

**unesp** 

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA**

**Pós-Graduação em Engenharia Civil**

**ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA  
DO SOLO-CIMENTO PLÁSTICO E APLICAÇÃO EM  
ESTACAS MOLDADAS IN LOCO**

**ENG<sup>a</sup>. ÁGATHA STELA DE MORAIS**

1210001349



**Ilha Solteira - SP**





UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"

FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

# ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA DO SOLO-CIMENTO PLÁSTICO E APLICAÇÃO EM ESTACAS MOLDADAS IN LOCO

ENG<sup>a</sup>. ÁGATHA STELA DE MORAIS

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, da Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

*Proc. - 186178  
Proc. - 54784*

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antonio Anderson da Silva Segantini



Ilha Solteira  
Dezembro de 2002

*Proc. 053/2003 - NAD 014/03*

UNESP - "CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA"	
SERVIÇO TÉCN. DE BIBLIOTECA E DOCUMENTAÇÃO	
DATA DE CHEGADA	DATA DE TOMBO
<i>26.02.03</i>	<i>31.03.03</i>
R <small>ESPONSABILIDADE</small>	TOMBO
<i>Aliza</i>	<i>Tc. 1349</i>
AQUISIÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
<i>livros Anta \$10.00</i>	<i>M827e</i>

*30103010 Fundações e*



#### FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação/Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da FEIS/UNESP

Morais, Ágatha Stela de  
M828e      Estudo das características de resistência do solo-cimento plástico e aplicação em estacas moldadas in loco / Ágatha Stela de Moraes. – Ilha Solteira : [s.n.], 2002  
xv, 123 p. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2002

Orientador: Antonio Anderson da Silva Segantini

Bibliografia: p. 104-112


1. Fundação em estaca. 2. Concreto. 3. Solo-cimento.

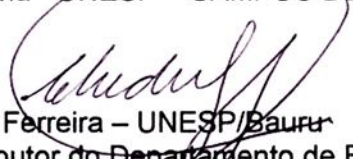
# Estudo das Características de Resistência do Solo-Cimento Plástico e Aplicação em Estacas Moldadas *In Loco*

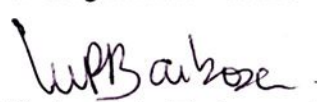
ÁGATHA STELA DE MORAIS

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À FACULDADE DE ENGENHARIA DO CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA – UNESP – COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

## COMISSÃO EXAMINADORA:

  
Prof. Dr. Antonio Anderson da Silva Segantini  
Professor Assistente Doutor do Departamento de Engenharia Civil  
Faculdade de Engenharia - UNESP – CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA

  
Prof. Dr. Cláudio Vidrih Ferreira – UNESP/Bauru  
Professor Assistente Doutor do Departamento de Engenharia Civil  
Faculdade de Engenharia - UNESP – CÂMPUS DE BAURU

  
Prof.ª Dr.ª Mônica Pinto Barbosa – UNESP/Ilha Solteira  
Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil  
Faculdade de Engenharia - UNESP – CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA

Ilha Solteira/SP, dezembro de 2002.

Dedico este trabalho  
ao meu esposo Fernando  
que muito me apoiou .

Aos meus pais  
João e Therezinha e  
a minha irmã Aline  
com todo carinho



## AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Antônio Anderson da Silva Segantini pela orientação deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Adriano Souza pelo auxílio na confecção da dissertação e ensinamentos ao longo deste trabalho.

Aos professores, funcionários e alunos do Departamento de Engenharia Civil da UNESP de Ilha Solteira.

Aos técnicos Mário Roberto Correa Ferreira, Ronaldo Mendes do Amaral, Gilson Campos Correa, José Cavassano Ribeiro, Gilberto Antônio de Brito, Silvio Rogério Sanita, da Unesp de Ilha Solteira, que auxiliaram na realização dos ensaios no Campo Experimental de Ilha Solteira.

Ao desenhista José Aldir Pereira pelas correções nos desenhos no autocad.

Ao técnico de informática Renato Alves de Souza pelo auxílio em softwares utilizados e pelo apoio técnico.

Ao amigo Wilson José da Silva pela colaboração e companheirismo.

Ao casal Zózimo e Neusa Pissurno por me receberem em sua casa durante o Mestrado.

A todos aqueles que, de alguma maneira, contribuíram para a realização deste trabalho.



# SUMÁRIO

---

LISTAS DE FIGURAS, TABELAS E FOTOS .....	i
SIMBOLOS.....	ix
RESUMO.....	xii
ABSTRACT .....	xiv
1. INTRODUÇÃO .....	1
2. REVISÃO DE LITERATURA .....	4
2.1. Solo-cimento .....	5
2.1.1. Definição e Histórico.....	5
2.1.2. Identificação e Classificação dos Solos.....	6
2.1.3. Critérios para a Escolha do Solo .....	8
2.1.4. Dosagem do Solo-cimento .....	10
2.1.5. Deformações e Elasticidade.....	15
2.1.6. Durabilidade .....	16
2.1.7. Resistência à Compressão Simples.....	17
2.1.8. Cura.....	19
2.2. Fundações.....	21
2.2.1. Dificuldades no Desenvolvimento de Projetos de Fundação em Estacas.....	21
2.2.2. Capacidade de Carga e Recalque de Estacas.....	22
2.2.3. Capacidade de Carga.....	22
2.2.4. Método Aoki & Velloso .....	25
2.2.5. Método Décourt & Quaresma .....	28
2.2.6. Método Velloso.....	30
2.2.7. Carga Admissível .....	32
2.2.8. Recalque de Estacas.....	33
2.3. Solos Colapsíveis.....	34
2.3.1. Definição .....	34



2.3.2. Mecanismos de Colapsibilidade .....	35
2.3.3. Colapsibilidade dos Solos .....	37
2.3.4. O Efeito do Colapso do Solo Sobre Fundações em Estacas .....	39
3. CAMPO EXPERIMENTAL DA UNESP EM ILHA SOLTEIRA .....	43
3.1. Generalidades .....	43
3.2. Caracterização Geológica e Geotécnica .....	44
3.3. Resistência .....	46
3.4. Ensaio Laboratoriais .....	49
3.4.1. Limites de Consistência e Análise Granulométrica .....	49
3.4.2. Índices Físicos.....	51
3.4.3. Permeabilidade .....	51
3.4.4 Resistência.....	52
3.4.5. Compactação .....	53
3.4.6. Adensamento .....	53
3.5. Caracterização do solo componente do solo-cimento .....	55
4. MATERIAIS E MÉTODOS.....	58
4.1. Metodologia.....	58
4.2. Estacas de Teste e de Reação .....	59
4.2.1. Estacas de Concreto .....	60
4.2.2. Estacas de Solo-Cimento Plástico (SCP).....	61
4.3. Equipamentos Utilizados nos Ensaio de Compressão Simples.....	62
4.3.1. Prensa Hidráulica .....	62
4.3.2. Aparelho de Módulo .....	62
4.4. Equipamentos e Materiais Utilizados na Realização das Provas de Carga .....	63
4.4.1. Viga de Reação.....	63
4.4.2. Macaco Hidráulico.....	65
4.4.3. Célula de Carga .....	65
4.4.4. Rótula.....	66
4.4.5. Indicador de Deformação .....	66
4.4.6. Sistema de Referência .....	67
4.4.7. Relógios Comparadores.....	68
4.4.8. Placa de Acrílico.....	68
4.4.9. Sistema de Reação.....	69



4.4.10. Drenos.....	69
5. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES .....	71
5.1. Ruptura dos Corpos de Prova de 15 cm x 30 cm.....	71
5.2. Provas de Carga em Estacas.....	78
5.2.1. Provas de Carga em Solo com Umidade Natural.....	79
5.2.1.1. Estacas Apiloadas de Concreto .....	79
5.2.1.2. Estacas de SCP .....	82
5.2.2. Provas de Carga em Solo Inundado .....	85
5.2.2.1. Estacas Apiloadas de Concreto .....	85
5.2.2.2. Estacas de SCP .....	88
5.2.3. Provas de Carga em Solo Natural e após a sua Inundação.....	90
5.2.3.1. Estacas Apiloadas de Concreto .....	90
5.2.3.2. Estacas Apiloadas de Solo-Cimento Plástico.....	93
5.2.3.3. Estacas Apiloadas: Concreto versus Solo-Cimento Plástico.....	95
5.2.3.4. Estacas Apiloadas: Métodos Empíricos versus Provas de Carga.....	97
5.2.3.5. Carga Admissível para Projeto de Fundações .....	99
6. CONCLUSÕES .....	101
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	104
ANEXO.....	113



## LISTAS DE FIGURAS, TABELAS E FOTOS

---

### Lista de Figuras

Figura 2.1. Modelos propostos para estruturas instáveis de solos colapsíveis	36
Figura 3.1. Mapa do Estado de São Paulo - Localização da cidade em estudo	43
Figura 3.2. Disposição das estacas de reação e de teste, sondagens SPT e dos ensaios CPT, no Campo Experimental da Unesp em Ilha Solteira (SP)	45
Figura 3.3. Perfil do solo e resultados de sondagens SPT e ensaios CPT Campo Experimental da Unesp Ilha Solteira (SP)	45
Figura 3.4. Número de golpes N-SPT × profundidade	46
Figura 3.5. Resistência de ponta $q_C$ -CPT × profundidade	47
Figura 3.6. Resistência por atrito lateral local $f_C$ -CPT × profundidade	47
Figura 3.7. Resistência por atrito lateral total $f_T$ -CPT × profundidade	48
Figura 3.8. Limites de <i>Atterberg</i> e teores de umidade	49
Figura 3.9. Tamanho dos grãos do solo	50
Figura 3.10. Curvas de colapso a várias profundidades	54
Figura 3.11. Distribuição granulométrica	56
Figura 3.12. Ensaio de compactação	56



Figura 4.1. Disposição das estacas de teste e de reação no campo experimental	60
Figura 4.2. Detalhe da fixação da viga de reação a duas estacas de reação	64
Figura 4.3. Detalhe dos drenos utilizados para a inundação do solo.	70
Figura 5.1. Resistência média do <b>SCP</b>	72
Figura 5.2. Módulo de Elasticidade Secante do <b>SCP</b>	72
Figura 5.3. Tensão versus deformação do <b>SCP</b> com 28 dias de cura	74
Figura 5.4. Tensão versus deformação do <b>SCP</b> com 56 dias de cura	74
Figura 5.5. Tensão versus deformação do <b>SCP</b> com 120 dias de cura	75
Figura 5.6. Tensão versus deformação do <b>SCP</b> com 240 dias de cura	75
Figura 5.7. Tensão versus deformação do <b>SCP</b> com 1 ano de cura	76
Figura 5.8. Tensão versus deformação do <b>SCP</b> com 1,5 anos de cura	76
Figura 5.9. Tensão versus deformação do <b>SCP</b> com 2 anos de cura	77
Figura 5.10. Tensão versus deformação do <b>SCP</b> com 5 anos de cura	77
Figura 5.11. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>CON-1</b> – solo natural.	80
Figura 5.12. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>CON-2</b> – solo natural.	80
Figura 5.13. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>CON-3</b> – solo natural.	80
Figura 5.14. Curvas de carga versus recalque das estacas apiloadas <b>CON-1</b> , <b>CON-2</b> e <b>CON-3</b> – solo natural.	81
Figura 5.15. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>SCP-1</b> – solo natural.	82
Figura 5.16. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>SCP-2</b> –	



solo natural.	83
Figura 5.17. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>SCP-3</b> – solo natural.	83
Figura 5.18. Curvas de carga versus recalque estacas apiloadas <b>SCP-1</b> , <b>SCP-2</b> e <b>SCP-3</b> confeccionadas em SCP e ensaiadas em solo natural.	84
Figura 5.19. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>CON-1</b> – solo inundado	85
Figura 5.20. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>CON-2</b> – solo inundado	85
Figura 5.21. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>CON-3</b> – solo inundado	85
Figura 5.22. Curvas de carga versus recalque das estacas apiloadas <b>CON-1</b> , <b>CON-2</b> e <b>CON-3</b> – solo inundado	87
Figura 5.23. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>SCP-1</b> – solo inundado	88
Figura 5.24. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>SCP-2</b> – solo inundado	88
Figura 5.25. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>SCP-3</b> – solo inundado	87
Figura 5.26. Curvas de carga versus recalque das estacas apiloadas <b>SCP-1</b> , <b>SCP-2</b> e <b>SCP-3</b> – solo inundado.	87
Figura 5.27. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>CON-1</b> – solo na umidade natural e solo inundado	91
Figura 5.28. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>CON-2</b> – solo na umidade natural e solo inundado	91
Figura 5.29. Curvas de carga versus recalque da estaca apiloada <b>CON-3</b> – solo na umidade natural e solo inundado	92
Figura 5.30. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada <b>SCP-1</b> – solo na umidade natural e solo inundado.	93



Figura 5.31. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada **SCP-2** – solo na umidade natural e solo inundado. 94

Figura 5.32. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada **SCP-3** – solo na umidade natural e solo inundado. 94



**Lista de Tabelas**

Tabela 2.1 Critérios para a seleção de solos	9
Tabela 2.2 Teores de cimento indicados para o ensaio de compactação	13
Tabela 2.3 Teores de cimento indicados para solos siltosos e argilosos	14
Tabela 2.4 Teores de cimento indicados para solos arenosos	14
Tabela 2.5. Valores de $F_1$ e $F_2$	26
Tabela 2.6. Valores de $\alpha$ e $K$	27
Tabela 2.7. Valores do coeficiente $K'$ em função do tipo de solo	29
Tabela 2.8. Valores do coeficiente $\alpha'$ em função dos tipos de estaca e de solo	29
Tabela 2.9. Valores do coeficiente $\beta'$ em função dos tipos de estaca e de solo	30
Tabela 2.10. Valores de $a$ , $b$ , $a'$ e $b'$	32
Tabela 3.1. Parâmetros médios dos ensaios de penetração	48
Tabela 3.2. Parâmetros de granulometria e limites	50
Tabela 3.3. Índices físicos	51
Tabela 3.4. Coeficientes de permeabilidade	52
Tabela 3.5. Parâmetros de resistência	52
Tabela 3.6. Parâmetros do ensaio de compactação	53
Tabela 3.7. Parâmetros de adensamento	54
Tabela 3.8. Porcentagens de colapso em função da pressão de inundação	55
Tabela 3.9. Porcentagens de distribuição granulométrica	55
Tabela 3.10. Índices físicos	57



Tabela 5.1. Ruptura dos corpos de prova de 15cm x 30 cm	73
Tabela 5.2. Descrição das estacas apiloadas de concreto e de solo-cimento plástico que foram utilizadas nas provas de carga	79
Tabela 5.3. Resumo das provas de carga – solo natural.	82
Tabela 5.4. Resumo das provas de carga – solo natural.	84
Tabela 5.5. Resumo das provas de carga – solo inundado.	87
Tabela 5.6. Resumo das provas de carga – solo inundado.	90
Tabela 5.7. Quadro das provas de carga realizadas nas estacas apiloadas de concreto – solo na umidade natural e após a inundação.	92
Tabela 5.8. Quadro das provas de carga realizadas nas estacas apiloadas de solo-cimento plástico – solo na umidade natural e após a inundação.	95
Tabela 5.9. Comparação entre as cargas de ruptura obtidas com as estacas apiloadas de concreto e de solo-cimento plástico.	96
Tabela 5.10. Comparação entre as cargas de ruptura das estacas apiloadas de concreto, estimadas pelos Métodos Empíricos com os valores obtidos nas Provas de Carga (solo na umidade natural e após a inundação	98
Tabela 5.11. Cargas admissíveis para as estacas apiloadas de concreto e de solo-cimento plástico	100
Tabela A.1. Elasticidade do <b>SCP</b> com 28 dias de cura	113
Tabela A.2. Elasticidade do <b>SCP</b> com 56 dias de cura	114
Tabela A.3. Elasticidade do <b>SCP</b> com 120 dias de cura	115
Tabela A.4. Elasticidade do <b>SCP</b> com 240 dias de cura	115
Tabela A.5. Elasticidade do <b>SCP</b> com 01 ano de cura	116
Tabela A.6. Elasticidade do <b>SCP</b> com 18 meses de cura	116
Tabela A.7. Elasticidade do <b>SCP</b> com 02 anos de cura	117
Tabela A.8. Elasticidade do <b>SCP</b> com 05 anos de cura	118



Tabela A.9. Dados da sondagem SPT S5 e do ensaio CPT D5, realizados no Campo Experimental da Unesp de Ilha Solteira	119
Tabela A.10. Resultados das provas de carga em estacas apiloadas de concreto, com o solo na umidade natural .	120
Tabela A.11. Resultados das provas de carga em estacas apiloadas de solo- cimento plástico, com o solo na umidade natural .	121
Tabela A.12. Resultados das provas de carga em estacas apiloadas de concreto, com o solo inundado.	122
Tabela A.13. Resultados das provas de carga em estacas apiloadas de solo- cimento plástico, com o solo inundado.	123



**Lista de Fotos**

Foto 4.1. Prensa hidráulica	61
Foto 4.2. Aparelho para determinação do módulo de elasticidade longitudinal	64
Foto 4.3. Viga de reação	65
Foto 4.4. Macaco Hidráulico	66
Foto 4.5. Célula de Carga e Rótula	67
Foto 4.6. Indicador de Deformação.	68
Foto 4.7. Sistema de referencia composto por dois perfis "I"	68
Foto 4.8. Relógio Comparador apoiado em placa de acrílico	69
Foto 4.9. Execução de dreno com trado manual	71



## SIMBOLOS

---

<b>a, a'</b>	parâmetros de correlação entre sondagens SPT e ensaios CPT que dependem do tipo de solo
<b>A<sub>p</sub></b>	área da seção transversal da ponta da estaca
<b>A<sub>s,i</sub></b>	área lateral do fuste da estaca na secção "i"
<b>b, b'</b>	parâmetros de correlação entre sondagens SPT e ensaios CPT que dependem do tipo de solo
<b>CP</b>	corpo de prova
<b>CPT</b>	cone penetration test
<b>CS</b>	coeficiente de segurança
<b>d<sub>cone</sub></b>	diâmetro da ponta do cone do ensaio CPT
<b>D</b>	diâmetro da estaca
<b>E</b>	módulo de elasticidade
<b>E<sub>m</sub></b>	módulo de elasticidade secante médio
<b>E<sub>40%</sub></b>	módulo de elasticidade secante a 40% a tensão de ruptura
<b>E<sub>m,40%</sub></b>	módulo de elasticidade secante médio a 40% a tensão de ruptura
<b>f<sub>r,i</sub></b>	atrito lateral unitário na seção "i" da estaca, na ruptura
<b>f<sub>s</sub></b>	atrito lateral local unitário no ensaio CPT
<b>f<sub>s,méd,i</sub></b>	valor médio do atrito lateral unitário obtido no ensaio CPT, referente à seção "i" da estaca
<b>F</b>	fator de carga lateral, que é função do tipo de estaca
<b>F<sub>1</sub></b>	fator de carga de ponta, dado em função do tipo de estaca



$F_2$	fator de carga lateral, dado em função do tipo de estaca
$K$	fator que converte a resistência à penetração ( $N$ ) da sondagem SPT em resistência de ponta do ensaio CPT.
$K'$	constante dada em função do tipo do solo na ponta da estaca
$K_i$	fator que converte a resistência à penetração ( $N$ ) da sondagem em SPT em resistência de ponta do ensaio CPT, para o seção "i" da estaca.
$K_p$	fator que converte a resistência à penetração ( $N$ ) da sondagem SPT em resistência de ponta do ensaio CPT, para a ponta da estaca.
$L$	comprimento da estaca
$N$	resistência à penetração obtida no ensaio SPT
$\bar{N}_i$	valor médio do SPT ao longo da seção "i" da estaca
$N_p$	resistência à penetração obtida no ensaio SPT, na profundidade de ponta da estaca.
$q_c$	resistência de ponta do cone obtida no ensaio CPT
$\bar{q}_{c1}$	média dos valores medidos da resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio CPT numa espessura igual a $8.D$ acima da ponta da estaca
$\bar{q}_{c2}$	média dos valores medidos da resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio CPT numa espessura igual a $3,5.D$ abaixo da ponta da estaca
$q_{p,r}$	resistência de ponta na ruptura
$Q_{adm}$	carga admissível do material da estaca ou do solo
$Q_{adm,critica}$	carga admissível crítica do material da estaca ou do solo
$Q_{p,r}$	carga de ponta na ruptura
$Q_r$	carga de ruptura
$Q_{s,r}$	Carga de atrito lateral na ruptura
<b>SPT</b>	standard penetration test



$\Delta L$	deslocamento
$\alpha$	coeficiente que correlaciona o atrito lateral do cone do CPT com a resistência de ponta do cone
$\alpha_1$	coeficiente que correlaciona o atrito do cone do CPT com a resistência de ponta do cone, ao longo do trecho “i” da estaca.
$\alpha'$	coeficiente em função do tipo da estaca e do tipo de solo
$\beta$	fator de dimensão da ponta da estaca
$\beta'$	coeficiente em função do tipo da estaca e do tipo de solo
$\varepsilon$	deformação específica
$\phi$	diâmetro da barra de aço
$\gamma_{SCP}$	peso específico aparente do SCP
$\sigma_{mR,j}$	tensão média de ruptura aos “j” dias
$\sigma_R$	tensão de ruptura
$\lambda$	fator do tipo de carregamento da estaca
$\rho$	recalque da estaca

## RESUMO

---

A aplicação do solo-cimento plástico em estacas moldadas *in loco* tem sido objeto de estudo na Unesp em Ilha Solteira (SP), desde 1994. Este material, quando produzido com o solo A4 da região de Ilha Solteira, apresenta importante característica de resistência à compressão simples, com valores bastante pequenos nas primeiras idades, se comparado ao concreto, mas, no entanto, apresenta um aumento considerável ao longo do tempo, o mesmo ocorre com o valor do seu módulo de elasticidade. Neste trabalho são apresentados e analisados resultados de ensaios de laboratório, em corpos de prova cilíndricos de solo-cimento plástico com 15cm de diâmetro e altura de 30cm. As rupturas à compressão simples, com determinação do módulo de elasticidade, foram realizadas aos 28 dias, 56 dias, 120 dias, 240 dias, 1 ano, 2 anos e 5 anos. Onde foi encontrada uma resistência à compressão média de 11,7 MPa e o módulo de elasticidade de 10,7 GPa. São também apresentados e discutidos resultados de provas de carga à compressão do tipo rápida em seis estaca apiloadas com diâmetro de 20cm e comprimento de 4,5m (três de solo-cimento plástico e três de concreto), sendo que estas estacas estão sendo reensaiadas como solo inundado, para a análise da diminuição da capacidade de carga do solo. Os resultados foram comparados com as provas de carga realizadas anteriormente nas mesmas estacas, com o solo na umidade natural.



Verificando uma redução média de 38,6% na capacidade de carga das estacas de solo-cimento plástico e de 28% para as estacas de concreto.



## ABSTRACT

---

The application of the plastic soil-cement in hamed piles in situ has been object of study in the Unesp in Ilha Solteira (SP), since 1994. This material, when produced with the soil A4 of the region of Ilha Solteira, it presents important characteristic of simple compressive strength, with sufficiently small values in the first ages, if compared with the concrete, but, however, it presents a considerable increase to the long of the time, the same occurs with the value of its modulus of elasticity. In this work they are presented and analyzed resulted of laboratory assays, in cylindrical specimens of plastic soil-cement with 15cm of diameter and height of 30cm. The ruptures to the compression, with determination of the modulus of elasticity, had been carried through to the 28 days, 56 days, 120 days, 240 days, 1 year, 2 years and 5 years. Where an average compressive strength of 11,7 MPa was found and the modulus of elasticity of 10,7 GPa. Also is presented and argued resulted of load tests to the compression of the fast type in six hamed piles with diameter of 20cm and length of 4,5m (three of plastic soil-cement and three of concrete), being that these piles are being reload as alone flooded, for the analysis of the reduction of the load capacity of the soil. The results had been compared with the carried through load tests previously in the same piles, with the soil in the natural



humidity. Verifying an average reduction of 38,6% in the load capacity of the piles of plastic soil-cement and 28% for the concrete piles.



## 1. INTRODUÇÃO

---

Estudos realizados na Unesp em Ilha Solteira (SP) indicaram a possibilidade técnica de uso do *solo-cimento plástico* como material componente de elementos estruturais em fundações por estacas moldadas *in loco*. Trata-se de um material de baixo custo, composto basicamente por solo, cimento e água, em proporções previamente estabelecidas, de modo que após a homogeneização em betoneira adquira consistência semelhante a uma argamassa de emboço. Sua aplicação em estacas moldadas *in loco* é ainda uma novidade para os profissionais da construção civil e muito ainda há que se estudar e pesquisar para que seu emprego seja feito de forma confiável, segura e responsável. Pesquisadores em outros Centros de Pesquisa também vêm estudando este material e sua possibilidade de aplicação em fundações, entre eles Andrade Filho (1989); Berberian (1997); Carvalho, Cortopassi & Cortopassi Jr. (1990); Farias, Carvalho & Rancel (1994) e Silva (1994).

