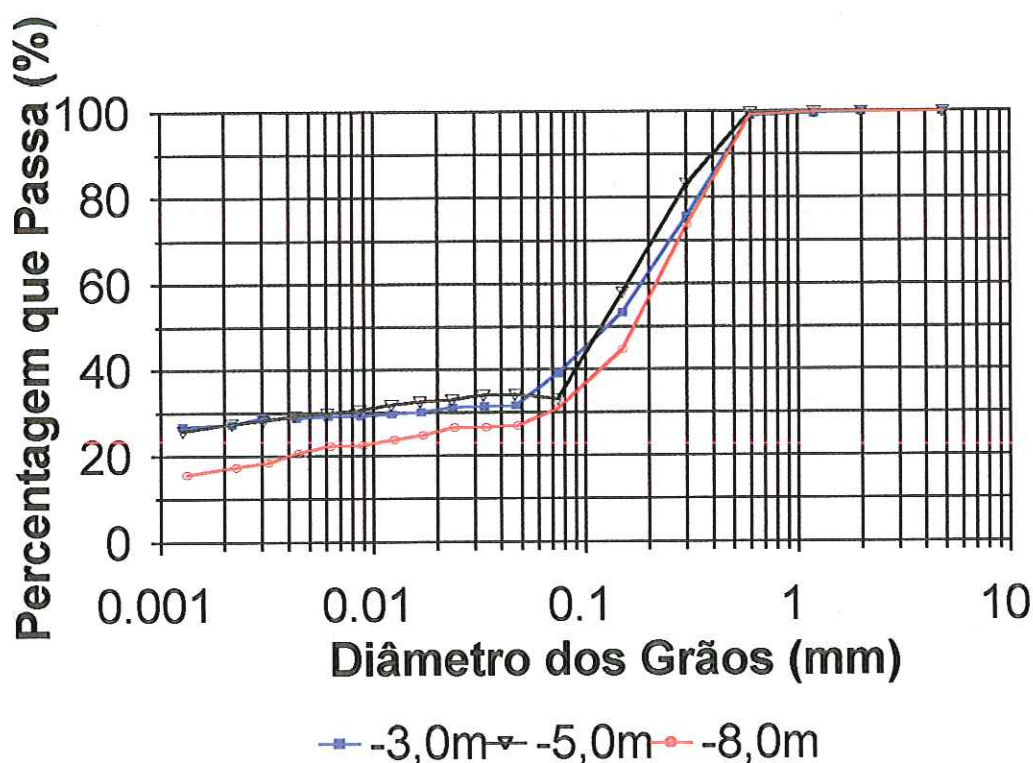


FIGURA 3.3 - Curvas Granulométricas para as Profundidades de 3, 5 e 8m (MACHADO, 1998).

TABELA 3.1 - Frações Granulométricas Constituintes do Solo (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 – Índices Físicos em Função da Profundidade (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
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	12,5	13,6	13,8	14,3	14,4	14,7	15,2	16,1	16,6
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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)	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>ot</sub> (%)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
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

### 3.3) VARIABILIDADE DO MACIÇO DE SOLO

AOKI (2000) analisa a variabilidade do maciço de solo do Campo experimental, associando os valores de N<sub>SPT</sub> com as formações geológicas (Figuras 3.4 e 3.5).



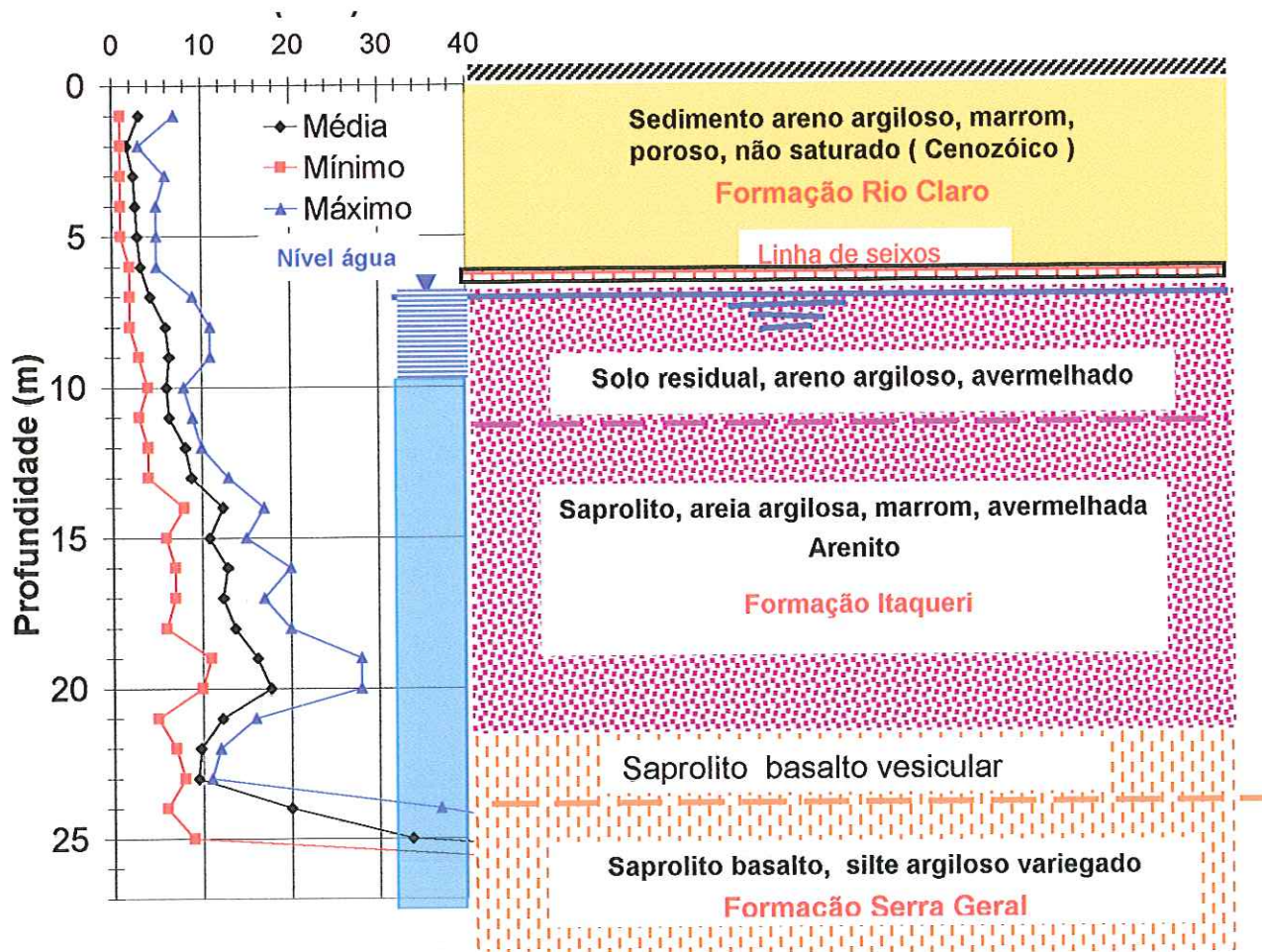


FIGURA 3.4 - Índice de Resistência  $N_{SPT}$  e Formação Geológica (AOKI,2000).

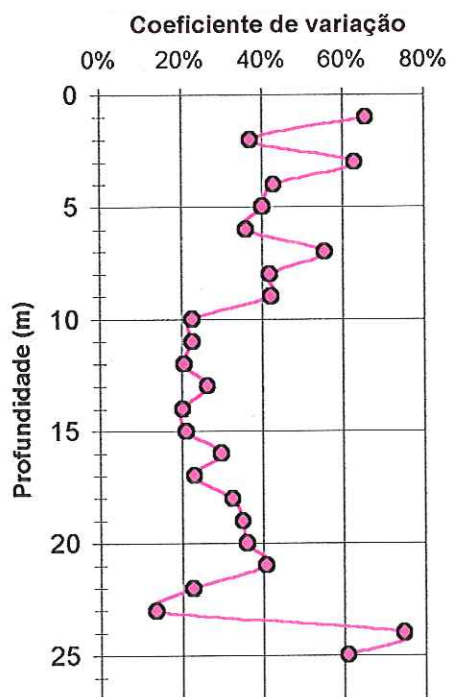


FIGURA 3.5 - Variabilidade do Maciço de Solo em Função do  $N_{SPT}$ .

De acordo com AOKI (2000), as quatro unidades de formação geológica presentes neste maciço de solo podem ser assim analisadas:

- Formação Rio Claro, constituída por areia fina e média, argilosa. Esta camada é pouco compacta e muito porosa, com coeficiente de variação entre 37 e 65 % (Figura 3.5). Tal variabilidade é acentuada pela variação da pressão de sucção ao longo do tempo, já que esta camada encontra-se acima do nível d'água e as três campanhas de sondagens foram realizadas em épocas distintas.

- Formação Itaqueri, que se encontra logo abaixo, separada por uma linha de seixos. Esta camada está dividida em duas subcamadas: uma de solo residual, acima do nível d'água, apresentando um coeficiente de variação entre 38 a 58 %, e outra de um saprolito de arenito, que se encontra abaixo do nível d'água, apresentando um coeficiente de variação entre 20 e 40 %.

- Formação Serra Geral, que 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, localizada abaixo da Formação Serra Geral. Esta camada não pode ser perfurada por sondagem à percussão.

# CAPÍTULO 4 – TUBULÕES A CÉU ABERTO

## 4.1) LOCALIZAÇÃO DOS TUBULÕES

Os tubulões foram executados no Campo Experimental de Fundações do Departamento de Geotecnia da USP/São Carlos. Na Figura 4.1 apresenta-se uma planta esquemática da locação dos tubulões a céu aberto, T1 e T2, bem como das estacas de reação, dos pontos de investigação *in situ*, etc.

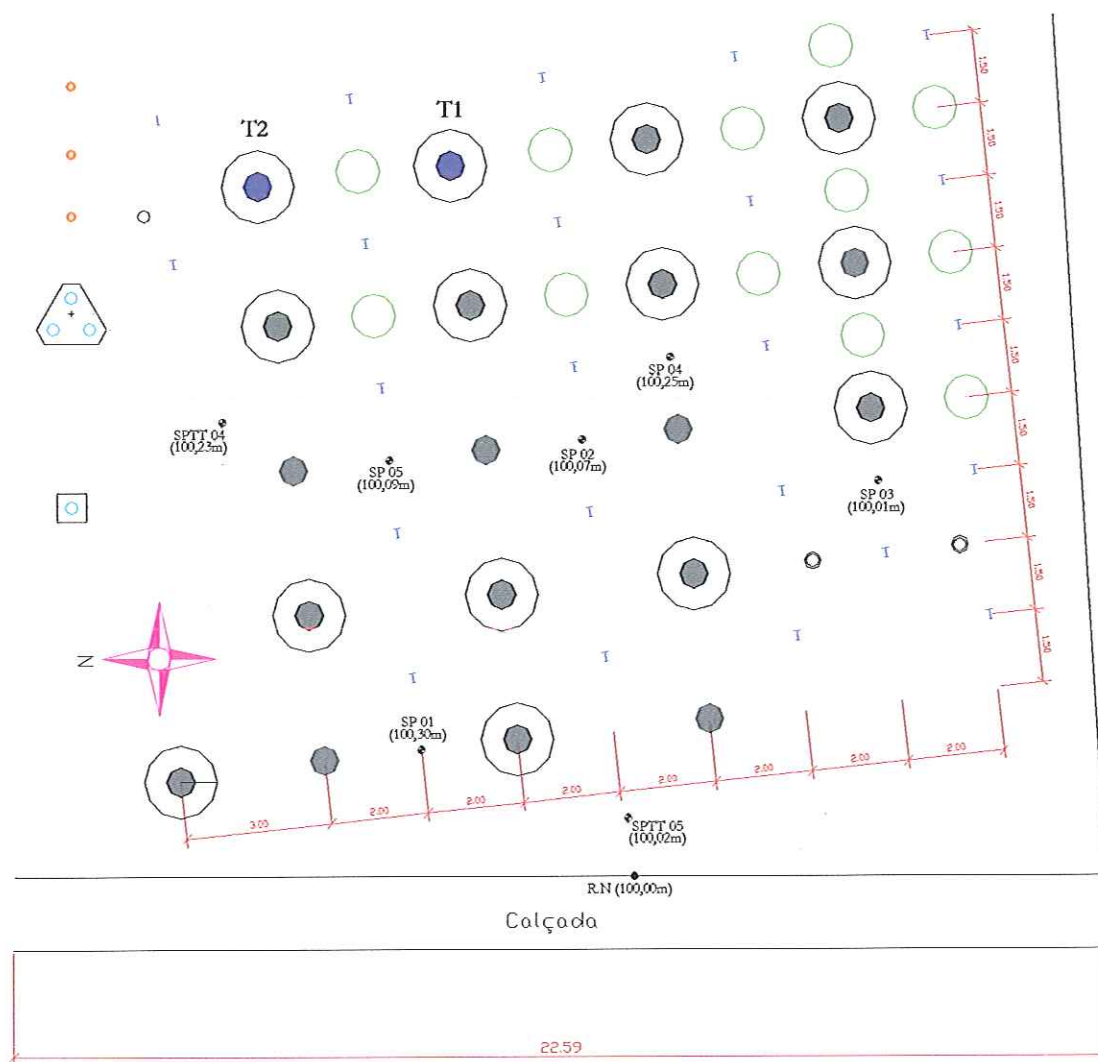


FIGURA 4.1 - Planta Esquemática do Campo Experimental de Fundações.



Cada tubulão foi locado no centro do retângulo formado por quatro estacas de reação (estacas metálicas do tipo trilho TR-68 com 27 m de comprimento).

#### 4.2) GEOMETRIA DOS TUBULÕES

Em ambos os tubulões a céu aberto, o fuste (com diâmetro de 0,50 m) foi escavado mecanicamente e a base, assentada à cota -6,00 m, foi alargada manualmente (1,50 m de diâmetro e 0,90 m de altura). Na Figura 4.2 estão apresentadas as características geométricas e de armadura dos tubulões.

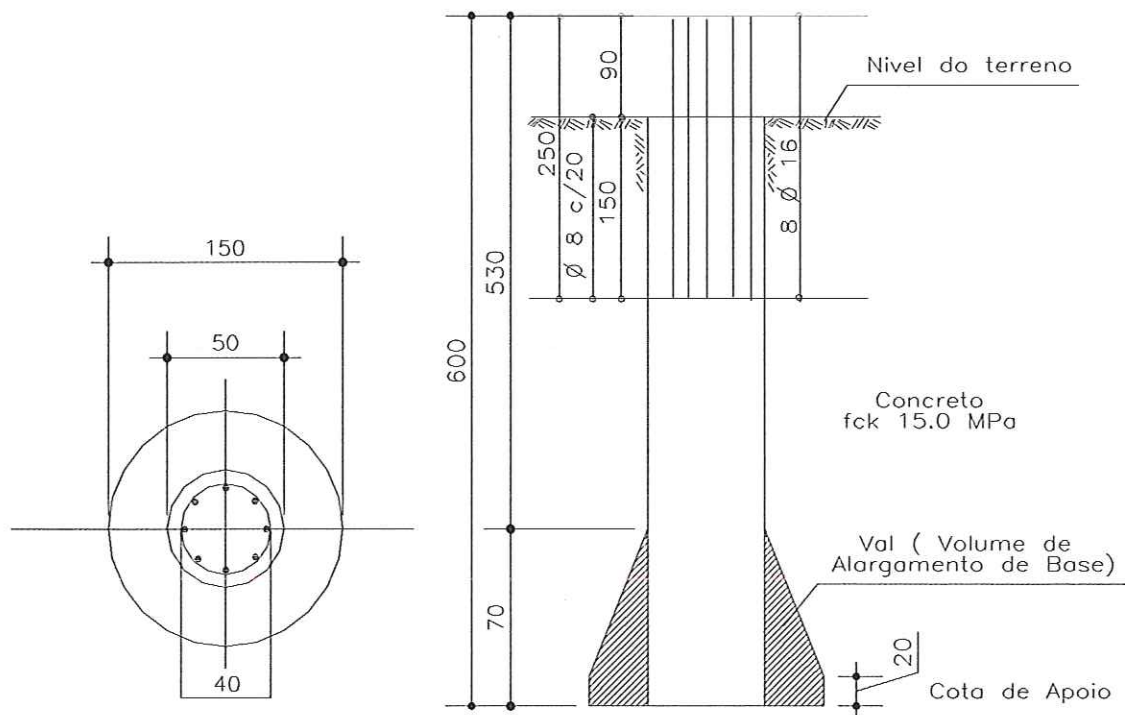


FIGURA 4.2 - Detalhes Geométricos e de Armadura dos Tubulões a Céu Aberto.

A armadura longitudinal dos tubulões a céu aberto constituiu-se de 10 barras de 16 mm, com 2,50 m de comprimento, e estribos de 6,3 mm a cada 0,20 m. No topo do fuste dos tubulões, foi executada uma fretagem, fazendo-se então um

prolongamento do fuste, com altura de 0,90 m a partir da superfície do terreno, onde o espaçamento entre os estribos passou a ser de 0,05 m.

### **4.3) EXECUÇÃO DOS TUBULÕES**

O processo executivo dos tubulões consistiu nas seguintes etapas: escavação do fuste, alargamento de base, concretagem da base e do fuste até um altura de 4,0 m, colocação da armadura e fôrma para o prolongamento do fuste, e concretagem final do fuste.

A escavação do fuste foi mecanizada, por meio de perfuratriz acoplada em caminhão (Figura 4.3), com broca de diâmetro de 0,50 m, até a cota -6,0 m em relação à superfície do terreno. O alargamento de base foi realizado manualmente.



**FIGURA 4.3:** Detalhe da Perfuratriz Mecanizada .



Após a escavação do fuste e da base dos dois tubulões foi imediatamente procedida a sua concretagem.

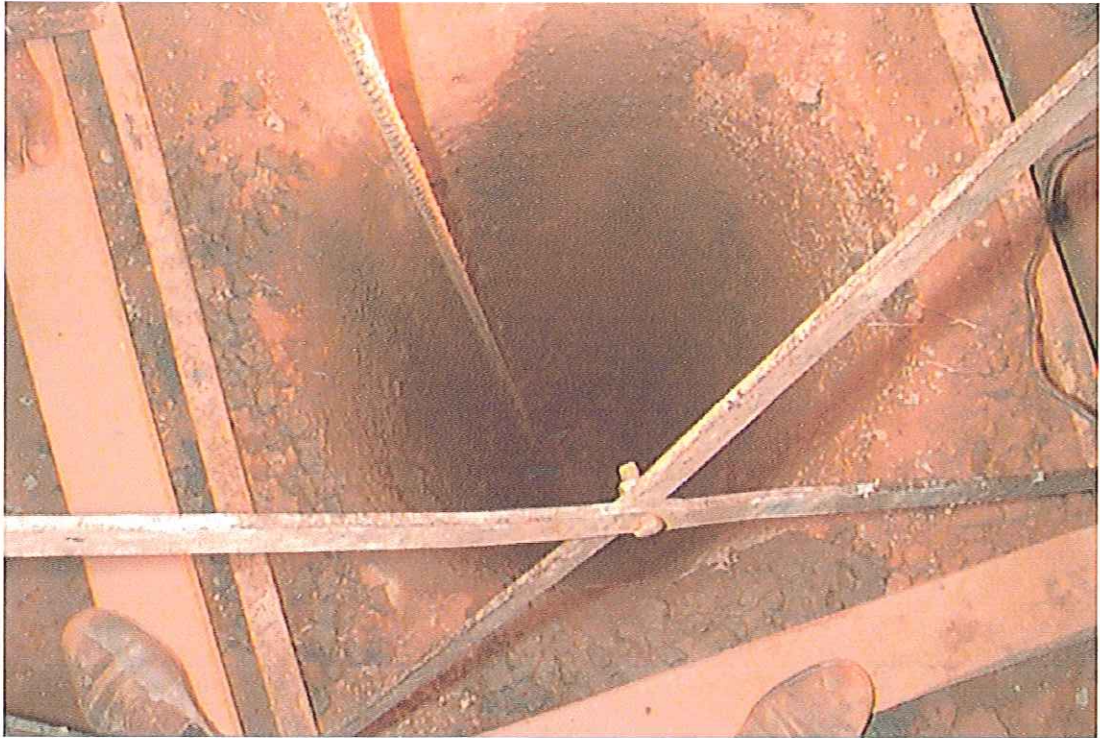


FIGURA 4.4 - Liberação das Bases.



FIGURA 4.5 - Detalhe da Concretagem dos Tubulões



O Concreto utilizado nos tubulões foi usinado, com especificação técnica de  $f_{ck}$  de 15 MPa de resistência característica à compressão, e Slump de 8,0 cm (concreto auto-adensável), utilizando-se brita 1 e 2.

Para a concretagem do tubulão, acima da superfície do terreno, utilizou-se uma fôrma de tambor metálico de 0,90 m de altura e 0,60 m de diâmetro.

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.

**TABELA 4.1:** Resistência à Compressão Simples do Concreto.

<b>Nº CP</b>	<b>IDADE (dias)</b>	<b>RESISTÊNCIA OBTIDA (MPa)</b>
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

Pode-se ver que o concreto analisado está acima do valor especificado em projeto, que era de  $f_{ck}$  mínimo de 15 MPa.

Analisando os resultados obtidos com o rompimento dos corpos de prova aos sete dias, nota-se que a variação é pequena, chegando aos 3 %, e aos vinte oito dias, a variação é menor ainda, chegando somente a 1 %.

## CAPÍTULO 5 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

### 5.1) INSTALAÇÃO E EQUIPAMENTOS

#### 5.1.1) SISTEMA DE REAÇÃO

O sistema de reação era composto por uma viga de aço, tirantes Dywidag e estacas de reação (Figura 5.1), conforme se apresenta a seguir.

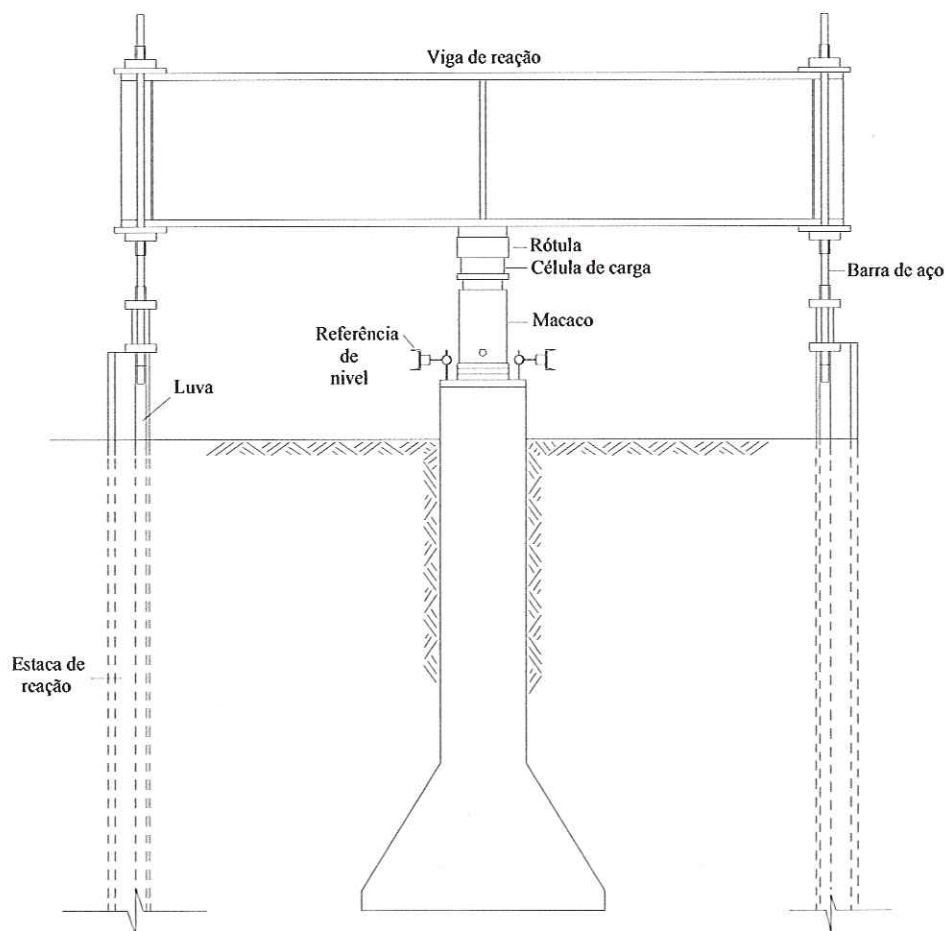


FIGURA 5.1 : Sistema de Reação.

A viga de reação é composta por perfil duplo “I” com peso de 25 kN e projetada para suportar cargas aplicadas em seu centro de até 2000 kN (Figura 5.2).



FIGURA 5.2 : Viga de Reação.

O sistema de atirantamento foi composto por barras especiais de aço, do tipo Dywidag (aço protendido ST 85/105), de 32 mm de diâmetro, porcas, placas e luvas de aço, fabricados com o mesmo material dos tirantes (Figura 5.3).



FIGURA 5.3 : Sistema de Tirantes.



Estes tirantes foram presos a estacas metálicas do tipo trilho TR-68 com 27,0 m de comprimento, dispostas nos vértices de um retângulo de 3,3 m x 4,3 m.

### 5.1.2) EQUIPAMENTOS

- **MACACO HIDRÁULICO**

Foi utilizado um macaco hidráulico com capacidade de até 2000 kN, com êmbolo de 0,35 m de diâmetro e 0,50 m de altura, e permitindo um curso de 0,40 m (Figura 5.4).

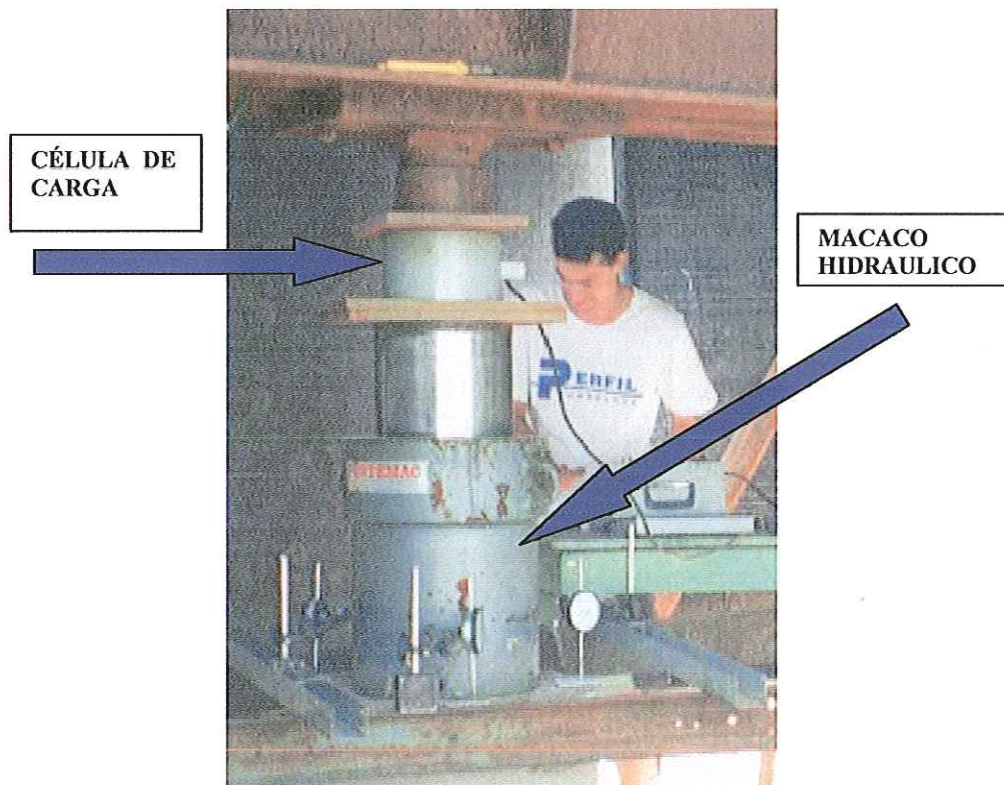


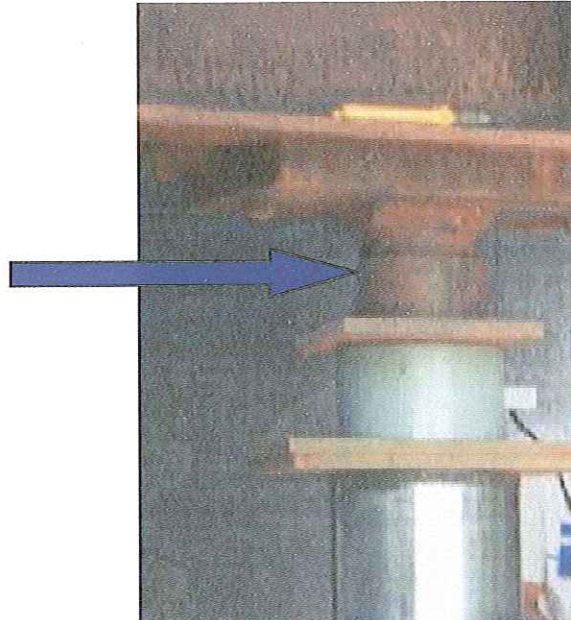
FIGURA 5.4 : Macaco Hidráulico e Célula de Carga.

- **CÉLULA DE CARGA**

A célula de carga utilizada era da marca Alfa Instrumentos (CC-200), possuindo extensômetros elétricos de resistência, em dupla ponte completa de 700  $\Omega$ , com precisão de 0,3 kN e capacidade de realizar leituras de até 2000 kN. A curva de calibração dessa célula de carga que encontra-se no anexo II.

- **RÓTULA**

Foi utilizada uma rótula de aço, com diâmetro de base de 0,20 m e altura de 0,15 m, posicionada entre a célula de carga e a viga de reação (Figura 5.5).



**FIGURA 5.5 :** Rótula.

- **BOMBA ELÉTRICA**

Foi utilizada uma bomba elétrica da marca Yellow Power, para acionar o macaco hidráulico, com capacidade máxima de pressão de 70 MPa e um reservatório de 20 litros de óleo hidráulico (Figura 5.6).



**FIGURA 5.6 :** Bomba Elétrica.



- **INDICADOR DE DEFORMAÇÕES**

O indicador de deformações utilizado foi da marca Transdutec, modelo T83, com precisão de 1  $\mu$ strain e capacidade de leitura de  $\pm 5000$   $\mu$ strains (Figura 5.7).



FIGURA 5.7 : Indicador de Deformações.

- **EXTENSÔMETROS MECÂNICOS**

Para medir os deslocamentos verticais foram utilizados quatro extensômetros, da marca Mitutoyo, no topo do tubulão (Figura 5.8), instalados simetricamente, com o auxílio de bases magnéticas articuláveis, com curso máximo de 50 mm de leitura e precisão de 0,01 mm. Os extensômetros apoiavam-se em pequenas placas retangulares de azulejo, colocadas na face superior dos tubulões.

Como a prova de carga de cada tubulão chegou até 0,60 m de deslocamento vertical, foi necessário realizar vários escalonamentos dos extensômetros, durante a realização dos sucessivos ensaios.



FIGURA 5.8 : Extensômetros Mecânicos.



- **REFERÊNCIA DE NÍVEL**

Foram utilizadas duas vigas de aço, com comprimento de 3,3 m, em perfil do tipo U, nas quais ficavam dispostas duas bases magnéticas e mais duas vigas de aço galvanizado, com comprimento de 1,2 m, também do tipo U, colocadas perpendicularmente às duas primeiras e apoiadas sobre elas, para o apoio de outras duas bases magnéticas (Figura 5.9).

Tais vigas encontravam-se presas a barras de ferro, do tipo Dywidag (aço protendido ST 85 / 105), de 32 mm de espessura, cravadas no solo.



FIGURA 5.9 : Vigas de Referência de Nível.

- **VISÃO GERAL**

A Figura 5.10 apresenta a visão geral de um ensaio totalmente preparado, com todos os equipamentos colocados para o início da prova de carga.

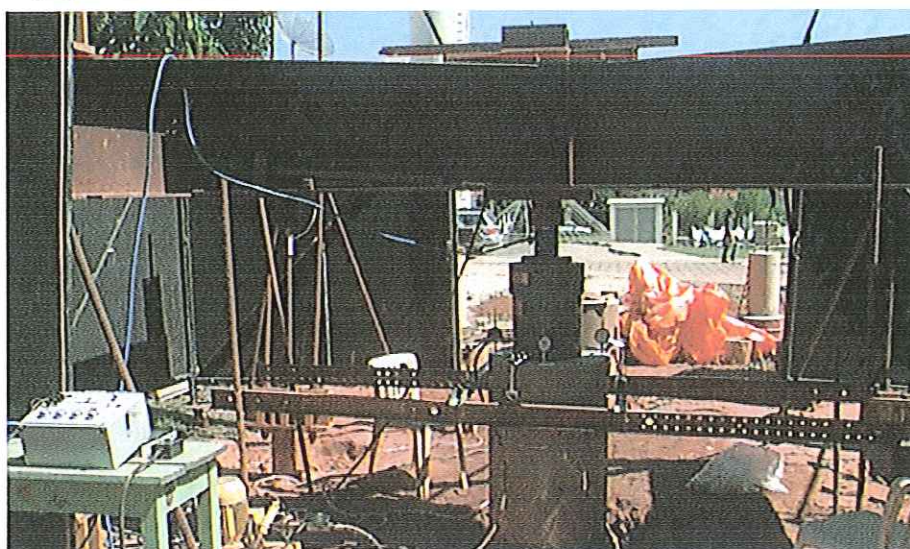


FIGURA 5.10 : Vista Geral de uma Prova de Carga Estática.

## 5.2) EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Foram executadas quatro provas de carga sucessivas em cada tubulão. O primeiro tubulão foi ensaiado na condição não-inundada do solo e o segundo com pré-inundação artificial do terreno.

As provas de carga estática foram do tipo rápido, realizadas segundo as prescrições da MB 3472 / 1991, mas com a duração dos estágios de 15 minutos, segundo a proposição de FELLENIUS (1975). A leitura de recalque foi efetuada em tempos de 0, 1, 2, 3, 6, 9, 12 e 15 minutos, e o descarregamento foi realizado em três estágios.

Apresentam-se na Tabela 5.1 as características principais das provas de carga realizadas.

TABELA 5.1: Características das Provas de Carga nos Tubulões a Céu Aberto.

PROVA DE CARGA N°	TUBULÃO N°	DATA	COTA INICIAL DA BASE (m)	ESTADO DO TERRENO	NÍVEL D'ÁGUA (m)
01	T 1	29 / 04 / 01	-6,00	Não-Inundado	-9,80
02	T 1	29 / 04 / 01	-6,15	Não-Inundado	-9,80
03	T 1	24 / 05 / 01	-6,17	Não-Inundado	-9,90
04	T 1	07 / 06 / 01	-6,26	Não-Inundado	-10,10
05	T 2	28 / 05 / 01	-6,00	Pré-Inundado	-10,05
06	T 2	28 / 05 / 01	-6,15	Pré-Inundado	-10,05
07	T 2	29 / 05 / 01	-6,31	Pré-Inundado	-10,05
08	T 2	29 / 05 / 01	-6,45	Pré-Inundado	-10,10

O tubulão T1 estava previsto ser ensaiado inicialmente com a base na cota -6,00m e, sucessivamente reensaiado após a cravação de 0,15m, 0,30m e 0,45m, o que corresponde a 10%, 20% e 30% do diâmetro da base, respectivamente.



Entretanto, na realização do segundo ensaio ocorreu a ruptura do concreto no topo do tubulão (Figura 5.11), devido o último estribo ter sido concretado a 0,20m do topo do tubulão. Isto fez que se tomassem providências para reforçar a ferragem até o topo e o mesmo ser novamente concretado.



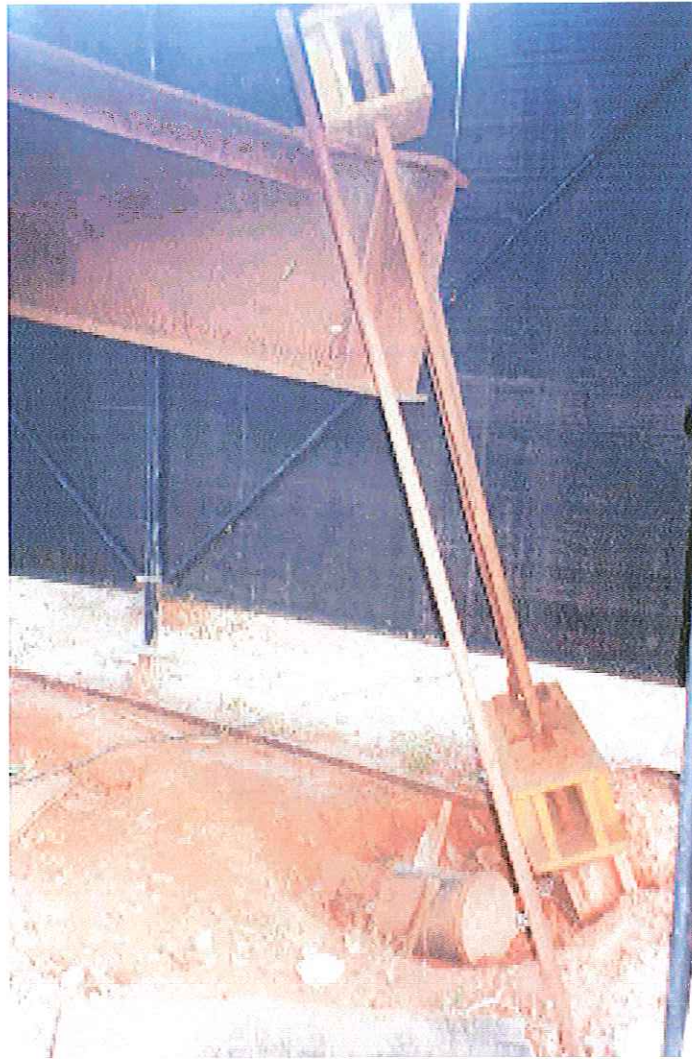
**FIGURA 5.11 : Vista do Tubulão com Ruptura.**

Em conseqüência, o terceiro ensaio teve início com a base do tubulão à cota  $-6,17$  m, em vez de  $-6,30$  m. Neste terceiro ensaio houve um acidente, com a ruptura de um dos trilhos TR-68 do sistema de atirantamento (Figuras 5.12 e 5.13).



**FIGURA 5.12 : Detalhe da ruptura do trilho TR-68.**





**FIGURA 5.13 : Vista do Sistema de Reação Após a Quebra do Trilho.**

Enquanto se procedia a reparação do trilho necessária para a realização da quarta prova de carga deste tubulão, passou-se a ensaiar o outro tubulão.

O tubulão T2 também estava previsto para ser ensaiado inicialmente com a base cota -6,00m e, sucessivamente reensaiado com a cravação de 0,15m; 0,30m e 0,45m, o que corresponde a 10%, 20% e 30% do diâmetro da base, respectivamente.

Mas antes do início do último ensaio, temeu-se que pudesse repetir a ruptura do trilho. Por isso, por medida de segurança, concebeu-se uma nova modalidade de prova de carga estática CINTRA (2001), em que não se procede a reposição de carga durante o estágio e se faz a leitura de recalque apenas ao final do estágio (15 minutos, neste caso).

Devido ao êxito deste novo procedimento de ensaio no Tubulão T2, repetiu-se o procedimento no tubulão T1 para realizar o quarto ensaio. Portanto, em ambos os tubulões o último ensaio foi realizado sem reposição de carga durante cada estágio, o que deve ser considerado na interpretação.

### **5.3) MONITORAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE**

Durante a realização das provas de carga no Tubulão T1, procedeu-se a tradagem do terreno até uma profundidade de 6,50 m, com a retirada de amostras deformadas a cada 0,50 m para a determinação do teor de umidade e, conseqüentemente, da sucção matricial no solo.

No caso do tubulão T2 não se procedeu a tradagem porque os ensaios foram realizados com pré-inundação do terreno e, por isso, pode-se considerar como nula a pressão de sucção matricial. Para a inundação do terreno, foi aberta uma cava de 1,50 m de diâmetro e 0,50 m de profundidade, mantendo-se uma lâmina d'água de 0,40 m por 48 h antes do início da primeira prova de carga e durante todo o ciclo de ensaios (Figura 5.12).



**FIGURA 5.14 :** Tubulão 2 - Ensaio Pré-Inundado.



## CAPÍTULO 6 – RESULTADOS OBTIDOS

### 6.1) TEOR DE UMIDADE E SUCCÃO

Os valores do teor de umidade, determinados a cada 0,50 m de profundidade estão apresentados na Figura 6.1. Foram utilizadas as amostras tradadas no dia 29/04/2001, a uma distância aproximada de 2,00 m do tubulão T1.

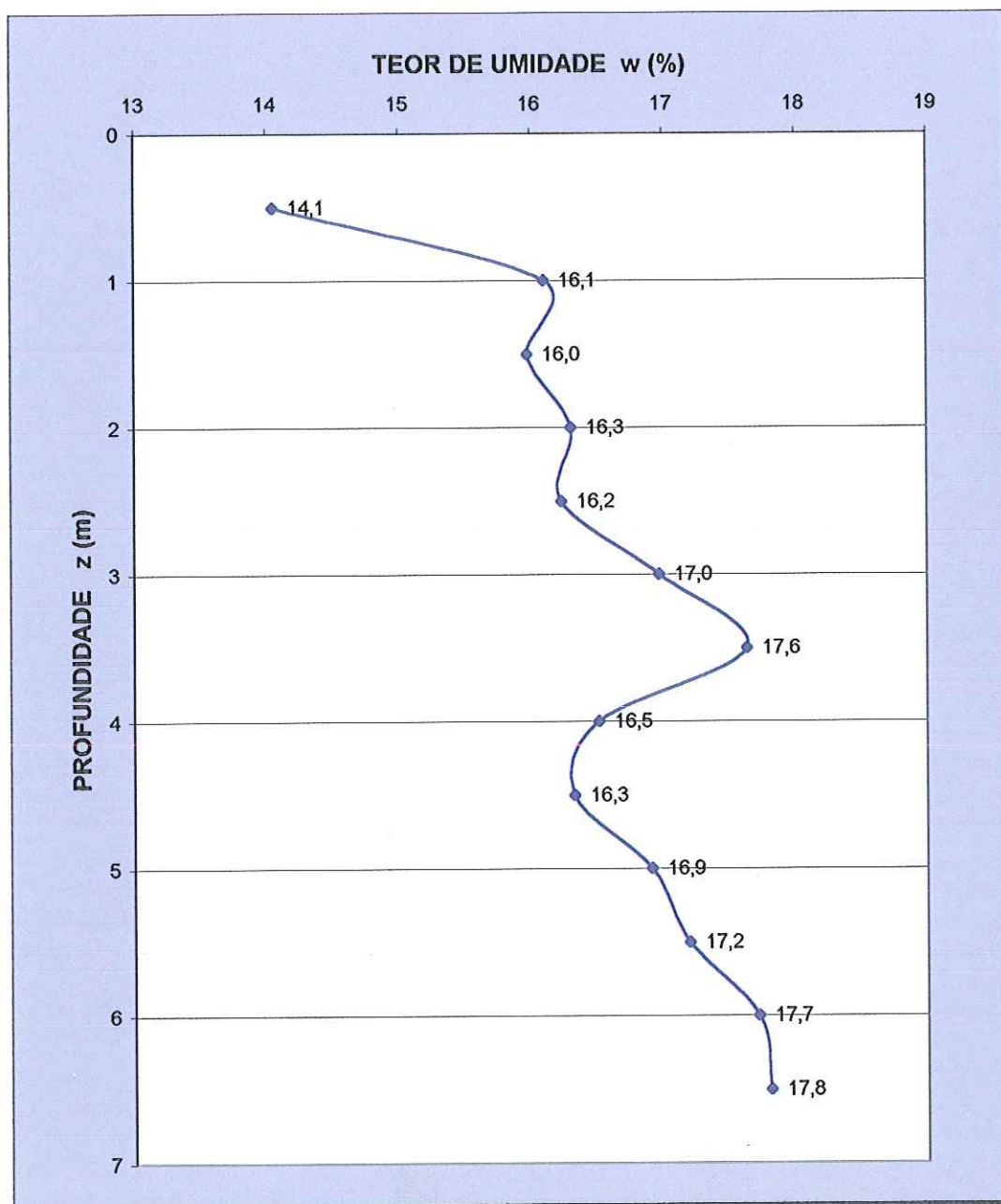


FIGURA 6.1 : Teor de Umidade x Profundidade ( 29/04/2001) – Tubulão T1.



Na Figura 6.2, apresenta-se a variação do teor de umidade no dia 07/06/2001, obtida por tradagem também a uma distância aproximada de 2,00 m do tubo T1.

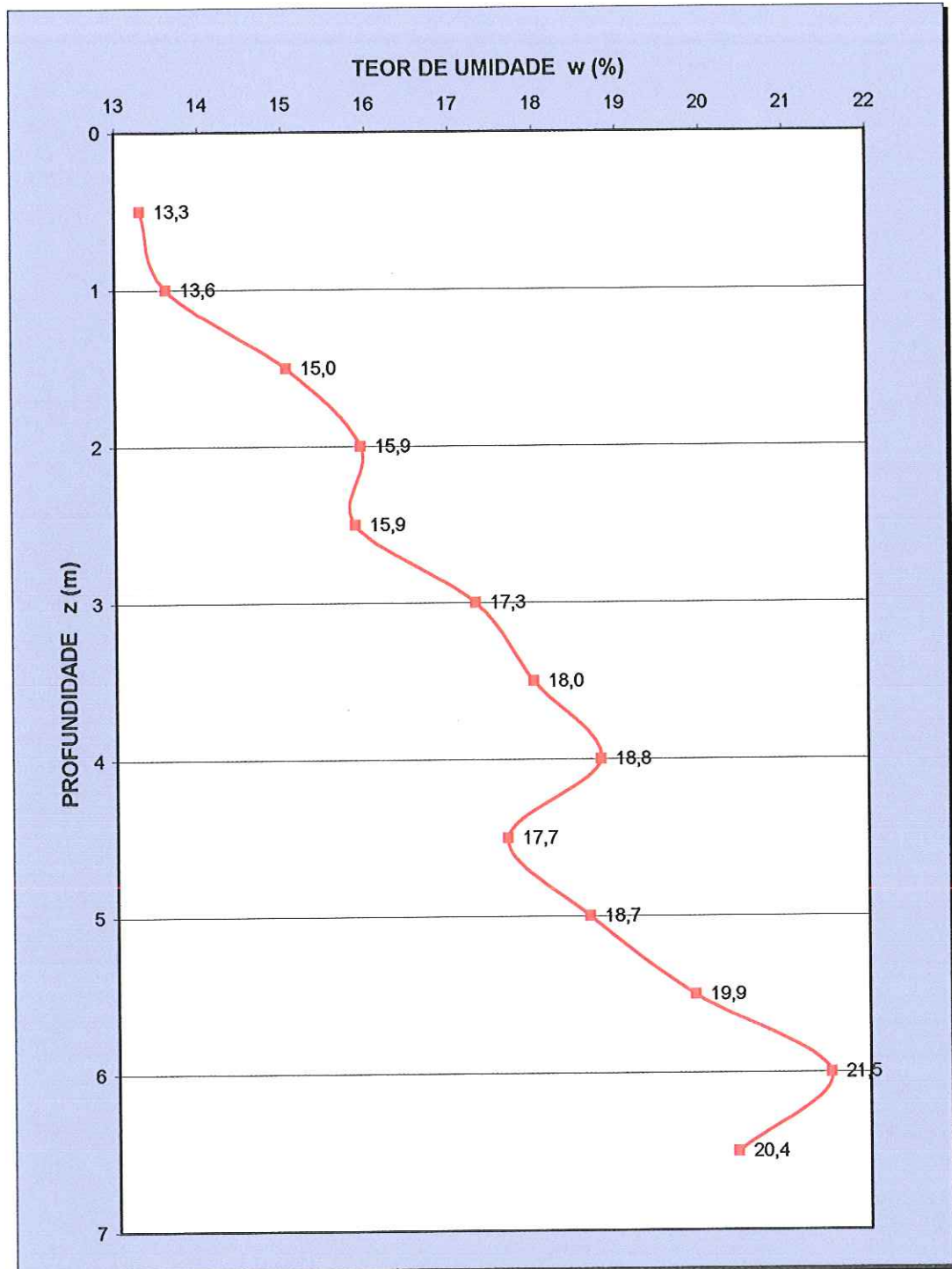


FIGURA 6.2 : Teor de Umidade x Profundidade ( 07/06/2001).

Na Figura 6.3, representam-se as duas figuras anteriores para efeito de comparação.

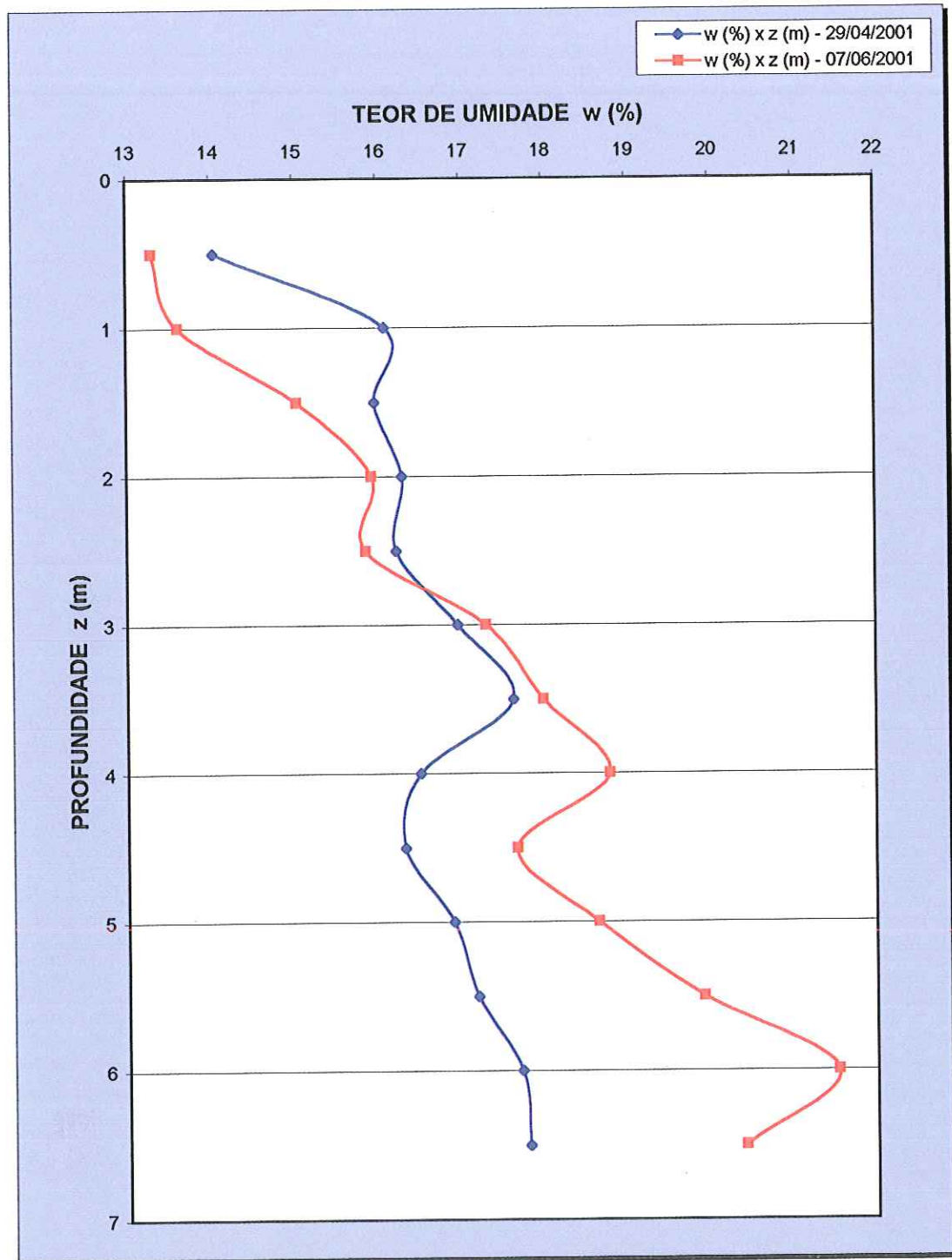


FIGURA 6.3: Gráfico Comparativo do Teor de Umidade x Profundidade (29/04/2001 e 07/06/2001).