Neste trabalho, deu-se continuidade às pesquisas em desenvolvimento no Laboratório de Engenharia Civil da Unesp em Ilha Solteira, visando a aplicação do solo-cimento plástico em elementos estruturais de fundação. Foram realizados ensaios de compressão simples com obtenção da resistência e do módulo de elasticidade em corpos de prova cilíndricos de solo-cimento plástico. Foram também reensaiadas por meio de provas de carga do tipo rápida (QML), seis estacas do tipo



apiloadas, todas com diâmetro de 20 cm e comprimento de 4,5 m, das quais três foram confeccionadas com solo-cimento plástico e três com concreto simples. Utilizou concreto no traço 1:3:3 e solo-cimento no traço 1:9, dosagem esta equivalente ao emprego de aproximadamente 14% de cimento em relação à massa do solo, com consumo de aproximadamente 200 kg/m<sup>3</sup>.

O módulo de elasticidade longitudinal foi determinado a partir das leituras efetuadas na ruptura de corpos de prova de 15cm x 30 cm, com auxílio de um dispositivo mecânico apropriado para esta finalidade, no qual foram acoplados relógios comparadores para a medição das deformações longitudinais durante a aplicação dos carregamentos. No ensaio de compressão simples, antes de se atingir a carga de ruptura, foram realizados dois ciclos de carregamento e descarregamento. Em cada um desses ciclos, aplicou-se carregamento máximo equivalente a 40% da carga prevista de ruptura. A realização desses ensaios possibilitou a determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão simples em função do tempo de cura.

As provas de carga foram realizadas nas estacas quando do solo saturado e levadas até a carga máxima do ensaio, para possibilitar a comparação aos resultados obtidos por Nacano (2001) em provas de carga com as mesmas estacas quando do solo em sua condição de umidade natural. Com isso foi possível verificar, quantificar e analisar a influência da colapsibilidade do solo na capacidade de carga destas estacas.

Com o objetivo de acumular experiência e contribuir com o meio técnico, procurou-se neste trabalho, através da realização das provas de carga, trazer à luz informações importantes a respeito do comportamento destes materiais quando



aplicados em estacas curtas, e também a respeito da interação solo-estrutura de fundação, propiciando melhores condições aos profissionais da engenharia para a tomada de decisões quando houver necessidade de se utilizar estacas curtas e quanto à viabilidade da utilização do solo-cimento plástico em projetos de fundação, pois se trata de mais uma opção a ser analisada.



## 2. REVISÃO DE LITERATURA

---

Neste capítulo será feita uma revisão bibliográfica a respeito do solo-cimento, desde a sua definição e um breve histórico, passando pelos ensaios básicos que identificam e classificam os solos a serem misturados com cimento, determinando com isso os critérios para a escolha dos solos.

Uma vez escolhido o solo faz-se necessário a determinação da dosagem do solo-cimento, acompanhada de estudos da deformabilidade e elasticidade, durabilidade, resistência à compressão simples e cura, das misturas de solo-cimento.

Como o solo-cimento estudado neste trabalho se destina à aplicação em fundações em estacas apiloadas, complementarmente se fez uma revisão bibliográfica sobre fundações, iniciando-se pelas dificuldades no desenvolvimento de projetos de fundação em estacas, com breves conceitos a respeito da capacidade de carga e recalques de estacas, com apresentação dos métodos empíricos mais utilizados por projetistas brasileiros na determinação da capacidade de carga, para que se possa determinar as cargas admissíveis que são utilizadas em projetos.

O estudo foi realizado no Campo Experimental de Fundações do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira (SP), que possui um solo superficial poroso, do tipo colapsível. Por este motivo uma

breve revisão a respeito de solos colapsíveis, também, foi feita, contendo uma breve definição, os mecanismos de colapsibilidade, a colapsibilidade dos solos, e um relato do efeito do colapso do solo sobre fundações em estacas.

## **2.1. Solo-cimento**

### **2.1.1. Definição e Histórico**

Segundo a ABCP (1986) o solo-cimento é o produto resultante da mistura íntima de solo, cimento Portland e água, que compactados na umidade ótima e sob a máxima densidade, em proporções previamente estabelecidas, adquire resistência e durabilidade através das reações de hidratação do cimento.

Por sua vez, Silveira (1966) afirma que os principais fatores que afetam as propriedades do solo-cimento são: tipo de solo, teor de cimento, teor de umidade, compactação e homogeneidade da mistura, além de outros fatores como idade e tempo de cura da mistura.

De acordo com Andrade Filho (1989), a conceituação do solo-cimento teve origem em Sallsburg no ano de 1917. O autor afirma, entretanto, haver poucos usos relatados até 1932, quando se tem notícia dos primeiros trabalhos cientificamente controlados, através da sua utilização na pavimentação de 17.000 m<sup>2</sup> em Johnsonville, Carolina do Sul, EUA.

Já Freire (1976), cita que a utilização do cimento como agente estabilizador de solos teve início nos EUA em 1916, quando foi empregado para solucionar problemas causados pelo tráfego de veículos de rodas não pneumáticas. Inicia-se então uma variada utilização para o solo-cimento, a saber: na construção e



pavimentação de estradas de rodagem e de vias urbanas, construção de aeroportos e acostamentos, revestimento de barragens de terra e canais de irrigação, fabricação de tijolos, pavimentação de pátios industriais e de áreas destinadas ao estacionamento de veículos, construção de silos aéreos e subterrâneos, construção de casas e pavimentação de estábulos, além de muitas outras aplicações. A partir de 1936, a ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland, regulamentou, fomentou e pesquisou a sua aplicação, sendo que em 1941, realizou-se à pavimentação do aeroporto de Petrolina, PE. Em 1970 a rede pavimentada de solo-cimento no Brasil alcançava a casa dos 7500 quilômetros.

Portanto, trata-se de um material com características técnicas que atendem plenamente aos requisitos de desempenho para a aplicação em diversos tipos de serviços.

De acordo com Segantini (2000) a classificação do solo-cimento é feita em duas categorias: **SCC** - solo-cimento compactado; e **SCP** - solo-cimento plástico. No caso do **SCC** a água deve ser adicionada em quantidade suficiente, de modo a possibilitar a máxima compactação e a ocorrência das reações de hidratação do cimento. Para o caso do **SCP** a água deve ser adicionada até que se obtenha um produto de consistência plástica, de aspecto similar ao de uma argamassa de emboço.

### 2.1.2. Identificação e Classificação dos Solos

Os ensaios básicos para a identificação e a classificação dos solos são os seguintes:

- Determinação da massa específica dos grãos de solo (NBR-6508) ou (DNER DPT 93-64);



- Determinação do limite de liquidez dos solos (NBR-6459);
- Determinação do limite de plasticidade dos solos (NBR-7180); e
- Análise granulométrica dos solos (NBR-7181).

Vargas (1981) enfatiza que a classificação dos solos tem grande importância para a engenharia, sendo que os problemas da Mecânica dos Solos devem partir da identificação do material com que se vai trabalhar. Uma vez feita a sua identificação, o solo deve ser classificado de acordo com categorias preestabelecidas. Após isso, com a definição do problema, inicia-se o dimensionamento. O autor afirma que a classificação dos solos, para fins de engenharia civil, deve ser feita considerando-se tanto a granulometria como a plasticidade. São apresentadas as duas classificações mais utilizadas na Engenharia Civil: a classificação *HRB da AASHO*; e a classificação *de Casagrande* que, atualmente, evoluiu para *Classificação Unificada do Bureau of Reclamation* americano.

Por sua vez, Freire (1976) afirma que a classificação unificada tem a vantagem de ser sistemática, classificando o solo a partir de propriedades mais gerais, incluindo grupos e subgrupos mais particulares, enquanto que a AASHO classifica os solos em sete grupos, tendo em vista o seu comportamento em estradas de rodagem.

Nogami e Villibor (1995) desenvolveram a classificação geotécnica MCT – corpos de prova miniatura, compactados segundo procedimento destinado especificamente para o estudo de solos tropicais, lateríticos e saprolíticos. Esse método leva em consideração as peculiaridades dos solos arenosos finos existentes em ambientes tropicais, indicando a possibilidade de sua aplicação em pavimentação de baixo custo. Essa classificação baseia-se na determinação de algumas propriedades mecânicas e hidráulicas, utilizando-se corpos de prova com



diâmetro de 5 cm. Os autores salientam que o método MCT pode também ser utilizado para finalidades distintas daquelas relacionadas com pavimentação.

### 2.1.3. Critérios para a Escolha do Solo

Quando o solo é misturado com o cimento e submetido a processos de compactação as suas propriedades mecânicas, de maneira geral, apresentam melhorias. Existem, porém, limitações quanto ao uso de determinados solos, geralmente vinculadas a trabalhabilidade e ao consumo de cimento. Os limites de consistência, **LL** – limite de liquidez e **LP** – limite de plasticidade, são as variáveis que melhor expressam as condições de trabalhabilidade. Segundo o CEPED (1984) existe consenso de que, para ser viável tecnicamente, o solo deve apresentar **LL** entre 45% e 50%.

Quanto a granulometria, segundo Segantini (2000), os solos arenosos são considerados os mais adequados, pois há existência de grãos de areia grossa e pedregulhos é extremamente benéfica, e se tratam de materiais inertes que têm apenas a função de enchimento. Isso favorece a liberação de quantidades maiores de cimento para aglomerar os grãos menores. Os solos devem ter, no entanto, um teor mínimo da fração fina, pois a resistência inicial do solo-cimento deve-se à coesão da fração fina compactada. A experiência tem demonstrado que quando os solos possuem um teor de silte mais argila inferior a 20%, não se consegue uma resistência inicial que propicie a sua compactação. Os critérios para a seleção dos melhores solos não têm variado muito. Na Tabela 2.1 são apresentadas as faixas granulométricas consideradas ideais.

Tabela 2.1. Critérios para a seleção de solos (In: Segantini, 1994).

Autores	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Silte + argila (%)	LL (%)
CINVA (1963)	45-80	-	-	20-25	-
ICPA (1973)	60-80	10-20	5-10	-	-
Merril (1949)	>50	-	-	-	-
MAC (1975)	40-70	<30	20-30	-	-
CEPED (1984)	45-90	-	<20	10-55	45-50
PCA (1969)	65	-	-	10-35	-

De acordo com a ABCP (1986), para fins de pavimentação, em geral, podem ser empregados solos com as seguintes características:

- diâmetro máximo: 75 mm;
- passando na peneira n.º 4 (4,8 mm): mais de 50%;
- passando na peneira n.º 40 (0,42 mm): de 15% a 100%;
- passando na peneira n.º 200 (0,075 mm): até 50%;
- $LP \leq 18\%$ ; e
- $LL \leq 40\%$ .

De acordo com a PCA - Portland Cement Association (1971), os solos arenosos apresentam características satisfatórias para a produção de misturas plásticas de solo-cimento. Solos que contenham mais de 30% passando na peneira de número 200, no entanto, geralmente são evitados, pois apresentam maiores dificuldades para se atingir a consistência plástica.

Segundo Silveira (1966), os solos arenosos e pedregulhosos, com cerca de 10% a 35% da fração silte e argila, são considerados os mais favoráveis para a estabilização com cimento. Os solos arenosos deficientes em finos são também considerados materiais de boa qualidade, havendo apenas maior dificuldade para a compactação e o acabamento. O autor acrescenta que outro fator relacionado ao

tipo de solo é o teor de matéria orgânica, que tende a reduzir a resistência do solo-cimento. Tem-se limitado esse teor a 2% no máximo. Outro aspecto considerado pelo autor é a possibilidade de ocorrência de certos tipos de sais, principalmente sulfatos, os quais se cristalizam nos poros, produzindo a desagregação do material.

#### **2.1.4. Dosagem do Solo-cimento**

Em sua maioria, os critérios para a dosagem do solo-cimento, foram elaborados tendo em vista a sua aplicação como elemento de base para pavimentos rodoviários e aeroportuários. De acordo com o CEPED (1984), a quantidade de cimento a ser utilizada na dosagem deve ser feita em função das características do solo, da umidade e da densidade a ser obtida no processo de compactação.

De acordo com Pinto (1980), a quantidade de cimento a ser incorporada ao solo depende das características que se pretende do material resultante. Diz o autor que dois grãos de solo fortemente unidos pelo cimento, uma vez separados, não voltam mais a apresentar a mesma coesão. Portanto, para se obter uma determinação mais precisa do teor de cimento, foram realizados estudos com o intuito de garantir a permanência da coesão quando o solo-cimento é solicitado, tanto pela ação do tráfego, como pelos esforços provenientes das variações de temperatura e de umidade. Com esse objetivo, os técnicos da PCA elaboraram ensaios de durabilidade em que os corpos de prova são submetidos a ciclos de molhagem/secagem e congelamento/degelo.

De acordo com Segantini (2000), o objetivo desses ensaios, no entanto, é a verificação da durabilidade e não da resistência ao desgaste como tem sido algumas vezes interpretado.

Pinto (1980) afirma que os ingleses consideram adequado o uso de teores de cimento capazes de conferir, aos sete dias de cura, resistência à compressão igual ou superior a 1,75 MPa. São também empregados ensaios de durabilidade do tipo molhagem / secagem e congelamento / degelo, cujos resultados são expressos em função do decréscimo de resistência. O autor afirma que os métodos de ensaio padronizados pelas normas inglesas, no entanto, diferem bastante dos métodos adotados pela PCA, nos quais se considera, inclusive, aspectos relacionados às dimensões dos corpos de prova, processo de compactação e sistemas de cura.

Segundo Segantini (2000), no Brasil os métodos de dosagem baseiam-se nos métodos da PCA. Embora em outros países tenham sido desenvolvidos procedimentos diferentes, falta-lhes o que justamente é a maior recomendação, ou seja, a comprovação de seus resultados por um grande número de obras executadas e em uso, com enorme variedade de solos, das mais diversas origens e regiões. De acordo com a ABCP (1986), a dosagem do solo-cimento é feita através de ensaios de laboratório, seguida da interpretação dos resultados por meio de critérios preestabelecidos. O resultado final consiste na fixação de três variáveis: quantidade de cimento, quantidade de água e massa específica aparente seca máxima. As duas últimas, entretanto, sofrem pequenas oscilações, dadas as variações de campo que ocorrem nas características do solo. Assim, essas variáveis passaram a serem tomadas apenas como elemento de controle e, com isso, o objetivo da dosagem passou a ser somente a fixação da quantidade adequada de cimento. O Estudo Técnico ET-35 da ABCP (1986) traz a completa descrição das normas de dosagem de solo-cimento propostas pela PCA. Seus resultados, desde 1932, têm comprovação em inúmeros serviços executados com solos de diversas origens, em diferentes regiões do mundo, inclusive no Brasil, após 1939.



Segundo Segantini (2000), a PCA dispõe de uma norma geral e de uma norma simplificada para a dosagem do solo-cimento. Segundo a ABCP (1986), a norma geral de dosagem pode ser resumida nas seguintes operações:

- identificação e classificação do solo;
- escolha do teor de cimento para o ensaio de compactação;
- execução do ensaio de compactação;
- escolha dos teores de cimento para o ensaio de durabilidade;
- moldagem de corpos-de-prova para o ensaio de durabilidade;
- execução do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem; e
- escolha do teor de cimento adequado em função dos resultados do ensaio.

Pela norma geral a dosagem do solo-cimento apresenta uma desvantagem prática, devido ao tempo gasto para a realização dos ensaios, principalmente para os de durabilidade, que requerem cerca de quarenta dias. Por este motivo foi necessário correlacionar os resultados dos ensaios com outros de execução mais rápida. Com base na correlação estatística de resultados de ensaios de durabilidade e resistência à compressão simples em corpos de prova de solo-cimento, aplicados a mais de 2400 tipos de solos arenosos, a PCA apresentou a norma simplificada de dosagem, a qual pode ser resumida nas seguintes operações:

- ensaios preliminares do solo;
- ensaio de compactação do solo-cimento;
- determinação da resistência à compressão simples aos sete dias; e
- comparação entre a resistência média obtida aos sete dias e a resistência admissível para o solo-cimento produzido com o solo em estudo.

De acordo com a ABCP (1986), o fundamento desse método, comprovado pelos ensaios realizados, é a constatação de que um solo arenoso que dispõe de

uma determinada granulometria e massa específica aparente seca máxima, irá requerer, de acordo com o critério da perda de massa no ensaio de durabilidade, o mesmo teor de cimento indicado por este ensaio, desde que alcance resistência à compressão, aos sete dias, superior a um determinado valor mínimo estabelecido estatisticamente na série de ensaios de comparação realizada. O procedimento, daí resultante, foi materializado em ábacos de fácil e direta utilização. O uso desse método restringe-se a solos que contenham no máximo 50% de partículas, com diâmetro equivalente inferior a 0,05 mm (silte + argila) e no máximo 20% de partículas com diâmetro equivalentes inferior a 0,005 mm (argila).

Na Tabela 2.2 são apresentados os teores de cimento recomendados pela ABCP (1986) e utilizados pelo Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP (LCECC), em Ilha Solteira (SP), na dosagem das misturas de solo-cimento. Já a Tabela 2.3 apresenta os teores de cimento requeridos por solos siltosos e, na Tabela 2.4, os teores de cimento requeridos por solos arenosos para o ensaio de durabilidade.

Tabela 2.2. Teores de cimento indicados para o ensaio de compactação  
(In: ABCP, 1986).

Classificação H.R.B.	Teor de cimento (%)
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	8
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

Obs.: teor de cimento em relação a massa de solo.

Tabela 2.3. Teores de cimento indicados para solos siltosos e argilosos  
(In: ABCP, 1986).

Índice de grupo	Silte (%)	Peso específico aparente seco máximo (kN/m <sup>3</sup> )						
		14,40 a 15,19	15,20 a 15,99	16,00 a 16,79	16,80 a 17,59	17,60 a 18,39	18,40 a 19,19	19,20 ou mais
0-3	0-19	12	11	10	8	8	7	7
	20-39	12	11	10	9	8	8	7
	40-59	13	12	11	9	9	8	8
	> 60	-	-	-	-	-	-	-
4-7	0-19	13	12	11	9	8	7	7
	20-39	13	12	11	10	9	8	8
	40-59	14	13	12	10	10	9	8
	> 60	15	14	12	11	10	9	9
8-11	0-19	14	13	11	10	9	8	8
	20-39	15	14	11	10	9	9	9
	40-59	16	14	12	11	10	10	9
	> 60	17	15	13	11	10	10	10
12-15	0-19	15	14	13	12	11	9	9
	20-39	16	15	13	12	11	10	10
	40-59	17	16	14	12	12	11	10
	> 60	18	16	14	13	12	11	11
16-20	0-19	17	16	14	13	12	11	10
	20-39	18	17	15	14	13	11	11
	40-59	19	18	15	14	14	12	12
	> 60	20	19	16	15	14	13	12

Tabela 2.4. Teores de cimento indicados para solos arenosos (In: ABCP, 1986).

Pedregulho grosso (%)	Silte + Argila (%)	Peso específico aparente seco máximo (kN/m <sup>3</sup> )					
		16,80 a 17,59	17,60 a 18,39	18,40 a 19,19	19,20 a 19,99	20,00 a 20,79	20,80 ou mais
0-14	0-19	10	9	8	7	6	5
	20-39	9	8	7	7	5	5
	40-50	11	10	9	8	6	5
0-29	0-19	10	9	8	6	5	5
	20-39	9	8	7	6	6	5
	40-50	12	10	9	8	7	6
30-45	0-19	10	8	7	6	5	5
	20-39	11	9	8	7	6	5
	40-50	12	11	10	9	8	6

Pitta (1983) afirma que as condições peculiares de solicitação a que revestimentos de estruturas de barragens e diques são submetidas quase sempre tornam imprópria a utilização pura e simples dos critérios de fixação do teor de

cimento aplicáveis a pavimentos. Os efeitos combinados dos ciclos alternados de molhagem e secagem, da ação contínua das ondas e do eventual choque de partículas sólidas, que são muito distintos dos fatores solicitantes em rodovias, podem causar sérios danos, afetando a durabilidade do revestimento se esse não possuir o grau de estabilização conveniente.

A PCA (1971) estabelece para a dosagem do **SCP**, a utilização de teores de cimento, em peso, 4% acima daqueles sugeridos para o **SCC**, na sua densidade máxima. Em pavimentos rodoviários, visando a obtenção de uma superfície mais resistente à erosão, a PCA (1971) sugere, para solos que contenham menos de 30% passando na peneira número 200, aumento de 2% no teor de cimento.

### **2.1.5. Deformações e Elasticidade**

Cargas externas ou o peso próprio dos materiais provocam um fenômeno conhecido como deformação, em um determinado elemento. Essas deformações variam em magnitude, dependendo das cargas atuantes e das propriedades do material desse elemento. Para a verificação experimental de estruturas é necessário que se tenha conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais e, em particular, da relação entre tensões e deformações. Usualmente, medem-se deslocamentos lineares, deslocamentos angulares, deformações, força e temperatura.

A elasticidade é o fenômeno do aparecimento de deformações imediatas e reversíveis. As deformações imediatas são aquelas que aparecem simultaneamente com as tensões correspondentes e permanecem constantes ao longo do tempo. As deformações reversíveis são aquelas que se anulam ao se anularem as tensões



correspondentes, ou seja, aquelas que desaparecem integralmente no descarregamento (Fernandes, 1992).

Um material é considerado perfeitamente elástico quando as deformações surgem após a aplicação das tensões e desaparecem imediatamente após a sua retirada. Essa definição não implica em linearidade entre tensões e deformações. O valor das deformações e a curvatura da relação tensão-deformação dependem da velocidade de aplicação da tensão. Quando a carga é aplicada rapidamente, observam-se deformações muito menores e a curvatura da relação tensão-deformação é bem pequena. O aumento da deformação enquanto a carga estiver atuando deve-se à fluência do material. A dependência entre a deformação instantânea e a velocidade de carregamento torna difícil o estabelecimento do limite entre deformações elásticas e deformações por fluência (Neville, 1997).

O procedimento a ser utilizado na determinação do módulo de elasticidade estático do concreto é estabelecido pela NBR-8522 (Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação).

Existem três possibilidades para a definição do módulo de elasticidade: módulo tangente que é obtido por meio da derivada à curva tensão-deformação; módulo secante obtido por uma reta, passando pela origem, secante à curva tensão-deformação; e módulo tangente na origem obtido por meio de uma reta, passando pela origem, tangente à curva tensão-deformação. Das três relações, as duas últimas são as mais usuais (Santos, 1983).

#### 2.1.6. Durabilidade

De acordo com Freire (1976), o solo-cimento é usado, normalmente, como base de estradas de rodagem, sendo dimensionado como pavimento flexível,



garantindo, assim, uma vida útil de 15 a 20 anos. A primeira estrada de solo-cimento, construída em 1935, no Estado de Carolina do Sul, EUA, até então, se achava aberta ao tráfego, fato que atesta a durabilidade do material. O autor acrescenta que o solo-cimento é mais elástico do que o concreto convencional, porém não tão resistente. Segundo Segantini (2000), isso não impede que, dosado convenientemente, o solo-cimento produza uma base com resistência suficiente para atender às solicitações de um tráfego normal. A durabilidade do solo-cimento é, antes de tudo, função da ligação estabelecida entre as partículas do solo pela hidratação do cimento, tendo Armam e Saifan (1967) verificado que esse fenômeno depende ainda da forma e tamanho das partículas. Partículas de silte arredondadas e uniformes, originárias de depósitos fluviais, produzem um solo-cimento de pequena durabilidade e baixa resistência. Freire (1976) acrescenta que, de acordo com Johnson (1962), canais revestidos com **SCC** apresentavam-se em boas condições de uso após quatro anos de sua execução e, do mesmo modo, canais revestidos com **SCP** mostravam-se quase em perfeitas condições, após oito anos de uso intensivo.

### 2.1.7. Resistência à Compressão Simples

Segantini (1994), utilizando um solo A4, realizou ensaios de compressão simples em corpos de prova de **SCC** e de **SCP**. Seguiu-se, para o caso do **SCC**, as prescrições da NBR-12024 (Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos). No caso do **SCP**, foram confeccionados corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm, os quais foram moldados no campo, no momento da sua aplicação, seguindo-se as recomendações da NBR-5738 (Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto). Os



ensaios de compressão simples mostraram que o material apresenta resistência suficiente para ser aplicado em elementos de fundação, principalmente em estacas moldadas *in loco* em que, a favor da segurança, conta-se ainda com o efeito do confinamento provocado pelo solo. Para o **SCC**, em média, obteve-se resistência de 4,88 MPa aos 28 dias, enquanto que para o **SCP** o valor médio obtido na mesma idade foi de 3,95 MPa. O autor comenta que houve um ganho de resistência em função do tempo de cura. Foram rompidos corpos de prova aos 7, 14 e 28 dias.

Por sua vez Silva (1994) realizou ensaios de compressão simples em corpos de prova de **SCP** e ensaios de abatimento no cone de *Abrams*. Os corpos de prova foram confeccionados em moldes cilíndricos de diâmetro igual a 15 cm e altura de 30 cm. Os resultados obtidos mostraram valores de resistência maiores para as misturas com abatimentos menores no cone de *Abrams*, o que mostra que o **SCP**, assim como o concreto, tem a sua resistência diminuída com o aumento do fator água/cimento. Foram utilizados dois solos, denominados cascalho 1 e cascalho 2. O cascalho 1 apresentou granulometria composta por 65,5% de pedregulho; 4,7% de areia, 3,8% de silte e 26% de argila. O cascalho 2 apresentou granulometria composta por 88% de pedregulho, 5% de areia, 1,5% de silte e 5,5% de argila. O autor mostra a evolução da resistência à compressão simples em função do tempo, observando que houve um ganho de resistência até a idade de 56 dias, acrescentando que para o concreto, do sétimo ao vigésimo oitavo dia, o ganho de resistência foi da ordem de 30%. De acordo com o autor, alguns corpos de prova apresentaram diminuição da resistência à compressão simples. Cortopassi (1989) já havia mostrado que a diminuição da resistência à compressão simples, ao longo do tempo, deve-se a alterações sofridas pelas concreções lateríticas presentes no solo, as quais, com o passar do tempo, saturam-se e perdem resistência.



Carvalho et al. (1990) estudaram o comportamento do **SCP** para uso em fundações na cidade de Brasília (DF). Foram analisados três tipos de solo: uma argila amarela proveniente da camada porosa superficial que cobre o subsolo da cidade; um solo arenoso oriundo de uma camada de arenito cuja ocorrência, em algumas áreas, se manifesta sob a camada de argila amarela; e um solo laterítico com concreções, de ocorrências localizadas. De acordo com o autor, foram utilizados quatro teores de cimento (8, 10, 12 e 14%) e quatro períodos de cura em câmara úmida (7, 14, 28 e 56 dias). Foram confeccionados corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm, moldados em três camadas, aplicando-se 20 golpes em cada. Os corpos de prova foram moldados com umidade equivalente ao **LL** de cada material. O solo arenoso e a argila amarela apresentaram comportamento clássico, com aumento da resistência à compressão simples e do módulo de elasticidade em função do tempo de cura. Esse comportamento, no entanto, não foi verificado para o solo laterítico com concreções. Observou-se, para os corpos de prova confeccionados com teores de cimento superiores a 8%, como nos casos mostrados por Cortopassi (1989) e Silva (1994), tendência de queda da resistência e do módulo de elasticidade a partir do décimo quarto dia de cura, comportamento este também atribuído à presença das concreções sob o efeito da umidade ao longo do tempo.

#### **2.1.8. Cura**

Seundo Levy e Helene (1996), a cura é um conjunto de operações ou procedimentos adotados para se evitar a evaporação da água de amassamento e hidratação do cimento presente nas regiões superficiais do material. A cura, em condições adequadas, tem como objetivos: a) impedir a perda da água de



hidratação do cimento; b) controlar a temperatura do material, até que se alcance o nível de resistência desejado; e c) suprir água extra para as reações de hidratação. O autor salienta que, para definir o tempo de cura, motivo de constante preocupação entre engenheiros e construtores, é necessário considerar dois aspectos principais: a relação água / cimento; e o tipo de cimento. Há, no entanto, outros fatores a serem considerados, como: condições locais, temperatura ambiente, existência de ventilação, umidade relativa do ar, geometria das peças, agressividade do meio, etc.

De acordo com Segantini (2000), a cura, na execução de paredes monolíticas de **SCC**, é um cuidado fundamental para se garantir a qualidade prevista na dosagem. A prática de executar, no mínimo, de duas a quatro molhagens diárias durante 15 dias, tem sido uma providência eficiente nos canteiros de obra. Em investigações realizadas, considerando-se cura em câmara úmida, cura à sombra com umedecimento, cura ao ar livre e cura à sombra sem umedecimento, ficou comprovada uma redução da resistência à compressão simples da ordem de 40% quando não se utiliza qualquer processo que evite a secagem rápida do material (CEPED, 1984).

Buscando solucionar este problema, Prado Jr. (1981) apresenta a metodologia de controle de bases de solo-cimento desenvolvida pelo LCECC, a qual baseia-se no emprego da cura térmica como forma de se obter a resistência antecipadamente. A pesquisa realizada estabeleceu, além da metodologia, uma maneira de se avaliar estatisticamente a confiabilidade do método pelo teste de *Student*. O autor, com base nos resultados obtidos, concluiu ser possível prescindir de resultados de resistência relativos aos 7 e aos 28 dias de cura. A metodologia empregada visou facilitar a sua reprodução em campo.



## 2.2. Fundações

### 2.2.1. Dificuldades no Desenvolvimento de Projetos de Fundação em Estacas

As dificuldades, no desenvolvimento de projetos de fundações profundas em estacas, referem-se à capacidade de carga, ou à carga de ruptura ( $Q_r$ ), e aos recalques ( $\rho$ ). A primeira tentativa para determinar a capacidade de carga de uma estaca, segundo Poulos & Davis (1980), se deu através da publicação *Piles and Pile Driving*, editado por *Wellington of the Engineering News* em 1893.

Nos últimos cinquenta anos, foi realizado um grande número de ensaios de campo e de laboratório, com respeito ao desempenho de fundações em estacas, pois com a crescente magnitude das cargas das fundações, os engenheiros e pesquisadores foram obrigados a prever com a maior precisão possível o seu comportamento.

A capacidade de carga de estacas é sensivelmente influenciada pelo processo de instalação, em que a natureza e extensão dos distúrbios por este causado dependem do tipo da estaca, das propriedades do solo e do estado inicial de tensões no solo.

A instalação da estaca pode ser feita de duas formas: com ou sem deslocamento do solo, lateralmente ao fuste e sob a base. A primeira constitui o grupo das estacas cravadas por percussão, prensagem (macaqueamento) ou vibração, sendo estes processos mais adequados para a instalação de estacas pré-moldadas de concreto, metálicas, apiloadas de concreto e as do tipo "Franki", enquanto que a segunda engloba o grupo das estacas escavadas, que são moldadas em um furo feito pela remoção de igual volume de solo do terreno, com ou sem revestimento. Este furo é normalmente executado por um trado manual ou

mecânico, adequando-se a instalação de estacas do tipo broca e “Strauss”, as estacas barretes, os estacões, as hélices contínuas, as injetadas e outras (Aoki, 1979).

A cravação de estacas em solos não coesivos gera um aumento do seu peso específico em torno da estaca, com diminuição dos vazios, provocando o abatimento do terreno e as pressões neutras são rapidamente dissipadas (Vésic, 1975).

Já, as estacas escavadas dependendo do método empregado na contenção da cava, das ferramentas utilizadas e da natureza da resistência do solo, os efeitos podem ser muito variáveis. De modo que o comportamento de uma estaca escavada difere em muito do de uma estaca cravada, de mesma geometria e instalada na mesma camada. Tal fato se deve à pré-escavação, que tende a aliviar o estado de tensões existente no solo, podendo perturbá-lo, com diminuição da sua resistência, além da inexistência de tensões residuais, próprias de estacas cravadas, entre outros fatores.

### **2.2.2. Capacidade de Carga e Recalque de Estacas**

Na seqüência serão tecidas considerações sobre a capacidade de carga, apresentando os conceitos básicos, os diversos fatores que intervêm na sua análise e os métodos empíricos utilizados por projetistas brasileiros para a sua determinação. Seguida de uma breve discussão sobre o recalque de estacas.

### **2.2.3. Capacidade de Carga**

É denominada capacidade de carga de uma estaca a carga que provoca a ruptura do solo que lhe dá suporte ou do próprio elemento de fundação (Vésic, 1975). Assim, essa capacidade de carga é determinada pelo menor valor entre:

- (a) resistência estrutural do material (ou materiais) que compõe o elemento de Fundação; e
- (b) resistência do solo que dá suporte.

Segundo Vésic (1975), a ruptura estrutural da estaca pode ocorrer quando a tensão axial que atua no seu fuste atinge um valor maior que a tensão de ruptura do material (tensão de escoamento do aço, no caso de estacas metálicas; resistência à compressão ou à tração do concreto, no caso de estacas de concreto). Esta situação pode ocorrer quando a ponta da estaca estiver apoiada em uma camada de areia extremamente densa ou uma argila muito rijá, ou então, se apoiar sobre rocha, ou ainda, numa etapa de cravação em solo de baixa resistência.

A determinação da capacidade de carga de uma estaca sempre foi considerada um dos desafios mais importantes para a engenharia civil e, por mais paradoxal que possa parecer, seu cálculo jamais contou com uma fórmula precisa e ao mesmo tempo prática. Cada consultor de fundação tem sua própria conduta e uma maneira particular de interpretar os dados fornecidos pelas sondagens (Décourt & Quaresma, 1978).

Uma carga vertical aplicada no topo de uma estaca é transmitida ao solo, em parte ao longo do fuste, em parte através da sua ponta. Neste trabalho a capacidade de carga ou carga de ruptura ( $Q_r$ ) foi definida pela expressão:

$$Q_r = Q_{s,r} + Q_{p,r} \quad (1)$$

em que:

$Q_{s,r}$  : carga de atrito lateral na ruptura; e

$Q_{p,r}$  : carga de ponta na ruptura.

As parcelas de carga de atrito lateral ( $Q_{s,r}$ ) e de carga de ponta ( $Q_{p,r}$ ), na ruptura, são definidas, respectivamente, pelas expressões:

$$Q_{s,r} = \sum_{i=1}^n f_{r,i} \cdot A_{s,i} \quad (2)$$

$$Q_{p,r} = q_{p,r} \cdot A_p \quad (3)$$

em que:

$f_{r,i}$  : atrito lateral unitário na seção "i" da estaca, na ruptura;

$q_{p,r}$  : resistência de ponta na ruptura;

$A_{s,i}$  : área lateral do fuste da estaca na seção "i"; e

$A_p$  : área da seção transversal da ponta da estaca.

Estas parcelas de carga atuam, respectivamente, na área lateral do fuste e da ponta, podendo mobilizar as tensões limites de cisalhamento ao longo do fuste (atrito lateral unitário na seção "i" da estaca, na ruptura –  $f_{r,i}$ ) e, no nível da ponta a tensão normal de ruptura (ou resistência de ponta na ruptura –  $q_{p,r}$ ). Em conseqüência, pode-se escrever:

$$Q_r = \sum_{i=1}^n f_{r,i} \cdot A_{s,i} + q_{p,r} \cdot A_p \quad (4)$$

O atrito lateral unitário na seção "i" da estaca ( $f_{r,i}$ ) e a resistência de ponta ( $q_{p,r}$ ), ambas na ruptura, são determinados por projetistas de fundações brasileiros com base nos resultados do ensaio de penetração contínua (CPT) ou da sondagem à percussão (SPT). Os métodos mais utilizados na prática são os empíricos, a saber: (a) Aoki & Velloso (1975); (b) Décourt & Quaresma (1978); e (c) Velloso (1981), descritos a seguir.

#### 2.2.4. Método Aoki & Velloso

Aoki & Velloso (1975) desenvolveram um método para a determinação da carga de ruptura de estacas, baseado em dados fornecidos pelo ensaio de penetração contínua (CPT) ou, quando não se dispõe deste ensaio, pode-se usar valores de SPT, obtidos em sondagens à percussão, de simples reconhecimento. O método considera o tipo de estaca (Franki, aço, concreto ou escavada).

A resistência de ponta na ruptura ( $q_{p,r}$ ) e o atrito lateral unitário na seção "i" da estaca ( $f_{r,i}$ ), na ruptura, são determinados respectivamente, em função da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral local unitário ( $f_s$ ), obtidos no ensaio de penetração do cone (CPT).

Para se levar em consideração as diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo) foram definidos os coeficientes  $F_1$  e  $F_2$ .

$$q_{p,r} = \frac{q_c}{F_1} \quad (5)$$

$$f_{r,i} = \frac{f_{s,méd,i}}{F_2} \quad (6)$$

em que:

$F_1$  : fator de carga de ponta, dado em função do tipo de estaca (Tabela 2.5);

$F_2$  : fator de carga lateral, dado em função do tipo de estaca (Tabela 2.5), e

$f_{s,méd,i}$  : valor médio do atrito lateral unitário, obtido do CPT, referente a seção "i" da estaca.

$$f_{s,med,i} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{s,i}}{n} \quad (7)$$

Tabela 2.5. Valores de  $F_1$  e  $F_2$  (In: Aoki & Velloso, 1975).

Tipo de Estaca		$F_1$	$F_2$
Franki		2,50	5,00
aço		1,75	3,50
concreto (pré-moldada)		$1+[D(\text{cm})/80]$	$2.F_1$
escavada	pequeno diâmetro	3,00	6,00
	grande diâmetro*	3,50	7,00

D: diâmetro da estaca; e \* Valor proposto por Alonso (1980).

Caso o ensaio CPT disponível não forneça o valor do atrito lateral local unitário ( $f_s$ ), pode-se utilizar a resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) para determinar a tensão lateral, através da expressão:

$$f_s = \frac{\alpha \cdot q_c}{F_2} \quad (8)$$

em que:

$\alpha$  : coeficiente definido por Bengeman (1965), que correlaciona o atrito lateral do cone com a resistência de ponta do cone ( $q_c$ )(Tabela 2.6).

Quando não se dispõem de valores do ensaio CPT, pode-se utilizar os valores de SPT, de acordo com a correlação que segue:

$$q_c = K.N \quad (9)$$

em que:

**K**: fator que converte a resistência à penetração (**N**) do ensaio SPT em resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) (Tabela 2.6).

Tabela 2.6. Valores de  $\alpha$  e  $K$  (In: Aoki & Velloso, 1975).

Solo		$K$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)
areia	pura	1000	1,4
	siltosa	800	2,0
	silto argilosa	700	2,4
	argilosa	600	3,0
	argilo siltosa	500	2,8
silte	puro	400	3,0
	arenoso	650	2,2
	areno argiloso	450	2,8
	argiloso	230	3,4
	argilo arenoso	250	3,0
argila	pura	200	6,0
	arenosa	350	2,4
	areno siltosa	300	2,8
	siltosa	220	4,0
	silto arenosa	330	3,0

$$f_{r,i} = \frac{\alpha_i K_i \bar{N}_i}{F_2} \quad (10)$$

em que:

$\alpha_i$ : coeficiente que correlaciona o atrito do cone do CPT com a resistência de ponta do cone, ao longo do trecho "i" da estaca

$K_i$ : fator que converte a resistência à penetração ( $N$ ) da sondagem em SPT em resistência de ponta do ensaio CPT, para o seção "i" da estaca.

$\bar{N}_i$ : valor médio do SPT no interior da camada de cálculo.

$$q_{p,r} = \frac{K_p \cdot N_p}{F_1} \quad (11)$$

em que:

$K_p$ : fator que converte a resistência à penetração ( $N$ ) da sondagem SPT em resistência de ponta do ensaio CPT, para a ponta da estaca.

$N_p$ : resistência à penetração obtida no ensaio SPT, na profundidade de ponta da estaca.

Os autores não mencionam nenhuma consideração sobre possíveis sobrecargas no terreno.

A fórmula foi desenvolvida com base em dados de estacas submetidas a esforços de compressão, não sendo feita nenhuma menção a estacas submetidas a esforços de tração.

### 2.2.5. Método Décourt & Quaresma

Décourt & Quaresma (1978) apresentaram uma fórmula que utiliza apenas os valores da resistência à penetração ( $N$ ) da sondagem SPT. A princípio, a fórmula era para estacas de deslocamento, porém foi objeto de outros estudos, buscando adequá-la a outros tipos de estacas.

A carga de ruptura é determinada pela soma das parcelas de carga lateral ( $Q_{s,r}$ ) e carga de ponta ( $Q_{p,r}$ ), ambas na ruptura, definida pela expressão (1). Os termos atrito lateral unitário na seção "i" da estaca ( $f_{r,i}$ ) e reação de ponta ( $q_{p,r}$ ), ambos na ruptura, são obtidos pelas expressões:

$$f_{r,i} = \sum_{i=1}^n 10 \cdot \left( \frac{\bar{N}_{s,i}}{3} + 1 \right) \quad (12)$$

$$q_{p,r} = K' \cdot N_p \quad (13)$$

em que:

$\bar{N}_i$  : valor médio do SPT ao longo da seção "i" da estaca, e

$K'$  : constante dada em função do tipo de solo na ponta da estaca (Tabela 2.7).

Tabela 2.7. Valores do coeficiente  $K'$  em função do tipo de solo.  
(In: Décourt & Quaresma, 1978).

Tipo de solo	$K'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K'$ (tf/m <sup>2</sup> )
argila	120	12
silte argiloso (solo residual)	200	20
silte arenoso (solo residual)	250	25
areia	400	40

No caso de estacas escavadas a ruptura física nunca é atingida; Décourt (1996) admite que ocorre uma ruptura convencional, ou seja, a carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca de 10% de seu diâmetro, para argilas, e de 30% do seu diâmetro, para solos granulares.

Décourt (1996) sugere a utilização dos coeficientes  $\alpha'$  e  $\beta$ , de forma que o método seja aplicável para todos os tipos de estacas. Propondo a seguinte expressão:

$$Q_r = \alpha' \cdot K' \cdot N_p \cdot A_p + 10 \cdot \beta' \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{\bar{N}_{s,i}}{3} + 1 \right) \cdot A_{s,i} \quad (14)$$

em que:

$\bar{N}_{s,i}$  : resistência à penetração (SPT) média na seção "i" da estaca, de tal forma que  $3 < \text{SPT} < 50$ ; e

$\alpha'$  e  $\beta'$  : coeficientes em função do tipo da estaca e do tipo de solo, apresentados nas Tabelas 2.8 e 2.9, respectivamente.

Tabela 2.8. Valores do coeficiente  $\alpha'$  em função dos tipos de estaca e de solo.

Tipo de estaca	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

\*Valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 2.9. Valores do coeficiente  $\beta'$  em função dos tipos de estaca e de solo.

Tipo de estaca	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

\*Valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis.

Os autores não fazem nenhuma consideração em relação a sobrecargas no terreno, e nenhuma distinção entre estacas comprimidas e tracionadas.

### 2.2.6. Método Velloso

Velloso (1981) apresentou uma expressão para o cálculo da carga de ruptura de estacas, baseada em dados fornecidos pelo ensaio de penetração contínua (CPT). O autor considera o tipo de estaca (cravada ou escavada) e o tipo de carregamento (tração ou compressão). A carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de cargas correspondentes ao atrito lateral dada pela expressão (2), corrigida pelos fatores "F" e " $\lambda$ ", e da resistência de ponta dada pela expressão (3), chegando a:

$$Q_r = F \cdot \beta \cdot q_{p,r} \cdot A_p + F \cdot \lambda \cdot \sum_{i=1}^n f_{r,i} \cdot A_{s,i} \quad (15)$$

em que:

**F** : fator de carga lateral, que é função do tipo de estaca. Igual a **1,0** para estaca cravada e **0,5** para estaca escavada, e

**$\lambda$**  : fator do tipo de carregamento da estaca. Igual a **1,0** para estaca comprimida e **0,7** para estaca tracionada.

**$\beta$**  : Fator de dimensão da ponta da estaca ( $\geq 0,2$ ).

$$\beta = \begin{cases} 1,016 - 0,016 \cdot \left( \frac{D}{d_{\text{cone}}} \right) \\ 0 \text{ para estacas tracionadas} \end{cases} \quad (16)$$

em que:

$D$  : diâmetro da estaca; e

$d_{\text{cone}}$  : diâmetro da ponta do cone do ensaio CPT ( $\cong 3,6$  cm).

A resistência de ponta na ruptura ( $q_{p,r}$ ) é determinada pela expressão:

$$q_{p,r} = \frac{\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2}}{2} \quad (17)$$

em que:

$\bar{q}_{c1}$  : média dos valores medidos na resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio CPT, numa espessura igual a  $8.D$  acima da ponta da estaca (quando  $L < 8.D$ , adotar valores nulos de  $q_c$  acima do nível do terreno); e

$\bar{q}_{c2}$  : média dos valores medidos na resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio CPT, numa espessura igual a  $3,5.D$  abaixo da ponta da estaca.

Já o atrito lateral unitário na seção "i" da estaca na ruptura ( $f_{r,i}$ ) é avaliado em função do valor médio do atrito lateral unitário local ( $f_{s,i}$ ), obtidos no ensaio de penetração do cone (CPT), para cada seção da estaca, como mostra a expressão que segue.

$$f_{r,i} = \frac{\sum_{l=1}^n f_{s,i}}{n} \quad (18)$$



Caso não se disponha de resultados do ensaio CPT, pode-se utilizar valores de sondagens SPT, de acordo com a expressão que segue:

$$q_c = a.N^b \quad (19)$$

$$f_s = a'.N^{b'} \quad (20)$$

em que:

**a, b, a' e b'** : parâmetros de correlação entre sondagens SPT e ensaios CPT constantes que dependem do tipo de solo (Tabela 2.10).

Tabela 2.10. Valores de **a, b, a' e b'** (In: Velloso, 1981).

Solo	Ponta		Atrito lateral	
	a (kN/m <sup>2</sup> )	b	a' (kN/m <sup>2</sup> )	b'
areias sedimentares submersas	600	1	5,0	1
argilas sedimentares submersas	250	1	6,3	1
solos residuais de gnaiss arenos siltsos submersos	500	1	8,5	1
solos residuais de gnaiss - Solo 1	400	1	8,0	1
solos arenosos submersos - Solo 2	470	0,96	12,1	0,74

Solo 1 : dados obtidos na área da Refinaria de Duque de Caxias (RJ)

Solo 2 : dados obtidos na área da Açominas (MG)

### 2.2.7. Carga Admissível

Para projetos de fundações em estacas a norma NBR 6122/96 expõe que, uma vez determinada a carga de ruptura, é necessário garantir-se contra o risco de recalques excessivos, ou seja, determinar uma carga admissível ( $Q_{adm}$ ), que corresponde à carga que provoca apenas recalques admissíveis para a estrutura e, que representa segurança à ruptura do solo e do elemento de fundação, dividindo-se

a carga de ruptura por um coeficiente de segurança (**CS**) adequado, chegando-se à expressão:

$$Q_{adm} \leq \frac{Q_r}{CS} \quad (20)$$

Além disso, os recalques induzidos pela carga admissível não devem ultrapassar os limites toleráveis pela estrutura, como se verá em seguida.

### 2.2.8. Recalque de Estacas

O recalque ( $\rho$ ) de uma estaca isolada submetida à carga de trabalho não deve exceder um limite específico satisfazendo tolerâncias da estrutura suportada.

De acordo com Vésic (1975) é de grande importância à compreensão de vários fatores básicos do mecanismo de transferência de carga entre uma estaca e o solo em sua volta. Investigações sobre o comportamento de estacas mostram que a mobilização completa da resistência ao atrito requer um deslocamento de alguns milímetros entre o fuste da estaca e o solo ao seu redor, independente do tamanho e do comprimento da estaca. Por outro lado à mobilização da resistência de ponta da estaca requer um deslocamento da ordem de 10% do seu diâmetro (estacas cravadas) e acima de 30% do seu diâmetro (estacas escavadas), ou seja, dezenas de milímetros.

Os recalques de fundações em estacas dependem da perturbação provocada no solo adjacente ao fuste e das mudanças no seu estado de tensões, causados pela operação de sua instalação no solo. Se a estaca for cravada, pode ocorrer o aprisionamento de tensões residuais, que influenciam significativamente a resposta

da estaca aos carregamentos e a forma da curva carga versus recalque (Vésic, 1975).

Para grupos de estacas os recalques sofridos têm comportamento diferente de estacas isoladas, pois muitos fatores influenciam, tais como: tipo de estaca, forma de instalação, tipo de solo, distância entre as estacas, rigidez do bloco de coroamento, entre outros. Estacas de um mesmo grupo podem sofrer recalques diferentes frente a um mesmo carregamento, devido ao fato das estacas recalcarem em função das cargas que as solicitam acrescidas da sobreposição dos efeitos das demais estacas do grupo.

## **2.3. Solos Colapsíveis**

### **2.3.1. Definição**

Os solos colapsíveis são caracterizados por uma estrutura porosa com um alto índice de vazios e uma umidade inferior a necessária para a sua completa saturação (Dudley, 1970; Nuñez, 1975; Vilar, 1979; Souza, 1993).

Estes solos apresentam estruturas instáveis e variadas, vinculadas à diversidade de tipos de solos, evolução pedológica, ação de agentes externos (carregamentos estáticos e dinâmicos), mudanças na quantidade de água no solo, alterações químicas do líquido intersticial, temperatura e outros (Benvenuto, 1982).

Solos instáveis são os que sofrem deformações volumétricas repentinas sob ação de agentes externos, resultando em grande redução do índice de vazios. Os

solos sujeitos a este processo são ditos colapsíveis e os elevados recalques sofridos pelos mesmos são chamados de colapso (Souza, 1993).

### **2.3.2. Mecanismos de Colapsibilidade**

A estrutura é fator altamente determinante do comportamento e das características que os solos colapsíveis exibem.

Um solo estará propenso à ocorrência de colapso, desde que ele possua uma estrutura macroporosa, com uma situação de equilíbrio meta-estável entre suas partículas maiores, e elevada porosidade. Essa estrutura é mantida pela presença de algum vínculo capaz de conferir ao solo uma resistência adicional temporária (Nuñez, 1975).

Entende-se por equilíbrio meta-estável o estado em que um sistema pode permanecer nas condições físicas em que se encontra, podendo não ser estável em outras condições (Clemence, 1981).

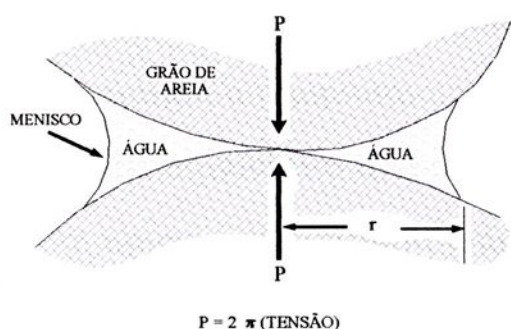
Os principais fatores responsáveis pelo aumento temporário da resistência do solo são as forças capilares, as forças eletro-magnéticas de superfície e a presença de alguma substância cimentante, como os óxidos de ferro e os carbonatos (Dudley, 1970; Nuñez, 1975).