As curvas características de sucção foram ajustadas por MACHADO (1998), utilizando a equação proposta por FREDLUND & XING (1994) :

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

Onde:

$\theta$  = Umidade volumétrica.

$\theta_{sat}$  = Umidade volumétrica saturada.

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

$\psi$  = Pressão de sucção.

$\psi_r$  = Valor de sucção para umidade volumétrica residual  $\theta_r$ .

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

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

$m$  = Parâmetro relacionado com a umidade volumétrica residual.

Empregando-se o método dos mínimos quadrados foram obtidos os parâmetros apresentados na Tabela 6.1.

**Tabela 6.1** : Principais parâmetros utilizados no ajuste dos dados experimentais à equação (MACHADO,1988).

Profundidade	$\theta_{sat}$ (%)	$\psi_r$	$a$ (kPa)	$n$	$\theta_r$ (%)	$m$	$r^2$
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



A figura 6.4 apresenta a curva de sucção com a profundidade, obtida através da equação característica, utilizando-se os valores do teor de umidade da tradagem do dia 29/04/2001.

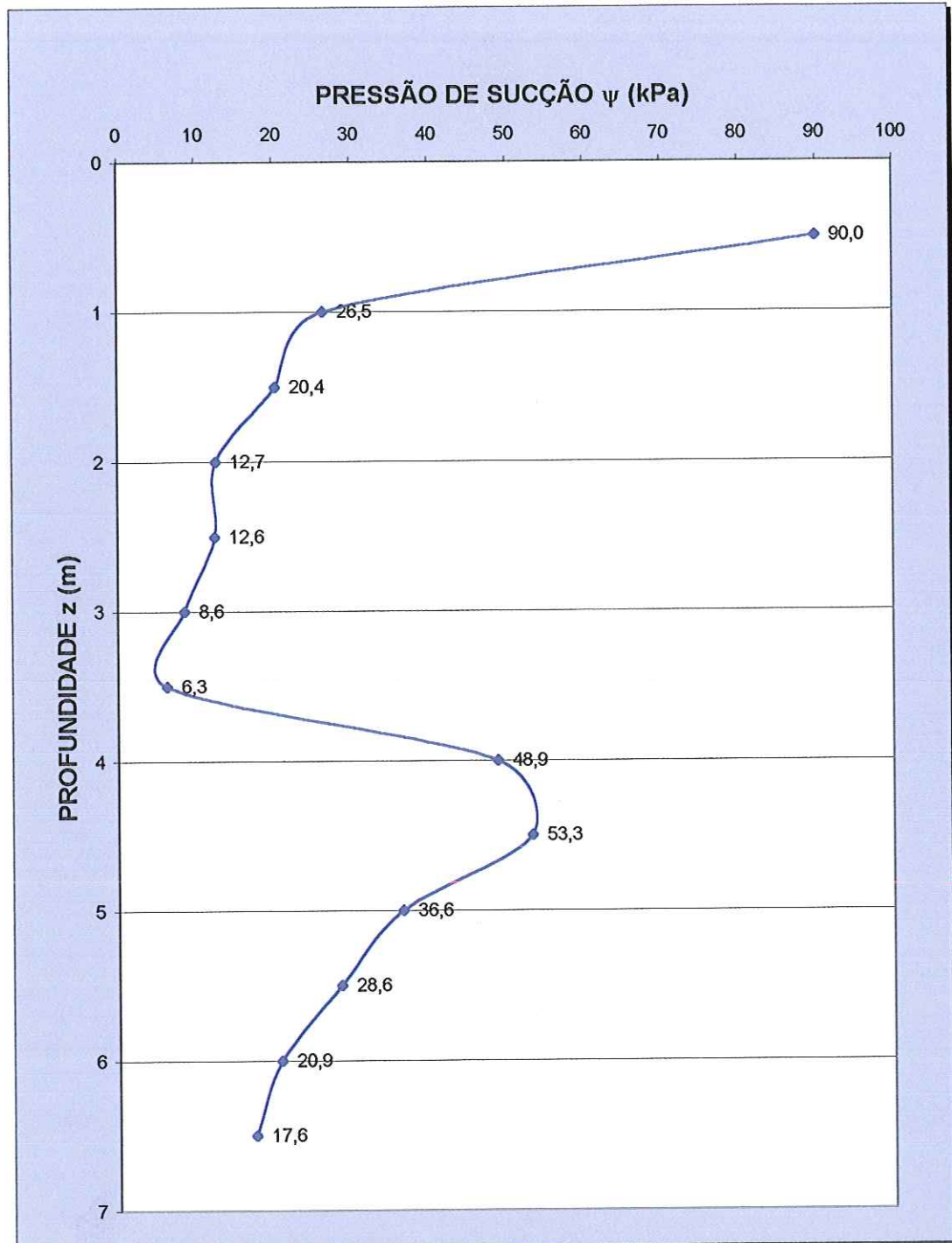


FIGURA 6.4 : Pressão de Sucção x Profundidade (29/04/2001).

A figura 6.5 apresenta a curva de sucção obtida com a tradagem do dia 07/06/2001.

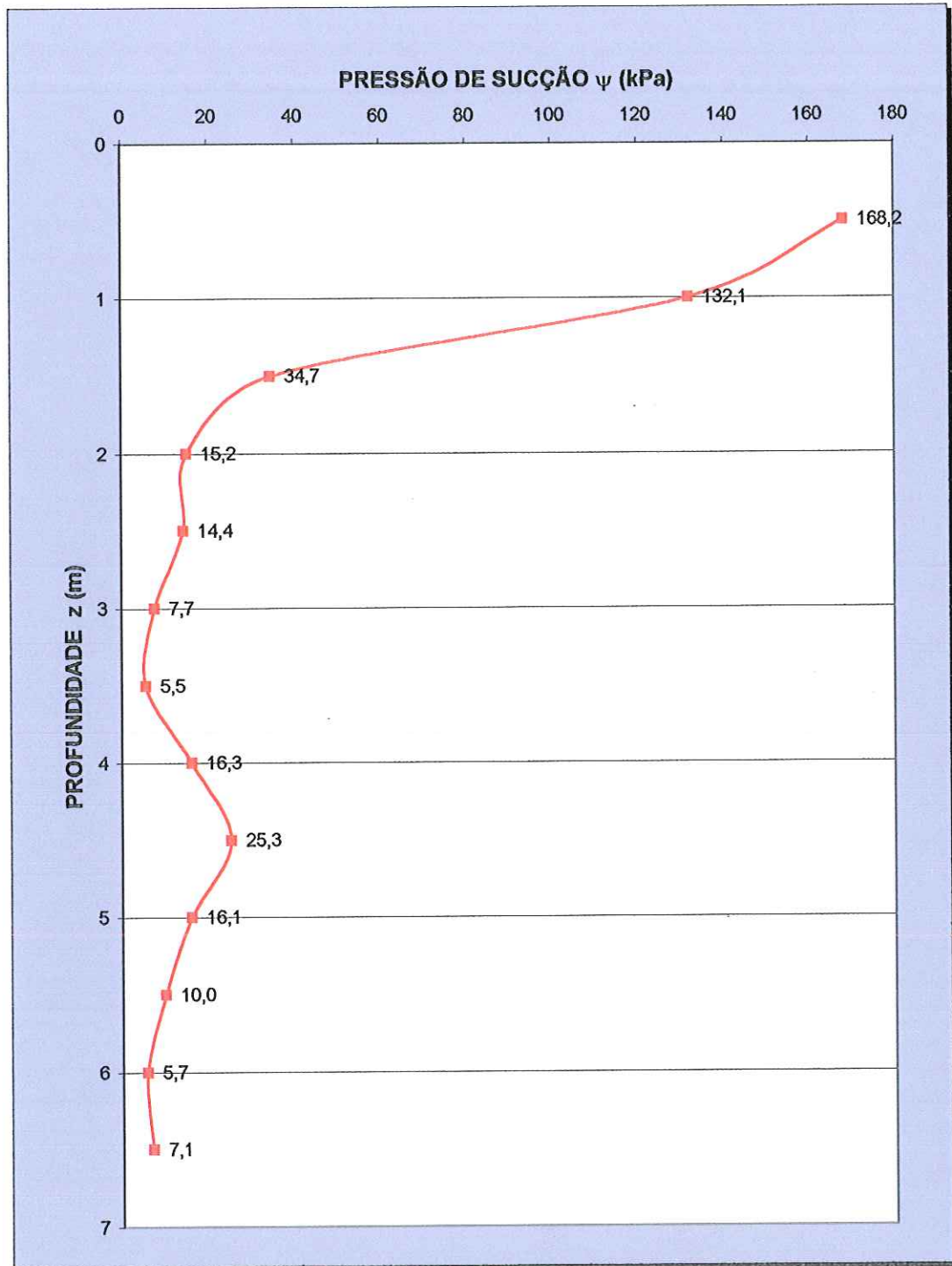


FIGURA 6.5 : Pressão de Sucção x Profundidade (07/06/2001).

Na figura 6.6 são representadas simultaneamente as duas figuras anteriores, para efeito de comparação.

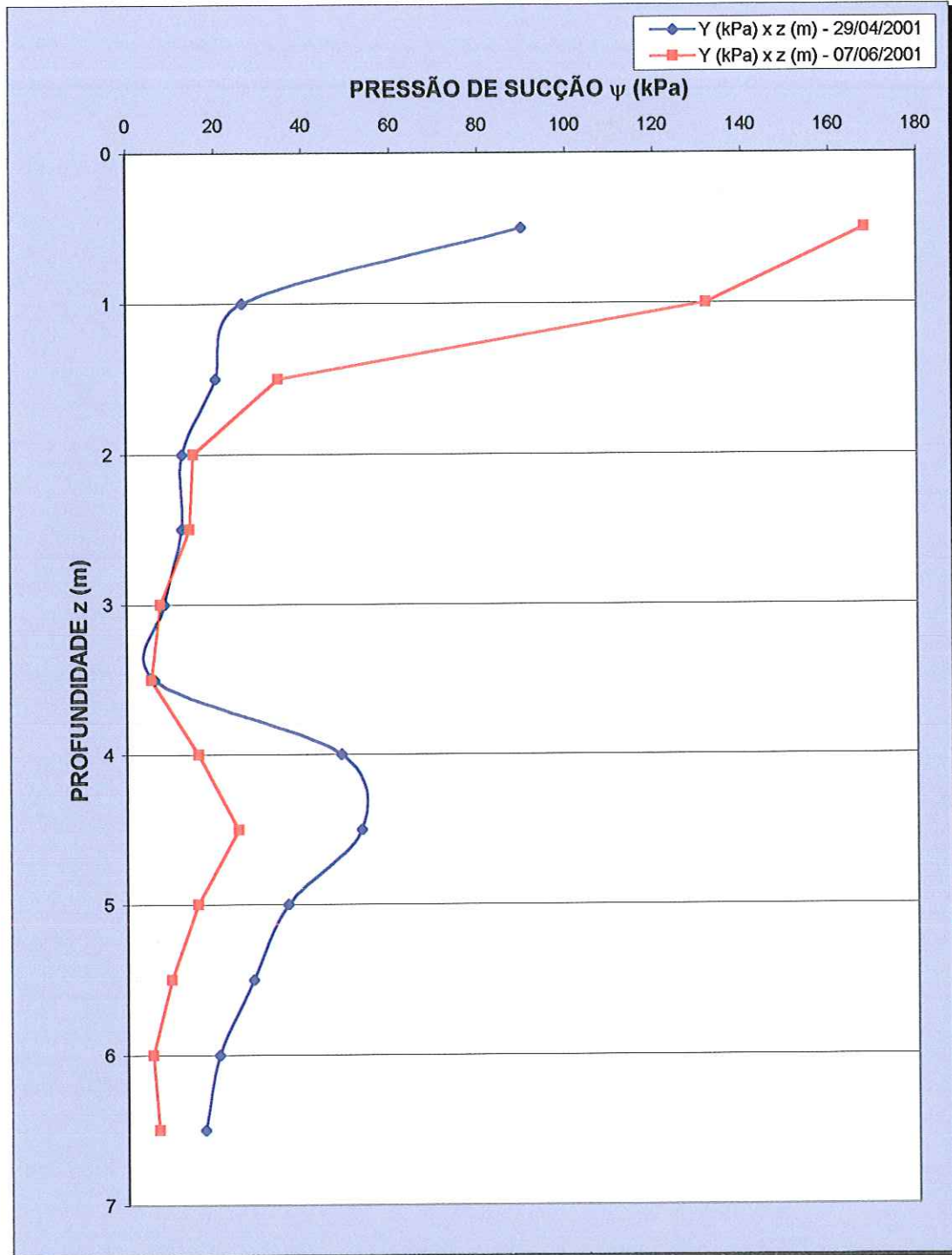


FIGURA 6.6: Gráfico Comparativo da Pressão de Sucção x Profundidade (29/04/2001 e 07/06/2001).



## 6.2 - PROVAS DE CARGA

Apresentam-se neste item os resultados obtidos em oito provas de carga rápidas realizadas em dois tubulões, sendo quatro provas de cargas sucessivas em cada um.

Nas Figuras 6.7 a 6.12, apresentam-se os resultados das curvas carga x recalque obtidas nos ensaios, e no Anexo III encontram-se as respectivas planilhas de ensaio.

Na Figura 6.7 apresentam-se as curvas carga–recalque obtidas nas quatro provas de carga do Tubulão T1, considerando-se os recalques zerados em cada ensaio.

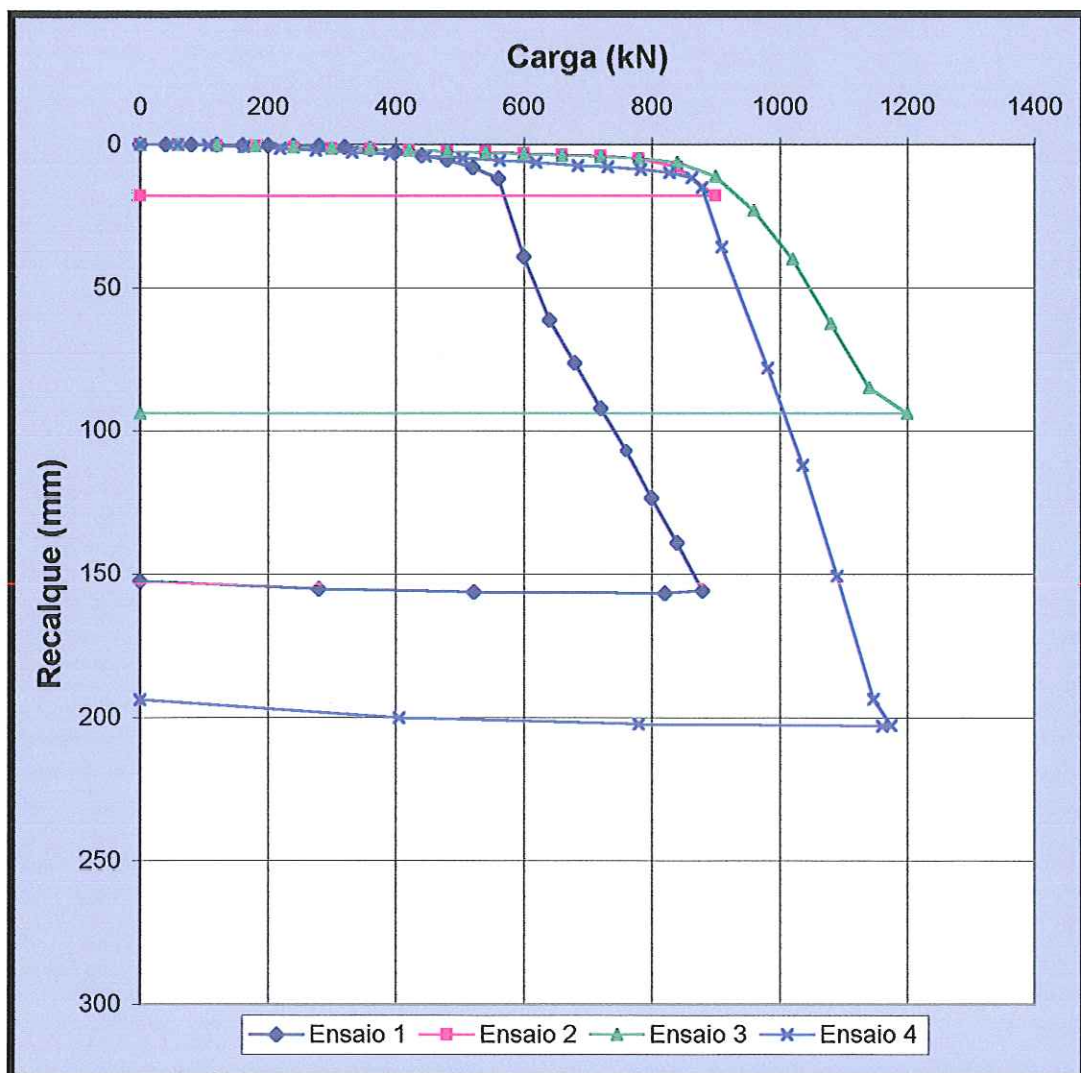


FIGURA 6.7: Curvas Carga x Recalque para o Tubulão T1 (Solo Não-Inundado).

Na Figura 6.8 apresentam-se as mesmas curvas carga–recalque dos ensaios do Tubulão T1, mas considerando-se a evolução dos recalques.

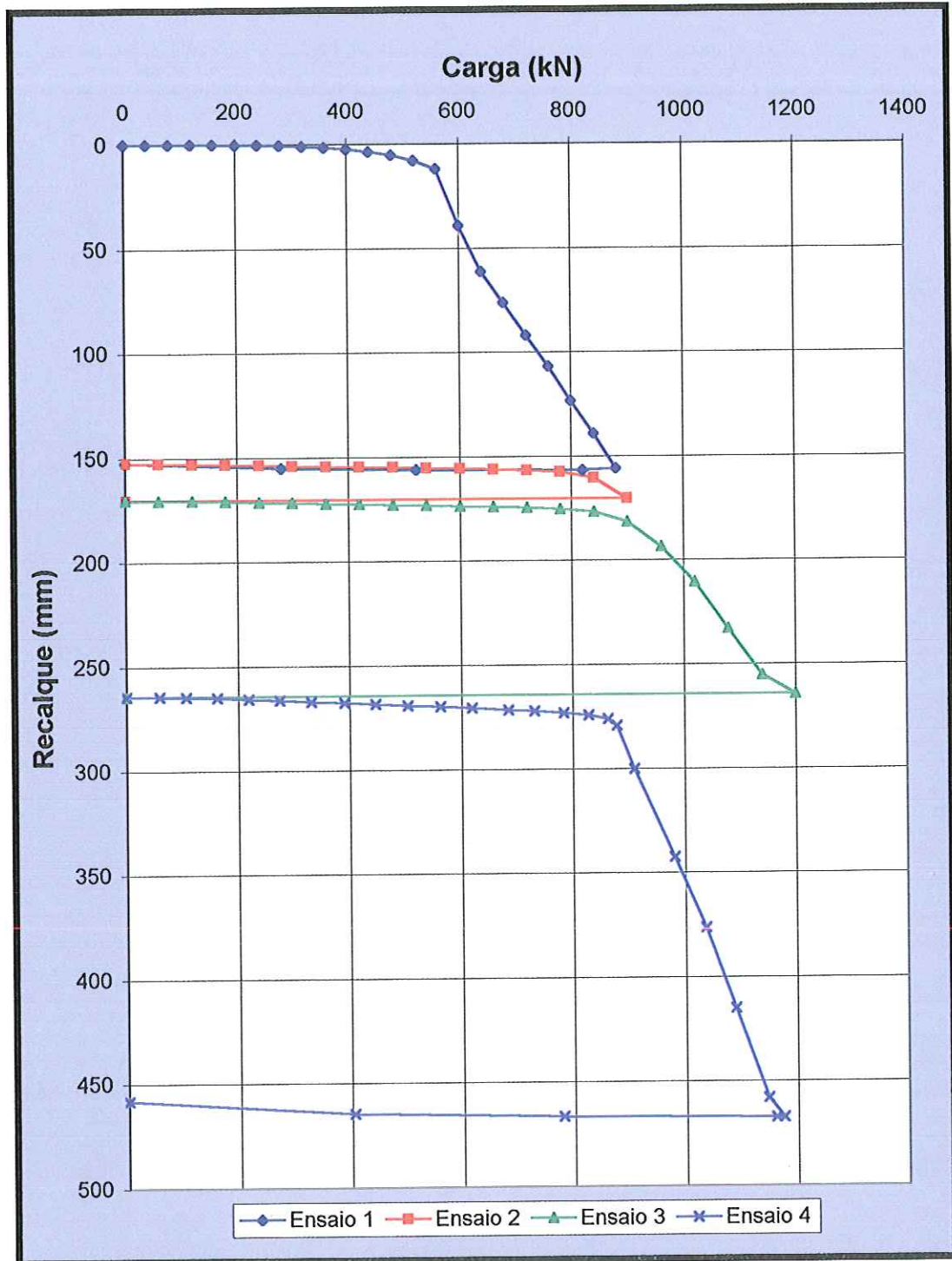


FIGURA 6.8 : Curvas Carga x Recalque para o Tubulão T1 (Solo Não-Inundado).

Na Figura 6.9 apresenta-se a variação entre a carga aplicada e a carga estabilizada no último ensaio do Tubulão T1, pois não se procedeu a reposição de carga durante os estágios.

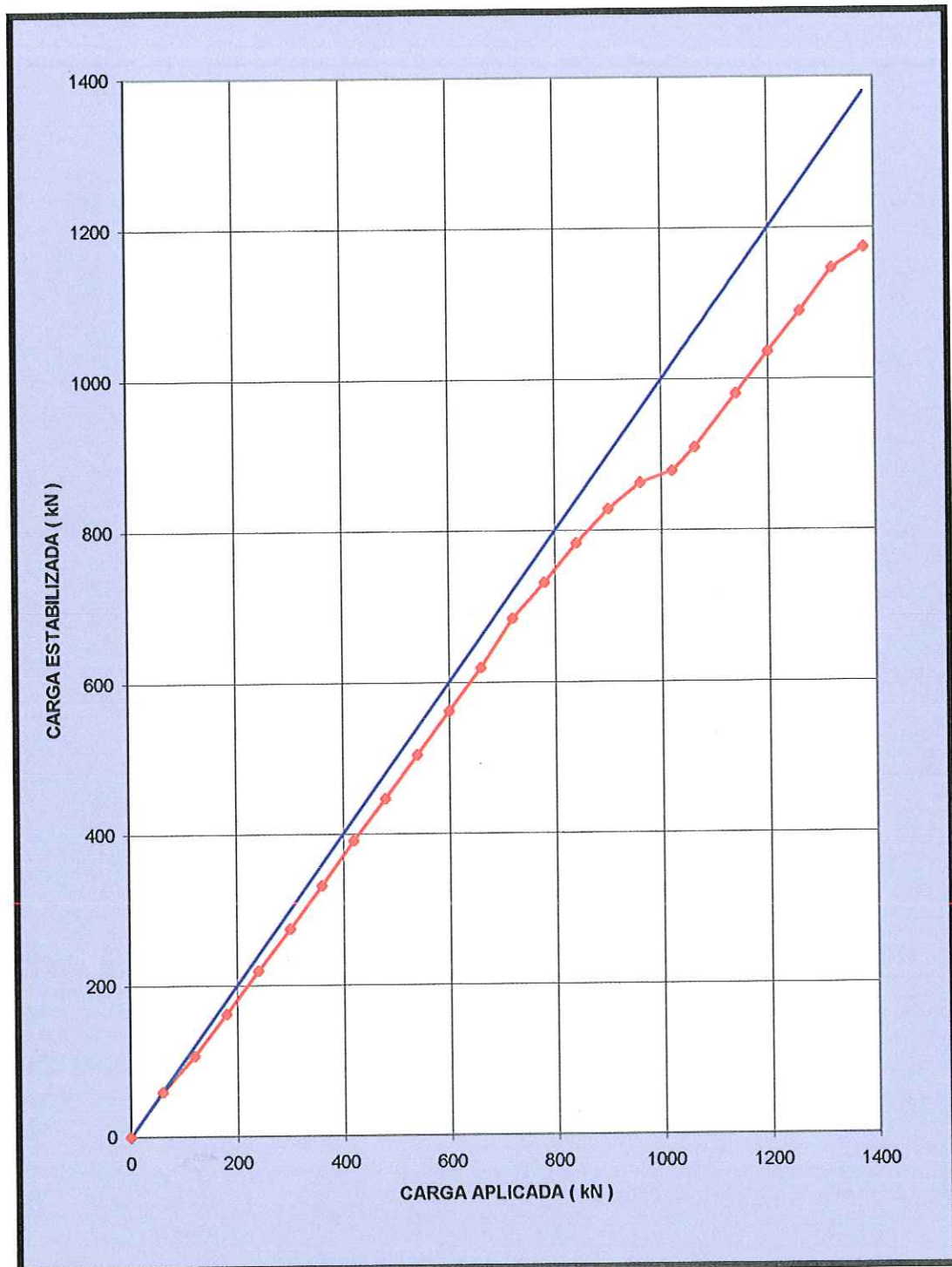
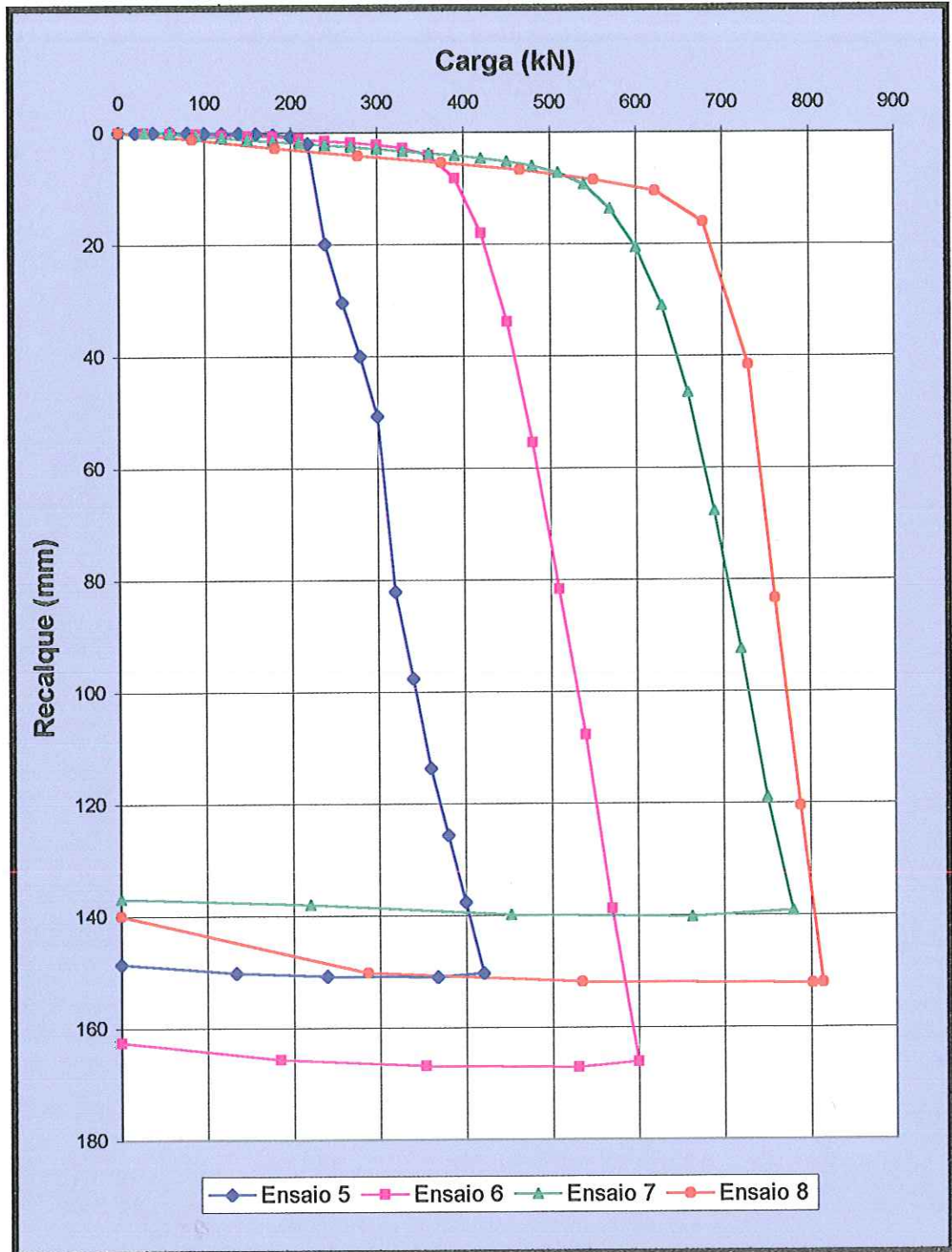


FIGURA 6.9 - Carga Aplicada x Carga Estabilizada para o Tubulão T1 (Último Ensaio).