A Figura 2.1 ilustra por meio de uma série de modelos propostos para solos de estrutura instável a ação de mecanismos que lhes conferem resistência temporária (Dudley, 1970; Collins & McCown, 1974; Knodel, 1981).

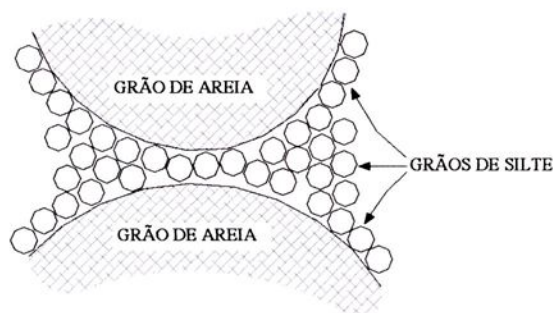
A introdução de algum agente (geralmente a água) pode provocar uma redução da ação dos mecanismos de suporte, possibilitando a ocorrência de uma situação de desequilíbrio, fazendo com que os grãos sejam capazes de deslizar (cisalhar) em direção aos espaços vazios, provocando desta forma, o colapso da

estrutura do solo (Dudley, 1970; Uriel & Serrano, 1973; Nuñez, 1975; Vilar, 1979; Souza, 1993).

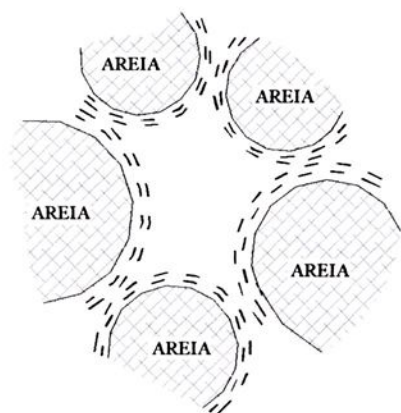
Vilar (1979) concluiu que a água pode agir na estrutura do solo de duas maneiras: a) eliminando as forças capilares que, ao incrementar as tensões efetivas, proporcionam uma resistência adicional temporária à massa do solo; e b) diminuindo a resistência dos vínculos existentes entre as partículas maiores; e ainda, reduzindo parcialmente ou eliminando por completo a cimentação entre os grãos (que pode ser proporcionada por carbonatos, sais solúveis, óxido de ferro, e outros).



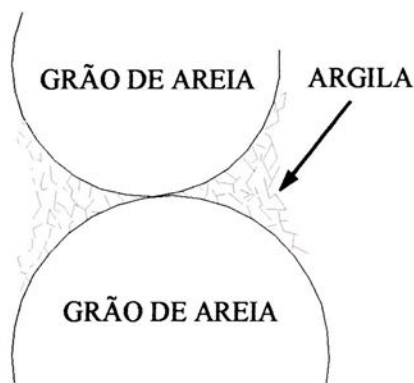
a) capilaridade



b) vínculo com partículas de silte



c) vínculo com partículas de argila dispersas



d) vínculo com partículas de argila floculadas

Figura 2.1. Modelos propostos para estruturas instáveis de solos colapsíveis.

Sultan (1971) enumera uma série de comportamentos que os solos exibem, quando do colapso, sendo que existe uma grande variação nos mesmos, pois dependem muito de sua constituição:

- a) alguns solos sofrem colapso instantaneamente ao se aumentar o seu grau de saturação por umedecimento. Isso foi observado tanto para formações superficiais quanto para formações profundas;
- b) alguns solos experimentam colapso após o rebaixamento do nível d'água. A retirada de água do subsolo provoca o rebaixamento do lençol freático e, conseqüentemente, essas camadas profundas têm suas tensões efetivas aumentadas, devido ao peso do solo sobrejacente, o que pode causar colapso do esqueleto sólido dos mesmos. Situações similares se tem-se desenvolvido em campos de petróleo devido ao bombeamento do óleo;
- c) alguns solos sofreram expansão após saturados e depois da aplicação das cargas externas sofreram substanciais recalques;
- d) alguns solos loéssicos têm mostrado um aumento na magnitude e na velocidade de colapso, com o crescimento das cargas aplicadas;
- e) algumas areias de origem eólica, com o aumento das cargas aplicadas, têm mostrado uma diminuição na velocidade de recalque;
- f) alguns solos não têm recuperado, ao longo do tempo, nenhuma parcela do volume perdido, enquanto outros recuperam alguma parcela com o tempo, mesmo quando suportando a carga que provocou o colapso.

### **2.3.3. Colapsibilidade dos Solos**

Cintra (1998) cita o provável primeiro registro histórico da ocorrência do fenômeno de colapsibilidade, no qual uma escola da Ucrânia, cuja fundação era

assente em solo colapsível, apresentou uma inclinação acentuada necessitando de escoramentos. Este fato ocorreu durante um incêndio em função da água lançada pelos bombeiros para apagar o fogo, cuja infiltração no solo provocou o seu colapso.

No entanto, há solos colapsíveis que ao serem inundados entram em colapso apenas pelo peso próprio da camada, isto é, sem carregamento externo. É o caso, por exemplo, do solo loéssico da Rússia. Não parece ser, entretanto, o caso dos solos colapsíveis do Brasil e, em particular, do sedimento cenozóico, em que o colapso só ocorre se for atingida uma carga limite ou crítica, denominada carga de colapso (Cintra, 1998).

As regiões tropicais apresentam condições flagrantes para o desenvolvimento de solos colapsíveis, quer pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas, ou pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas (Carvalho & Souza, 1990; Cintra, 1998).

De acordo com Vilar (1979), no Brasil os solos porosos colapsíveis de origem coluvionar, aluvionar ou mesmo de alteração de rocha, abrangem consideráveis áreas das regiões Sudeste, Nordeste e Centro-Oeste. Suas estruturas porosas são geralmente atribuídas ao intenso processo de lixiviação causado por estações chuvosas e secas, bem definidas e alternadas.

Apesar destes solos serem bastante compressíveis, os maiores problemas que envolvem as obras de engenharia civil, estão relacionados aos elevados colapsos que ocorrem quando da inundação destes. Nas últimas décadas, grandes avanços foram atingidos no conhecimento do fenômeno do colapso em razão da construção de canais de irrigação e usinas hidrelétricas em todo o Brasil; cujas



bacias de armazenamento inundaram milhares de quilômetros quadrados de solos porosos (Souza, 1993).

Por estes motivos é de suma importância à conscientização dos engenheiros tanto no que diz respeito aos cuidados a serem tomados nos projetos, bem como em novas soluções que sejam mais econômicas para os mesmos.

Existem diversos trabalhos publicados no Brasil que tratam deste assunto, a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo e a Faculdade de Engenharia da Unesp de Ilha Solteira, vêm dando uma atenção especial a esse tipo de problema, principalmente por estarem localizadas em regiões onde há a ocorrência de solo colapsível.

A determinação da carga de colapso, para um dado tipo e geometria de fundação, instalada num determinado perfil de subsolo, é de grande importância para o projeto de fundações, pois em solos colapsíveis a carga de colapso é a condicionante de projeto, em vez da carga de ruptura inerente à condição de umidade natural do terreno.

A carga de colapso pode ser obtida através da realização de provas de carga, introduzindo-se inundação artificial do solo com água, antes ou durante o ensaio. Os resultados obtidos podem servir de parâmetro para melhor interpretar o comportamento da fundação e a influência da inundação do solo.

#### **2.3.4. O Efeito do Colapso do Solo Sobre Fundações em Estacas**

São apresentados na seqüência deste trabalho os resultados de alguns ensaios realizados com estacas instaladas em solos colapsíveis de diversos locais, ensaiadas por provas de carga a compressão quando do solo na umidade natural e



após a inundação do mesmo, mostrando de forma flagrante a grande influência do colapso do solo na capacidade de carga.

Méllios (1985) realizou provas de carga a compressão sobre estacas apiloadas de concreto com 0,30 m de diâmetro e 5 m de comprimento, na cidade de Jupiá (SP), com o solo na umidade natural e após a sua inundação, registrando as cargas de ruptura de 150 kN e 75 kN, respectivamente, mostrando uma redução de 50% na capacidade de carga do solo quando da sua inundação.

Por sua vez, Carvalho & Souza (1990) realizaram duas provas de carga a compressão em duas estacas do tipo broca, com 6 m de comprimento e 0,25 m de diâmetro, instaladas no solo colapsível do Campo Experimental da Unesp de Ilha Solteira (SP). Uma com o solo em sua umidade natural até que atingisse a ruptura, que se deu com a carga de 175 kN; já a segunda foi levada progressivamente a uma carga que correspondeu a um terço do valor da carga máxima atingida no ensaio anterior. Estabilizados os recalques, inundou-se o solo em torno do seu fuste, e iniciou a contagem de tempo. Decorridos 600 minutos a estaca apresentou um elevado recalque devido ao colapso do solo.

No entanto, Silva (1990) ao realizar três provas de carga em estacas do tipo broca de 0,10 m de diâmetro e 2,5 m de comprimento, instaladas em solo colapsível, no Estado da Bahia, observou a elevada redução de 77% na sua capacidade de carga devida ao colapso da estrutura do solo ao redor do fuste da estaca.

Já, Lobo (1991) em vinte e oito provas de carga a compressão sobre estacas do tipo broca, apiloadas e reapiloadas com 0,25 m de diâmetro e comprimentos variando entre 2 e 6 m, instaladas no solo colapsível da cidade de Bauru (SP), constatou que as cargas de ruptura das estacas quando do solo em sua umidade natural e após a sua inundação sofrem reduções médias de 40%, 29% e 30%,



respectivamente, em função do colapso do solo de fundação. Ao final de cada prova de carga procedeu-se o descargamento da estaca, sendo recarregada até uma carga aproximadamente igual a 50% da carga atingida na prova de carga anterior, quando então inundou o terreno ao seu redor. A carga foi mantida constante por 48 horas, conservando-se sempre o terreno inundado. Algumas estacas do tipo broca começaram a recalcar devido ao colapso da estrutura do solo ao redor do fuste, muito antes de atingir às 48 horas.

Teixeira (1993) executou provas de carga com inundação em duas estacas do tipo broca, com diâmetros de 0,40 e 0,50 m e 10 m de comprimento, no Campo Experimental da EESC/USP de São Carlos (SP), as quais já haviam sofrido quatro carregamentos anteriores. A estaca de diâmetro 0,40 m, após a inundação do solo, rompeu com uma carga de 482 kN contra 730 kN obtida na prova de carga anterior, com o solo na umidade natural, determinando uma redução de 34% na sua capacidade de carga. A estaca de diâmetro 0,50 m, após a inundação do solo, rompeu sob uma carga de 662 kN contra 920 kN obtida na prova de carga anterior, com o solo na umidade natural, implicando em uma redução de 28% na sua capacidade de carga. Nos dois ensaios fica claro o efeito do colapso do solo na capacidade de carga, quando da sua inundação.

Já, Macacari, Carneiro & Cintra (1994) ensaiaram no Campo Experimental de Fundações da EESC/USP de São Carlos (SP) seis estacas do tipo broca com 0,20 m de diâmetro, sendo três com 6 m e três com 9 m de comprimento. Os valores médios obtidos para a carga última das provas de carga a compressão foram de 195 kN e 280 kN, respectivamente. Estas estacas foram reensaiadas com inundação na carga de serviço, por 48 horas, não ocorrendo colapso em nenhuma delas. Ao prosseguir o carregamento e mantida a inundação, constatou-se uma redução média



na capacidade de carga de 22% (151 kN) para as estacas de 6 m de comprimento e de 18% (230 kN) para as estacas de 9 m de comprimento.

Segantini (1996) utilizando estacas do tipo broca, sendo uma de concreto e uma de solo-cimento plástico, ambas com 0,25 m de diâmetro e 6 m de comprimento, executadas no Campo Experimental da Unesp de Ilha Solteira (SP), realizou duas provas de carga em cada estaca, sendo uma com o solo em sua umidade natural e outra após a prévia inundação do solo por 48 horas, obtendo-se as respectivas cargas de ruptura: 256 kN e 120 kN para as brocas de concreto e, 125 kN e 50 kN para as de solo cimento. As reduções observadas na capacidade de carga do solo foram de 53% para a broca de concreto e de 60% para a broca de solo cimento.

Menezes (1997) ensaiou uma estaca pré-moldada de concreto com seção



### 3. CAMPO EXPERIMENTAL DA UNESP EM ILHA SOLTEIRA

#### 3.1. Generalidades

Neste capítulo são descritas as características geológicas e geotécnicas do Campo Experimental de Fundação da Unesp, onde foi desenvolvida a parte experimental desta pesquisa (ver a Figura 3.1).

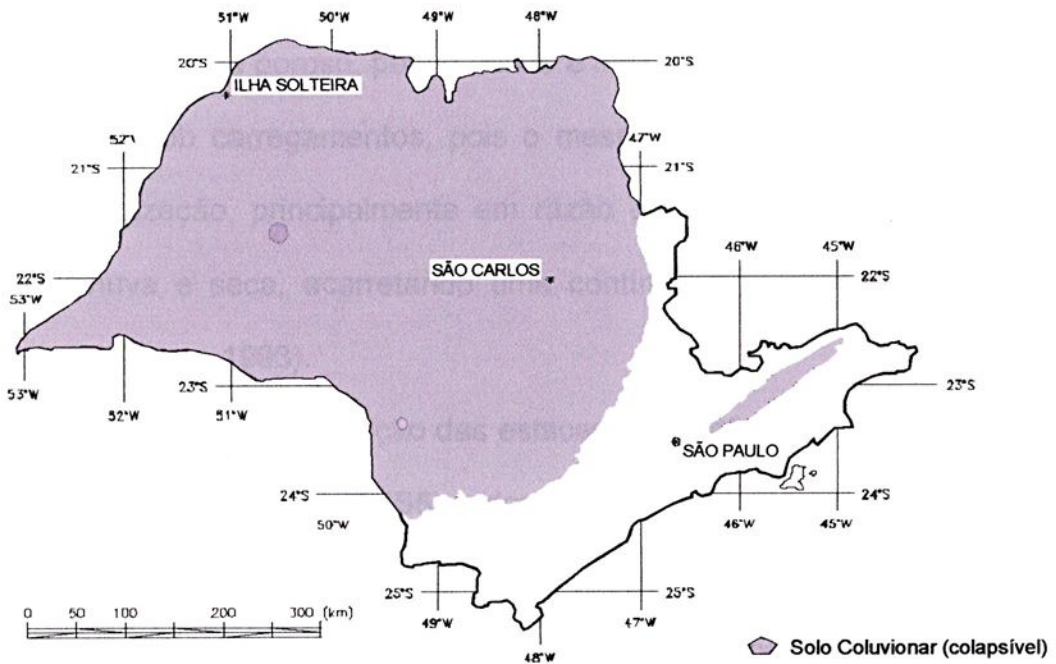


Figura 3.1. Mapa do Estado de São Paulo - Localização da cidade em estudo.

O Município de Ilha Solteira possui uma camada de solo superficial residual de basalto, altamente poroso e colapsível, que ocorre em de mais de 60% da área do solo superficial do Estado de São Paulo (ver a Figura 3.1).

O campo experimental ocupa uma área de 2000 m<sup>2</sup> no interior do Campus da Unesp de Ilha Solteira e dispõem de um grande número de dados de sondagens, ensaios de laboratório e de campo.

### 3.2. Caracterização Geológica e Geotécnica

A região situa-se na bacia sedimentar do Paraná, encontrando-se basalto em muitas áreas cobertas por sedimentos do grupo Bauru, compostos essencialmente por arenitos de granulação fina e coloração avermelhada, resultando, como manto de alteração, um solo arenoso com teor variável de argila (Souza, 1993).

Este solo é bastante poroso, pouco denso e muito erodível; torna-se colapsível quando inundado sob carregamentos, pois o mesmo foi submetido a um intenso processo de laterização, principalmente em razão de alternadas e bem definidas estações de chuva e seca, acarretando uma contínua lixiviação de seus sais e óxidos solúveis (Souza, 1993).

A Figura 3.2 mostra a disposição das estacas de reação e de teste, bem como a localização das sondagens **SPT (S5)** e dos ensaios **CPT (D5)** mais próximas, no campo experimental.

Já a Figura 3.3 apresenta o perfil do solo do campo experimental e os valores disponíveis da sondagem **SPT (S1)**; a resistência de ponta e o atrito lateral unitário máximo do ensaio **CPT (D1)**. Os dados de campo referentes aos mesmos são mostrados na Tabela A.1 do Anexo.



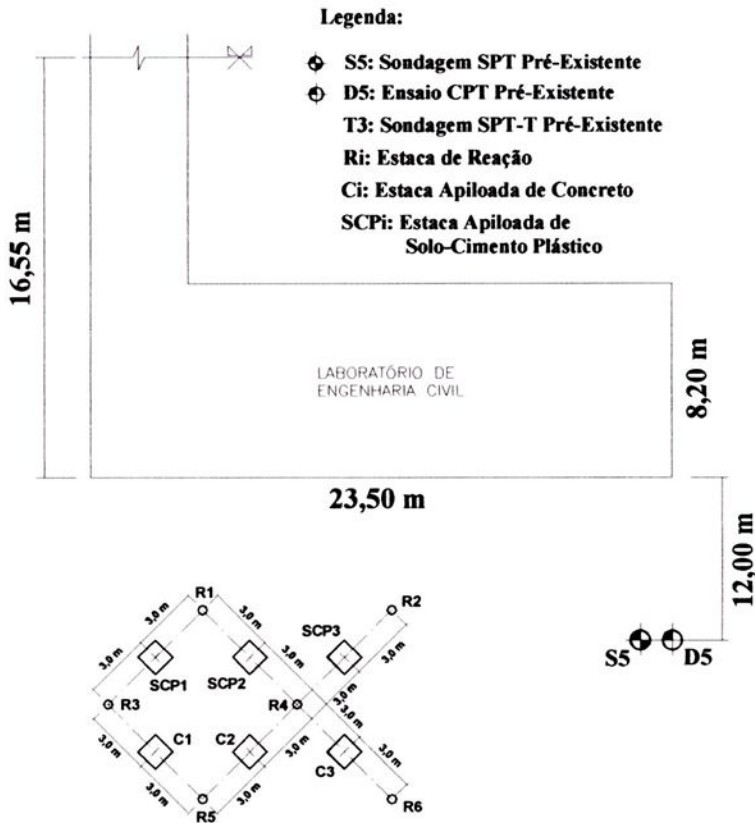


Figura 3.2. Disposição das estacas de reação e de teste, sondagens SPT e dos ensaios CPT, no Campo Experimental da Unesp em Ilha Solteira.

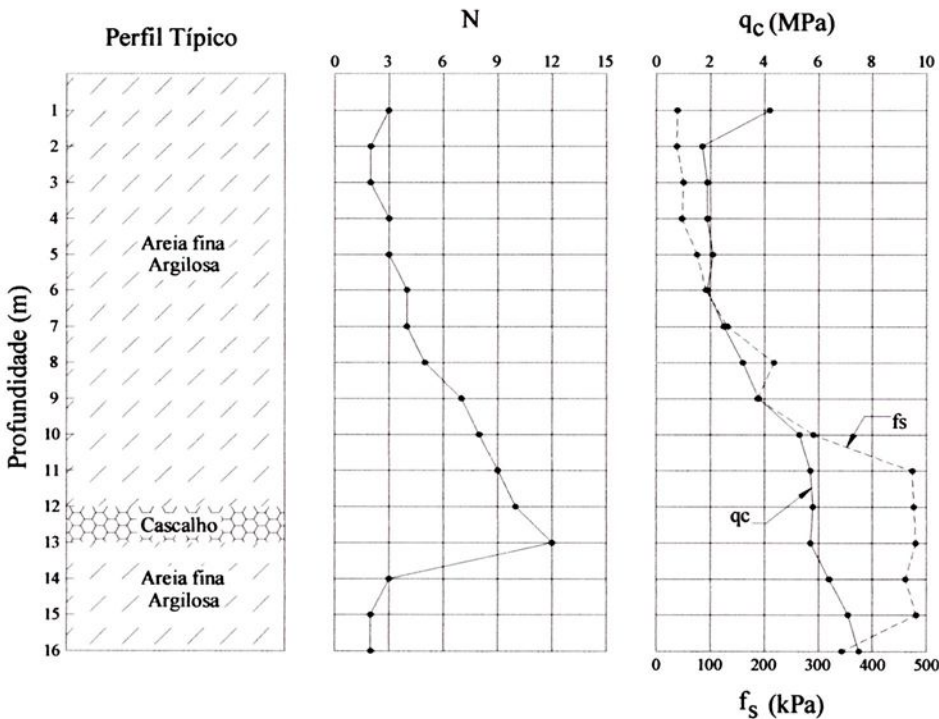


Figura 3.3. Perfil do solo e resultados de sondagens SPT e ensaios CPT – Campo Experimental da Unesp em Ilha Solteira (In: Menezes, 1997).

### 3.3. Resistência

Na Figura 3.4 são mostradas as curvas de índice de resistência à penetração, obtidas através dos ensaios **SPT**. Nas Figuras 3.5 a 3.7 são apresentadas as curvas de resistência de ponta, resistência por atrito lateral local e resistência por atrito lateral total, todas em função da profundidade, obtidas através dos ensaios **CPT**. Apresenta-se na Tabela 3.1, os valores médios dos seguintes parâmetros: Índice de resistência à penetração (**N**); torque (**T**); resistência de ponta do ensaio **CPT** ( $q_c$ ); atrito lateral local obtido com a luva de *Begemanm* ( $f_c$ ); e atrito lateral obtido através do torque ( $f_{st}$ ).

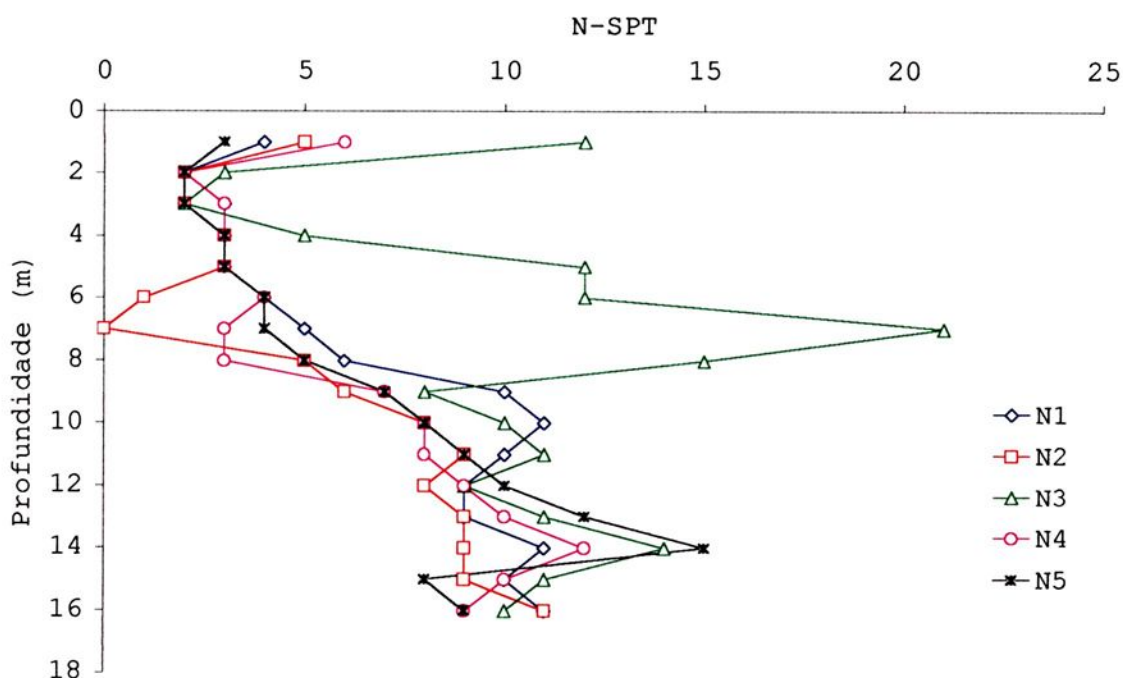


Figura 3.4. Número de golpes **N-SPT** × profundidade (In: Segantini, 2000)

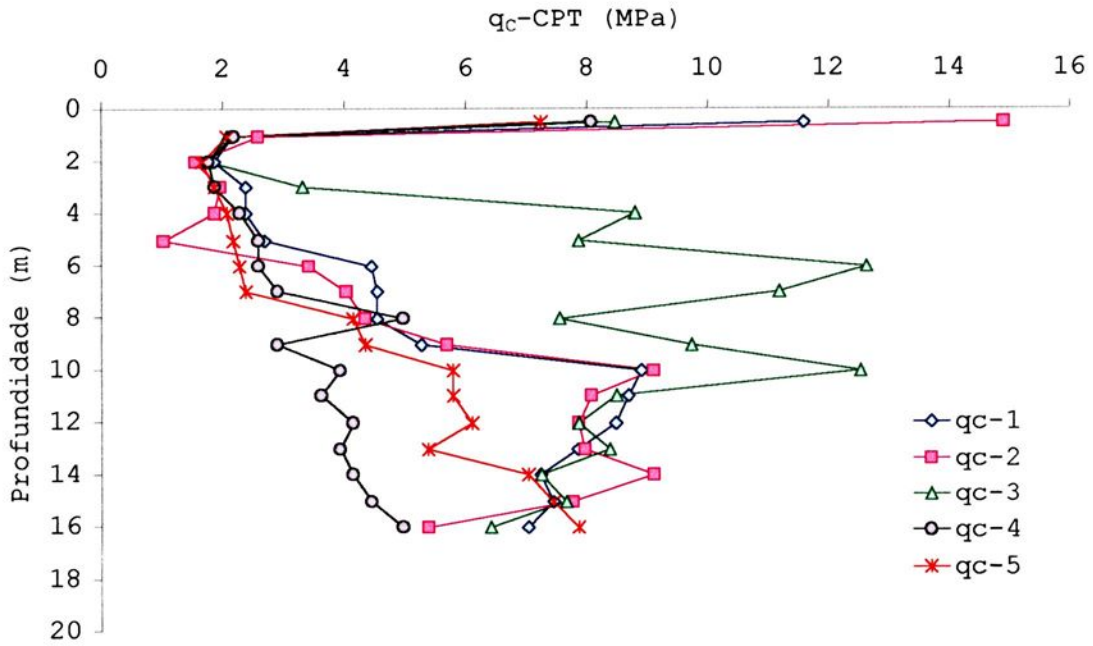


Figura 3.5. Resistência de ponta  $q_c$ -CPT  $\times$  profundidade (In: Segantini, 2000)

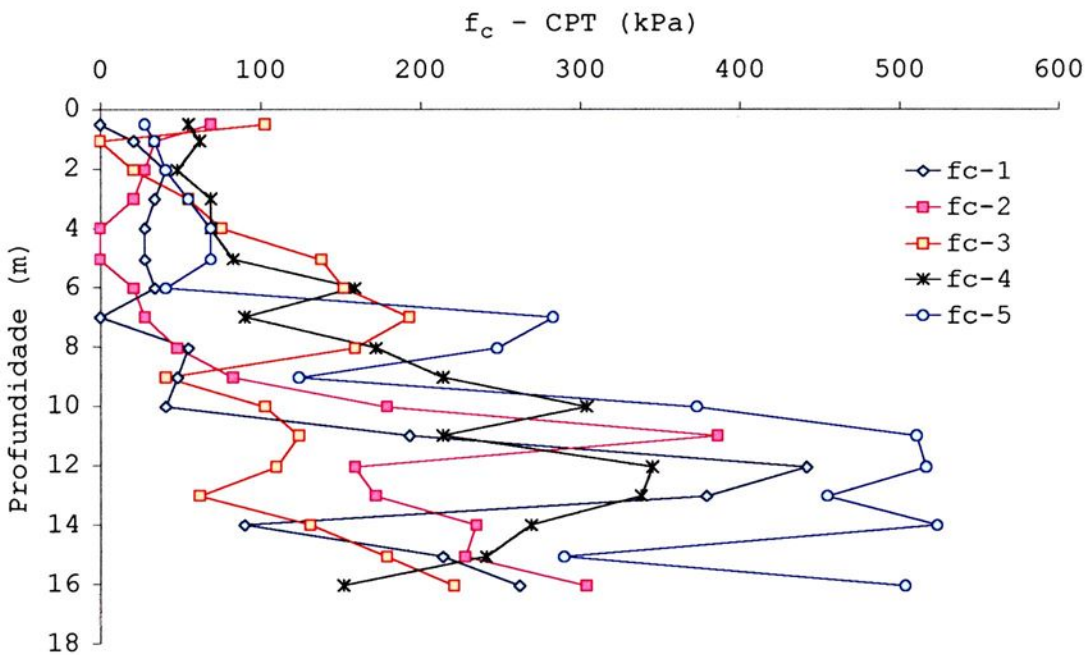


Figura 3.6. Resistência por atrito lateral local  $f_c$ -CPT  $\times$  profundidade (In: Segantini, 2000)

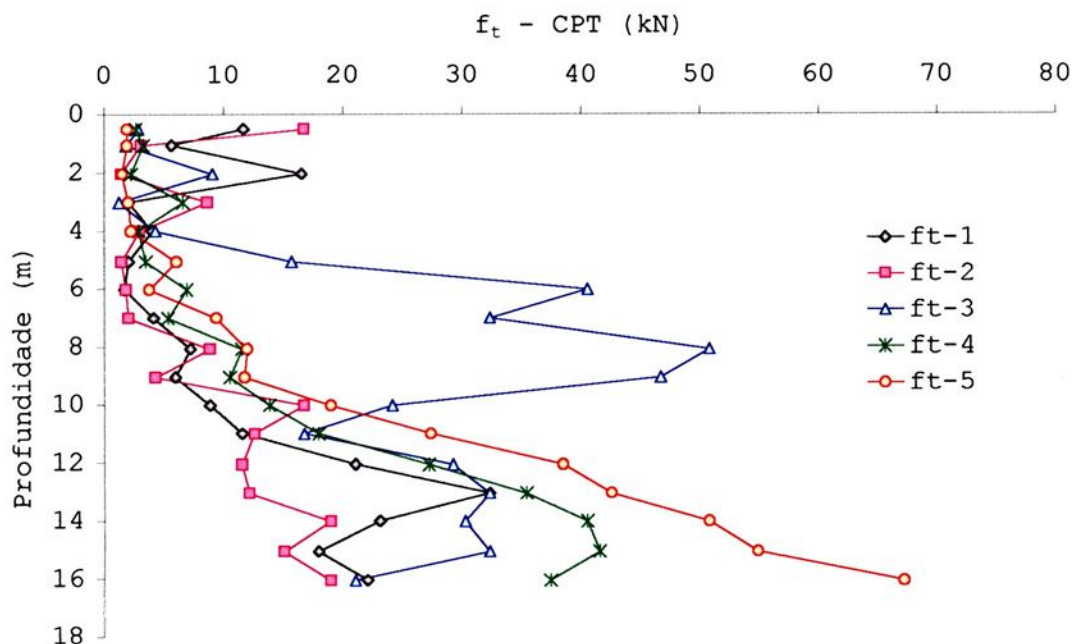


Figura 3.7. Resistência por atrito lateral total  $f_t$ -CPT  $\times$  profundidade  
(In: Segantini, 2000)

Tabela 3.1. Parâmetros médios dos ensaios de penetração.

Profundidade (m)	N	T (N.m)	T/N (N.m)	$q_c$ (MPa)	$f_c$ (kPa)	$f_{st}$ (kPa)
1	6	32	5	4,7	60,7	17,6
2	2	22	11	1,7	40,1	12,2
3	2	13	7	1,9	40,6	6,8
4	3	19	6	2,9	47,7	10,2
5	4	31	8	3,4	66,3	16,8
6	5	29	6	3,5	85,7	16,0
7	6	31	5	4,5	99,6	16,8
8	6	32	5	4,8	119,4	17,6
9	7	45	6	4,8	114,0	24,6
10	9	67	7	6,0	165,2	36,3
11	9	78	9	6,8	228,4	42,6
12	9	67	7	6,9	285,1	36,3
13	10	82	8	6,7	314,5	44,5
14	12	90	8	6,7	291,9	49,0
15	10	54	5	6,9	269,1	29,2
16	10	63	6	7,0	261,4	34,2

N: índice de resistência à penetração, T: torque,  $q_c$ : resistência de ponta obtida do CPT,  $f_c$ : atrito lateral obtido através da luva de Begemann,  $f_{st}$ : atrito lateral obtido através do torque. (In: Carvalho, 1998)



### 3.4. Ensaio Laboratoriais

#### 3.4.1. Limites de Consistência e Análise Granulométrica

Apresenta-se, na Figura 3.8, o gráfico dos limites de *Atterberg* e teores de umidade natural e umidade ótima em função da profundidade. Na Figura 3.9 apresenta-se o gráfico das porcentagens dos grãos de solo. Na Tabela 3.2 são mostrados os valores obtidos para os limites de liquidez (LL), limites de plasticidade (LP) e as porcentagens de areia média, areia fina, silte e argila, todos em função da profundidade.

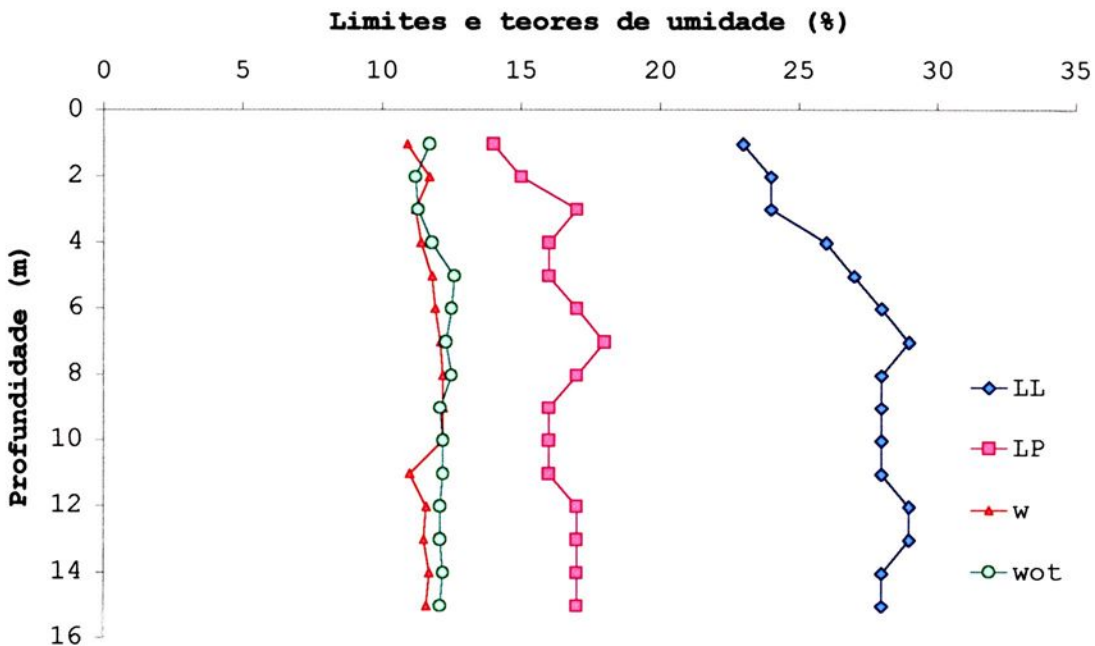


Figura 3.8. Limites de *Atterberg* e teores de umidade (In: Segantini, 2000)

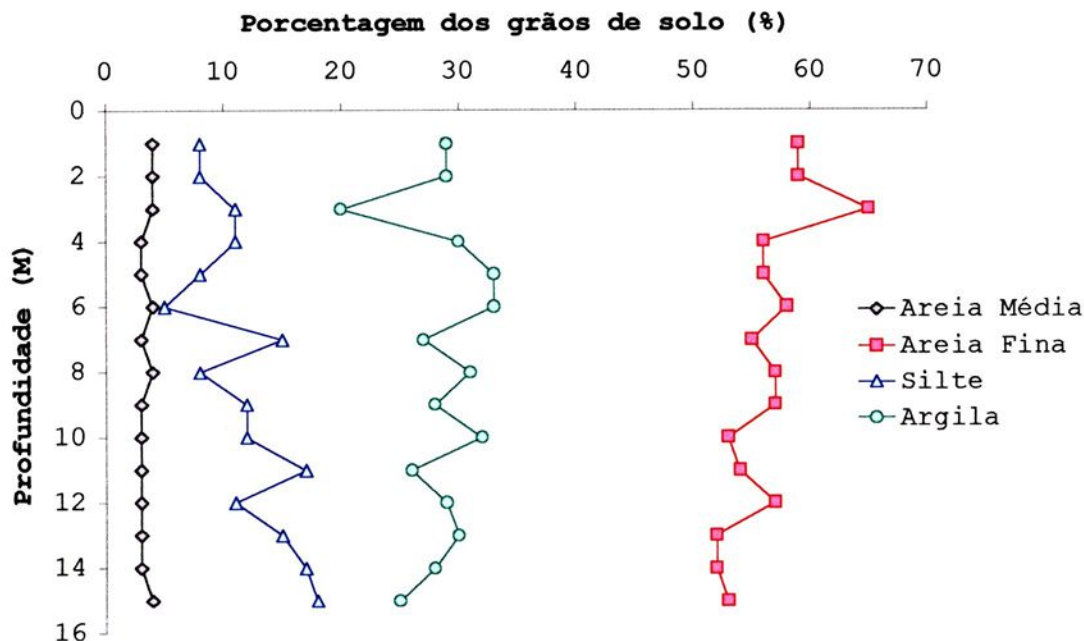


Figura 3.9. Tamanho dos grãos do solo (In: Segantini, 2000)

Tabela 3.2. Parâmetros de granulometria e limites

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	Areia média (%)	Areia fina (%)	Silte (%)	Argila (%)
1	23	14	4	59	8	29
2	24	15	4	59	8	29
3	24	17	4	65	11	20
4	26	16	3	56	8	33
5	27	16	3	56	8	33
6	28	17	4	58	5	33
7	29	18	3	55	15	27
8	28	16	3	57	42	28
9	28	16	3	57	12	28
10	28	16	3	53	12	32
11	28	16	3	54	17	26
12	29	17	3	57	11	29
13	29	17	3	52	15	30
14	28	17	3	52	17	28
15	28	17	4	53	18	25

LL: limite de liquidez, LP: limite de plasticidade. (In: Carvalho, 1998)



### 3.4.2. Índices Físicos

Encontram-se, na Tabela 3.3, os valores médios dos seguintes parâmetros: massa específica natural ( $\rho$ ); umidade natural ( $w$ ), massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ); índice de vazios ( $e$ ); porosidade ( $n$ ); e grau de saturação ( $S_R$ ). Esses valores foram obtidos através de ensaios realizados com amostras retiradas dos blocos indeformados.

Tabela 3.3. Índices físicos

Profundidade (m)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w$ (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e$	$n$ (%)	$S_R$ (%)
1	1,60	9,4	2,69	0,84	46	30
2	1,48	5,6	2,71	0,94	48	16
3	1,49	9,5	2,72	1,00	50	26
5	1,48	3,4	2,72	0,90	47	10
7	1,59	5,4	2,71	0,79	44	19
9	1,84	17	2,71	0,73	42	65
11	1,77	9,8	2,72	0,69	41	38
13	1,88	17	2,71	0,68	40	67
15	1,70	10	2,72	0,77	44	35

$\rho$ : massa específica natural,  $w$ : umidade,  $\rho_s$ : massa específica dos sólidos,  $e$ : índice de vazios,  $n$ : porosidade,  $S_R$ : grau de saturação. (In: Carvalho, 1998)

### 3.4.3. Permeabilidade

Apresenta-se, na Tabela 3.4, os valores de permeabilidade vertical a 20°C ( $K_V$ ) e de permeabilidade horizontal a 20°C ( $K_H$ ), obtidos nos ensaios de permeabilidade.



Tabela 3.4. Coeficientes de permeabilidade.

Profundidade (m)	$K_{V,20}$ ( $10^{-3}$ cm/s)	$K_{H,20}$ ( $10^{-3}$ cm/s)
1	4,70	1,50
3	8,40	2,50
5	5,40	1,40
7	12,00	0,69
9	1,10	1,30
11	0,22	0,40
13	0,38	0,34
15	0,89	0,54

$K_{V,20}$ : permeabilidade vertical a 20°C,  $K_{H,20}$ : permeabilidade horizontal a 20°C. (In: Carvalho, 1998)

### 3.4.4 Resistência

Foram realizados ensaios de compressão simples, ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais drenados. No Quadro 3.5 são apresentados os valores obtidos para os seguintes parâmetros: tensão de ruptura à compressão simples ( $\sigma_R$ ); interceptos de coesão ( $C'$ ) e ( $c'$ ); e ângulos de atrito ( $\phi$ ) e ( $\phi'$ ).

Tabela 3.5. Parâmetros de resistência.

Profundidade (m)	$\sigma_R$ (kPa)	Cisalhamento		Triaxiais	
		$C'$ (kPa)	$\phi$ (Graus)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (Graus)
1	149,7	0	32,2	59,2	24,8
2	150,0	3	31,8	52,4	29,6
3	25,3	2	32,5	25,1	28,5
5	215,7	2	33,3	99,3	26,3
7	311,2	3	33,0	89,0	32,8
9	102,7	16	30,3		
11	177,1	20	28,8		
13	84,1	20	28,8		
15	121,4	17	30,1		

$\sigma_R$ : tensão de ruptura à compressão simples,  $C'$  e  $c'$ : intercepto de coesão,  $\phi$  e  $\phi'$ : ângulo de atrito. (In: Carvalho, 1998)

### 3.4.5. Compactação

Os valores obtidos de umidade natural ( $w$ ), umidade ótima ( $w_{ot}$ ) e peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{s,m\acute{a}x}$ ) são apresentados na Tabela 3.6, onde são mostrados também os valores médios do GC, calculados a partir de valores de  $\gamma_{s,m\acute{a}x}$ , os quais foram obtidos a partir dos ensaios realizados com as amostras deformadas.

Tabela 3.6. Parâmetros do ensaio de compactação.

Profundidade (m)	$w$ (%)	$w_{ot}$ (%)	$\gamma_{s,m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	GC (%)
1	10,9	11,7	19,6	74
2	11,7	11,2	19,7	71
3	11,2	11,3	19,7	69
4	11,4	11,8	19,5	
5	11,8	12,6	19,4	74
6	11,9	12,5	19,2	
7	12,1	12,3	19,1	79
8	12,2	12,5	19,2	
9	12,2	12,1	19,3	81
10	12,2	12,2	19,4	
11	11,0	12,2	19,4	83
12	11,6	12,1	19,2	
13	11,5	12,1	19,3	83
14	11,7	12,2	19,4	
15	11,6	12,1	19,3	80

$w_{ot}$ : umidade ótima,  $\gamma_{s,m\acute{a}x}$ : máxima específica aparente seca máxima, GC: grau de compactação. (In: Carvalho, 1998)

### 3.4.6. Adensamento

No Tabela 3.7 são apresentados os valores obtidos para os seguintes parâmetros: pressão de pré-adensamento com o solo na umidade natural ( $\sigma_{AD}$ ); índice de compressão com o solo na umidade natural ( $I_c$ ); pressão de pré-



adensamento com pré-inundação do solo ( $\sigma_{AD'}$ ); e índice de compressão com pré-inundação do solo ( $I_c'$ ). Na Figura 3.10 são mostradas as curvas de colapso em função da pressão de inundação para as profundidades de 1 m, 3 m, 5 m, 7 m e 9 m. Apresenta-se, na Tabela 3.8, os respectivos valores numéricos.

Tabela 3.7. Parâmetros de adensamento.

Profundidade (m)	$\sigma_{AD}$ (kPa)	$I_c$	$\sigma_{AD'}$ (kPa)	$I_c'$
1	205	0,34	72	0,34
2	77	0,39	36	0,33
3	70	0,39	47	0,36
5	165	0,35	130	0,34
7	195	0,36	150	0,33
9	370	0,33	210	0,32
11	570	0,32	440	0,32

$\sigma_{AD}$ : pressão de pré-adensamento na umidade natural,  $I_c$ : índice de compressão na umidade natural,  $\sigma_{AD'}$ : pressão de pré-adensamento com pré inundação do solo,  $I_c'$ : índice de compressão com pré inundação do solo. (In: Carvalho, 1998)

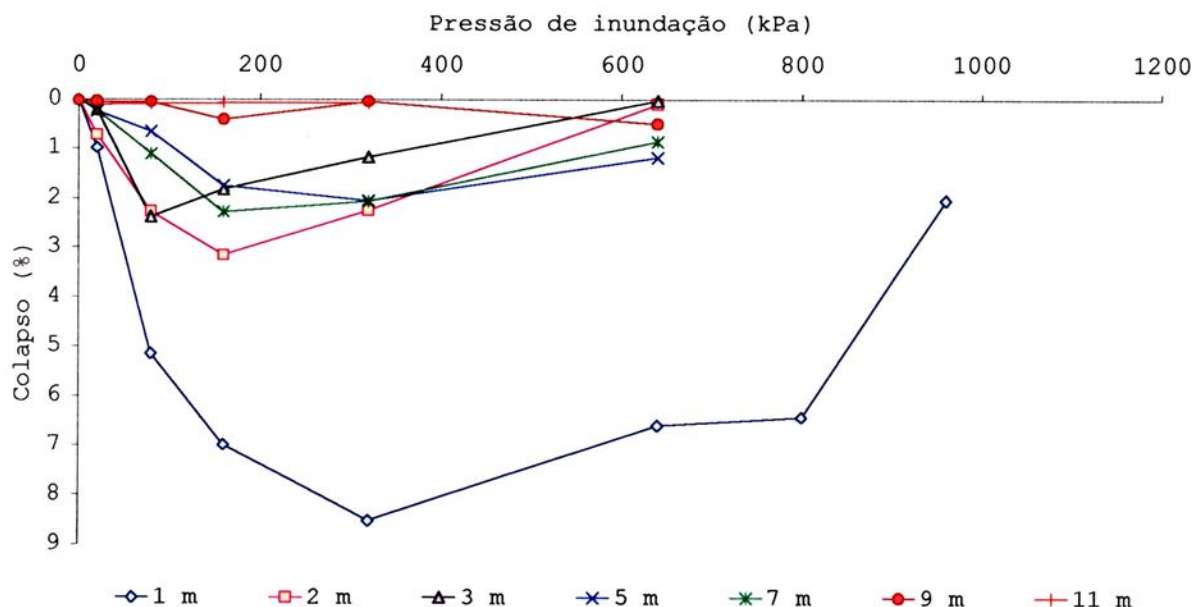


Figura 3.10. Curvas de colapso a várias profundidades (In: Segantini, 2000)

Tabela 3.8. Porcentagens de colapso em função da pressão de inundação.

(In: Segantini, 2000)

Pressão de inundação (kPa)	Profundidade						
	1 m	2 m	3 m	5 m	7 m	9 m	11 m
0	-0,018	-0,018	-0,014	-0,039	-0,043	0,021	-0,039
20	0,979	0,713	0,216	0,235	0,223	0,043	0,108
80	5,137	2,262	2,374	0,65	1,101	0,044	0,08
160	6,985	3,157	1,83	1,744	2,268	0,399	0,062
320	8,519	2,235	1,176	2,038	2,057	0,033	0,066
640	6,589	0,092	0,026	1,176	0,847	0,49	
800	6,416						
960	2,028						

### 3.5. Caracterização do solo componente do solo-cimento

Apresenta-se, na Figura 3.11, o gráfico da distribuição granulométrica do solo utilizado como material componente do **SCC** e do **SCP** aplicado nas estacas. Na Tabela 3.9 são mostradas as porcentagens obtidas. Na Figura 3.12 apresenta-se o gráfico do teor de umidade  $\times$  peso específico aparente máximo, obtidos através do ensaio de compactação. Encontram-se, na Tabela 3.10, os valores obtidos para os índices físicos.

Tabela 3.9. Porcentagens de distribuição granulométrica.