Na Figura 6.10 apresentam-se as curvas carga–recalque obtidas nas quatro provas de carga do tubulão T2, considerando-se os recalques zerados em cada ensaio.



Na Figura 6.11 apresentam-se as mesmas curvas carga–recalque dos ensaios do Tubulão T2, mas considerando-se a evolução dos recalques.

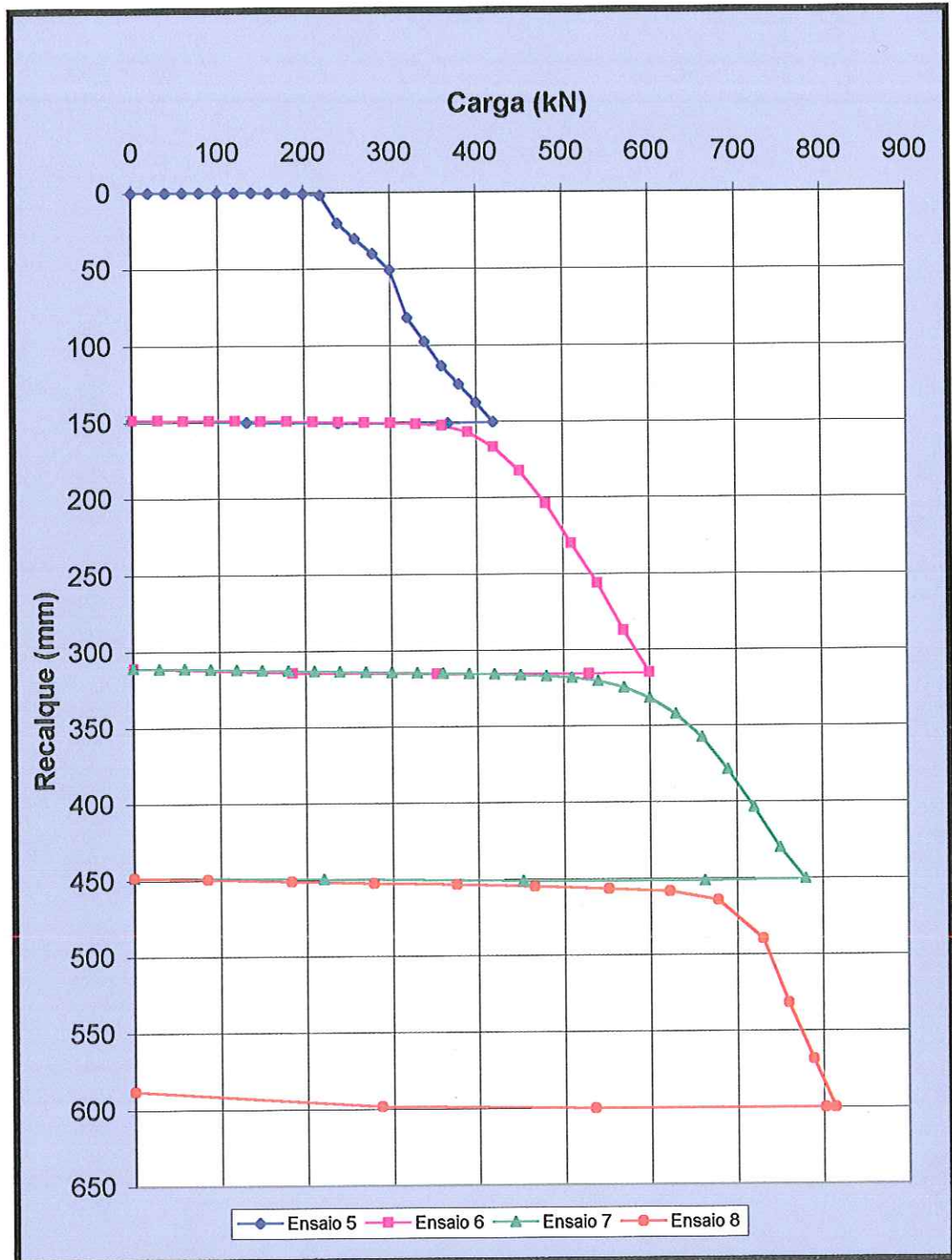


FIGURA 6.11 : Curvas Carga x Recalque para o Tubulão T2 (Solo Inundado).

Na Figura 6.12 apresenta-se a variação entre a carga aplicada e a carga estabilizada no último ensaio do Tubulão T2, pois não se procedeu a reposição de carga durante os estágios.

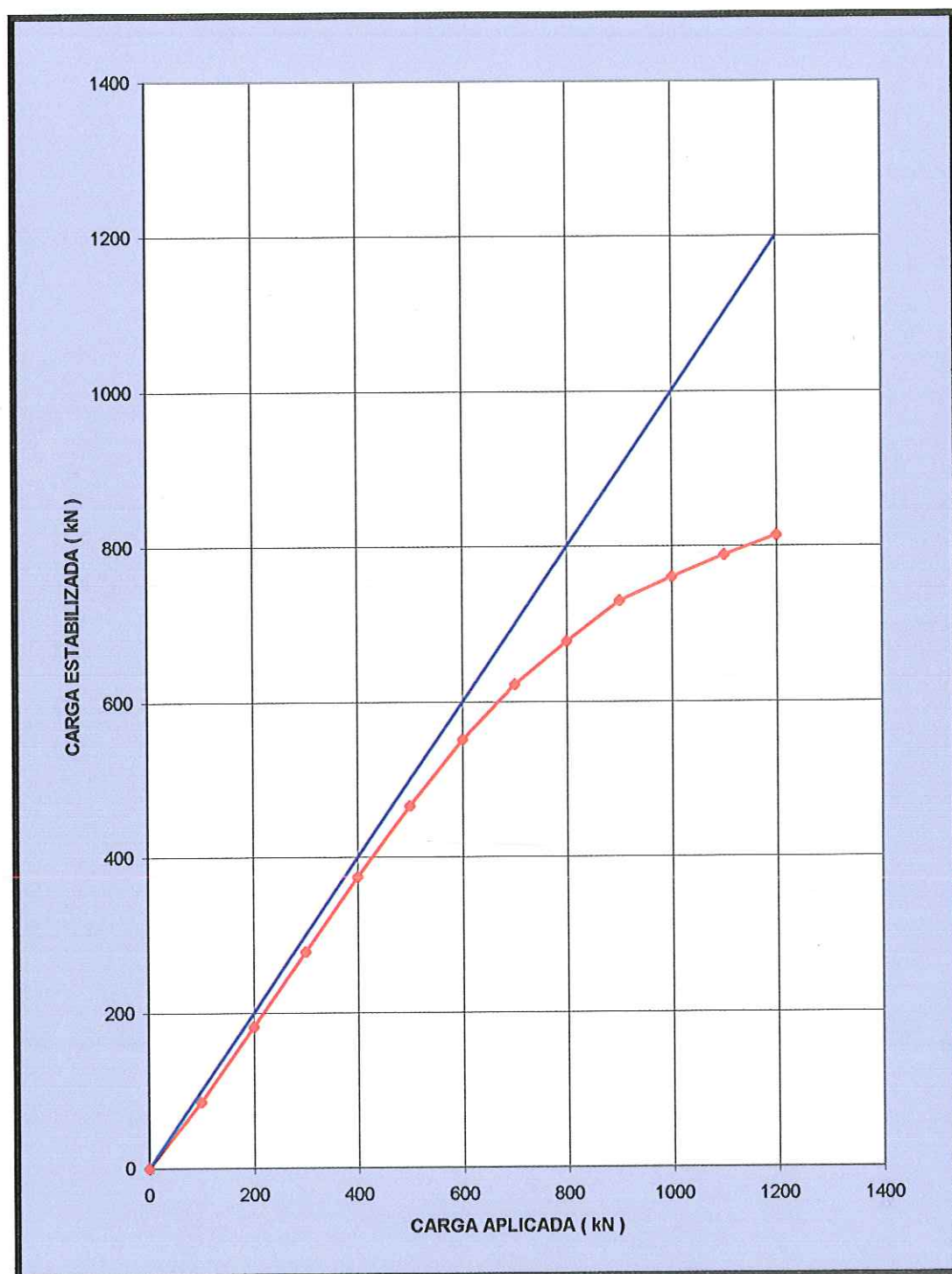


FIGURA 6.12 : Carga Aplicada x Carga Estabilizada para o Tubulão T2 (Último Ensaio).



## **CAPÍTULO 7 – ANÁLISE DOS RESULTADOS**

### **7.1) CURVAS CARGA x RECALQUE**

As curvas carga x recalque, obtidas nas provas de carga, não caracterizam uma ruptura nítida nem permitem a aplicação de um critério de ruptura física, como o de Van Der Veen (1953), por exemplo.

Todas as curvas exibem um trecho inicial linear, correspondente a pequenos valores de recalque, e um segundo trecho também linear no qual a resistência mobilizada pelo sistema tubulão-solo cresce continuamente com o aumento do recalque. É interessante observar que a parte final das curvas carga x recalque dos sucessivos ensaios de um mesmo tubulão constituem um único trecho reto, se mantido o mesmo tipo de ensaio (Figura 7.1). As equações desse trecho reto final, para os tubulões T1 e T2, obtidas por regressão linear, são respectivamente

$$Q = 2,453 \rho + 503$$

e

$$Q = 1,221 \rho + 225$$

onde  $Q$  é a carga aplicada (em kN) e  $\rho$  é o recalque medido (em mm). Os respectivos valores de  $R^2 =$  são 0,9967 e 0,9985.

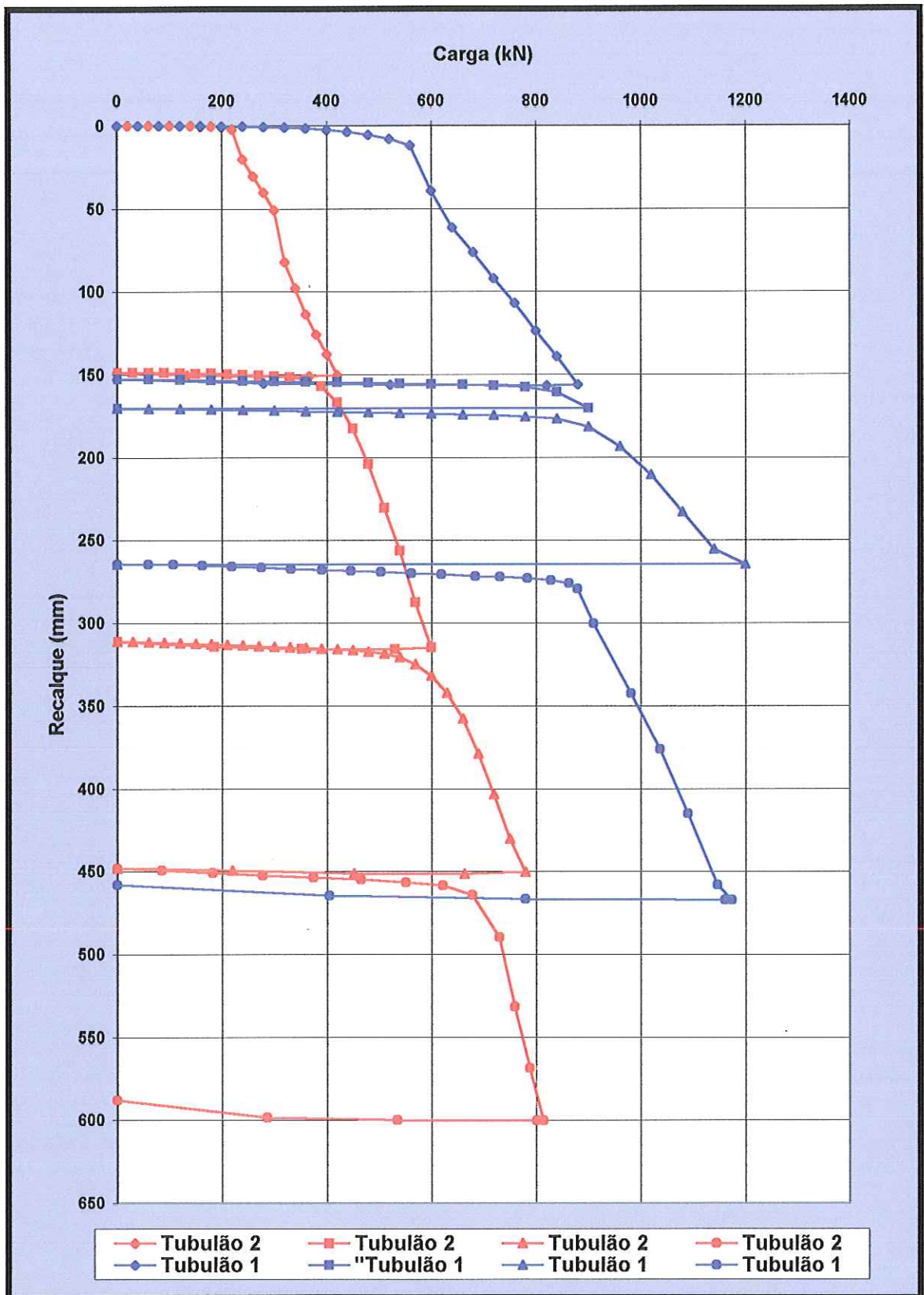


FIGURA 7.1 : Comparação das Curvas Carga x Recalque nos Ensaios dos Tubulões T1 e T2.

## 7.2) CAPACIDADE DE CARGA

Na interpretação das curvas carga x recalque, utilizou-se o critério de ruptura convencional de TERZAGHI (1942), pelo qual a carga de ruptura do sistema é aquela correspondente a um recalque de 10% do diâmetro da base, neste caso um recalque de 150 mm. Desse modo, na condição inicial e após a cravação de 0,15m, 0,30m e 0,45m, os valores da carga de ruptura convencional correspondem, respectivamente, aos recalques de 150, 300, 450 e 600 mm, acumulados desde o primeiro ensaio.

A partir deste critério, foram obtidos os valores de capacidade de carga ( $Q_u$ ) apresentados na Tabela 7.1 e de carga de colapso ( $Q_c$ ) apresentados na Tabela 7.2, correspondentes aos tubulões T1 e T2, respectivamente. Quando necessário, extrapolou-se o trecho linear definido nos ensaios, para ambos os tubulões.

Utilizou-se a terminologia introduzida por CINTRA (1998), pela qual, na condição de terreno inundado, a “carga de ruptura” é denominada carga de colapso.

TABELA 7.1: Capacidade de Carga (Tubulão T1).

CRAVAÇÃO ( m )	CAPACIDADE DE CARGA $Q_u$ ( kN )	MAJORAÇÃO
	871	
0,15	1239	42 %
0,30	1607	85 %
0,45	1975	127 %

TABELA 7.2: Carga de Colapso (Tubulão T2 – terreno pré-inundado).

CRAVAÇÃO ( m )	CARGA DE COLAPSO $Q_c$ ( kN )	MAJORAÇÃO
	408	
0,15	591	45 %
0,30	774	90 %
0,45	958	135 %



Nessas tabelas, observa-se o excelente benefício da cravação dos tubulões no aumento da capacidade de carga. Para o tubulão T1, obtém-se uma capacidade de carga inicial de apenas 871 kN. Mas com a cravação de cada 0,15m a capacidade de carga aumenta mais 42%.

Para o tubulão T2 a carga de colapso aumenta mais 45% com a cravação de cada 0,15m.

Essas variações de capacidade de carga e carga de colapso, com a cravação dos tubulões, podem ser visualizadas de outra forma por meio das Figuras 7.2 e 7.3 para os tubulões T1 e T2 respectivamente.

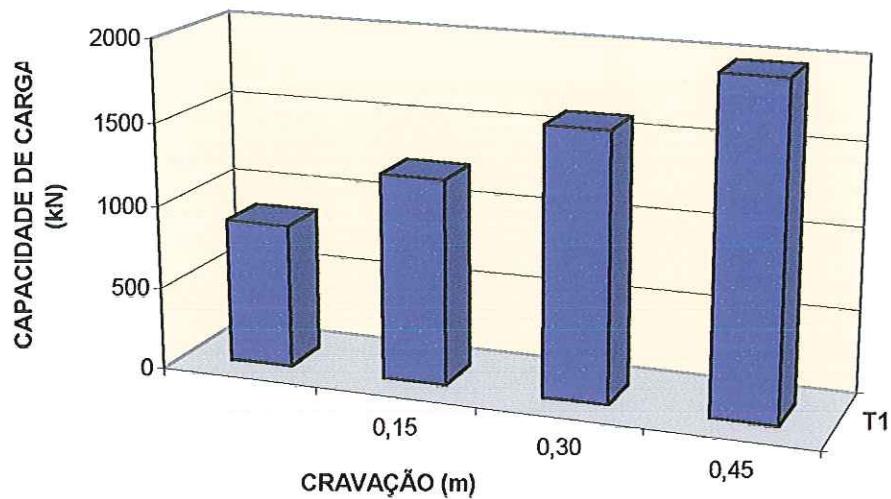


FIGURA 7.2: Capacidade de Carga x Cravação (Tubulão T1).

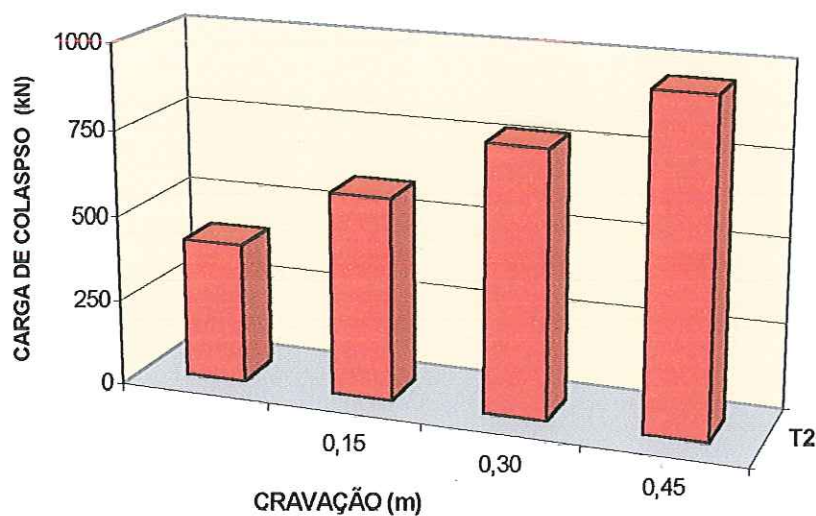


FIGURA 7.3: Carga de Colapso x Cravação (Tubulão T2).

### 7.3) CARGA CORRESPONDENTE AO RECALQUE MÁXIMO ADMISSÍVEL

Para esse tipo de fundação, usualmente adota-se o recalque máximo admissível de 30 mm. Desse modo, na condição inicial e após a cravação de 0,15m, 0,30m e 0,45m, os valores da carga ( $Q_{pmax}$ ) correspondente ao recalque máximo admissível referem-se, respectivamente, aos recalques de 30, 180, 330 e 480 mm, acumulados desde o primeiro ensaio. Os valores de  $Q_{pmax}$  obtidos para o tubulão T1 são apresentados na Tabela 7.3

TABELA 7.3: Carga Correspondente ao Recalque Máximo Admissível (Tubulão T1).

CRAVAÇÃO ( m )	CARGA $Q_{p \max}$ ( kN )	MAJORAÇÃO
	577	
0,15	945	64 %
0,30	1312	127 %
0,45	1680	191 %

Observa-se que a cravação de cada 0,15 m aumenta mais 64 % na carga correspondente ao recalque máximo admissível.

### 7.4) CARGA ADMISSÍVEL

Pela norma brasileira de projeto e execução de fundações (NBR 6122/96), deve-se fazer a verificação simultânea dos estados limite último e de utilização. Para valores obtidos em provas de carga, são impostos os coeficientes de segurança 2,0 e 1,5 à carga de ruptura e à carga que provoca o recalque máximo admissível, respectivamente.

Aplicando-se estes coeficientes de segurança aos valores apresentados nas Tabelas 7.1 e 7.3, respectivamente, e tomando-se o menor dos resultados, para cada quantidade cravada, obtêm-se os valores da carga admissível ( $Q_a$ ) apresentados na Tabela 7.4.

A correta aplicação do conceito de carga admissível envolve a obtenção dos valores médios de capacidade de carga e de carga que provoca o recalque máximo admissível, os quais são divididos pelos respectivos coeficientes de segurança, conforme CINTRA (1999) e AOKI & CINTRA (2000). Neste caso, considerou-se que os resultados obtidos representam valores “médios”, isto é, que os ensaios dos tubulões T1 e T2 são representativos das condições de terreno não-inundado e de terreno inundado, respectivamente.

TABELA 7.4: Carga Admissível (Tubulão T1).

CRAVAÇÃO ( m )	CARGA Qa ( kN )	MAJORAÇÃO
	385	
0,15	619	61 %
0,30	803	109 %
0,45	987	156 %

Voltando as curvas carga x recalque da Figura 7.1, constata-se que os recalques são nulos para estes valores de carga admissível, exceto para a condição inicial (tubulão não-cravado), cujo recalque é de 2,12 mm. Para a condição de tubulão cravado de 0,15m, por exemplo, os recalques ocorrem somente após a aplicação da carga de 871 kN e, portanto, para uma carga admissível de 619 kN (Tabela 7.4) os recalques são nulos.

## 7.5) INFLUÊNCIA DA COLAPSIBILIDADE

Os valores de capacidade de carga relativos aos ensaios do Tubulão T2 são significativamente menores do que os do tubulão T1 (Figura 7.4).





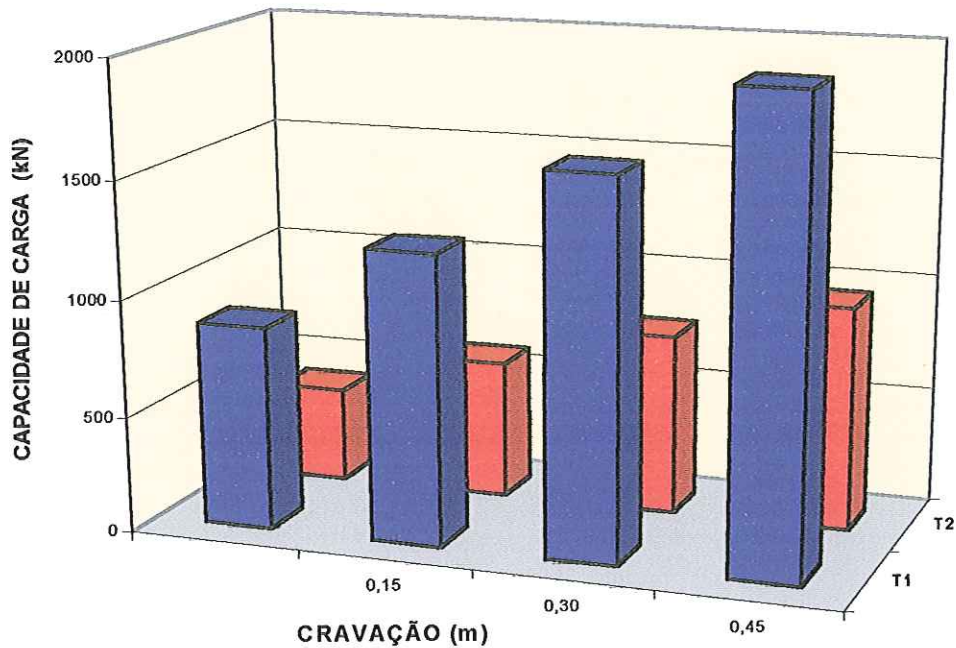


FIGURA 7.4: Capacidade de Carga x Cravação (Tubulão 1 e Tubulão 2).

A relação entre os respectivos valores, para a mesma quantidade de cravação dos tubulões, permite quantificar a redução de capacidade de carga devido ao efeito de colapsibilidade do solo, uma vez que os ensaios do tubulão T2 foram realizados com pré-inundação do terreno. Os valores percentuais de redução da capacidade de carga estão apresentados na Tabela 7.5 e variam de 51 % a 53 %.