(In: Segantini, 2000)

Fração	Porcentagem (%)
Argila	28
Silte	14
Areia fina	56
Areia grossa	2



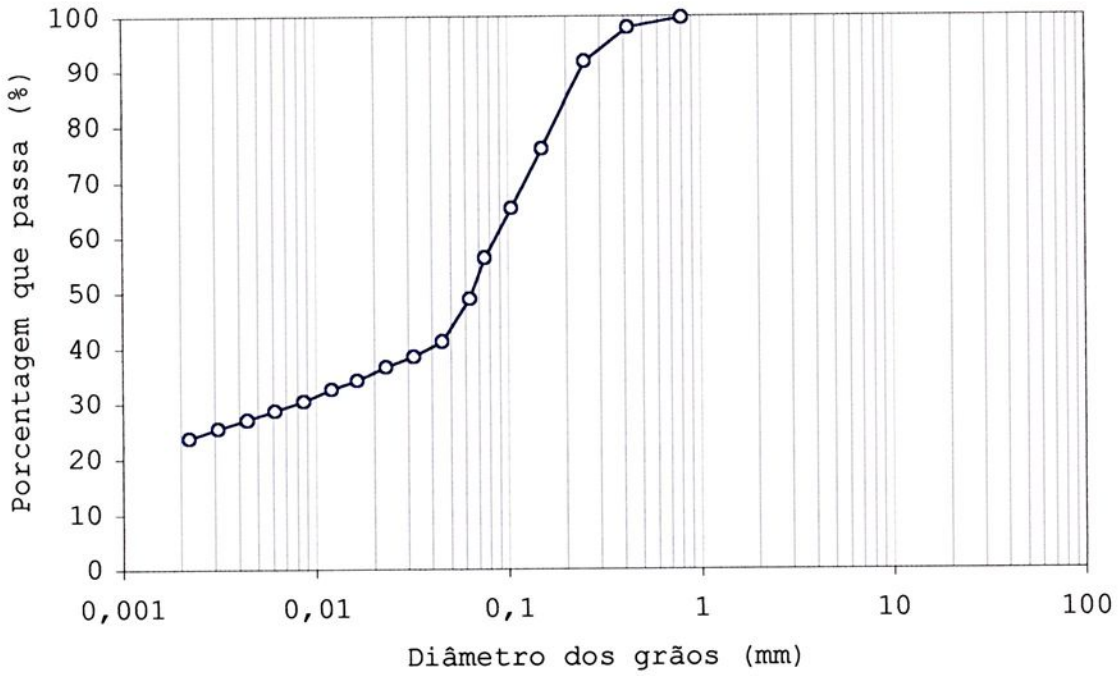


Figura 3.11. Distribuição granulométrica (In: Segantini, 2000)

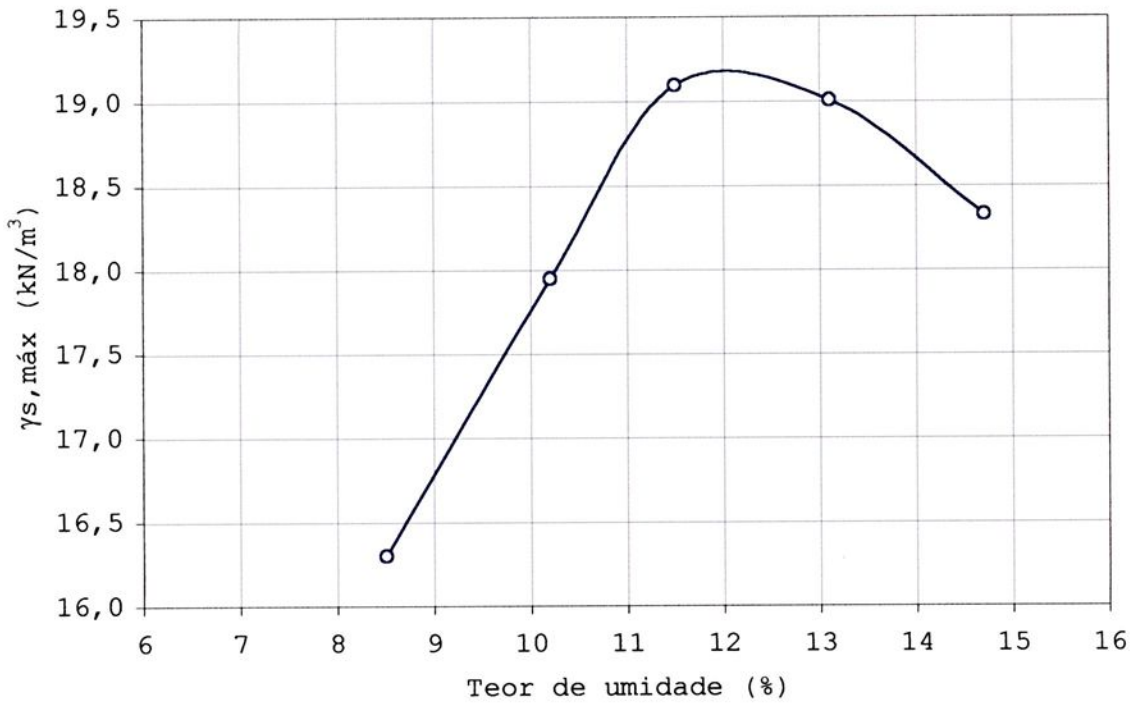


Figura 3.12. Ensaio de compactação (In: Segantini, 2000)

Tabela 3.10. Índices físicos

Índices físicos	
$\gamma_{s,m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,22
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,69
LL (%)	27,2
LP (%)	17,0
IP (%)	10,2
$W_{ot}$ (%)	12

$\gamma_{s,m\acute{a}x}$ : massa específica aparente seca máxima,  
 $\rho_s$ : massa específica dos sólidos, LL: limite de liquidez,  
LP: limite de plasticidade, IP: índice de plasticidade,  
 $w_{ot}$ : umidade ótima. (In: Carvalho, 1998)



## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

---

Neste capítulo são descritos: a metodologia, os equipamentos e os materiais utilizados para a realização dos ensaios com os corpos de prova de solo-cimento plástico e das provas de carga com as estacas escavadas de concreto e solo-cimento plástico.

### 4.1. Metodologia

Foram realizados neste trabalho ensaios de compressão simples em corpos de prova cilíndricos de solo-cimento plástico, para obtenção da resistência e do módulo de elasticidade longitudinal.

O módulo de elasticidade longitudinal é determinado através de leituras efetuadas com o aparelho de módulo, após aplicação de cada carregamento. Na compressão simples, antes de se atingir a carga de ruptura foram realizados dois ciclos de carregamento e descarregamento. Aplicando-se um carregamento máximo equivalente a 40% da carga prevista de ruptura.

Foi realizada uma prova de carga do tipo rápida (QML – Quick Maintained Load), segundo prescrições da NBR 12131/91, em cada uma das seis estacas apiloadas (três de solo-cimento plástico e três de concreto), com o solo previamente inundado por 24 horas.



Os carregamentos foram aplicados em estágios iguais e sucessivos (1/20 da carga prevista para a ruptura das estacas), mantendo-se a carga constante por cinco minutos, efetuando-se leituras no início e no final de cada estágio.

A inundação do solo foi feita por meio de uma vala com 50 cm de profundidade, onde serão confeccionados quatro drenos com diâmetro de 10 cm e profundidade de 3 m, distantes de 70 cm do centro da estaca de teste. Serão tomados os devidos cuidados no sentido de controlar e manter constante a vazão de água no decorrer do ensaio.

Os resultados obtidos nestas provas de carga serão comparados com os resultados obtidos por Nacano (2001), com as mesmas estacas, em provas de carga quando do solo na umidade natural.

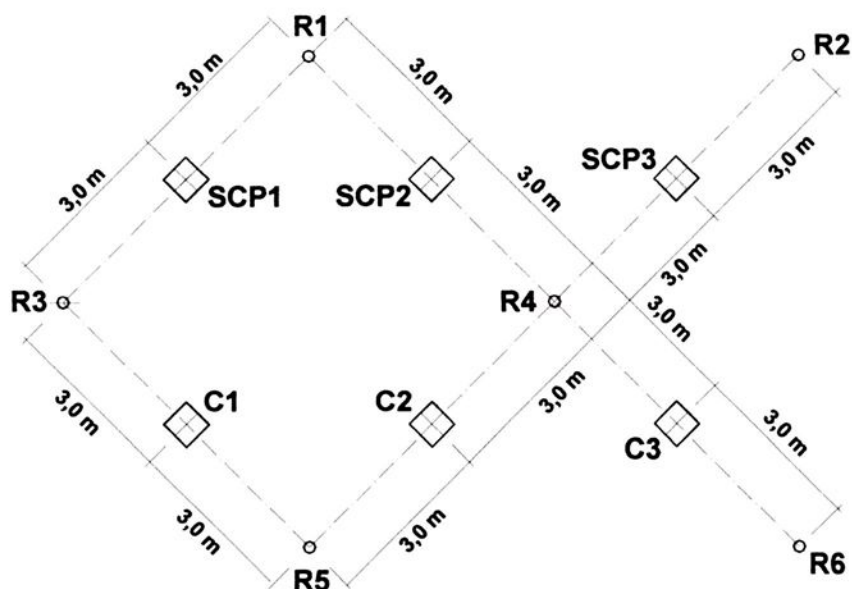
#### **4.2. Estacas de Teste e de Reação**

Para os ensaios de campo (provas de carga) foram utilizadas para teste seis estacas apiloadas com 20 cm de diâmetro e 4,5 m de comprimento, sendo três estacas confeccionadas com solo-cimento plástico e três com concreto; já, para reação foram utilizadas seis estacas apiloadas de concreto com 25 cm de diâmetro, 6 m de comprimento e armadas com barras de aço e estribos para absorverem os esforços de tração durante as provas de carga.

Para a abertura dos furos das estacas foi utilizado um tripé munido de um pilão com peso de 5 kN. Maiores detalhes e fotos da confecção destas estacas são mostrados na dissertação de Nacano (2001).

A disposição das estacas de teste e de reação no campo experimental é apresentada na Figura 4.1.





Legenda:

R<sub>i</sub> : estaca de reação

C<sub>i</sub> : estaca apoiada de concreto

SCP<sub>i</sub> : estaca apoiada de solo-cimento plástico

Figura 4.1. Disposição das estacas de teste e de reação no campo experimental.

#### 4.2.1. Estacas de Concreto

Na confecção das estacas de teste de concreto e seus respectivos blocos de transição com dimensões 55 cm x 55 cm x 55 cm foi adotado um traço de 1:3:3; já para as estacas de reação de concreto foi utilizado um traço de 1:2:3 e armadura com 4 $\phi$ 1/2" de aço CA-50B, estribada a cada 20 cm com barra lisa de aço com 3,2 mm de diâmetro.

O cimento utilizado na execução das estacas foi o Portland comum CP32 II-E, com adição de aditivo superplastificante redutor de água "Rheobuild 1203".

As estacas de reação tinham instalado um tirante *Dywidag* de rosca contínua com 32 mm de diâmetro, feita com aço especial ST-85/105, centralizado a mesma, com a função de interligar a estaca de reação com a viga de reação.

#### 4.2.2. Estacas de Solo-Cimento Plástico (SCP)

O solo utilizado como material componente da estaca de solo-cimento plástico (SCP) foi coletado no km 48 da rodovia dos Barrageiros, no Município de Ilha Solteira (SP). De acordo com a classificação HRB, trata-se de um solo A-4, facilmente encontrado na região Oeste do Estado de São Paulo (ver a Figura 3.1).

Ao solo utilizado na confecção das estacas SCP foi adicionada areia grossa lavada, estabelecendo-se a proporção de 6 partes de solo para 2 partes de areia, a areia foi utilizada com o intuito de melhorar as características do material em termos de deformabilidade e resistência à compressão.

Foi utilizado o traço 1:8, em volume. A escolha desse teor de cimento foi feita com base na experiência acumulada pelo Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP, ao longo de muitos anos de trabalho com esse material. Segantini (1994) apresenta a metodologia utilizada e os resultados obtidos.

Foi colocado um elemento de isopor no fundo do furo de cada estaca com mesmo diâmetro do seu fuste e de espessura igual a 50 mm no fundo do furo de cada estaca, com o objetivo de eliminar a resistência de ponta, obtendo-se assim leituras apenas do atrito lateral.

As estacas foram confeccionadas todas com diâmetro de 20 cm e comprimento de 4,5 m. Os blocos de transição foram confeccionados em concreto 1:3:3, com dimensões de 55 cm x 55 cm x 55 cm. O solo-cimento plástico foi preparado em betoneira, aplicando-se um teor de cimento igual a 14% e uma umidade em torno de 27%. Utilizou-se cimento Portland comum CP32 II-E.

Carvalho et al. (1990) avaliaram o custo do SCP para uso em estacas e tubulões, concluindo que o metro cúbico do material, produzido com o solo arenoso com teor de cimento de 14%, representa 32,6% do custo do concreto feito em obra.



### 4.3. Equipamentos Utilizados nos Ensaios de Compressão Simples

Foram realizados ensaios de compressão simples em corpos de prova cilíndricos de solo-cimento plástico, para obtenção da resistência e do módulo de elasticidade longitudinal.

#### 4.3.1. Prensa Hidráulica

O rompimento dos corpos-de-prova cilíndricos de SCP e de concreto foi feito em uma prensa hidráulica de procedência alemã, marca AMSLER, com capacidade de 1000 kN e sensibilidade de 1 kN, dotada de outras duas escalas de menor capacidade, uma de 200 kN e sensibilidade de 200 N e outra de 500 kN e sensibilidade de 500 N (ver a Foto 4.1).



Foto 4.1. Prensa hidráulica.

#### 4.3.2. Aparelho de Módulo

Utilizou-se o aparelho de módulo fabricado pelo LCECC, o qual possibilitou a obtenção das leituras de encurtamento sofridas pelos corpos-de-prova durante a

realização dos ensaios de ruptura por compressão simples. Esse aparelho é dotado de dois relógios comparadores com sensibilidade de 0,001 mm, posicionados de modo a propiciar leituras das deformações radiais e axiais sofridas pelos corpos-de-prova durante a aplicação dos carregamentos (ver a Foto 4.2).



Foto 4.2. Aparelho para determinação do módulo de elasticidade longitudinal.

#### **4.4. Equipamentos e Materiais Utilizados na Realização das Provas de Carga**

##### **4.4.1. Viga de Reação**

Para a realização das provas de carga foi utilizada uma viga de reação com capacidade de carga em torno de 500 kN, composta por duplo perfil em "I", enrijecida com cinco placas de aço nas faces superior e inferior.

A função da viga de reação é de fixar o macaco hidráulico de forma a possibilitar movimentos do mesmo no sentido vertical na direção de cima para baixo, permitindo com isso o carregamento da estaca de teste.

A viga de reação (ver Foto 4.3 e Figura 4.2) foi fixada por duas estacas de reação, sendo uma em cada extremidade; já a interligação da viga de reação às estacas de reação foi feita por tirantes e luvas de aço.



Foto 4.3. Viga de reação.

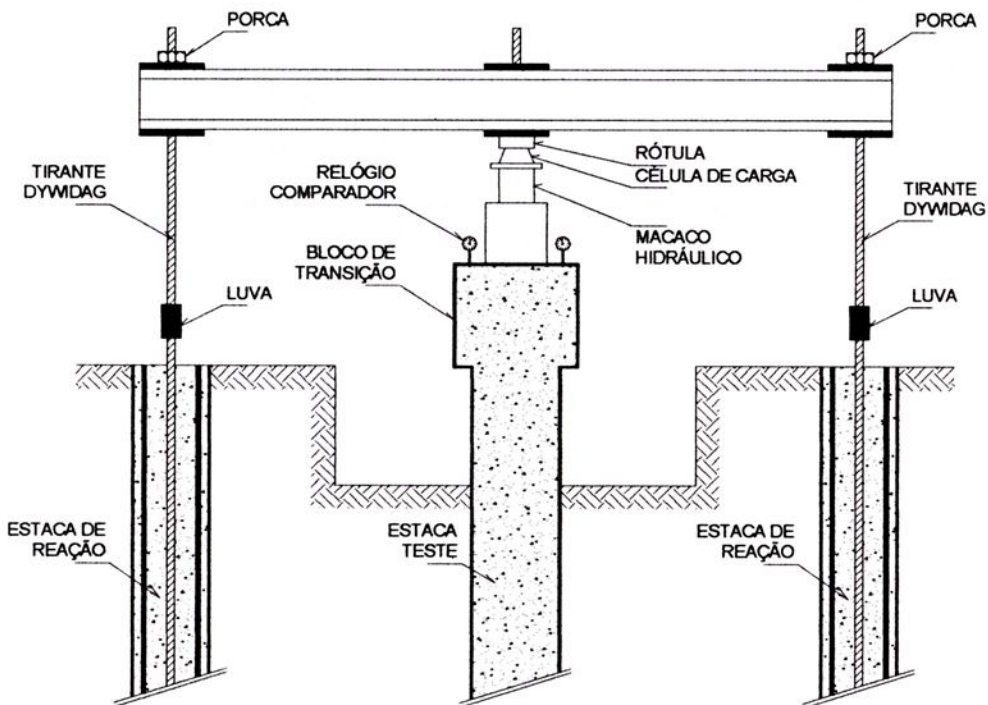


Figura 4.2. Detalhe da fixação da viga de reação a duas estacas de reação.

#### 4.4.2. Macaco Hidráulico

Os estágios de carregamento e de descarregamento ao longo das provas de carga foram realizados com um conjunto de macaco hidráulico manual e bomba de 1000 kN de capacidade (ver Foto 4.4), com furo central para passagem de tirantes de segurança. Os carregamentos aplicados foram monitorados por meio de uma célula de carga conectada a um indicador de deformação. Previamente o macaco hidráulico foi calibrado com o indicador de deformação, utilizando-se uma prensa hidráulica.



Foto 4.4. Macaco Hidráulico

#### 4.4.3. Célula de Carga

Para monitorar os estágios de carregamentos nas provas de carga foi utilizada uma célula de carga vazada com capacidade de 500 kN (ver a Foto 4.5), devidamente calibrada. Efetuou-se o controle da aplicação dos carregamentos pelo indicador de deformação, que foi conectado a célula de carga.

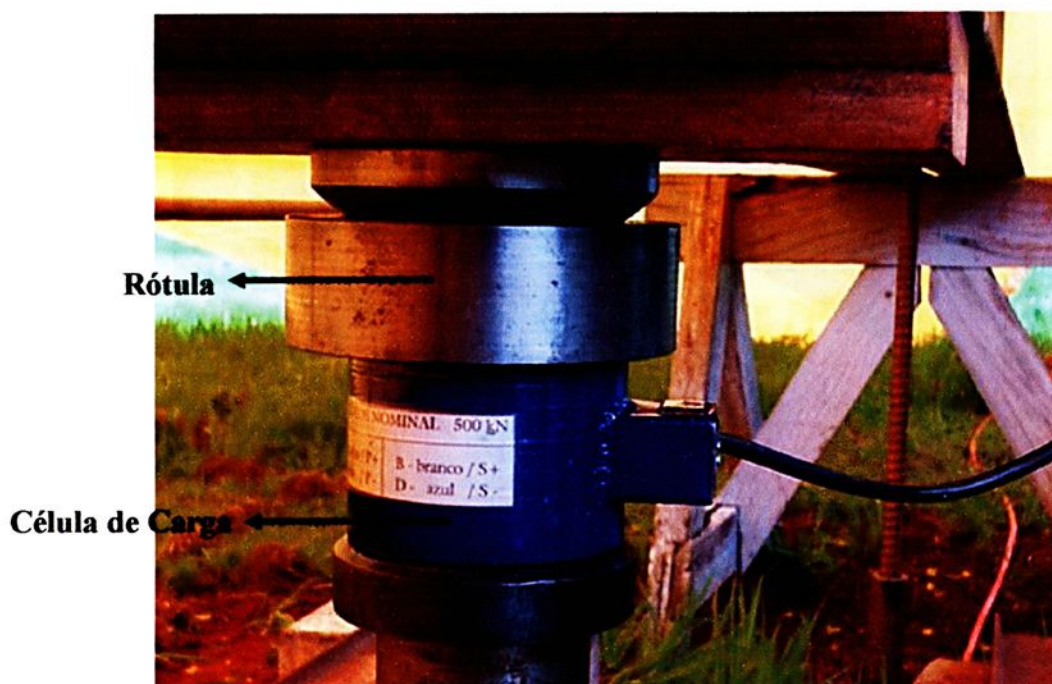


Foto 4.5. Célula de Carga e Rótula

#### 4.4.4. Rótula

Para manter a estabilidade do sistema e a axialidade dos carregamentos, ao longo das provas de carga, utilizou-se uma rótula de aço especial ST-85/105, confeccionada pela *Dywidag*, vazada, com capacidade de 500 kN, inserida entre a viga de reação e a célula de carga (ver Foto 4.5).

#### 4.4.5. Indicador de Deformação

O monitoramento das cargas aplicadas nos estágios de carregamento das provas de carga foi feito por meio de um indicador de deformação (ver a Foto 4.6). Com sua utilização foi possível manter constante a pressão exercida pelo macaco hidráulico sobre a estaca de teste no decorrer dos estágios de carregamento das provas de carga.



Foto 4.6. Indicador de Deformação.

#### 4.4.6. Sistema de Referência

O sistema de referência foi composto por dois perfis metálicos "I", com 10 cm de alma e abas de 5 cm, dispostos um de cada lado do bloco de transição da estaca, devidamente bi-apoiados e afastados das estacas ensaiadas (ver a Foto 4.7).



Foto 4.7. Sistema de referencia composto por dois perfis "I".

#### 4.4.7. Relógios Comparadores

Para as leituras de recalque (deslocamento vertical da cabeça da estaca), foram utilizados quatro relógios comparadores analógicos, com curso de 50 mm e precisão de 0,01 mm, posicionados diametralmente opostos à estaca de teste, fixados ao sistema de referência por meio de bases magnéticas e posicionadas suas hastes de leituras sobre placas de acrílico coladas no topo dos blocos de transição (ver a Foto 4.8).



Foto 4.8. Relógio Comparador apoiado em placa de acrílico.

#### 4.4.8. Placa de Acrílico

Utilizou-se uma placa plana de acrílico de 5 cm x 7 cm e espessura de 3 mm, para receber a ponta da haste de leitura do relógio comparador, a mesma foi colada no bloco de transição da estaca, de forma a garantir o nivelamento do relógio (ver a Foto 4.8).

#### 4.4.9. Sistema de Reação

O sistema de reação utilizado nas provas de carga foi do tipo ação-reação, sendo que a aplicação da carga foi feita por intermédio de um conjunto macaco hidráulico e bomba. O macaco hidráulico foi instalado entre a viga de reação e o bloco de transição. A ancoragem entre a viga de reação e as estacas de reação foram feitas por intermédio de peças especiais, incluindo-se porcas, placas, luvas e tirantes *Dywidag*, todos em aço especial ST-85/105. As Figuras 4.2 e 4.3 apresentam esquemas, respectivamente, de uma prova de carga realizada por Nacano (2001) e o utilizado neste trabalho (com a inundação do solo), mostrando todos os materiais e equipamentos utilizados na mesma, e que foram descritos no texto acima.

#### 4.4.10. Drenos

Para possibilitar a inundação do solo ao redor do fuste das estacas de teste, nas provas de carga com inundação do solo de fundação, foram confeccionados com um trado do tipo concha, quatro furos com comprimento de 3 m e diâmetro de 10 cm, distantes de 1,0 m do centro da estaca, preenchidos com pedregulho de modo a permitir a drenagem e uma melhor infiltração da água no solo. Os furos foram executados no fundo da vala com 1 m x 1 m x 0,5 m, que foi confeccionada ao redor de cada estaca de teste, de maneira a não permitir o contato do bloco de transição com o solo (ver a Foto 4.9 e a Figura 4.3).





Foto 4.9. Execução de dreno com trado manual.

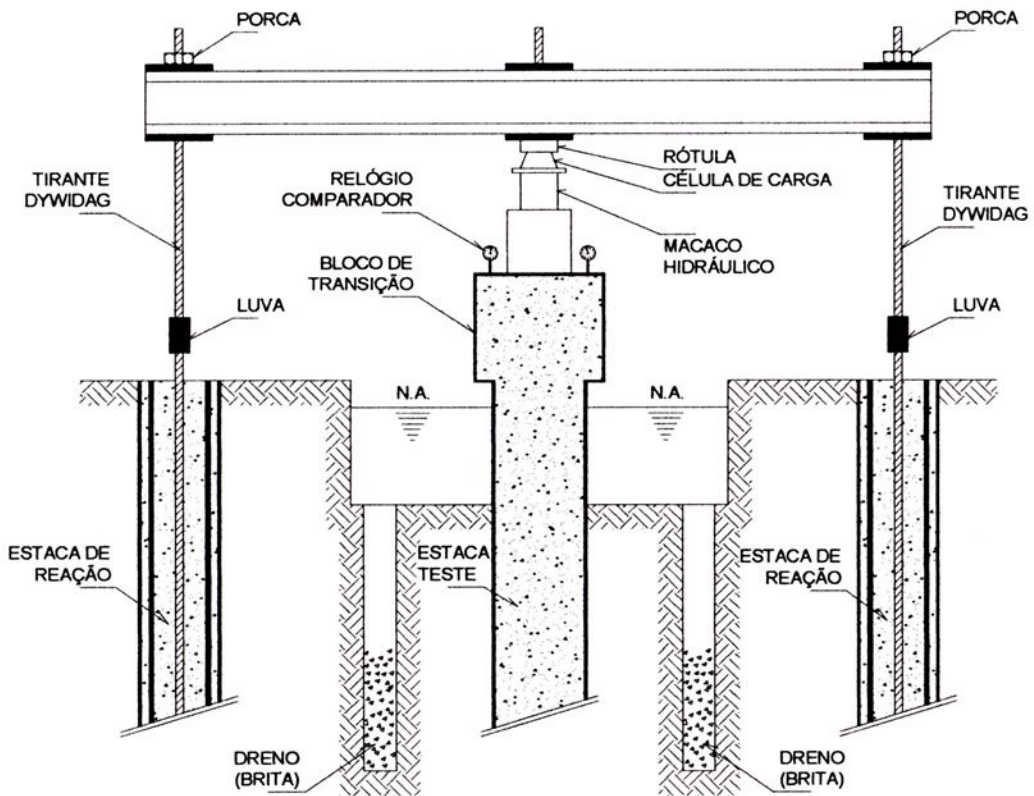


Figura 4.3. Detalhe dos drenos utilizados para a inundação do solo.

## 5. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES

---

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos na ruptura dos corpos de prova para a idade de 28 dias a 02 anos que foram executados por Segantini (2000) e o ensaio realizado neste trabalho após 05 anos de idade.

São apresentados, também, os resultados das provas de carga do tipo rápida (QML) realizadas por Nacano (2001) com as mesmas estacas, quando do solo na umidade natural e os resultados obtidos nesta pesquisa, quando do solo inundado, os quais foram tratados, comparados e analisados.

### 5.1. Ruptura dos Corpos de Prova de 15 cm x 30 cm

A Figura 5.1 apresenta a curva de evolução da resistência à compressão simples em função do tempo de cura; já, a Figura 5.2 mostra a curva de evolução do módulo de elasticidade secante do **SCP** em função do tempo de cura, nas quais se observa que tanto a resistência quanto o módulo de elasticidade do material aumentam com a idade de cura até 240 dias, a partir da qual se estabilizam.