TABELA 7.5: Redução de Capacidade de Carga.

CRAVAÇÃO (m)	CAPACIDADE DE CARGA (kN)		REDUÇÃO
	TUBULÃO 1	TUBULÃO 2	
	871	408	53 %
0,15	1239	591	52 %
0,30	1607	774	52 %
0,45	1975	958	51 %

Outra forma de analisar o efeito da colapsibilidade do terreno é aplicar os valores de carga admissível calculado anteriormente (Tabela 7.4) nas curvas carga x recalque da Figura 6.11.

Conforme apresentado na Tabela 7.6, os recalques seriam muito elevados. É por isso que as fundações têm comportamento inadequado em solo colapsível quando a carga admissível é determinada sem considerar o efeito da colapsibilidade.

TABELA 7.6: Recalques (terreno pré-inundado).

CRAVAÇÃO ( m )	CARGA ADMISSÍVEL $Q_a$ ( kN )	RECALQUE ( mm )
	385	131,04
0,15	619	172,69
0,30	803	173,38
0,45	987	174,08

CINTRA (1998) preconiza a adoção de um coeficiente de segurança 1,5 ao valor médio da carga de colapso, para projetar fundações em solos colapsíveis. A aplicação desse coeficiente de segurança aos valores da carga de colapso da Tabela 7.2 resulta os valores de carga admissível apresentados na Tabela 7.7

TABELA 7.7: Carga Admissível com Verificação ao Colapso.

CRAVAÇÃO ( m )	CARGA ADMISSÍVEL $Q_a$ ( kN )	MAJORAÇÃO
	272	
0,15	394	45 %
0,30	516	90 %
0,45	639	135 %

Aplicando esses novos valores de carga admissível à Figura 7.1, constata-se que os recalques serão nulos na situação de terreno inundado, exceto para a condição inicial (tubulão não-cravado), cujo recalque será de 38,49 mm. Para que este recalque também seja nulo, a correspondente carga admissível deve diminuir de 272 kN para 225 kN.

Comparando-se as Tabelas 7.4 e 7.7, observa-se que a carga admissível, obtida com segurança ao colapso do solo, é cerca de 36% inferior à carga admissível encontrada sem considerar o efeito da colapsibilidade do solo.

## **7.6) NOVO TIPO DE ENSAIO**

Esta nova modalidade de prova de carga estática, sem reposição de carga, fornece valores de capacidade de carga inferiores ao do ensaio rápido tradicional porque a curva carga x recalque refere-se a valores estabilizados de recalque, diferentemente do rápido tradicional.

No caso do tubulão T1, a capacidade de carga referente à cravação de 0,45m diminui de 1661 kN para 1188 kN (redução de 28%).

Já para o tubulão T2, a capacidade de carga referente à cravação de 0,45m diminui de 813 kN para 723 kN (redução de 12%). Esta redução de capacidade de carga deve-se exclusivamente à mudança do tipo de ensaio.

Mas para o tubulão T1, a redução de 28% na capacidade de carga é acentuada pela sucção no solo, como se verá no próximo item.

## **7.7) INFLUÊNCIA DA SUCCÃO**

Os valores de redução de capacidade de carga obtidos no item 7.5 referem-se ao perfil de sucção apresentado na Figura 5.15 (valor médio de 25,4 kPa, de 2 a 6 m de profundidade, e pressão de sucção de 17,6 kPa no solo sob a base do tubulão).



Evidentemente se o tubulão T1 tivesse sido ensaiado em época de menos umidade (maiores sucções), os valores de capacidade de carga teriam sido maiores nos ensaios 1 a 4 e, conseqüentemente, comparados com os mesmos resultados dos ensaios 5 a 8 (terreno inundado), seriam obtidos percentuais mais acentuados de redução na capacidade de carga. Ao contrário, o tubulão T2 ensaiado em época mais úmida (menores sucções) teria resultado em menores percentuais de redução de capacidade de carga.

A influência de sucção também se nota na comparação do último ensaio com os anteriores, no tubulão T1. Na época do ensaio 4, a sucção no solo apresentava um valor médio de 12,9 kPa de 2 a 6 m de profundidade, e de 7,1 kPa no solo sob a base do tubulão, representando uma diminuição na sucção de 50% ao longo do fuste e de 60% sob a base do tubulão.

Essa significativa diminuição da sucção no solo, juntamente com a mudança no tipo de ensaio, justifica a capacidade de carga minorada de 28% no ensaio 4, referente à cravação de 0,45m.

## CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES

---

Na primeira parte do trabalho, relatou-se um método executivo prático de fundações, correntemente utilizado na Cidade de Campinas / SP. Trata-se do tubulão a céu aberto com fuste de 0,50 m de diâmetro, perfurado mecanicamente, mas com base aberta manualmente, que pode ser empregado em áreas densamente urbanizadas, em que o lençol freático seja baixo, para edifícios com cargas máximas de 800 a 1000 kN por pilar.

Este método executivo apresenta algumas vantagens práticas expressivas, tais como :

- Execução da fundação sem vibrações.
- Utilização de técnicas simplificadas, com equipamentos de baixo custo.
- Rapidez de execução, com abertura de várias frentes de serviço ao mesmo tempo.
- Otimização do fator custo / benefício.
- Grande economia no volume de concreto.

A segunda parte do trabalho, que trata das provas de carga estática nos tubulões, pode apontar as seguintes conclusões :

- É notável o benefício da cravação estática de tubulões a céu aberto curtos no aumento da capacidade de carga do sistema tubulão-solo. Com a cravação correspondente a 30 % do diâmetro da base, por exemplo, obtém-se mais do dobro da capacidade de carga.
- A cravação de tubulões curtos pode ser uma interessante opção de projeto, em solos porosos, dependendo dos custos envolvidos.
- A comparação dos ensaios na condição de solo não-inundado (sucção de 18 kPa no solo sob a base do tubulão) com a condição de terreno pré-inundado artificialmente (sucção nula) quantificam uma redução de 51% a 53% na capacidade de carga do sistema tubulão-solo, por influência da colapsibilidade do solo.
- O novo tipo de prova de carga proposto por CINTRA (2001), utilizado no último ensaio de cada tubulão, parece constituir uma alternativa promissora pois possivelmente alia as vantagens dos ensaios lentos e dos rápidos, ao obter recalques estabilizados em estágios de ensaios rápidos.

Para futuros trabalhos ficam algumas sugestões :

- Cravação de tubulões a céu aberto, por meio de equipamento de bate-estaca, com simultânea realização de provas de carga dinâmica, para ampliar o estudo sobre o benefício dessa cravação.
- Realização do novo tipo de ensaio (CINTRA, 2001), em placas, para comparação com ensaios rápidos e lentos.



## CAPÍTULO 9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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.

ALONSO, U.R. ( 1981) Estimativa da Curva Carga-Recalque de Estacas a partir dos Resultados de Sondagens a Percussão. SOLOS & ROCHAS. São Paulo.1981.vol .4(3).p19-32.

ALONSO, U.R. ( 1983) Exercícios de Fundações . Editora Edgard Blucher.

ALONSO, U.R. ( 1991) Previsão e Controle de Fundações. Editora Edgard Blucher.

ALONSO, U.R. & AOKI, N.( 1992). Previsão e Comprovação da Carga Admissível de Estacas. EESC/USP. São Carlos. p.41.

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.

AOKI, N. (1985). Critérios de Projetos de Estacas Escavadas. I SEFE. Vol.1. p.23-28.

APEMOL (1980). Associação Paulista de Empresas Executoras de Estacas Moldadas no Local.

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.

BARATA, F.E. (1984). Propriedades Mecânicas dos Solos : Uma Introdução ao Projeto de Fundações. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. p.152

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, p.67.

CAMPELO, N.S.(1994). Comportamento de Estacas Submetidas a esforços verticais de Tração em Solo Colapsível. Dissertação de Mestrado. EESC-USP/São Carlos, p.139.

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

CINTRA, J.C.A. & ALBIERO, J.H. (1993). Solos do Interior de São Paulo – Fundações. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC – USP/São Carlos. p.250-260

CINTRA, J.C.A. (2001) Provas de Carga em Fundações. Simpósio de Ensaios de Campo Aplicados à Engenharia Geotécnica, Palestra, Feagri-Unicamp, Campinas, Junho.

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.

COSTA NUNES, A. J. & FERNANDES, C.E.M. (1982). Aspectos Relativos a Interpretação dos Resultados de Provas de Carga em Estacas Instrumentadas. VII COBRAMSEF. VOL.3, P. 201-209.

DE MELLO, V.F.B. (1975). Deformações como Base Fundamental de Escolha da Fundação. Geotecnia. Vol. 12. p.55-75.

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.

FONTOURA, S.A.B.; VELLOSO, P.P.C. & PEDROSA, M.G. (1982). Análise da capacidade de Carga de uma Estaca Escavada com Instrumentação no Fuste. In VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Olinda / Recife, p.221-233.

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.276-287.

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, Rotterdam, p.67-75.



GODOY, N.S. (1985). Estacas Escavadas : Controle de Execução. I SEFE. Vol.1.

GOLOMBEK, S. (1985). Fundações em Estacas Escavadas. I SEFE. Vol.1. p.9-22.

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, Rotterdam, p.499-505.

GOTLIEB, D. & GOTLIEB, M. (1991). Estacas Escavadas : Uma Análise de Comprimentos e Aderências. II SEFE. Vol.1. p.161.

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, Rotterdam, p.693-713.

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.1132-1159.

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, Rotterdam, p.101-119.

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, Rotterdam, p.435-441.

LAMARE, N.A.; BERNARDES, G.P. & COSTA FILHO, L.M.(1985).Resultados de Provas de Carga Executadas sobre Estacas de Pequeno Diâmetro.I SEFE. Vol.1.p163-178.

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.

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, Rotterdam, p.213-216.

MASSAD, F. (1991). Estacas Escavadas em Compressão Axial : Comportamento e Parâmetros Visando a Estimativa de Recalques. In II SEFE. Vol.1. p.255.

MASSAD, F. (1991). Comportamento de Estacas Escavadas de Elevadas Compressibilidades. In II SEFE. Vol.1. p.245.

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

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

MILITITSKY, J. (1991). Provas de Carga Estáticas. In: II SEFE. Vol.2. p.203.

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, Rotterdam, 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.



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

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

PRESA, E.P. (1999). Fundações – Projeto e Execução. Escola Politécnica – UFBA, Salvador, BA, p.97.

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, Rotterdam, p.145-191.

REESE, L. C.; TOUMA, F.T.; O'NEILL, M. W. (1976). Behavior of Drilled piers Under Axial Loading. *Journal of The Geotechnical Engineering Division*, GT5, p.493-510, may.

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.

SACILOTTO, A.C. (1994). Estacas Escavadas Instrumentadas, Submetidas a Cargas Lentas e Rápidas. COBRAMSEF. Vol.1.p.175-180.

SANTOS, T.R.S. (2001). Comportamento de Tubulões analisando-se separadamente as Parcelas de Resistência de Base e por Atrito Lateral. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. EESC - USP.

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. (1951). The Bearing Capacity of Clays. Building Research Congress, vol.1, p.180-189.

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.

SOUZA, R.N. & MASAD, F. (1996). Considerações sobre a Eficácia de Alguns Métodos de Previsão de Comportamento de Estacas de Grandes Dimensões. III SEFE. Vol.1. p.131.

TAVARES, A.X. (1988). Settlement of the Base of Large Diameter Bored Piles in Preconsolidated Clay. In DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Rotterdam, p.253-257.

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

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

TEIXEIRA, C.Z. & ALBIERO, J.H. (1994). A Evolução da Reação de Ponta de Estacas Submetidas a Sucessivas Provas de Carga. X COBRAMSEF. Vol.1. p.2-10.

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.

TORRES, A. ; NICHOLSON, R. E. & MORAES, P.P. (1982). Considerações Práticas Sobre a Execução de Provas de Carga de Médio e Grande Porte. In : VII COBRAMSEF, p.298-310.

VAN DER VEEN (1953). The Bearing Capacity of a Pile. In : 3 rd ICSMFE. Vol.2. p.84.

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, Rotterdam, p.489-497.

VARGAS, M. (1977). Introdução a Mecânica dos Solos. McGraw-Hill.

VELLOSO, D.A.(1991).Capacidade de Carga por meio do SPT.In:II SEFE.Vol.2.p293.



# ANEXO I



PROJESOFF (011) 204-7330

CLIENTE	PROF. JOSÉ CARLOS ANGELO CINTRA			  Fone: (019) 466.5559
OBRA	CAMPO DE PROVA DE CARGA			
LOCAL	USP/SÃO CARLOS			
ESC.: 1 : 100	DES: ENRICO	REF: 3757	DATA: 25/08/98	
COTA 100.30		SONDAGEM SP.01		Folha 1 / 2

PROF. (m)	PERF. GEOL.	S. P. T.	PENETRAÇÃO II.º GOLPES / 30 cm.					DESCRIÇÃO DO MATERIAL	N.A. (m)
			10	20	30	40	50		
100.00	1	1						FOFA AREIA FINA, ARGILOSA, FOFA, MARROM ESCURA. (SEDIMENTO CENOZÓICO).	
	2	1							
	3	1							
	4	2							
95.00	5	2							
	6	2							
	7	2							
	8	5						FOFAA MEDIANAMENTE COMPACTA, VARIEGADA, BRANCA, VERMELHA CLARA/ESCURA. (SOLO RESIDUAL - GRUPO BAURU)	10.14
	9	4							
90.00	10	4							
	11	6							
	12	6							
	13	8							
	14	11							
85.00	15	8							
	16	7							
	17	15							
	18	11							
	19	16							
80.00	20	19							



Lavagem por Tempo - 30 minutos	Leitura Intervalo	N.A. (m)	Método	Início (m)	Fim (m)	Início: 05/05/98	Fim: 07/05/98
Prof. Inicial: --- m - Estágios: 1	1 INICIAL	11.00	T. Cavadeira	0.00	11.46		
1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm	2 24H APÓS	10.14	T. Espiral	---	---	Revestimento: 14.00 m	
	3	---	Lavagem	12.00	28.18		
Obs: ANÁLISE DO SOLO REALIZADA PELO CONTRATANTE.						ENQ. RESP.	
						DOUGLAS CONSTANCIO - CREIA 68.930	

PROJESOFIT (011) 204-7020



CLIENTE		PROF. JOSÉ CARLOS ANGELO CINTRA			  Fone: (019) 466.5559				
OBRA		CAMPO DE PROVA DE CARGA							
LOCAL		USP/SÃO CARLOS							
ESC: 1 : 100	DES: ENRICO	REF: 3757	DATA: 25/08/98						
COTA 100.30		SONDAGEM SP.01		Folha 2 / 2					
PROF. (m)	PERF. GEOL.	S. P. T.	PENETRAÇÃO II.º GOLPES / 30 cm.					DESCRIÇÃO DO MATERIAL	N.A. (m)
			10	20	30	40	50		
80.00	20	15						AREIA FINA, ARGILOSA, FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA, VARIEGADA, BRANCA, VERMELHA CLARA/ESCURA. (SOLO RESIDUAL - GRUPO BAURU)	24.00
	21	12							
	22	10							
	23	6							
75.00	24	26						SILTE ARGILOSO, POUCO COMPACTO, VARIEGADO, AMARELO CLARO/ESCURO, PRETO. (SOLO SAPROLÍTICO NÃO-TÍPICO - FORMAÇÃO SERRA GERAL - GRUPO SÃO BENTO).	25.00
	25	16 30							
	26	15 14						SILTE ARGILOSO, COM FRAGMENTOS DE ROCHAS BASÁLTICAS, COMPACTO A MUITO COMPACTO, VARIEGADO, AMARELO CLARO, PRETO, VERMELHO CLARO/ESCURO. (SOLO SAPROLÍTICO NÃO-TÍPICO - FORMAÇÃO SERRA GERAL).	28.18
	27	30 10							
	28	30 15 3							
TÉRMINO DA SONDAGEM									
Lavagem por Tempo - 30 minutos		Leitura	Intervalo	N.A. (m)	Método	Início (m)	Fim (m)	Início: 05/05/98 Fim: 07/05/98	
Prof. Inicial: --- m - Estágios:		1	INICIAL	11.00	T. Cavadeira	0.00	11.46	Revestimento: 14.00 m	
1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm		2	24H APÓS	10.14	T. Espiral	---	---		
		3			Lavagem	12.00	28.18		
Obs: ANÁLISE DO SOLO REALIZADA PELO CONTRATANTE.								ENG. RESP.	
								DOUGLAS CONSTANCIO - CREA 68.930	





PROJESFT (011)234-7390

CLIENTE		PROF. JOSE CARLOS ANGELO CINTRA			  Fone: (019) 466.5559				
OBRA		CAMPO DE PROVA DE CARGA							
LOCAL		USP/SAO CARLOS							
ESC:	1 : 100	DES:	ENRICO	REF:	3757	DATA:	25/08/98		
COTA		100.07	SONDAGEM		SP.02	Folha 1 / 2			
PROF. (m)	PERF. GEOL.	S. P. T.	PENETRAÇÃO N.º GOLPES / 30 cm. 10 20 30 40 50				DESCRIÇÃO DO MATERIAL	N.A. (m)	
95.00	1	1	[Penetration graph]				AREIA FINA, ARGILOSA, FOFA, MARROM ESCURA. (SEDIMENTO CENOZÓICO).	6.50	
	2	1							
	3	2							
	4	2							
	5	2							
	6	2							
	7	4					LINHA DE SEIXO. (SEIXOS ALTERADOS).	6.75	
90.00	8	5					AREIA FINA, ARGILOSA, FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA, VARIEGADA, BRANCA, VERMELHA CLARAVESCURA. (SOLO RESIDUAL - GRUPO BAURU).	9.68	
	9	3							
	10	5							
	11	6							
	12	8							
	13	8							
85.00	14	8							
	15	6							
	16	8							
	17	9							
	18	12							
	19	11							
80.00	20	13							
Lavagem por Tempo - 30 minutos		Leitura	Intervalo	H.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Início: 07/05/98	Fim: 09/05/98
Prof. Inicial: --- m - Estagios:		1	INICIAL	10.83	T. Cavadeira	0.00	11.45		
1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm		2	24H APÓS	9.68	T. Espiral	---	---	Revestimento: 14.00 m	
		3			Lavagem	12.00	28.14		
Obs: ANÁLISE DO SOLO REALIZADA PELO CONTRATANTE.							ENR. RESP.		
							DOUGLAS CONSTANCIO - CREA 68.930		

PROJESOFT (011) 204-7590



CLIENTE		PROF. JOSE CARLOS ANGELO CINTRA			  Fone : (019) 466.5559			
OBRA		CAMPO DE PROVA DE CARGA						
LOCAL		USP/SÃO CARLOS						
ESC:	1 : 100	DES:	ENRICO	REF:	3757	DATA:	25/08/98	
COTA		100.07	SONDAGEM		SP.02	Folha 2 / 2		
PROF. (m)	PERF. GEOL.	S. P. T.	PENETRAÇÃO					N.A. (m)
			H.º GOLPES / 30 cm.					
			10	20	30	40	50	
	20							
	21	16						
	22	11						
	23	9						
	24	9						23.80
75.00	25	9						
	26	16 15	30 10					
	27	16 15	30 8					
	28	30 14						28.14
DESCRIÇÃO DO MATERIAL AREIA FINA, ARGILOSA, FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA, VARIEGADA, BRANCA, VERMELHA CLARA/ESCURA. (SOLO RESIDUAL - GRUPO BAURU).								
SILTE ARGILOSO, COM FRAGMENTOS DE RÓCHAS BASÁLTICAS ALTERADAS, MUITO VARIEGADO, PRETO, AMARELO CLARO/ESCURO, VERMELHO CLARO/ESCURO. (SOLO SAPROLÍTICO NÃO - TÍPICO - FORMAÇÃO SERRA GERAL - GRUPO SÃO BENTO.)								
TÉRMINO DA SONDAGEM								
Lavagem por Tempo - 30 minutos		Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Início: 07/05/98 Fim: 08/05/98
Prof. Inicial: --- m - Estágios:		1	INICIAL	10.83	T. Cavadeira	0.00	11.45	
1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm		2	24H APÓS	9.68	T. Espiral	---	---	Revestimento: 14.00 m
		3			Lavagem	12.00	28.14	
Obs: ANÁLISE DO SOLO REALIZADA PELO CONTRATANTE.								BNG RESP
								DOUGLAS CONSTANCIO - CREA 68.830

PROJESOF (011) 204-7500

CLIENTE		PROF. JOSE CARLOS ANGELO CINTRA			  Fone: (019) 466.5559				
OBRA		CAMPO DE PROVA DE CARGA							
LOCAL		USP/SÃO CARLOS							
ESC: 1 : 100	DES: ENRICO	REF: 3757	DATA: 25/08/98						
COTA 100.01		SONDAGEM SP.03		Folha 1 / 2					
PROF. (m)	PERF. GEOL.	S. P. T.	PENETRAÇÃO					DESCRIÇÃO DO MATERIAL	N.A. (m)
			II.º GOLPES / 30 cm.						
			10	20	30	40	50		
95.00	1	1						AREIA FINA, ARGILOSA, FOFA, MARROM ESCURA. (SEDIMENTO CENOZÓICO).	
	2	1							
	3	1							
	4	1							
	5	1							
	6	3							6.40
	7	3						LINHA DE SEIXO. (PEDREGULHOS ALTERADOS).	6.80
	8	6							8.22
90.00	9	3							
	10	4							
	11	3							
	12	4							
85.00	13	9						AREIA FINA, ARGILOSA, FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA, VARIEGADA, BRANCA, VERMELHA CLARAVESCURA. (SOLO RESIDUAL - GRUPO BAURU).	
	14	11							
	15	10							
	16	12							
	17	17							
	18	13							
	19	12							
80.00	20	10							
Lavagem por Tempo - 30 minutos		Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Início: 05/05/98 Fim: 07/05/98	
Prof. Inicial: --- m - Estágios: 1		1	INICIAL	10.30	T. Cavadeira	0.00	11.45	Revestimento: 14.00 m	
1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm		2	24H APÓS	8.22	T. Espiral	---	---		
		3			Lavagem	12.00	28.18		
Obs: ANÁLISE DO SOLO REALIZADA PELO CONTRATANTE.								ENGR. RESP. DOUGLAS CONSTANCIO - CREA 68.930	

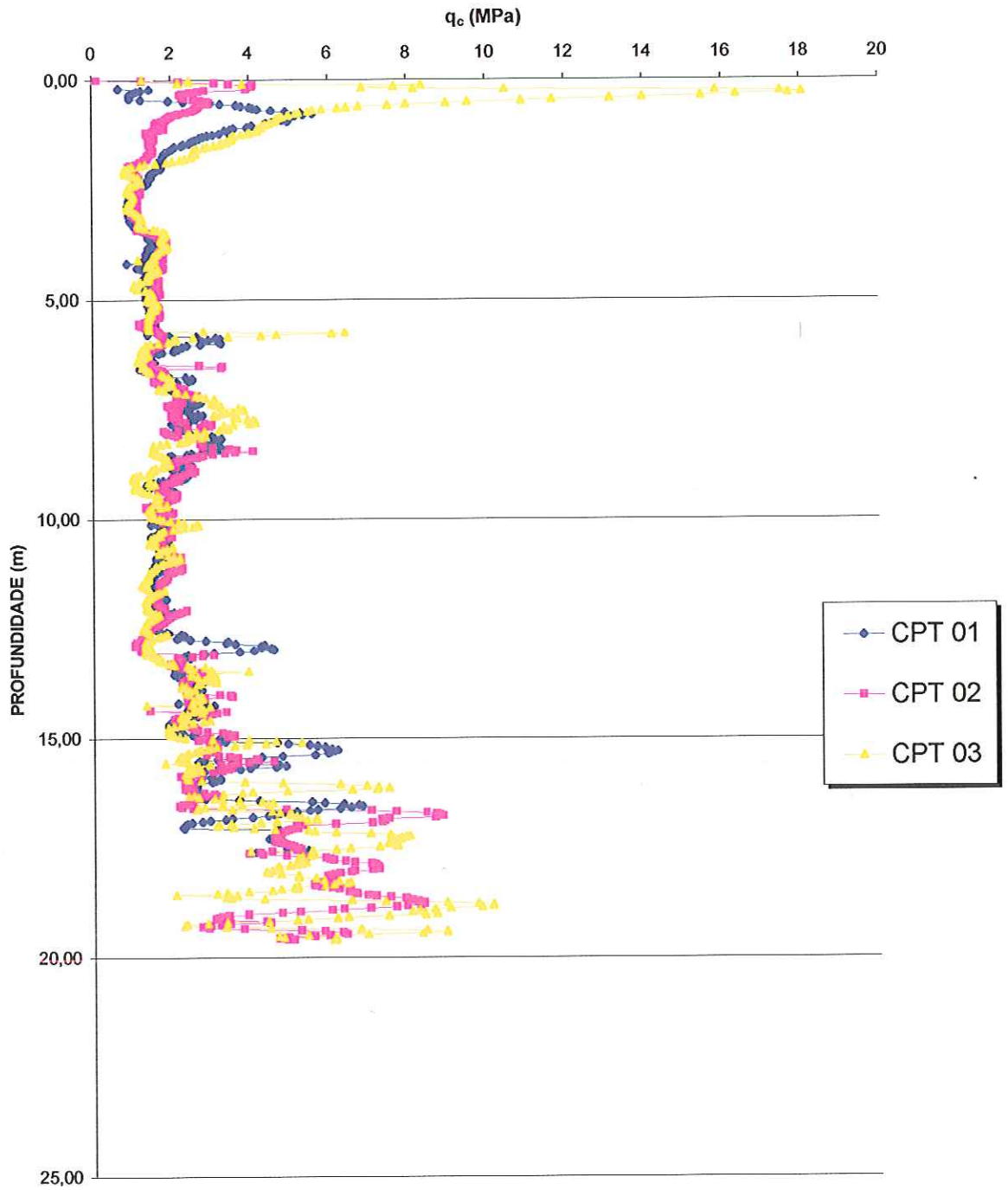


PROJESOFF (011)204-7500

CLIENTE		PROF. JOSE CARLOS ANGELO CINTRA			  Fone: (019) 466.5559				
OBRA		CAMPO DE PROVA DE CARGA							
LOCAL		USP/SAO CARLOS							
ESC: 1:100	DES: ENRICO	REF: 3757	DATA: 25/08/98						
COTA 100.01		SONDAGEM SP.03		Folha 2/2					
PROF. (m)	PERF. GEOL.	S. P. T.	PENETRAÇÃO					DESCRIÇÃO DO MATERIAL	N.A. (m)
			II.º GOLPES / 30 cm.						
			10	20	30	40	50		
	20								
	21	5							
	22	9							
	23	11							
	24	28							24.00
75.00	25	44							
	26	17 / 15	30 / 12					COMPA CTOA MUITO COM PACO	
	27	17 / 15	30 / 11					SILTE ARGILOSO, COM FRAGMENTOS DE ROCHAS BASÁLTICAS ALTERADAS, PRETO, AMARELO CLARO/ESCURO, VERMELHO CLARO/ESCURO. (SOLO SAPROLÍTICO NÃO-TÍPICO - FORMAÇÃO SERRA GERAL- GRUPO SÃO BENTO).	
	28	27 / 15	30 / 3						28.18
	29							TÉRMINO DA SONDAEM	
Lavagem por Tempo - 30 minutos			Leitura	Intervalo	N.A. (m)	Método	Início (m)	Fim (m)	Inicio: 05/05/98 Fim: 07/05/98
Prof. Inicial: --- m - Estágios:			1	INICIAL	10.30	T. Cavadeira	0.00	11.45	Revestimento: 14.00 m
1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm			2	24H APÓS	8.22	T. Espiral	---	---	
			3			Lavagem	12.00	28.18	
Obs: ANÁLISE DO SOLO REALIZADA PELO CONTRATANTE.								ENG. RESP.	
								DOUGLAS CONSTANCIO - CREA 68.930	