Na tabela 5.1 são mostrados os valores numéricos de resistência, módulo de elasticidade secante, peso específico aparente e absorção do **SCP**. Por sua vez, nas Figuras 5.3 a 5.10 são mostradas as curvas tensão  $\times$  deformação do **SCP** para as



idades de cura de 28 dias, 56 dias, 120 dias, 240 dias, 1 ano, 1,5 anos, 2 anos e 5 anos. No Anexo I são apresentados os valores numéricos obtidos das tensões, deformações e módulos de elasticidade.

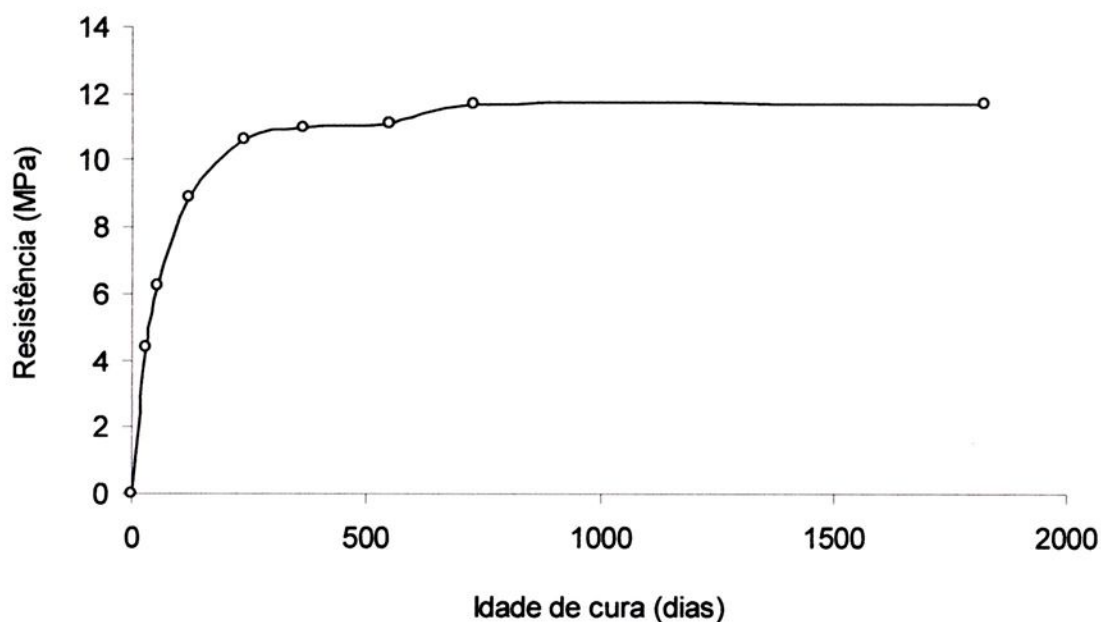


Figura 5.1. Resistência média do SCP.

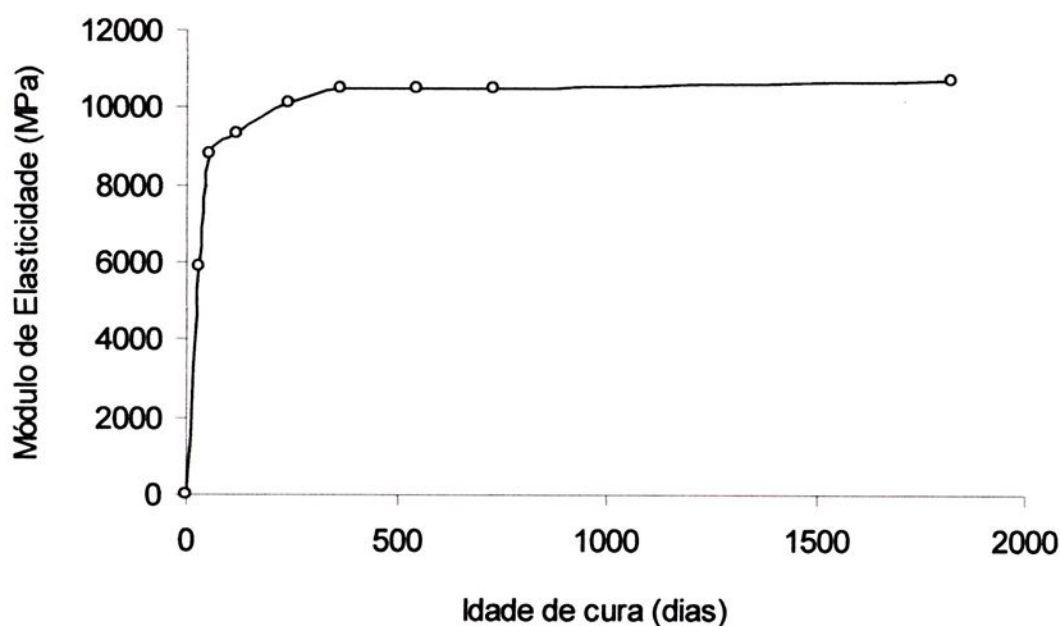


Figura 5.2. Módulo de elasticidade secante do SCP.

Na Tabela 5.1 são apresentados os valores numéricos de resistência, módulo de elasticidade secante, peso específico aparente e absorção do **SCP**, obtidos nos ensaios realizados por Segantini (2000) para as idades de cura de 28 dias, 56 dias, 120 dias, 240 dias, 1 ano, 1,5 anos e 2 anos, e os resultados para a idade de 5 anos obtidos neste trabalho.

Tabela 5.1. Ruptura dos corpos de prova de 15 cm x 30 cm.

Data	Idade de cura	CP n°	$\gamma_{SCP}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Absorção (%)	$\sigma_R$ (MPa)	$\sigma_{mR,j}$ (MPa)	$E_{40\%}$ (GPa)	$E_{m,40\%}$ (GPa)
04/07/97	28 dias	1	16,3	21,3	4,3	4,4	5,4	5,9
		2			4,5		4,7	
		3			4,5		7,7	
05/08/97	56 dias	4	16,2	20,9	6,2	6,2	8,6	8,8
		5			6,0		9,3	
		6			6,4		8,4	
08/10/97	120 dias	7	16,3	20,5	8,9	8,9	8,1	9,3
		8			9,2		9,4	
		9			8,5		10,4	
05/02/98	240 dias	10	16,6	20,9	10,7	10,6	10,1	10,1
		11			10,4		9,9	
		12			10,8		10,2	
04/07/98	1 ano	13	16,5	21,3	11,5	11,0	11,1	10,5
		14			11,3		8,4	
		15			10,4		12,1	
04/01/99	1,5 anos	16	16,6	21,1	11,7	11,1	12,1	10,5
		17			10,8		9,6	
		18			10,9		9,7	
05/07/99	2 anos	19	16,7	21,5	11,6	11,7	10,0	10,5
		20			11,7		10,7	
		21			12,0		10,8	
04/11/02	5 anos	22	16,7	21,6	11,6	11,7	10,2	10,7
		23			11,7		11,3	
		24			11,8		10,5	

Na Tabela 5.1 observa-se que tanto o peso específico aparente quanto a absorção do **SCP** sofreram variações muito pequenas. A resistência à compressão igual a 11,7 MPa e o módulo de elasticidade de 10,7 GPa, mostram que o solo-cimento plástico pode ser utilizado na confecção de estacas.



As Figuras 5.3 a 5.9 apresentam gráficos de tensão versus deformação do SCP, respectivamente, nas idades de cura de 28 dias, 56 dias, 120 dias, 240 dias, 1 ano, 1,5 anos e 2 anos de cura (In: Segantini 2000)

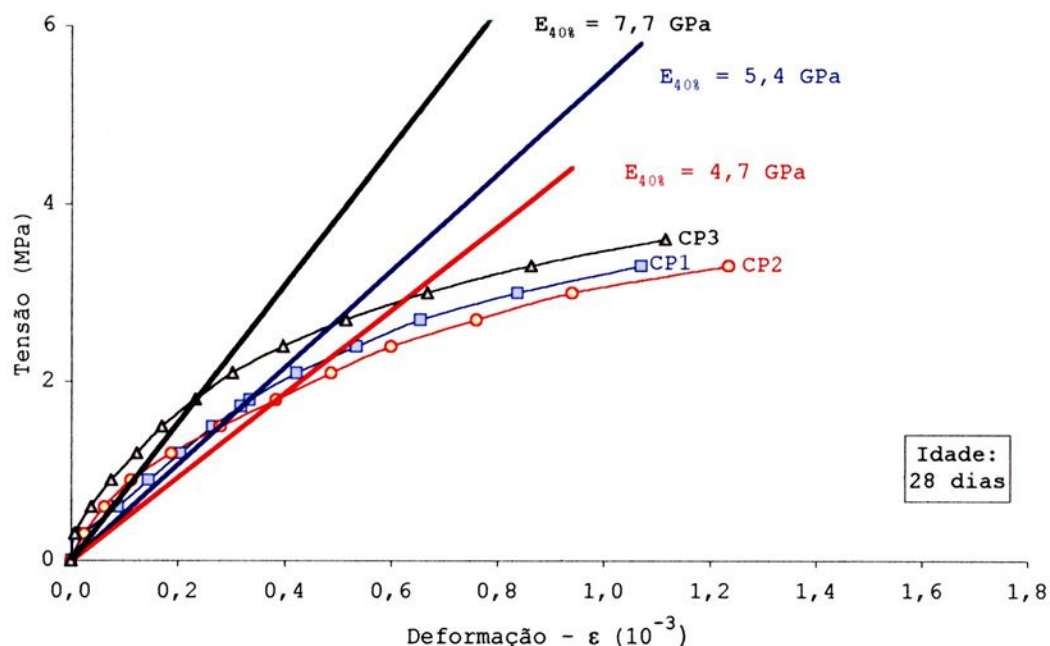


Figura 5.3. Tensão  $\times$  deformação do SCP com 28 dias de cura (In: Segantini 2000)

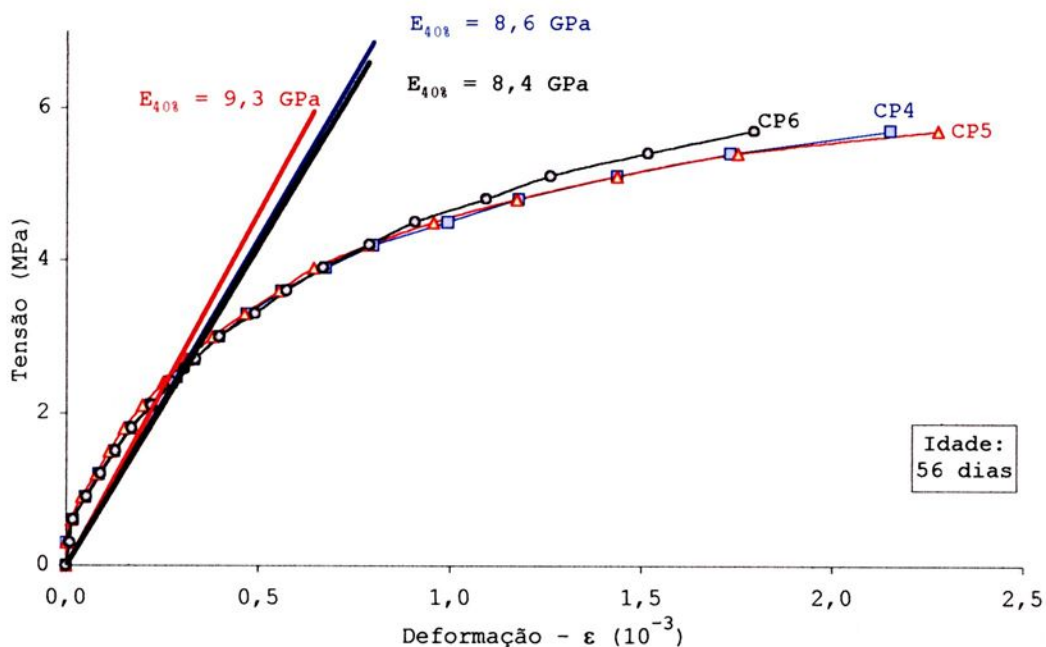


Figura 5.4. Tensão  $\times$  deformação do SCP com 56 dias de cura (In: Segantini 2000)

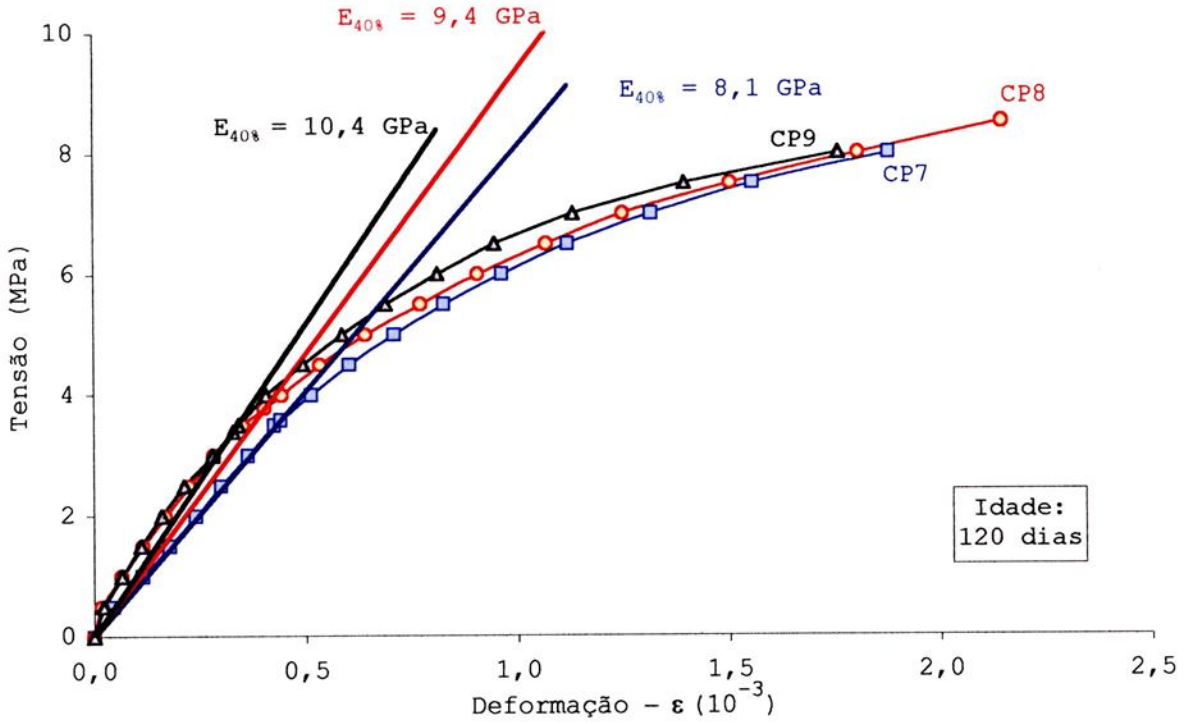


Figura 5.5. Tensão x deformação do SCP com 120 dias de cura (In: Segantini 2000)

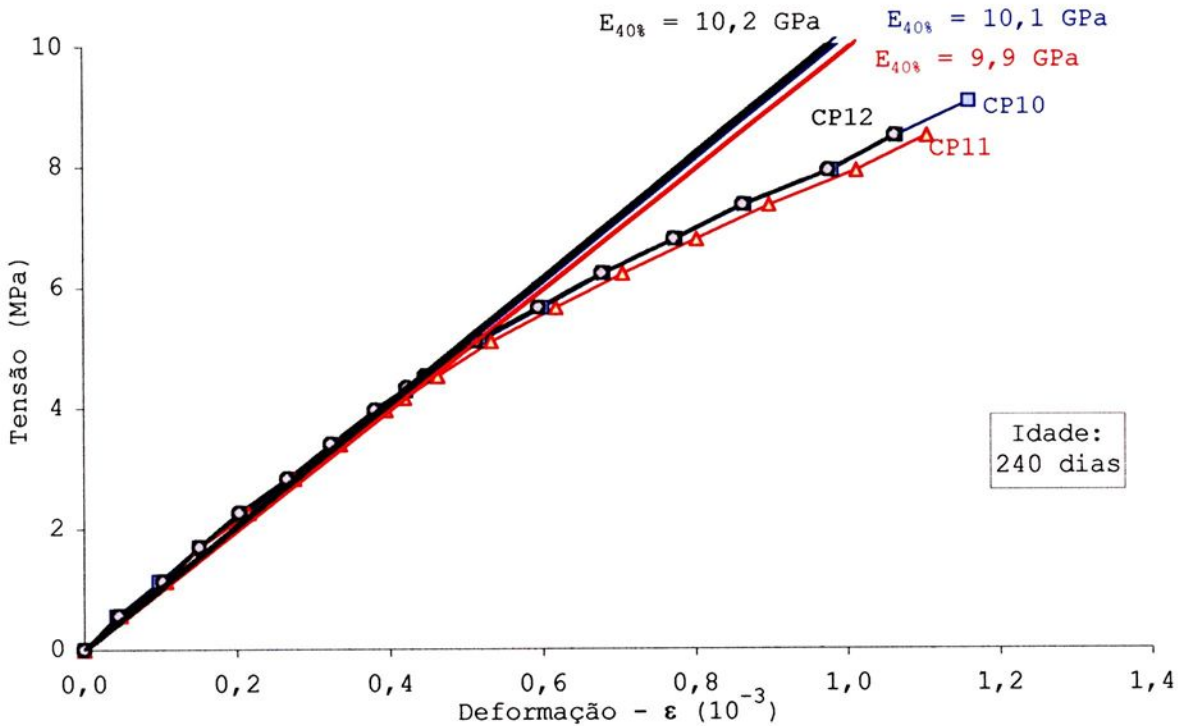


Figura 5.6. Tensão x deformação do SCP com 240 dias de cura (In: Segantini 2000)

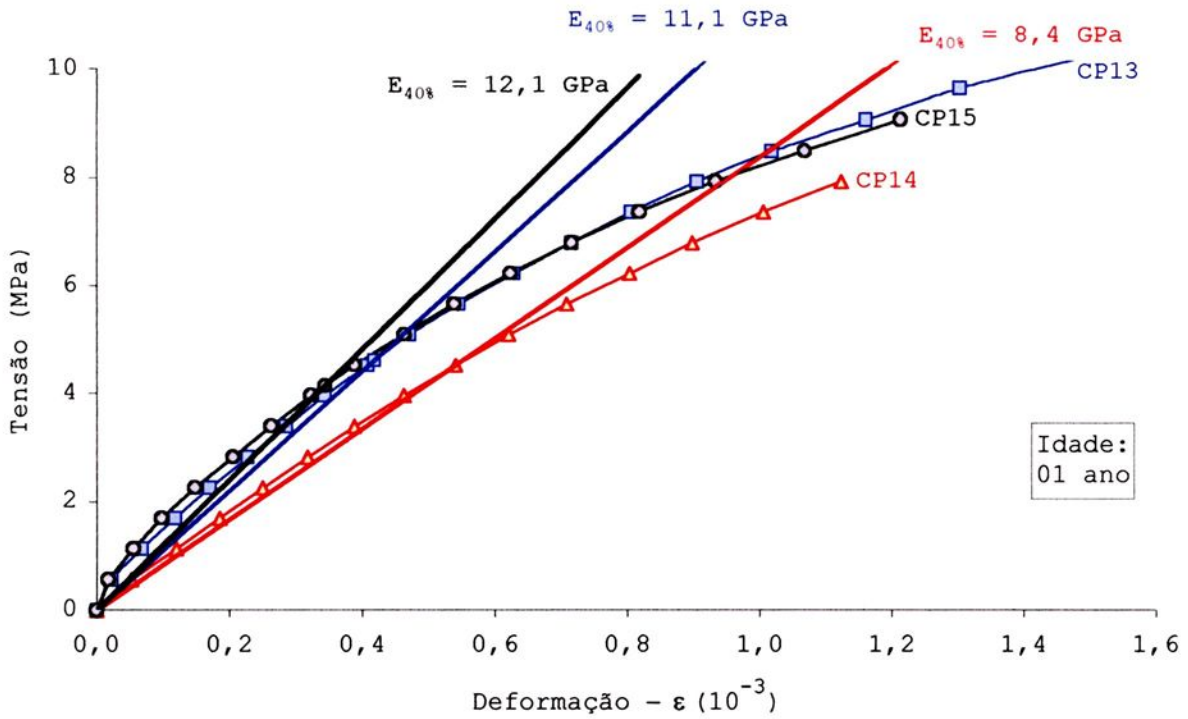


Figura 5.7. Tensão x deformação do SCP com 1 ano de cura (In: Segantini 2000)

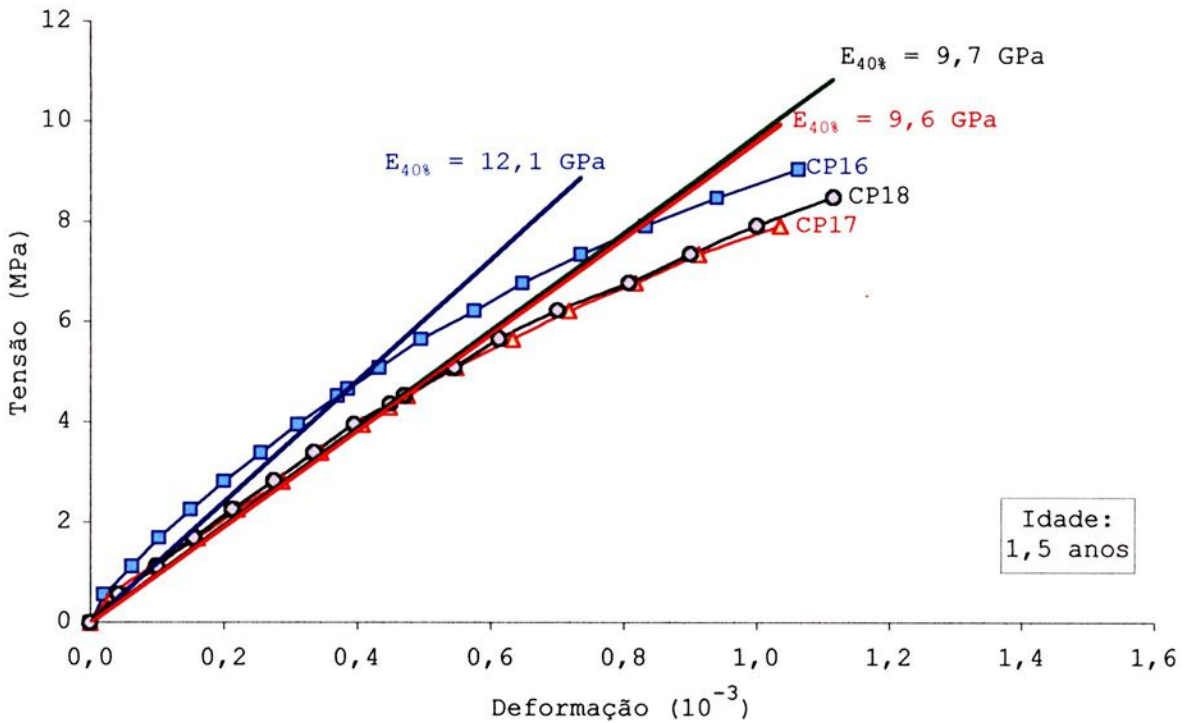


Figura 5.8. Tensão x deformação do SCP com 1,5 anos de cura (In: Segantini 2000)

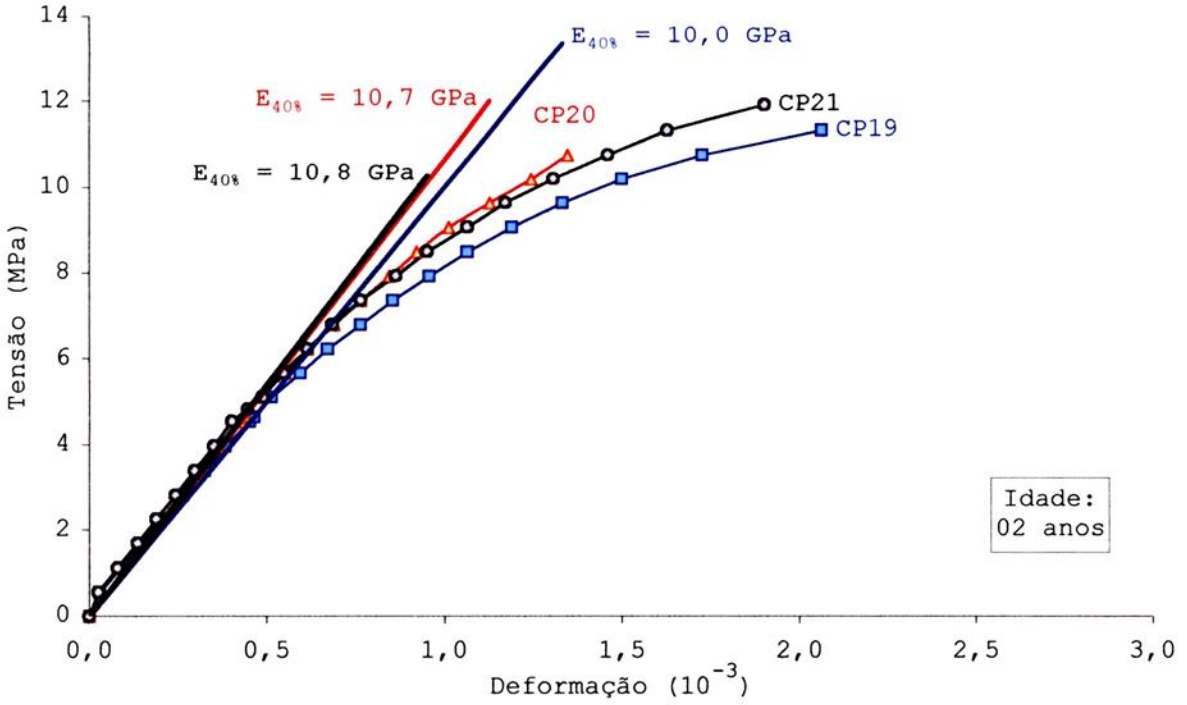


Figura 5.9. Tensão x deformação do SCP com 2 anos de cura (In: Segantini 2000)