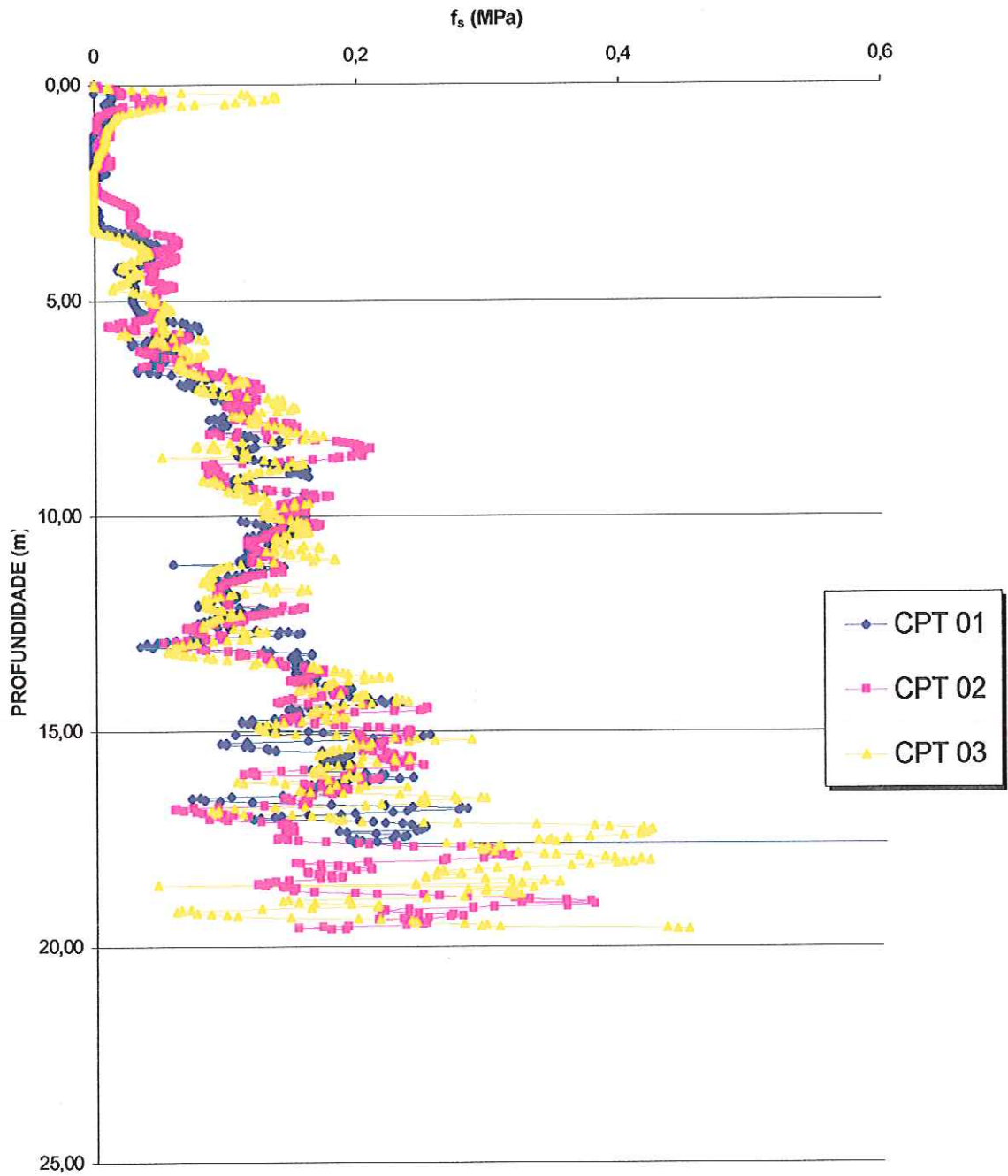
UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO								
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS								
DEP. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES								
RESULTADOS OBTIDOS DE RESISTÊNCIA UNITÁRIA, NAS CAMPANHAS DE CPT								
Segunda Campanha Realizada (2000)								
	CPT 03		CPT 04		CPT 05		VALORES MÉDIOS	
Profund.	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						

VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PONTA UNITÁRIA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE  
PARA A CAMPANHA 02 (2000)

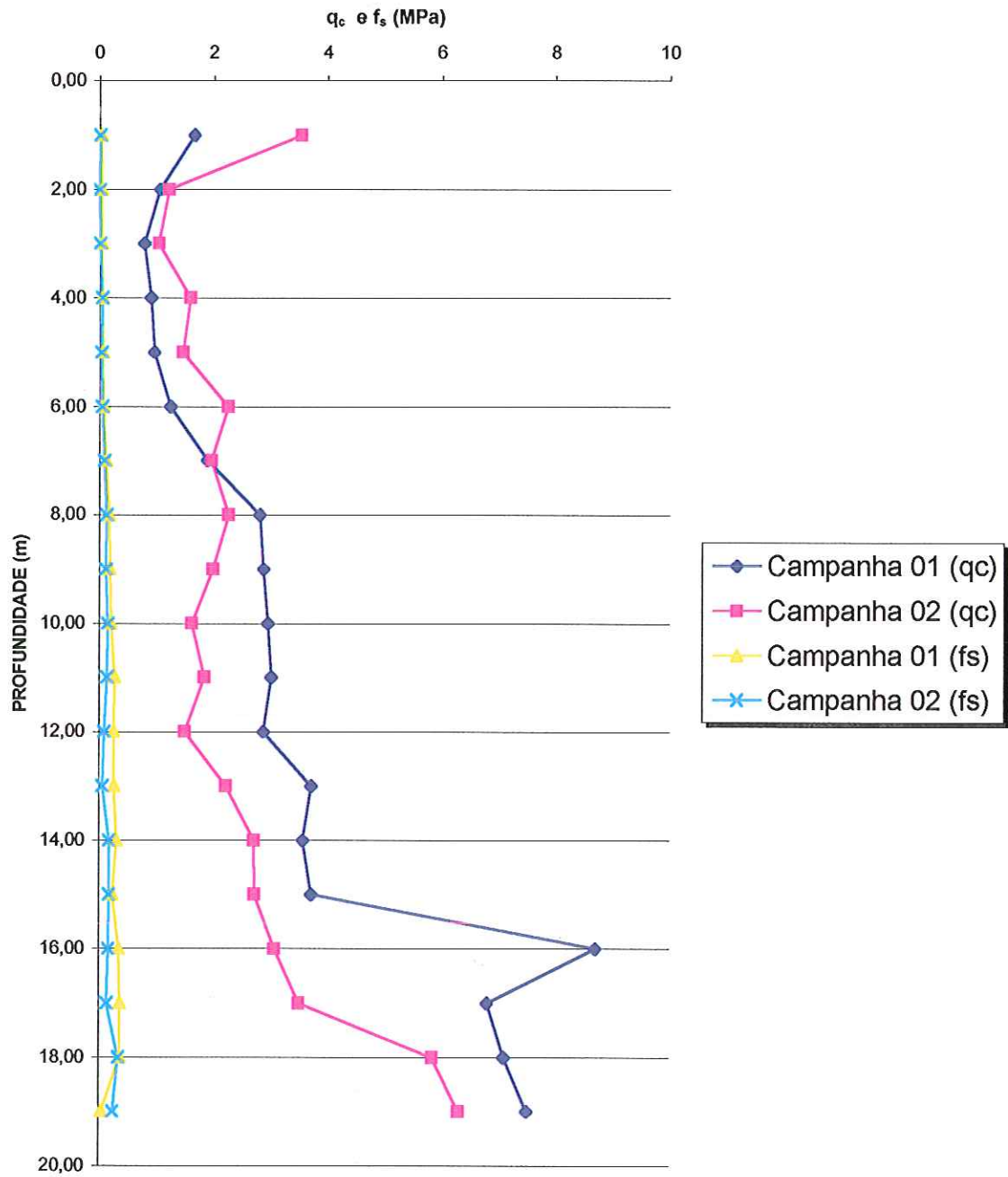




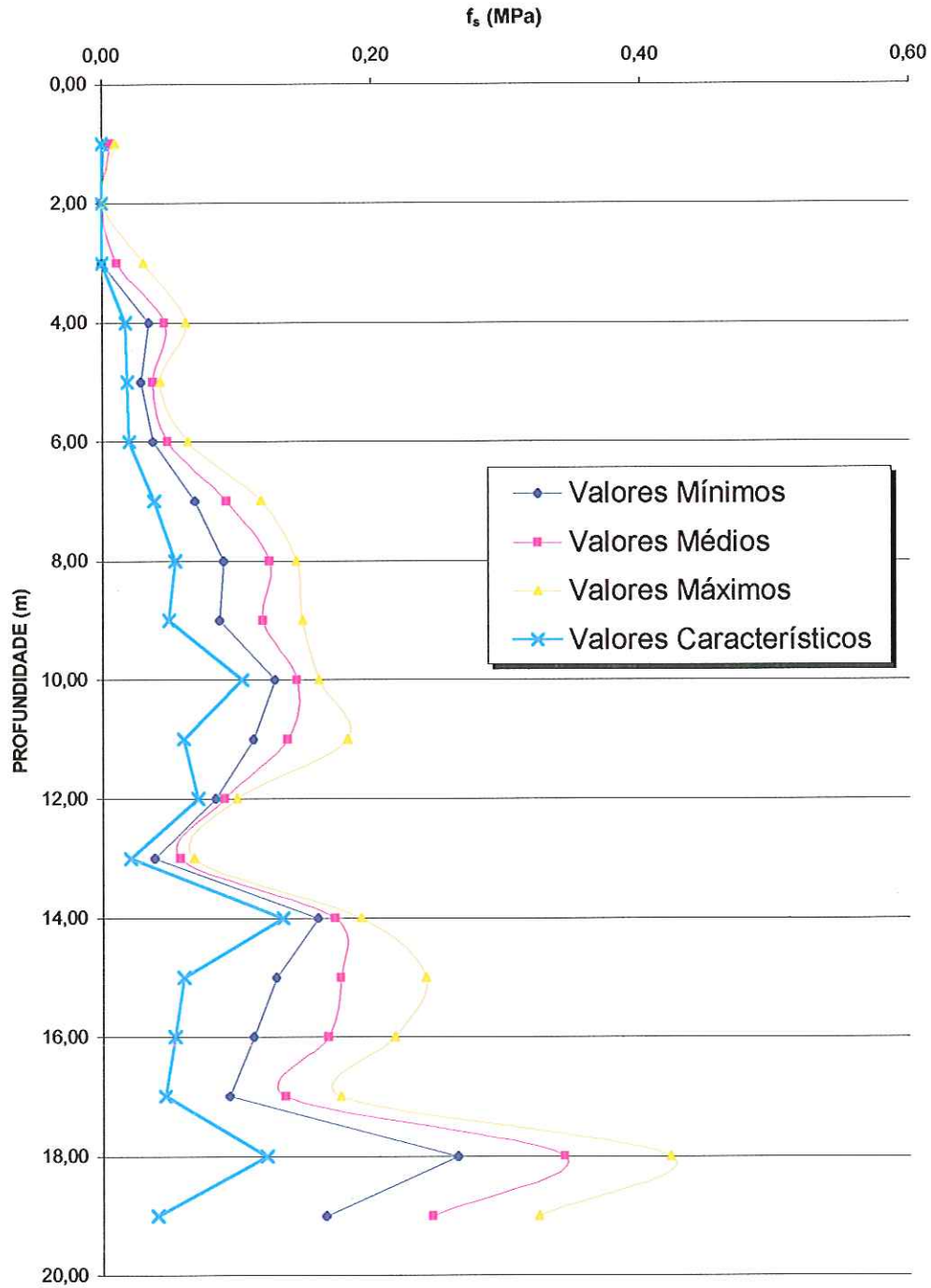
VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL UNITÁRIA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE PARA A CAMPANHA 02 (2000)



VARIAÇÃO DOS VALORES MÉDIOS DAS RESISTÊNCIAS DE PONTA E POR ATRITO LATERAL UNITÁRIAS COM A PROFUNDIDADE

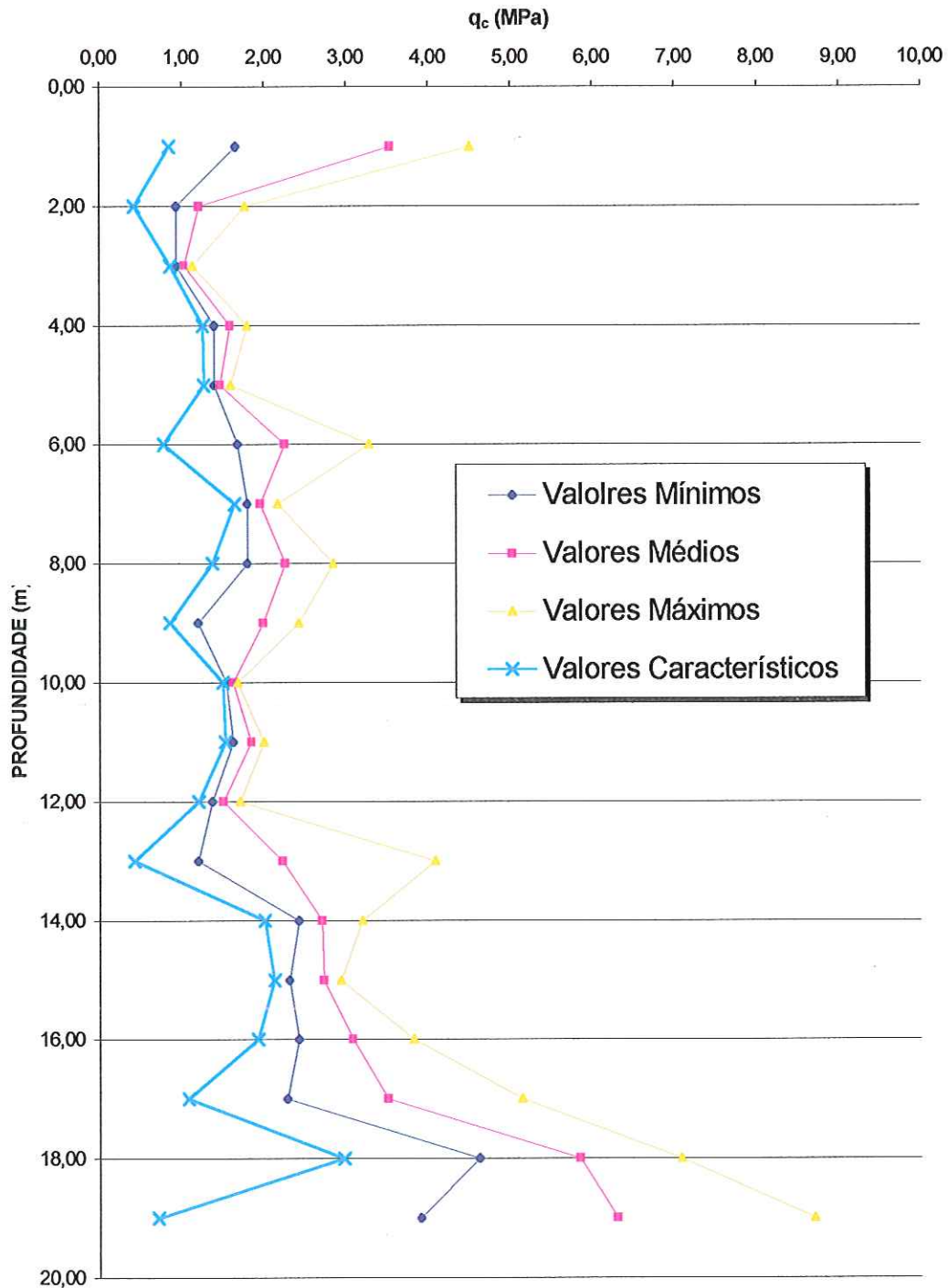


VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL UNITÁRIA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE PARA A CAMPANHA 02 (2000)





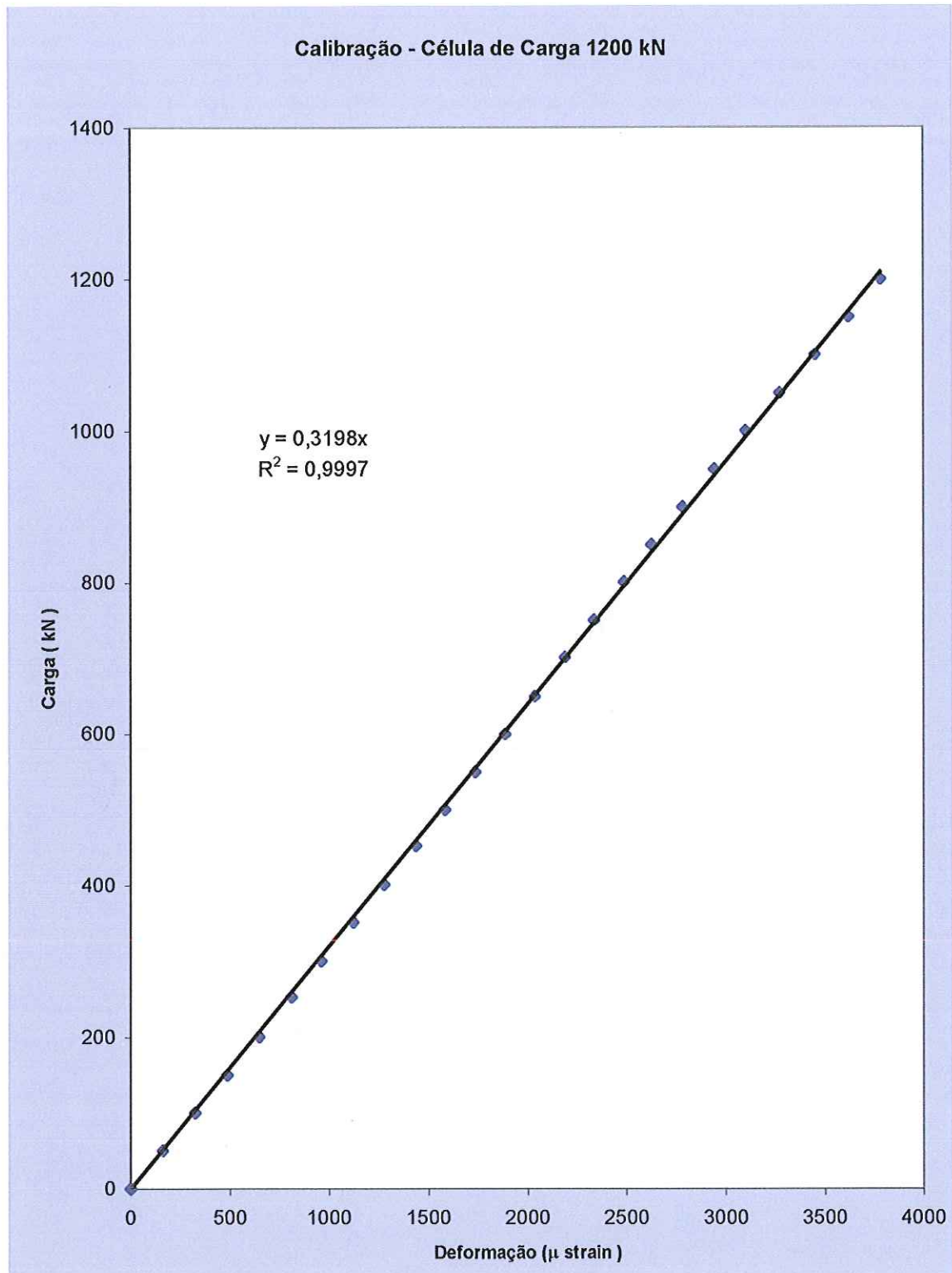
VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PONTA UNITÁRIA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE PARA A CAMPANHA 02 (2000)

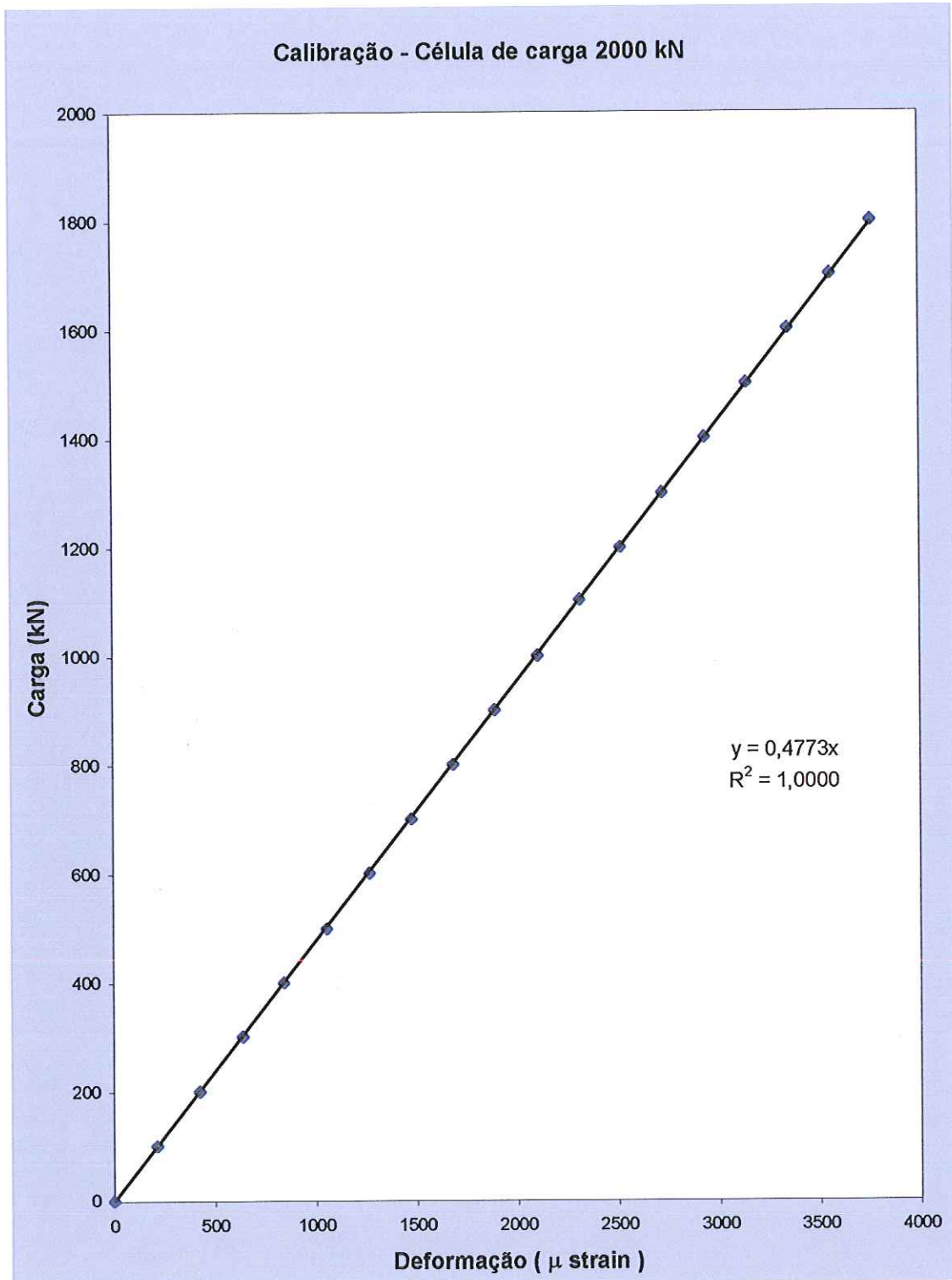


<i>SPT</i> Z (m)	1º Campanha	2º Campanha	3º Campanha	Campanhas Juntas		
	N <sub>médio</sub>	N <sub>médio</sub>	N <sub>médio</sub>	Valor Médio	δ	v (%)
1	5,2	1,0	2,2	2,8	2,2	77
2	5,2	1,0	2,2	2,8	2,2	77
3	2,2	1,3	1,6	1,7	0,4	26
4	3,6	1,7	1,8	2,4	1,1	46
5	3	1,7	2,8	2,5	0,7	29
6	4	2,3	2,4	2,9	0,9	32
7	4,4	3,0	2,8	3,4	0,9	26
8	7	5,3	2,4	4,9	2,3	47
9	8,6	3,3	4,2	5,4	2,8	53
10	9,4	4,3	5,4	6,4	2,7	42
11	6,8	5,0	6,4	6,1	0,9	16
12	6,8	6,0	6,75	6,5	0,4	7
13	8,8	8,3	8,75	8,6	0,3	3
14	10,8	10,0	6,75	9,2	2,1	23
15	14,2	8,0	11,75	11,3	3,1	28
16	12,4	9,0	11	10,8	1,7	16
17	15	13,7	13,5	14,1	0,8	6
18	12,6	12,0	10	11,5	1,4	12
19	13,8	13,0	15	13,9	1,0	7
20	19	14,0	12	15,0	3,6	24
21	22,5	12,0	10	14,8	6,7	45

## ANEXO II







## ANEXO III



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPTO. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES PROVA DE CARGA ESTÁTICA										
Responsável: Márcio Benvenuti					Número: TUBULÃO 1 - ENSAIO 1					
Data Início: 29/04/2001		Hora Início: 10:30			Tipo de Carregamento: Rápido					
Data Término: 29/04/2001		Hora Término: 17:15			Estado do solo: Não Inundado					
Zero da célula: 49965		Nível d' água : -9,80 m.								
Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
Carregamento										
1	40	50090		0	0	0	2	1	0,0075	
				1	0	0	2	1	0,0075	
				2	0	0	2	1	0,0075	
				3	0	0	2	1	0,0075	
				6	0	0	2	1	0,0075	
				9	0	0	2	1	0,0075	
				12	0	0	2	1	0,0075	
				15	0	0	2	1	0,0075	
2	80	50215		0	0	3	4	5	0,0300	
				1	0	3	4	5	0,0300	
				2	0	3	4	5	0,0300	
				3	0	3	4	5	0,0300	
				6	0	3	4	5	0,0300	
				9	0	3	4	5	0,0300	
				12	0	3	4	5	0,0300	
				15	0	3	4	5	0,0300	
3	120	50340		0	1	10	7	9	0,0675	
				1	1	10	7	9	0,0675	
				2	1	10	7	9	0,0675	
				3	1	10	7	9	0,0675	
				6	1	10	7	9	0,0675	
				9	1	10	7	9	0,0675	
				12	1	10	7	9	0,0675	
				15	1	10	7	9	0,0675	
4	160	50465		0	4	17	12	13	0,1150	
				1	4	17	13	14	0,1200	
				2	4	17	13	14	0,1200	
				3	4	17	13	14	0,1200	
				6	4	18	13	14	0,1225	
				9	4	18	13	14	0,1225	
				12	4	18	13	14	0,1225	
				15	4	18	13	14	0,1225	
5	200	50590		0	13	25	19	19	0,1900	
				1	13	27	20	20	0,2000	
				2	13	27	20	20	0,2000	
				3	15	27	21	20	0,2075	
				6	15	28	21	21	0,2125	
				9	16	28	21	21	0,2150	
				12	16	28	21	21	0,2150	
				15	17	29	22	22	0,2250	

Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
6	240	50715		0	22	37	27	28	0,2850	
				1	23	40	28	30	0,3025	
				2	23	41	29	31	0,3100	
				3	24	41	30	31	0,3150	
				6	24	41	30	31	0,3150	
				9	24	43	31	31	0,3225	
				12	27	44	33	31	0,3375	
			15	27	44	33	33	0,3425		
7	280	50840		0	36	51	39	39	0,4125	
				1	38	57	42	43	0,4500	
				2	41	60	45	45	0,4775	
				3	43	61	45	46	0,4875	
				6	44	63	47	47	0,5025	
				9	47	65	49	50	0,5275	
				12	47	66	50	51	0,5350	
			15	51	67	51	52	0,5525		
8	320	50965		0	61	75	59	60	0,6375	
				1	70	84	65	67	0,7150	
				2	72	89	71	71	0,7575	
				3	78	92	73	74	0,7925	
				6	82	99	79	79	0,8475	
				9	85	102	82	84	0,8825	
				12	87	105	84	85	0,9025	
			15	95	115	93	93	0,9900		
9	360	51090		0	100	120	98	98	1,0400	
				1	111	130	107	110	1,1450	
				2	119	139	114	116	1,2200	
				3	128	145	120	123	1,2900	
				6	138	157	134	135	1,4100	
				9	148	163	140	140	1,4775	
				12	149	168	145	145	1,5175	
			15	150	171	147	147	1,5375		
10	400	51215		0	161	180	154	154	1,6225	
				1	181	200	171	170	1,8050	
				2	197	212	184	185	1,9450	
				3	210	224	195	195	2,0600	
				6	221	239	210	210	2,2000	
				9	237	253	224	224	2,3450	
				12	245	261	231	233	2,4250	
			15	248	266	237	237	2,4700		
11	440	51340		0	258	275	247	247	2,5675	
				1	280	301	268	268	3,0425	
				2	302	321	286	286	2,9875	
				3	318	334	300	302	3,1350	
				6	339	361	325	328	3,3825	
				9	362	381	345	344	3,5800	
				12	369	391	353	353	3,6650	
			15	372	395	359	360	3,7150		



Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
12	480	51465		0	386	405	367	365	3,8075	
				1	415	435	395	395	4,1000	
				2	447	463	425	424	4,3975	
				3	462	482	443	442	4,5725	
				6	500	518	476	475	4,9225	
				9	528	548	505	503	5,2100	
				12	540	562	521	518	5,3525	
				15	553	571	530	529	5,4575	
13	520	51590		0	562	582	540	539	5,5575	
				1	612	630	584	585	6,0275	
				2	648	667	620	622	6,3925	
				3	675	696	647	650	6,6700	
				6	709	743	696	690	7,0950	
				9	763	784	732	730	7,5225	
				12	787	811	756	758	7,7800	
				15	804	827	773	773	7,9425	
14	560	51715		0	820	840	785	785	8,0750	
				1	886	906	848	846	8,7150	
				2	946	965	906	904	9,3025	
				3	990	1010	954	950	9,7600	
				6	1075	1096	1038	1035	10,6100	
				9	1150	1169	1109	1109	11,3425	
				12	1189	1208	1148	1146	11,7275	
				15	1212	1230	1167	1164	11,9325	
15	600	51840		0	1130	1250	1185	1184	11,8725	
				1	1310	1330	1260	1254	12,8850	
				2	1450	1470	1400	1396	14,2900	
				3	1585	1600	1520	1525	15,5750	
				6	2090	2020	2020	2005	20,3375	
				9	3030	3050	2410	2415	27,2625	
				12	3570	3680	3535	3530	35,7875	
				15	3910	4005	3870	3850	39,0875	
16	640	51965		0	3950	4045	3915	3910	39,5500	
				1	4760	4885	4720	4690	47,6375	
				2	5150	5250	5100	5070	51,4250	
				3	5370	5473	5300	5290	53,5825	
				6	5730	5838	5660	5660	57,2200	
				9	5820	5920	5800	5770	58,2750	
				12	6060	6157	5982	5955	60,3850	
				15	6148	6243	6070	6040	61,2525	
17	680	52090		0	6153	6268	6090	6070	61,4525	
				1	6428	6553	6360	6345	64,2150	
				2	6688	6808	6610	6585	66,7275	
				3	6888	7011	6820	6780	68,7475	
				6	7228	7351	7150	7110	72,0975	
				9	7268	7465	7282	7274	73,2225	
				12	7541	7663	7480	7440	75,3100	
				15	7643	7765	7570	7538	76,2900	



Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
18	720	52215		0	7678	7801	7595	7560	76,5850	
				1	7838	7953	7768	7730	78,2225	
				2	8168	8291	8090	8055	81,5100	
				3	8418	8545	8340	8304	84,0175	
				6	8818	8943	8730	8690	87,9525	
				9	9008	9133	8920	8885	89,8650	
				12	9146	9263	9066	9030	91,2625	
				15	9223	9349	9147	9110	92,0725	
19	760	52340		0	9238	9389	9165	9359	92,8775	
				1	9463	9611	9392	9595	95,1525	
				2	9713	9861	9632	9808	97,5350	
				3	9913	10067	9842	10158	99,9500	
				6	10243	10401	10191	10362	102,9925	
				9	10473	10624	10395	10510	105,0050	
				12	10628	10759	10547	10580	106,2850	
				15	10703	10844	10622	9110	103,1975	
20	800	52465		0	10543	10874	10662	10620	106,7475	
				1	11093	11229	10997	10960	110,6975	
				2	11313	11451	11207	11170	112,8525	
				3	11863	11994	11752	11710	118,2975	
				6	11977	12116	11879	11819	119,4775	
				9	12118	12259	12007	11964	120,8700	
				12	12303	12435	12195	12150	122,7075	
				15	12378	12507	12267	12220	123,4300	
21	840	52590		0	12386	12533	12293	12248	123,6500	
				1	12623	12775	12509	12468	125,9375	
				2	12876	13029	12779	12728	128,5300	
				3	13043	13197	12947	12906	130,2325	
				6	13458	13603	13357	13315	134,3325	
				9	13678	13829	13585	13543	136,5875	
				12	13826	13979	13725	13680	138,0250	
				15	13928	14082	13827	13783	139,0500	
22	858	52715		0	13968	14117	13861	13820	139,4150	
				1	14158	14312	14047	14005	141,3050	
				2	14420	14577	14312	14270	143,9475	
				3	14648	14799	14537	14495	146,1975	
				6	15090	15242	14982	14940	150,6350	
				9	15338	15495	15237	15196	153,1650	
				12	15503	15652	15402	15360	154,7925	
				15	15616	15765	15509	15470	155,9000	
Estabilização										
1	857	52645		0	15616	15765	15509	15470	155,9000	
				1	15618	15785	15535	15490	156,0700	
				2	15649	15795	15541	15500	156,2125	
				3	15652	15799	15547	15506	156,2600	
				6	15667	15813	15563	15523	156,4150	
				12	15672	15818	15569	15529	156,4700	
				15	15681	15822	15574	15533	156,5250	
				20	15681	15824	15578	15535	156,5450	





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPTO. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES PROVA DE CARGA ESTÁTICA										
Responsável: Márcio Benvenuti					Número: TUBULÃO 1 - ENSAIO 2					
Data Início: 29/04/2001		Hora Início: 18:45			Tipo de Carregamento: Rápido					
Data Término: 30/04/2001		Hora Término: 03:15			Estado do solo: Não Inundado					
Zero da célula: 49665		Nível d'água: -9,80 m.								
Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
Carregamento										
1	60	50153		0	15	15	5	0	0,0875	
				1	16	15	5	0	0,0900	
				2	16	15	5	0	0,0900	
				3	16	15	5	0	0,0900	
				6	16	15	5	0	0,0900	
				9	16	15	5	0	0,0900	
				12	16	15	5	0	0,0900	
				15	16	15	5	0	0,0900	
2	120	50341		0	43	43	27	18	0,3275	
				1	44	44	30	18	0,3400	
				2	44	45	30	19	0,3450	
				3	44	45	30	19	0,3450	
				6	44	45	30	19	0,3450	
				9	44	45	30	19	0,3450	
				12	44	45	30	19	0,3450	
				15	44	45	30	19	0,3450	
3	180	50529		0	74	72	50	44	0,6000	
				1	80	77	56	44	0,6425	
				2	81	79	58	44	0,6550	
				3	81	79	58	44	0,6550	
				6	82	82	59	46	0,6725	
				9	85	84	60	47	0,6900	
				12	85	84	60	47	0,6900	
				15	85	84	60	47	0,6900	
4	940	50717		0	110	110	80	67	0,9175	
				1	114	115	85	72	0,9650	
				2	114	117	87	73	0,9775	
				3	114	117	89	74	0,9850	
				6	116	120	90	75	1,0025	
				9	119	121	91	76	1,0175	
				12	120	123	91	78	1,0300	
				15	120	123	91	78	1,0300	
5	300	50905		0	148	144	112	94	1,2450	
				1	150	150	115	98	1,2825	
				2	151	151	117	100	1,2975	
				3	153	152	120	102	1,3175	
				6	154	155	123	108	1,3500	
				9	155	155	123	108	1,3525	
				12	156	155	125	110	1,3650	
				15	156	159	125	110	1,3750	



Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
6	360	51093		0	180	180	140	128	1,5700	
				1	190	185	150	130	1,6375	
				2	192	187	150	130	1,6475	
				3	194	188	153	133	1,6700	
				6	196	190	154	135	1,6875	
				9	198	192	154	137	1,7025	
				12	198	192	154	137	1,7025	
			15	198	193	154	137	1,7050		
7	420	51281		0	220	218	170	156	1,9100	
				1	230	220	173	160	1,9575	
				2	230	223	178	162	1,9825	
				3	231	226	180	163	2,0000	
				6	235	228	181	164	2,0200	
				9	237	230	185	167	2,0475	
				12	238	231	185	168	2,0550	
			15	238	232	186	169	2,0625		
8	480	51469		0	261	252	205	186	2,2600	
				1	265	256	209	189	2,2975	
				2	270	259	211	193	2,3325	
				3	271	260	212	194	2,3425	
				6	272	264	215	196	2,3675	
				9	274	265	215	197	2,3775	
				12	277	268	218	200	2,4075	
			15	278	268	220	200	2,4150		
9	540	51657		0	296	285	230	215	2,5650	
				1	303	291	239	220	2,6325	
				2	305	295	240	222	2,6550	
				3	306	296	242	225	2,6725	
				6	308	300	248	228	2,7100	
				9	312	302	248	230	2,7300	
				12	312	303	249	230	2,7350	
			15	313	304	250	230	2,7425		
10	600	51845		0	332	320	265	245	2,9050	
				1	339	329	270	253	2,9775	
				2	339	332	274	255	3,0000	
				3	342	334	275	256	3,0175	
				6	347	338	279	260	3,0600	
				9	347	341	283	264	3,0875	
				12	347	342	285	264	3,0950	
			15	350	343	285	267	3,1125		
11	660	52033		0	372	360	296	280	3,2700	
				1	382	368	305	284	3,3475	
				2	387	372	308	288	3,3875	
				3	388	375	312	292	3,4175	
				6	342	378	315	295	3,3250	
				9	397	381	320	298	3,4900	
				12	400	384	321	302	3,5175	
			15	400	385	323	302	3,5250		



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPTO. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES PROVA DE CARGA ESTÁTICA										
Responsável: Márcio Benvenuti					Número: TUBULÃO 1 - ENSAIO 3					
Data Início: 24/05/2001		Hora Início: 9:00			Tipo de Carregamento: Rápido					
Data Término: 24/05/2001		Hora Término: 17:00			Estado do solo: Não Inundado					
Zero da célula: 50045					Nível d'água: -9,90 m.					
Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
Carregamento										
1	60	50171		0	8	4	6	2	0,0500	
					9	4	7	2	0,0550	
					9	4	7	2	0,0550	
					9	4	7	2	0,0550	
					9	4	7	2	0,0550	
					9	4	7	2	0,0550	
					9	4	7	2	0,0550	
2	120	50297		0	20	25	22	14	0,2025	
					20	25	24	15	0,2100	
					20	26	25	15	0,2150	
					21	28	25	15	0,2225	
					21	28	25	15	0,2225	
					21	28	25	15	0,2225	
					21	28	25	15	0,2225	
3	180	50423		0	45	50	46	35	0,4400	
					48	52	48	37	0,4625	
					48	55	50	38	0,4775	
					49	56	50	38	0,4825	
					49	56	50	38	0,4825	
					49	56	50	38	0,4825	
					49	56	50	38	0,4825	
4	240	50549		0	78	82	72	64	0,7400	
					82	88	76	68	0,7850	
					85	90	79	70	0,8100	
					86	90	80	70	0,8150	
					87	92	80	70	0,8225	
					87	92	80	70	0,8225	
					87	92	80	70	0,8225	
5	300	50675		0	110	118	105	95	1,0700	
					115	122	107	96	1,1000	
					125	128	112	98	1,1575	
					127	129	115	102	1,1825	
					130	132	118	103	1,2075	
					131	133	120	104	1,2200	
					132	134	120	105	1,2275	



Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
6	360	50801		0	155	158	142	128	1,4575	
				1	165	166	150	136	1,5425	
				2	166	168	152	138	1,5600	
				3	168	170	153	141	1,5800	
				6	170	172	155	144	1,6025	
				9	171	175	157	144	1,6175	
				12	172	176	159	146	1,6325	
			15	174	177	160	146	1,6425		
7	420	50927		0	195	200	178	168	1,8525	
				1	204	205	185	172	1,9150	
				2	207	209	188	176	1,9500	
				3	209	210	190	178	1,9675	
				6	215	215	194	180	2,0100	
				9	215	217	195	183	2,0250	
				12	217	218	197	185	2,0425	
			15	218	219	197	185	2,0475		
8	480	51053		0	236	238	215	205	2,2350	
				1	248	247	223	212	2,3250	
				2	249	252	227	215	2,3575	
				3	252	252	229	215	2,3700	
				6	254	254	232	220	2,4000	
				9	256	259	235	222	2,4300	
				12	239	260	237	226	2,4050	
			15	260	260	238	226	2,4600		
9	540	51179		0	282	282	254	244	2,6550	
				1	288	287	261	251	2,7175	
				2	290	291	264	254	2,7475	
				3	290	292	265	254	2,7525	
				6	297	296	270	260	2,8075	
				9	299	299	272	261	2,8275	
				12	302	302	275	263	2,8550	
			15	304	303	276	266	2,8725		
10	600	51305		0	321	320	292	280	3,0325	
				1	331	329	301	290	3,1275	
				2	333	333	305	294	3,1625	
				3	336	335	305	295	3,1775	
				6	340	340	311	301	3,2300	
				9	343	343	312	302	3,2500	
				12	346	345	316	304	3,2775	
			15	349	348	318	306	3,3025		
11	660	51431		0	363	359	336	326	3,4600	
				1	367	362	337	327	3,4825	
				2	369	365	339	329	3,5050	
				3	375	374	342	332	3,5575	
				6	378	376	345	336	3,5875	
				9	384	382	351	338	3,6375	
				12	390	389	357	346	3,7050	
			15	393	391	360	346	3,7250		

Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
12	720	51557		0	408	404	374	363	3,8725	
				1	416	412	380	370	3,9450	
				2	422	418	385	377	4,0050	
				3	428	424	390	380	4,0550	
				6	434	430	396	388	4,1200	
				9	439	435	401	393	4,1700	
				12	443	440	405	397	4,2125	
			15	446	442	405	400	4,2325		
13	780	51683		0	459	455	424	420	4,3950	
				1	473	468	425	429	4,4875	
				2	481	476	435	435	4,5675	
				3	488	483	455	443	4,6725	
				6	498	493	456	453	4,7500	
				9	507	501	465	461	4,8350	
				12	514	507	468	463	4,8800	
			15	526	511	475	470	4,9550		
14	840	51809		0	530	521	495	490	5,0900	
				1	548	542	515	506	5,2775	
				2	273	566	535	526	4,7500	
				3	585	578	541	539	5,6075	
				6	615	608	571	566	5,9000	
				9	636	627	592	587	6,1050	
				12	651	644	606	605	6,2650	
			15	662	654	618	612	6,3650		
15	900	51935		0	680	670	640	635	6,5625	
				1	752	744	705	702	7,2575	
				2	810	805	755	754	7,8100	
				3	850	842	802	801	8,2375	
				6	935	945	893	894	9,1675	
				9	1015	1005	968	963	9,8775	
				12	1090	1082	1040	1038	10,6250	
			15	1138	1126	1088	1085	11,0925		
16	960	52061		0	1240	1248	1120	1120	11,8200	
				1	1380	1375	1340	1340	13,5875	
				2	1600	1590	1550	1550	15,7250	
				3	1730	1725	1670	1670	16,9875	
				6	2101	1990	1810	1820	19,3025	
				9	2160	2148	2105	2103	21,2900	
				12	2260	2250	2210	2212	22,3300	
			15	2340	2327	2280	2278	23,0625		
17	1020	52187		0	2470	2465	2320	2315	23,9250	
				1	2632	2620	2610	2615	26,1925	
				2	2940	2620	2890	2893	28,3575	
				3	3160	3170	3120	3120	31,4250	
				6	3550	3530	3495	3500	35,1875	
				9	3790	3770	3620	3620	37,0000	
				12	3945	3925	3875	3880	39,0625	
			15	4050	4032	3982	3982	40,1150		







UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPTO. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES PROVA DE CARGA ESTÁTICA										
Responsável: Márcio Benvenutti					Número: TUBULÃO 1 - ENSAIO 4					
Data Início: 07/06/2001		Hora Início: 8:00 hs.			Tipo de Carregamento: Rápido					
Data Término: 07/06/2001		Hora Término: 17:00 hs			Estado do solo: Não Inundado					
Zero da célula: 50043					Nível d'água: -10,10 m.					
Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
Carregamento										
1	60	50169		0						
		50168		5	5	9	5	3	0,0550	
		50167		10	5	9	5	4	0,0575	
	59	50167		15	5	9	5	4	0,0575	
2	120	50295		0						
		50271		5	26	30	19	22	0,2425	
		50267		10	26	30	19	22	0,2425	
	107	50267		15	26	30	19	22	0,2425	
3	180	50421		0						
		50396		5	75	74	53	64	0,6650	
		50387		10	75	75	53	64	0,6675	
	162	50383		15	75	75	54	64	0,6700	
4	240	50547		0						
		50514		5	140	135	111	122	1,2700	
		50503		10	141	137	111	122	1,2775	
	219	50502		15	143	138	111	123	1,2875	
5	300	50673		0						
		50624		5	214	206	175	190	1,9625	
		50620		10	215	208	176	190	1,9725	
	275	50619		15	216	208	177	190	1,9775	
6	360	50799		0						
		50758		5	290	288	240	260	2,6950	
		50738		10	291	290	241	260	2,7050	
	331	50738		15	291	290	242	261	2,7100	
7	420	50925		0						
		50872		5	345	353	303	330	3,3275	
		50864		10	349	355	310	332	3,3650	
	390	50862		15	349	358	311	333	3,3775	
8	480	51051		0						
		50990		5	418	420	368	394	4,0000	
		50982		10	422	424	370	398	4,0350	
	446	50978		15	422	426	370	399	4,0425	
9	540	51177		0						
		51111		5	490	490	428	463	4,6775	
		51102		10	504	502	440	475	4,8025	
	504	51099		15	504	502	441	475	4,8050	

Estágio	Carga (kN)	Defom. mstrain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
10	600	51303		0						
		51233		5	570	565	495	537	5,4175	
		51225		10	575	570	495	542	5,4550	
	562	51221		15	578	572	503	544	5,4925	
11	660	51429		0						
		51357		5	649	640	561	610	6,1500	
		51345		10	653	644	568	613	6,1950	
	619	51340		15	655	648	570	617	6,2250	
12	720	51555		0						
		51492		5	745	728	745	700	7,2950	
		51480		10	750	736	752	703	7,3525	
	684	51477		15	752	738	755	705	7,3750	
13	780	51681		0						
		51600		5	815	757	763	710	7,6125	
		51583		10	822	805	770	715	7,7800	
	732	51576		15	825	809	773	718	7,8125	
14	840	51807		0						
		51705		5	912	890	795	850	8,6175	
		51690		10	922	901	804	863	8,7250	
	783	51685		15	923	904	805	865	8,7425	
15	900	51933		0						
		51807		5	1030	1005	900	965	9,7500	
		51790		10	1038	1013	910	973	9,8350	
	828	51779		15	1042	1020	912	978	9,8800	
16	960	51059		0						
		51880		5	1212	1180	1070	1140	11,5050	
		51865		10	1222	1192	1080	1150	11,6100	
	863	51852		15	1230	1198	1087	1157	11,6800	
17	1020	52185		0						
		51913		5	1556	1520	1400	1480	14,8900	
		51892		10	1570	1533	1415	1490	15,0200	
	879	51885		15	1575	1538	1420	1500	15,0825	
18	1080	52270		0						
		51983		5	3660	3590	3450	3555	35,6375	
		51963		10	3672	3604	3460	3565	35,7525	
	910	51949		15	3680	3612	3470	3572	35,8350	
19	1140	52437		0						
		52134		5	7926	7888	7840	7885	78,8475	
		52112		10	7938	7898	7850	7898	78,9600	
	981	52099		15	7945	7906	7858	7898	79,0175	
20	1200	52563		0						
		52255		5	11330	11315	11280	11305	113,0750	
		52225		10	11347	11335	11303	11323	113,2700	
	1036	52215		15	11353	11340	11305	11327	113,3125	







UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPTO. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES PROVA DE CARGA ESTÁTICA										
Responsável: Márcio Benvenuti					Número: TUBULÃO 2 - ENSAIO 5					
Data Início: 28/05/2001		Hora Início: 9:00			Tipo de Carregamento: Rápido					
Data Término: 28/05/2001		Hora Término: 17:00			Estado do solo: Pre-Inundado					
Zero da célula: 50049		Nível d'água: -10,05 m.								
Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
Carregamento										
1	20	50091		0	0	0	0	0	0,0000	
				1	0	0	0	0	0,0000	
				2	0	0	0	0	0,0000	
				3	0	0	0	0	0,0000	
				6	0	0	0	0	0,0000	
				9	0	0	0	0	0,0000	
				12	0	0	0	0	0,0000	
				15	0	0	0	0	0,0000	
2	40	50133		0	0	0	0	0	0,0000	
				1	0	0	0	0	0,0000	
				2	0	0	0	0	0,0000	
				3	0	0	0	0	0,0000	
				6	0	0	0	0	0,0000	
				9	0	0	0	0	0,0000	
				12	0	0	0	0	0,0000	
				15	0	0	0	0	0,0000	
3	60	50175		0	2	0	0	0	0,0050	
				1	2	0	0	0	0,0050	
				2	2	0	0	0	0,0050	
				3	2	0	0	0	0,0050	
				6	2	0	0	0	0,0050	
				9	2	0	0	0	0,0050	
				12	2	0	0	0	0,0050	
				15	2	0	0	0	0,0050	
4	80	50217		0	5	0	2	0	0,0175	
				1	5	0	2	0	0,0175	
				2	5	0	2	0	0,0175	
				3	5	0	2	0	0,0175	
				6	5	0	2	0	0,0175	
				9	5	0	2	0	0,0175	
				12	5	0	2	0	0,0175	
				15	5	0	0	0	0,0125	
5	100	50259		0	9	0	3	0	0,0300	
				1	10	0	5	0	0,0375	
				2	11	0	10	0	0,0525	
				3	11	0	10	0	0,0525	
				6	11	0	10	0	0,0525	
				9	11	0	10	0	0,0525	
				12	11	0	10	0	0,0525	
				15	11	0	10	0	0,0525	

Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
6	120	50301		0	15	0	10	0	0,0625	
				1	16	0	10	0	0,0650	
				2	17	0	11	0	0,0700	
				3	17	0	11	0	0,0700	
				6	17	0	11	0	0,0700	
				9	17	0	11	0	0,0700	
				12	17	0	11	0	0,0700	
				15	17	0	11	0	0,0700	
7	140	50343		0	20	0	14	0	0,0850	
				1	21	0	15	0	0,0900	
				2	23	1	17	0	0,1025	
				3	23	1	17	0	0,1025	
				6	25	1	18	0	0,1100	
				9	26	1	19	0	0,1150	
				12	26	1	19	0	0,1150	
				15	26	1	19	0	0,1150	
8	160	50385		0	30	1	22	0	0,1325	
				1	32	2	24	0	0,1450	
				2	33	2	25	0	0,1500	
				3	34	2	27	2	0,1625	
				6	36	3	28	2	0,1725	
				9	38	4	31	3	0,1900	
				12	41	5	34	4	0,2100	
				15	41	5	34	4	0,2100	
9	180	50427		0	45	8	35	4	0,2300	
				1	47	12	38	5	0,2550	
				2	49	12	40	6	0,2675	
				3	51	14	42	10	0,2925	
				6	55	17	45	13	0,3250	
				9	59	20	49	13	0,3525	
				12	61	20	52	19	0,3800	
				15	62	21	54	20	0,3925	
10	200	50469		0	66	21	57	22	0,4150	
				1	71	22	61	28	0,4550	
				2	76	22	67	30	0,4875	
				3	79	25	70	32	0,5150	
				6	88	30	80	39	0,5925	
				9	95	31	88	47	0,6525	
				12	100	32	90	52	0,6850	
				15	105	32	94	55	0,7150	
11	220	50511		0	110	32	99	60	0,7525	
				1	125	55	115	70	0,9125	
				2	125	62	122	80	0,9725	
				3	143	71	131	92	1,0925	
				6	163	89	152	112	1,2900	
				9	180	120	178	135	1,5325	
				12	210	140	198	155	1,7575	
				15	240	155	218	178	1,9775	





Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
12	240	50553		0	241	161	230	200	2,0800	
				1	330	265	325	290	3,0250	
				2	480	410	460	440	4,4750	
				3	700	630	700	680	6,7750	
				6	1490	1395	1360	1320	13,9125	
				9	1720	1630	1700	1640	16,7250	
				12	1895	1800	1880	1830	18,5125	
				15	2036	1940	2014	1965	19,8875	
13	260	50595		0	2061	2056	2056	2046	20,5475	
				1	2326	2306	2296	2286	23,0350	
				2	2506	2486	2496	2486	24,9350	
				3	2406	2586	2601	2591	25,4600	
				6	2808	2788	2806	2788	27,9750	
				9	2931	2910	2926	2906	29,1825	
				12	3021	2996	3016	2998	30,0775	
				15	3099	3068	3091	3073	30,8275	
14	280	50637		0	3121	3096	3116	3096	31,0725	
				1	3236	3206	3236	3221	32,2475	
				2	3396	3366	3391	3366	33,7975	
				3	3491	3461	3481	3461	34,7350	
				6	3716	3685	3701	3681	36,9575	
				9	3811	3727	3766	3736	37,6000	
				12	3971	3936	3956	3936	39,4975	
				15	4046	4009	4033	4106	40,4850	
15	300	50679		0	4176	4036	3956	4036	40,5100	
				1	4232	4196	4216	4186	42,0750	
				2	4366	4336	4306	4276	43,2100	
				3	4412	4386	4406	4379	43,9575	
				6	4774	4741	4761	4695	47,4275	
				9	4992	4951	4971	4945	49,6475	
				12	5046	5041	5038	5026	50,3775	
				15	5136	5106	5121	5086	51,1225	
16	320	50721		0	5206	5176	5286	5236	52,2600	
				1	5306	5281	5286	5256	52,8225	
				2	5476	5446	5446	5426	54,4850	
				3	6841	6801	6836	6916	68,4850	
				6	7321	7241	7316	7321	72,9975	
				9	7771	7686	7751	7751	77,3975	
				12	8058	7941	8051	8051	80,2525	
				15	8251	8141	8244	8246	82,2050	
17	340	50763		0	8281	8251	8281	8281	82,7350	
				1	8501	8381	8501	8501	84,7100	
				2	8731	8601	8731	8726	86,9725	
				3	8881	8751	8881	8876	88,4725	
				6	9221	9096	9236	9236	91,9725	
				9	9481	9346	9496	9486	94,5225	
				12	9691	9551	9691	9681	96,5350	
				15	9846	9711	9851	9841	98,1225	









UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPTO. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES <b>PROVA DE CARGA ESTÁTICA</b>										
Responsável: Márcio Benvenuti					Número: <b>TUBULÃO 2 - ENSAIO 6</b>					
Data Início: 28/05/2001		Hora Início: 10:30			Tipo de Carregamento: Rápido					
Data Término: 28/05/2001		Hora Término: 17:15			Estado do solo: Pre-Inundado					
Zero da célula: 50048					Nível d'água: -10,05 m.					
Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
Carregamento										
1	30	50111		0	6	1	5	0	0,0300	
				1	7	1	5	0	0,0325	
				2	9	1	7	0	0,0425	
				3	9	1	7	0	0,0425	
				6	9	1	7	0	0,0425	
				9	9	1	7	0	0,0425	
				12	9	1	7	0	0,0425	
				15	9	1	7	0	0,0425	
2	60	50174		0	23	1	20	0	0,1100	
				1	25	1	23	0	0,1225	
				2	26	1	25	0	0,1300	
				3	26	1	25	0	0,1300	
				6	26	1	25	0	0,1300	
				9	26	1	25	0	0,1300	
				12	26	1	25	0	0,1300	
				15	26	1	25	0	0,1300	
3	90	50237		0	42	1	40	0	0,2075	
				1	45	1	44	0	0,2250	
				2	46	1	45	0	0,2300	
				3	48	1	45	0	0,2350	
				6	48	1	45	0	0,2350	
				9	48	1	45	0	0,2350	
				12	48	1	45	0	0,2350	
				15	48	1	45	0	0,2350	
4	120	50300		0	62	2	60	10	0,3350	
				1	67	2	67	12	0,3700	
				2	68	2	68	13	0,3775	
				3	69	2	69	13	0,3825	
				6	72	2	69	13	0,3900	
				9	72	2	69	13	0,3900	
				12	72	2	69	13	0,3900	
				15	72	2	69	13	0,3900	
5	150	50363		0	88	2	85	35	0,5250	
				1	92	5	90	37	0,5600	
				2	93	5	91	38	0,5675	
				3	94	9	93	38	0,5850	
				6	97	10	94	38	0,5975	
				9	97	10	94	38	0,5975	
				12	97	10	94	38	0,5975	
				15	97	10	94	38	0,5975	



Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
6	180	50426		0	110	10	110	50	0,7000	
				1	118	30	114	65	0,8175	
				2	119	31	115	65	0,8250	
				3	119	31	115	65	0,8250	
				6	120	31	115	65	0,8275	
				9	120	31	115	65	0,8275	
				12	120	31	115	65	0,8275	
7	210	50489		0	135	58	130	80	1,0075	
				1	140	58	136	82	1,0400	
				2	142	59	139	88	1,0700	
				3	143	68	140	88	1,0975	
				6	145	68	143	88	1,1100	
				9	146	68	145	88	1,1175	
				12	148	68	145	88	1,1225	
8	240	50552		0	160	80	159	105	1,2600	
				1	165	80	161	105	1,2775	
				2	167	100	163	107	1,3425	
				3	168	115	165	112	1,4000	
				6	172	131	169	112	1,4600	
				9	172	131	170	113	1,4650	
				12	172	131	170	113	1,4650	
9	270	50615		0	185	140	180	130	1,5875	
				1	192	144	188	135	1,6475	
				2	195	152	190	138	1,6875	
				3	197	153	192	138	1,7000	
				6	201	163	195	144	1,7575	
				9	204	165	198	145	1,7800	
				12	206	167	200	148	1,8025	
10	300	50678		0	220	170	210	155	1,8875	
				1	225	185	220	162	1,9800	
				2	228	190	222	165	2,0125	
				3	232	195	225	165	2,0425	
				6	236	199	231	165	2,0775	
				9	240	204	235	165	2,1100	
				12	243	208	236	175	2,1550	
11	330	50741		0	257	212	252	188	2,2725	
				1	265	230	260	198	2,3825	
				2	270	239	268	202	2,4475	
				3	275	244	270	205	2,4850	
				6	285	254	279	220	2,5950	
				9	292	259	288	222	2,6525	
				12	299	268	295	232	2,7350	
				15	304	272	298	237	2,7775	

Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
12	360	50804		0	318	273	310	248	2,8725	
				1	332	290	328	270	3,0500	
				2	344	314	340	280	3,1950	
				3	357	328	352	288	3,3125	
				6	384	347	378	312	3,5525	
				9	404	373	400	343	3,8000	
				12	423	390	418	355	3,9650	
				15	438	408	430	365	4,1025	
13	390	50867		0	455	415	450	380	4,2500	
				1	500	460	410	430	4,5000	
				2	547	507	540	460	5,1350	
				3	585	547	575	515	5,5550	
				6	670	633	670	597	6,4250	
				9	745	706	743	670	7,1600	
				12	802	764	800	730	7,7400	
				15	848	808	844	775	8,1875	
14	420	50930		0	870	840	878	810	8,4950	
				1	1000	960	1010	860	9,5750	
				2	1120	1080	1130	1060	10,9750	
				3	1230	1190	1230	1153	12,0075	
				6	1440	1400	1430	1355	14,0625	
				9	1585	1550	1520	1545	15,5000	
				12	1715	1680	1720	1645	16,9000	
				15	1830	1780	1830	1753	17,9825	
15	450	50993		0	1860	1830	1895	1730	18,2875	
				1	2090	2050	3010	2030	22,9500	
				2	2290	2250	2300	2220	22,6500	
				3	2470	2430	2480	2390	24,4250	
				6	2815	2780	2830	2755	27,9500	
				9	3060	3022	3060	2970	30,2800	
				12	3255	3220	3260	3170	32,2625	
				15	3415	3375	3425	3330	33,8625	
16	480	51965		0	3455	3400	3465	3380	34,2500	
				1	3755	3705	3795	3650	37,2625	
				2	4225	3975	4065	3900	40,4125	
				3	4255	4205	4285	4120	42,1625	
				6	4730	4675	4765	4580	46,8750	
				9	5070	5015	5115	4925	50,3125	
				12	5335	5280	5370	5185	52,9250	
				15	5575	4520	5630	5440	52,9125	
17	510	52090		0	5635	5630	5675	5595	56,3375	
				1	6055	6045	6095	6005	60,5000	
				2	6415	6315	6455	6345	63,8250	
				3	6680	6670	6725	6615	66,7250	
				6	7280	6863	7315	7215	71,6825	
				9	7680	7663	7725	7605	76,6825	
				12	7985	7967	8035	7920	79,7675	
				15	8210	8190	8255	8130	81,9625	



Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
18	540	51182		0	8250	8210	8270	8220	82,3750	
				1	8650	8560	8660	8570	86,1000	
				2	9030	8920	9040	8940	89,8250	
				3	9265	9160	9270	9170	92,1625	
				6	9860	9740	9875	9750	98,0625	
				9	10280	10150	10285	10170	102,2125	
				12	10630	10510	10650	10540	105,8250	
				15	10870	10735	10875	10760	108,1000	
19	570	51245		0	10930	10765	10955	10800	108,6250	
				1	11360	11195	11375	11210	112,8500	
				2	11785	11615	11815	11590	117,0125	
				3	12085	11905	12115	11880	119,9625	
				6	12805	12607	12845	12620	127,1925	
				9	13345	13135	13345	13140	132,4125	
				12	13715	13520	13725	13530	136,2250	
				15	14015	13810	14045	13830	139,2500	
20	600	51308		0	14060	14050	14065	14055	140,5750	
				1	14465	14435	14475	14460	144,5875	
				2	14925	14895	14925	14315	147,6500	
				3	15215	15155	15215	15215	152,0000	
				6	15795	15735	15815	15805	157,8750	
				9	16255	16190	16265	16235	162,3625	
				12	16530	16465	16545	16520	165,1500	
				15	16770	16700	16780	16755	167,5125	
Estabilização										
1		51308		0	16770	16700	16780	16755	167,5125	
		51263		1	16803	16736	16820	16795	167,8850	
		51245		2	16818	16749	16835	16810	168,0300	
		51232		3	16826	16758	16845	16815	168,1100	
		51210		6	16840	16772	16858	16828	168,2450	
		51195		9	16850	16780	16867	16845	168,3550	
		51182		15	16856	16787	16875	16855	168,4325	
		51174		20	16859	16790	16880	16852	168,4525	
		51166		25	16864	16790	16883	16854	168,4775	
	530	51158		30	16867	16790	16885	16859	168,5025	
Descarregamento										
1		50775		0	16865	16770	16860	16855	168,3750	
		50781		1	16821	16762	16825	16855	168,1575	
		50783		2	16819	16761	16835	16854	168,1725	
		50784		3	16818	16760	16833	16854	168,1625	
		50787		6	16817	16757	16831	16854	168,1475	
		50787		9	16816	16757	16831	16854	168,1450	
		50787		12	16816	16757	16831	16854	168,1450	
	353	50787		15	16816	16757	16831	16854	168,1450	
2		50410		0	16735	16655	16730	16755	167,1875	
		50421		1	16801	16648	16719	16750	167,2950	
		50425		2	16698	16648	16715	16750	167,0275	
		50428		3	16696	16648	16715	16750	167,0225	
		50431		6	16694	16648	16710	16750	167,0050	
		50433		9	16692	16648	16710	16750	167,0000	
		50435		12	16691	16648	16708	16742	166,9725	
	185	50435		15	16690	16648	16707	16742	166,9675	





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPTO. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES PROVA DE CARGA ESTÁTICA										
Responsável: Márcio Benvenuto					Número: TUBULÃO 2 - ENSAIO 7					
Data Início: 29/05/2001		Hora Início: 8:30			Tipo de Carregamento: Rápido					
Data Término: 29/05/2001		Hora Término: 17:00			Estado do solo: Pre-Inundado					
Zero da célula: 50047		Nível d'água: -10,05 m.								
Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
Carregamento										
1	30	50110		0	13	0	1	0	0,0350	
				1	13	0	1	0	0,0350	
				2	13	0	1	0	0,0350	
				3	13	0	1	0	0,0350	
				6	13	0	1	0	0,0350	
				9	13	0	1	0	0,0350	
				12	13	0	1	0	0,0350	
				15	13	0	1	0	0,0350	
2	60	50173		0	30	15	19	8	0,1800	
				1	36	18	23	11	0,2200	
				2	38	19	24	11	0,2300	
				3	38	19	24	11	0,2300	
				6	38	19	24	11	0,2300	
				9	38	19	24	11	0,2300	
				12	38	19	24	11	0,2300	
				15	38	19	24	11	0,2300	
3	90	50236		0	62	39	45	35	0,4525	
				1	68	44	54	44	0,5250	
				2	70	48	55	44	0,5425	
				3	71	48	56	44	0,5475	
				6	74	52	59	50	0,5875	
				9	74	52	59	50	0,5875	
				12	74	52	59	50	0,5875	
				15	74	52	59	50	0,5875	
4	120	50299		0	94	69	75	65	0,7575	
				1	99	77	80	70	0,8150	
				2	103	80	85	74	0,8550	
				3	103	84	88	76	0,8775	
				6	105	84	89	76	0,8850	
				9	105	84	89	76	0,8850	
				12	105	84	89	76	0,8850	
				15	105	84	89	76	0,8850	
5	150	50362		0	130	111	110	98	1,1225	
				1	135	117	120	103	1,1875	
				2	136	118	122	103	1,1975	
				3	139	119	123	109	1,2250	
				6	141	120	125	110	1,2400	
				9	143	126	127	111	1,2675	
				12	145	126	130	111	1,2800	
				15	145	126	130	111	1,2800	

Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
6	180	50426		0	160	143	145	125	1,4325	
				1	167	144	149	135	1,4875	
				2	170	148	152	140	1,5250	
				3	170	151	155	141	1,5425	
				6	172	152	155	141	1,5500	
				9	175	155	158	145	1,5825	
				12	175	155	158	145	1,5825	
				15	175	155	158	145	1,5825	
7	210	50489		0	193	175	173	161	1,7550	
				1	198	177	181	168	1,8100	
				2	201	183	183	169	1,8400	
				3	204	185	185	170	1,8600	
				6	205	185	188	170	1,8700	
				9	210	190	191	178	1,9225	
				12	210	190	191	178	1,9225	
				15	210	190	191	178	1,9225	
8	240	50552		0	226	210	209	192	2,0925	
				1	232	214	214	195	2,1375	
				2	236	218	218	200	2,1800	
				3	237	218	219	201	2,1875	
				6	240	219	222	203	2,2100	
				9	243	219	224	210	2,2400	
				12	244	228	226	211	2,2725	
				15	244	228	228	215	2,2875	
9	270	50614		0	260	244	240	225	2,4225	
				1	266	251	248	229	2,4850	
				2	268	252	251	233	2,5100	
				3	270	252	254	235	2,5275	
				6	275	255	258	237	2,5625	
				9	277	259	260	242	2,5950	
				12	278	259	261	243	2,6025	
				15	280	261	262	245	2,6200	
10	300	50677		0	294	274	273	258	2,7475	
				1	301	277	282	262	2,8050	
				2	305	285	285	265	2,8500	
				3	305	285	288	270	2,8700	
				6	310	292	290	271	2,9075	
				9	312	293	294	280	2,9475	
				12	313	293	298	280	2,9600	
				15	313	300	298	280	2,9775	
11	330	50741		0	330	313	312	294	3,1225	
				1	336	317	318	295	3,1650	
				2	340	319	322	302	3,2075	
				3	341	319	322	302	3,2100	
				6	346	327	330	310	3,2825	
				9	347	327	330	310	3,2850	
				12	352	334	334	312	3,3300	
				15	352	334	334	312	3,3300	



Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
12	360	50803		0	367	349	348	328	3,4800	
				1	374	355	355	335	3,5475	
				2	377	359	358	336	3,5750	
				3	379	360	360	341	3,6000	
				6	384	366	364	345	3,6475	
				9	390	369	370	352	3,7025	
				12	392	375	372	355	3,7350	
				15	394	376	374	355	3,7475	
13	390	50866		0	407	389	385	365	3,8650	
				1	414	394	390	370	3,9200	
				2	420	399	398	380	3,9925	
				3	423	402	402	385	4,0300	
				6	429	410	407	387	4,0825	
				9	435	415	412	395	4,1425	
				12	436	418	415	396	4,1625	
				15	437	419	416	398	4,1750	
14	420	50929		0	450	435	428	410	4,3075	
				1	456	439	437	418	4,3750	
				2	463	444	443	420	4,4250	
				3	465	447	448	428	4,4700	
				6	470	452	452	435	4,5225	
				9	475	458	458	436	4,5675	
				12	480	461	463	445	4,6225	
				15	483	467	465	446	4,6525	
15	450	50992		0	497	480	475	460	4,7800	
				1	505	485	488	468	4,8650	
				2	512	493	491	470	4,9150	
				3	514	494	495	478	4,9525	
				6	528	510	506	488	5,0800	
				9	534	514	515	493	5,1400	
				12	540	522	520	505	5,2175	
				15	548	528	525	508	5,2725	
16	480	51055		0	555	540	538	520	5,3825	
				1	568	550	550	528	5,4900	
				2	575	558	557	536	5,5650	
				3	582	562	564	544	5,6300	
				6	595	578	579	558	5,7750	
				9	608	590	589	570	5,8925	
				12	617	600	598	578	5,9825	
				15	624	607	606	590	6,0675	
17	510	52090		0	636	620	615	595	6,1650	
				1	648	631	630	610	6,2975	
				2	660	644	645	625	6,4350	
				3	671	653	649	628	6,5025	
				6	695	675	679	656	6,7625	
				9	714	694	697	676	6,9525	
				12	729	716	711	687	7,1075	
				15	739	727	721	702	7,2225	

Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
18	540	51181		0	753	743	710	715	7,3025	
				1	776	763	761	740	7,6000	
				2	798	785	780	758	7,8025	
				3	818	805	800	778	8,0025	
				6	864	853	835	828	8,4500	
				9	898	885	870	860	8,7825	
				12	930	919	900	892	9,1025	
				15	951	940	925	915	9,3275	
19	570	51245		0	970	960	960	930	9,5500	
				1	1021	1010	990	985	10,0150	
				2	1075	1063	1048	1040	10,5650	
				3	1115	1105	1090	1085	10,9875	
				6	1201	1190	1175	1162	11,8200	
				9	1280	1268	1252	1240	12,6000	
				12	1335	1325	1305	1295	13,1500	
				15	1380	1368	1360	1350	13,6450	
20	600	51307		0	1400	1390	1370	1360	13,8000	
				1	1495	1485	1460	1450	14,7250	
				2	1555	1545	1530	1515	15,3625	
				3	1628	1620	1600	1585	16,0825	
				6	1797	1788	1772	1761	17,7950	
				9	1919	1910	1890	1875	18,9850	
				12	1985	1975	1960	1942	19,6550	
				15	2077	2068	2050	2042	20,5925	
21	630	51370		0	2105	2100	2080	2070	20,8875	
				1	2239	2235	2210	2201	22,2125	
				2	2360	2355	2342	2322	23,4475	
				3	2455	2450	2430	2410	24,3625	
				6	2695	2688	2668	2650	26,7525	
				9	2865	2859	2838	2820	28,4550	
				12	3015	3010	2990	2980	29,9875	
				15	3120	3113	3090	3062	30,9625	
22	660	51433		0	3150	3138	3150	3148	31,4650	
				1	3315	3290	3320	3313	33,0950	
				2	7530	3505	3550	3540	45,3125	
				3	3695	3665	3700	3680	36,8500	
				6	4280	4200	4290	4170	42,3500	
				9	4520	4464	4525	4490	44,9975	
				12	4520	4464	4525	4490	44,9975	
				15	4685	4655	4695	4660	46,7375	
23	690	51496		0	4732	4680	4760	4720	47,2300	
				1	4995	4940	5020	4990	49,8625	
				2	5270	5210	5260	5240	52,4500	
				3	5415	5355	5400	5380	53,8750	
				6	5970	5905	5980	5925	59,4500	
				9	6300	6225	6305	6240	62,6750	
				12	6545	6476	6550	6500	65,1775	
				15	6825	6758	6820	6770	67,9325	



Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
24	720	51559		0	6865	6855	6863	6860	68,6075	
				1	7145	7135	7145	7145	71,4250	
				2	7340	7345	7365	7375	73,5625	
				3	7680	7665	7685	7665	76,7375	
				6	8215	8193	8205	8195	82,0200	
				9	8705	8685	8720	8705	87,0375	
				12	9045	9015	9025	9115	90,5000	
				15	9307	9277	9305	9295	92,9600	
25	750	51662		0	9367	9347	9387	9377	93,6950	
				1	9557	9587	9557	9547	95,6200	
				2	9957	9987	9967	9947	99,6450	
				3	10217	10237	10207	10187	102,1200	
				6	10597	10607	10597	10562	105,9075	
				9	11197	11192	11167	11117	111,6825	
				12	11597	11502	11592	11535	115,5650	
				15	12002	11897	11997	11947	119,6075	
26	780	51685		0	12132	12122	12132	12112	121,2450	
				1	12402	12392	12402	12382	123,9450	
				2	13022	13004	12992	12942	129,9000	
				3	13352	13329	13312	13372	133,4125	
				6	14012	14002	14012	14072	140,2450	
				9						
				12						
				15						
Estabilização										
Est 1		51590		1	14067	14044	14072	14097	140,7000	
		51557		2	14087	14064	14092	14121	140,9100	
		51540		3	14098	14071	14113	14130	141,0300	
		51515		6	14117	14087	14122	14147	141,1825	
		51499		9	14127	14088	14132	14152	141,2475	
		51488		12	14139	14064	14132	14105	141,1000	
		51478		15	14140	14112	14143	14064	141,1475	
		51468		20	14143	14120	14148	14077	141,2200	
		51461		25	14151	14122	14149	14080	141,2550	
		51455		30	14151	14124	14154	14082	141,2775	
		51449		35	14152	14128	14158	14084	141,3050	
		51446		40	14154	14128	14160	14088	141,3250	
		51440		45	14155	14129	14162	14089	141,3375	
		51438		50	14157	14129	14163	14089	141,3450	
		51438		55	14157	14129	14163	14089	141,3450	
		51438		60	14157	14129	14163	14089	141,3450	





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DEPTO. DE GEOTECNIA - CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES PROVA DE CARGA ESTÁTICA										
Responsável: Márcio Benvenuto					Número: TUBULÃO 2 - ENSAIO 8					
Data Início: 29/05/2001		Hora Início: 17:00 hs.			Tipo de Carregamento: Rápido					
Data Término: 30/05/2001		Hora Término: 3:00 hs.			Estado do solo: Pre-Inundado					
Zero da célula: 50049					Nível d'água: -10,05 m.					
Estágio	Carga (kN)	Deform. $\mu$ strain	Início Carr. (min)	Tempo (min)	Leitura dos Extensômetros (/0,01mm)				Média (mm)	Obs.
					1	2	3	4		
Carregamento										
1	100	50259		0						
		50242		5	136	101	139	96	1,1800	
		50228		10	137	102	139	96	1,1850	
	85	50228		15	138	102	140	95	1,1875	
2	200	50469		0						
		50436		5	295	255	298	244	2,7300	
		50434		10	297	255	299	245	2,7400	
	182	50431		15	298	255	301	245	2,7475	
3	300	50679		0						
		50639		5	436	394	437	371	4,0950	
		50634		10	438	394	440	371	4,1075	
	278	50632		15	438	394	441	371	4,1100	
4	400	50889		0						
		50856		5	560	520	560	487	5,3175	
		50838		10	562	528	564	496	5,3750	
	375	50834		15	567	528	567	497	5,3975	
5	500	51099		0						
		51036		5	685	644	680	628	6,5925	
		51028		10	699	652	695	642	6,7200	
	466	51025		15	699	652	695	643	6,7225	
6	600	51309		0						
		51227		5	844	795	940	770	8,3725	
		51215		10	848	804	945	778	8,4375	
	552	51205		15	852	810	949	780	8,4775	
7	700	51519		0						
		51390		5	1062	1020	1057	979	10,2950	
		51364		10	978	1028	1071	989	10,1650	
	622	51353		15	1084	1028	1078	996	10,4650	
8	800	51729		0						
		51505		5	1630	1570	1620	1555	15,9375	
		51485		10	1638	1570	1632	1560	16,0000	
	678	51470		15	1640	1575	1632	1560	16,0175	
9	900	51939		0						
		51625		5	4188	4105	4175	4072	41,3500	
		51590		10	4210	4125	4195	4087	41,5425	
	730	51579		15	4214	4128	4199	4092	41,5825	