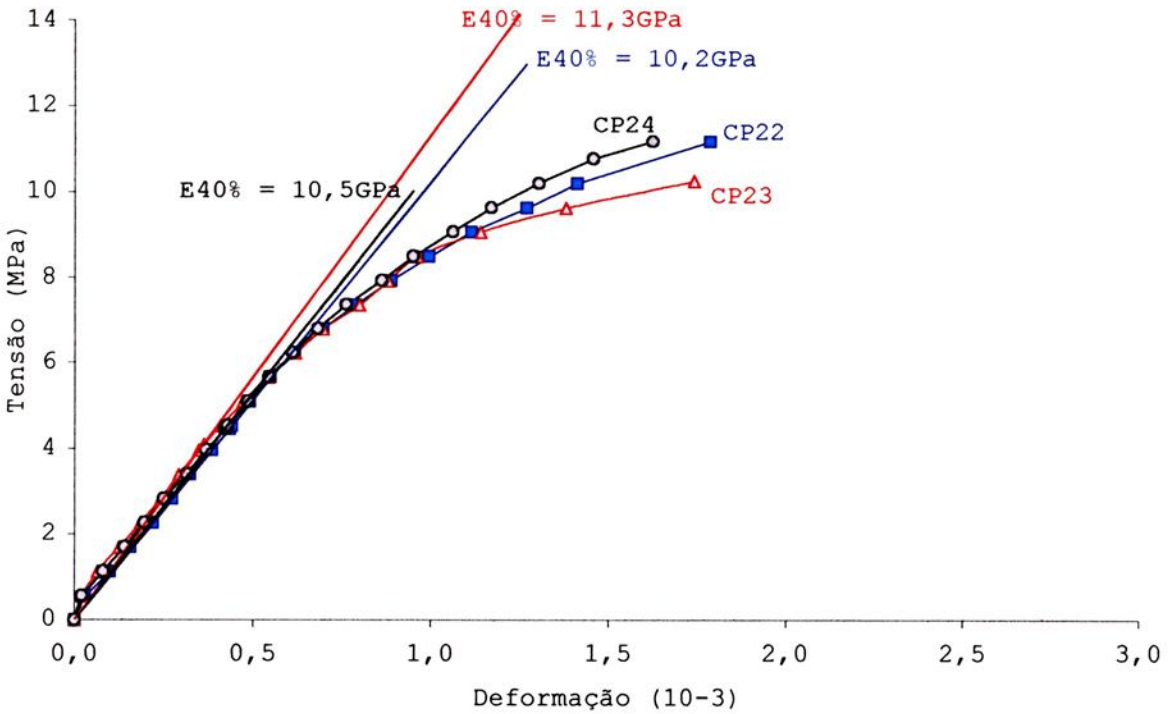


Figura 5.10. Tensão x deformação do SCP com 5 anos de cura

Na Figura 5.3 referente a 28 dias de cura observa-se que a resistência média do material ainda tem um valor pequeno, devido possivelmente a uma umidade ainda elevada do mesmo; mas, com a evolução da idade de cura de 56 dias a 1,5 anos (ver Figuras 5.4, 5.5, 5.6, 5.7 e 5.8), verifica-se que este valor aumenta gradativamente, no entanto, quando atinge uma idade de 2 anos (Figura 5.9) este valor aparentemente se estabiliza. Esta possível estabilização fica definitivamente caracterizada com o ensaio realizado neste trabalho para a idade de 5 anos (Figura 5.10).

Já com relação ao módulo de elasticidade médio verifica-se que para a idade de cura de 28 dias (Figura 5.3) o valor obtido é pequeno, também, devido possivelmente a uma umidade ainda elevada no material; mas, com a evolução da idade de 56 dias a 1 ano (ver Figuras 5.4, 5.5, 5.6 e 5.7), verifica-se que estes valores aumentam gradativamente, no entanto, quando atinge uma idade de cura de 1,5 anos (Figura 5.8) estes valores aparentemente se estabilizam. Esta possível estabilização continua a ser observada para a idade de 2 anos (Figura 5.9) e, que, fica definitivamente caracterizada com o ensaio realizado neste trabalho para a idade de 5 anos (Figura 5.10).

## **5.2. Provas de Carga em Estacas**

Foram reensaiadas três estacas apiloadas de concreto e três estacas apiloadas de solo-cimento plástico, descritas na Tabela 5.2.



Tabela 5.2. Descrição das estacas apiloadas de concreto e de solo-cimento plástico que foram utilizadas nas provas de carga.

Estacas Apiloadas		L (m)	D (cm)	$A_p$ (m <sup>2</sup> )	$A_s$ (m <sup>2</sup> )
Material	Notação				
Concreto	CON-1	4,5	20	0,0314	2,8
	CON-2				
	CON-3				
Solo-cimento plástico	SCP-1	4,5	20	0,0314	2,8
	SCP-2				
	SCP-3				

L : comprimento da estaca; D : diâmetro da estaca;  $A_p$  : área da seção transversal da ponta da estaca; e  $A_s$  : área lateral do fuste da estaca.

### 5.2.1. Provas de Carga em Solo com Umidade Natural

São apresentados e discutidos os resultados das provas de carga realizadas com as estacas para o solo em sua umidade natural.

#### 5.2.1.1. Estacas Apiloadas de Concreto

As provas de carga realizadas com as estacas **CON-1**, **CON-2** e **CON-3** foram levadas até a carga máxima de ensaio, fornecendo os resultados descritos na Tabela A.10 do Anexo, já as curvas de carga versus recalque são mostradas nas Figuras 5.11, 5.12 e 5.13.



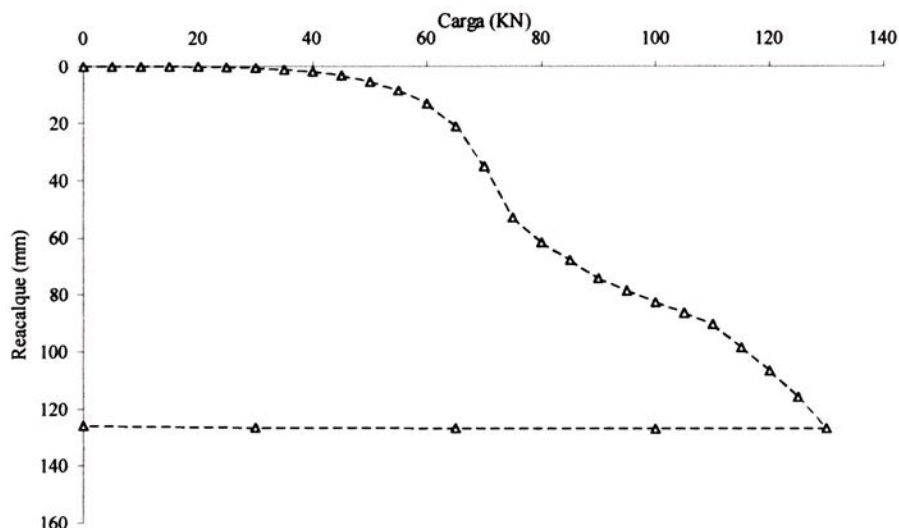


Figura 5.11. Curva carga versus recalque estaca CON-1 – solo natural (In: Nacano, 2001)

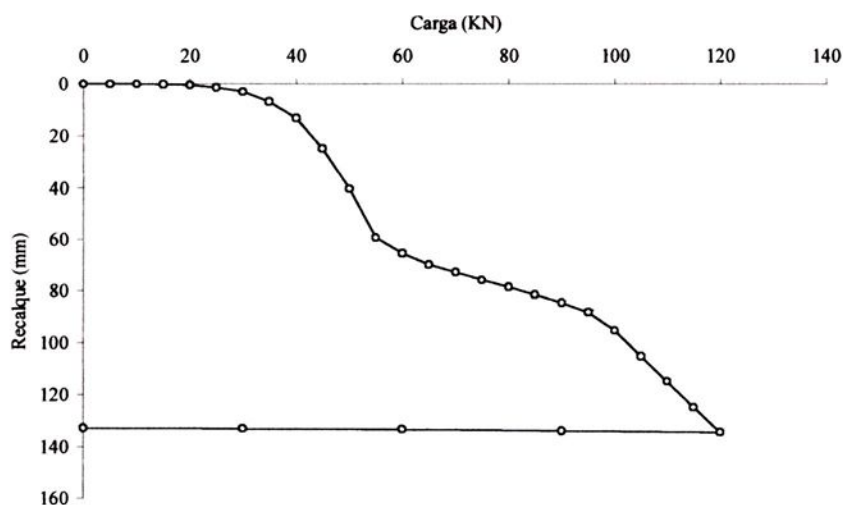


Figura 5.12. Curva carga versus recalque estaca CON-2 – solo natural (In: Nacano, 2001)

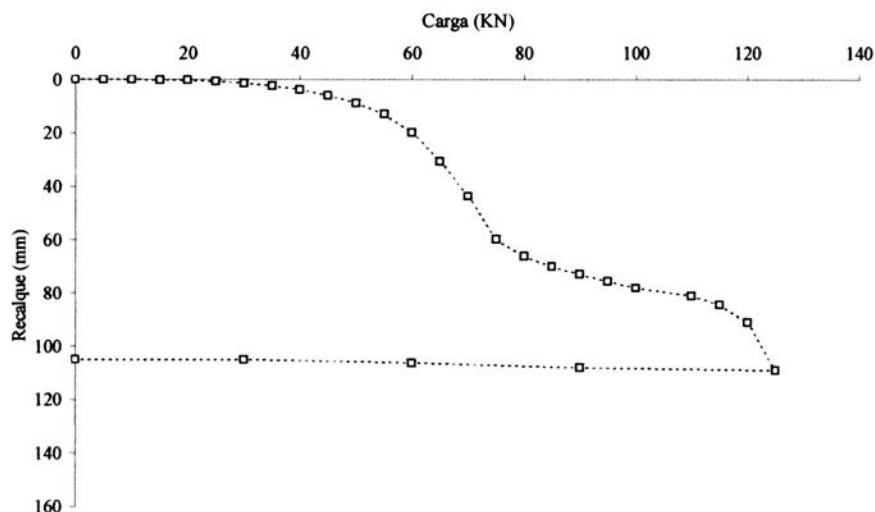


Figura 5.13. Curva carga versus recalque estaca CON-3 – solo natural (In: Nacano, 2001)

A observação das Figuras 5.11, 5.12 e 5.13 mostra que as estacas apiloadas de concreto sofreram pequenos recalques até carregamentos em torno de 30% da carga máxima de ensaio, a partir dos quais os recalques aumentaram até o final do ensaio. Outra verificação foi que a manifestação das resistências de ponta das estacas iniciaram-se para cargas aplicadas nas cabeças das mesmas em torno de 75 kN. Estes valores não podem ser afirmados, pois se faz necessário o desenvolvimento de instrumentações específicas que registrem o exato momento em que a ponta da estaca começa a reagir contra o solo sob sua ponta, ou seja, após o total esmagamento do elemento de poliestileno expandido colocado sob a ponta das mesmas.

A Figura 5.14 apresenta as curvas das figuras anteriores, sobrepostas em um único gráfico, para uma análise comparativa dos resultados obtidos nas três provas de carga.

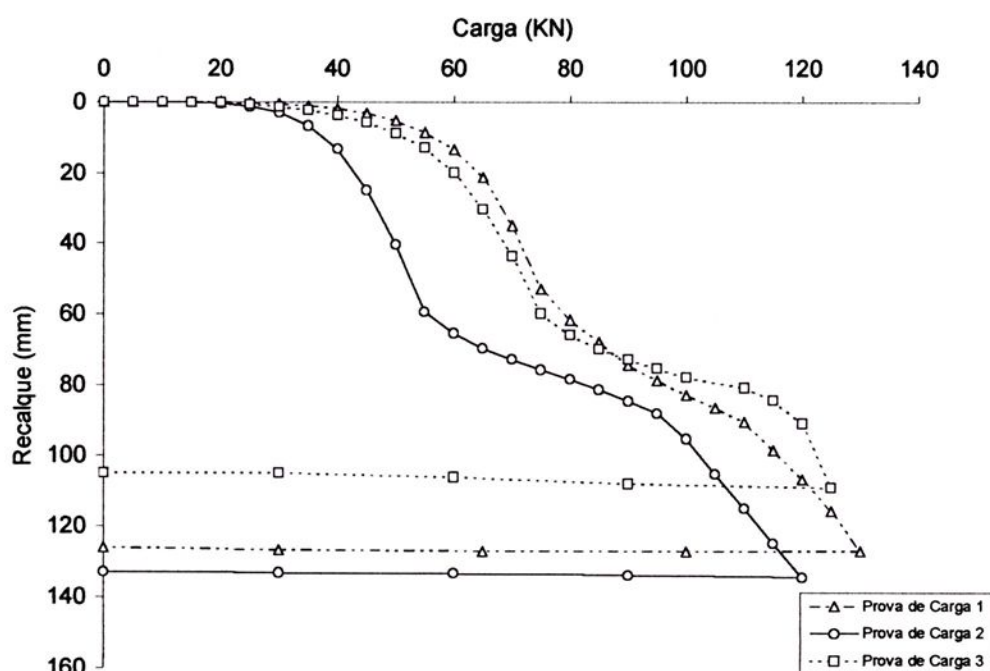


Figura 5.14. Curvas de carga versus recalque das estacas apiloadas CON-1, CON-2 e CON-3 - solo natural.

A análise da Figura 5.14 mostra um comportamento similar entre as curvas de carga versus recalque obtidas nas provas de carga realizadas com as estacas **CON-1**, **CON-2** e **CON-3**. Os valores das cargas máximas atingidas no ensaio e dos recalques são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 Resumo das provas de carga – solo natural.

Estaca	$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\rho$ (mm)	$\bar{Q}_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\bar{\rho}$ (mm)
<b>CON-1</b>	130	127,05	<b>125,0</b>	<b>123,4</b>
<b>CON-2</b>	120	134,29		
<b>CON-3</b>	125	108,90		

$Q_{m\acute{a}x}$ : carga máxima de ensaio;  $\rho$ : recalque;  $\bar{Q}_{m\acute{a}x}$ : carga média máxima de ensaio; e  $\bar{\rho}$ : recalque médio.

A Tabela 5.3 mostra que carga média máxima dos ensaios foi de 125,0 KN.

### 5.2.1.2. Estacas de SCP

As provas de carga realizadas com as estacas **SCP-1**, **SCP-2** e **SCP-3**, forneceram os resultados descritos na Tabela A.11 do Anexo, já as curvas de carga versus recalque são mostradas nas Figuras 5.15, 5.16 e 5.17.

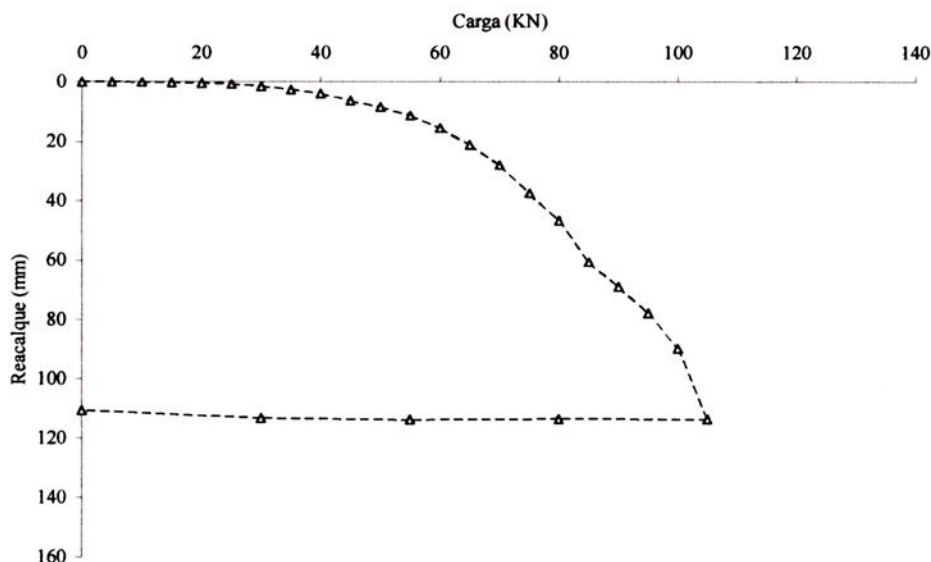


Figura 5.15. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada **SCP-1** - solo natural. (In: Nacano, 2001)

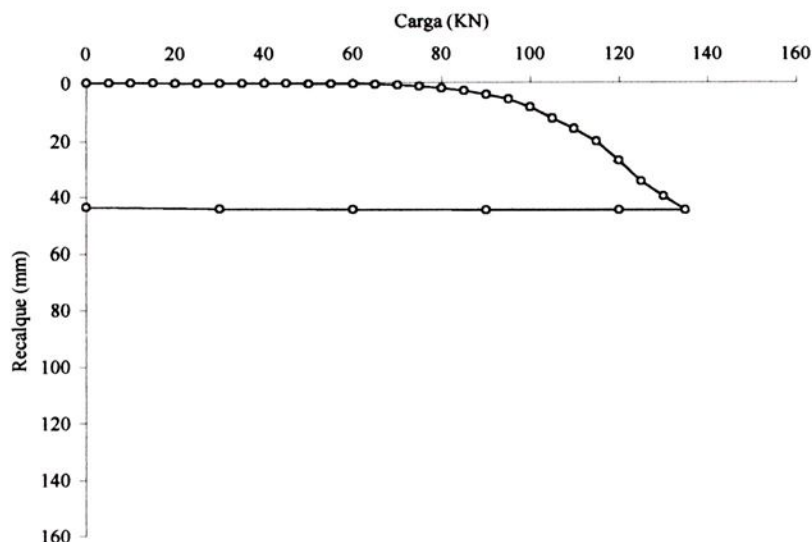


Figura 5.16. Curva de carga versus recalque da estaca apilada **SCP-2** - solo natural.  
(In: Nacano, 2001)

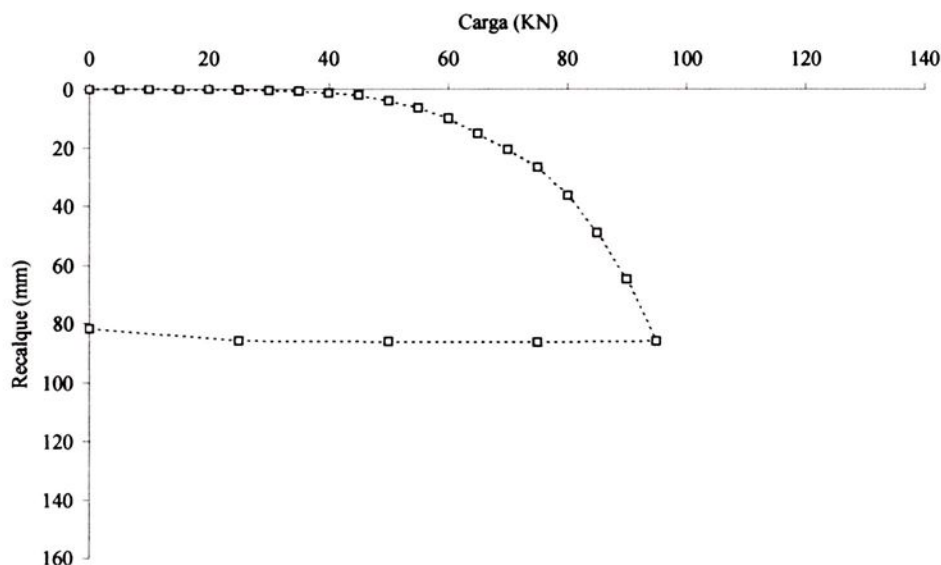


Figura 5.17. Curva de carga versus recalque da estaca apilada **SCP-3** - solo natural.  
(In: Nacano, 2001)

As Figuras 5.15, 5.16 e 5.17 mostram que as estacas apiladas de solo-cimento plástico sofreram pequenos recalques até carregamentos em torno de 30% da carga máxima obtida no ensaio, a partir dos quais os recalques aumentaram até o final do ensaio. Este comportamento foi idêntico ao das estacas apiladas de concreto, mostrando que para cargas inferiores a 30% da carga máxima de ensaio a maior deformabilidade do solo-cimento plástico não interferiu no comportamento da

estaca, sendo percebida interferência só quando de carregamentos superiores a 30%.

A Figura 5.18 apresenta as três curvas das figuras anteriores sobrepostas para uma análise comparativa dos resultados obtidos nas três provas de carga.

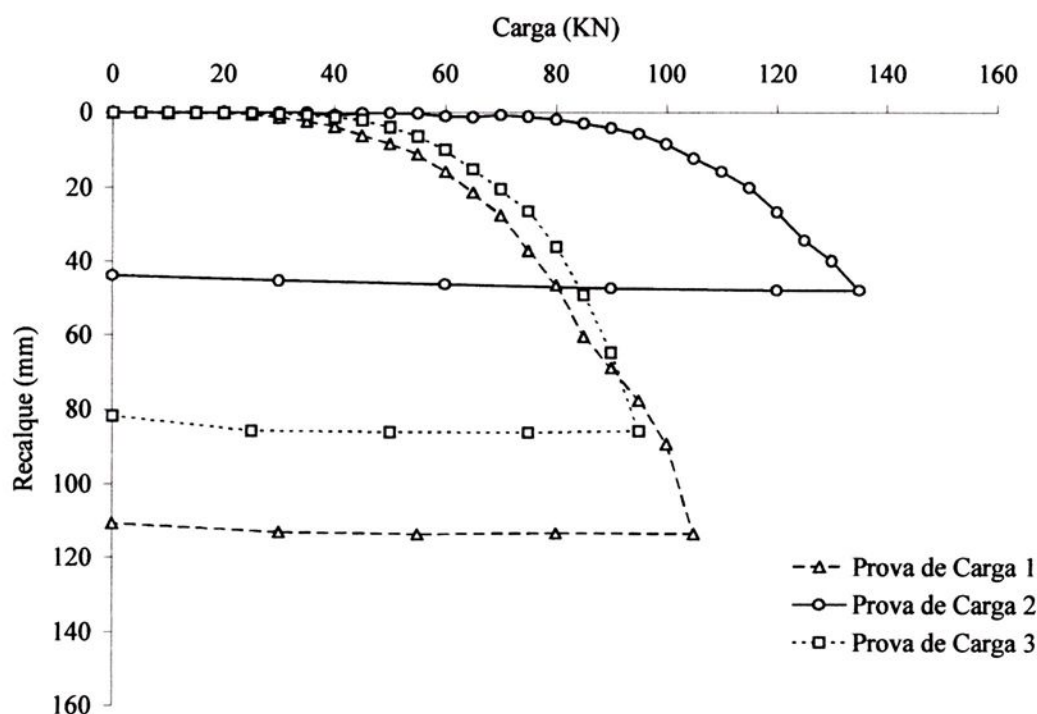


Figura 5.18. Curvas de carga versus recalque das estacas apiladas **SCP-1**, **SCP-2** e **SCP-3** confeccionadas em SCP e ensaiadas em solo natural.

A análise da figura acima com respeito às cargas de ruptura ( $Q_r$ ) e aos recalques ( $\rho$ ) sofridos pelas três estacas apiladas de solo-cimento plástico (**SCP-1**, **SCP-2** e **SCP-3**) foi resumida na Tabela 5.4.

Tabela 5.4. Resumo das provas de carga – solo natural.

Estaca	$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\rho$ (mm)	$\bar{Q}_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\bar{\rho}$ (mm)
<b>SCP-1</b>	105	113,44	<b>111,7</b>	<b>85,9</b>
<b>SCP-2</b>	135	47,82		
<b>SCP-3</b>	95	85,87		

$Q_{m\acute{a}x}$ : carga máxima do ensaio;  $\rho$ : recalque;  $\bar{Q}_{m\acute{a}x}$ : carga média máxima do ensaio; e  $\bar{\rho}$ : recalque médio.

A Tabela 5.4 mostra que na prova de carga realizada com a estaca **SCP-2** obteve uma carga máxima do ensaio de 135 KN, fugindo um pouco em relação às outras duas estacas; talvez por problemas executivos da estaca. A carga média máxima do ensaio foi de 111,7 KN.

### 5.2.2. Provas de Carga em Solo Inundado

São apresentados e discutidos os resultados das provas de carga realizadas com as estacas para o solo após inundação.

#### 5.2.2.1. Estacas Apiloadas de Concreto

As provas de carga realizadas com as estacas **CON-1**, **CON-2** e **CON-3** forneceram os resultados descritos na Tabela A.12 do Anexo, já as curvas de carga versus recalque são mostradas nas Figuras 5.19, 5.20 e 5.21.

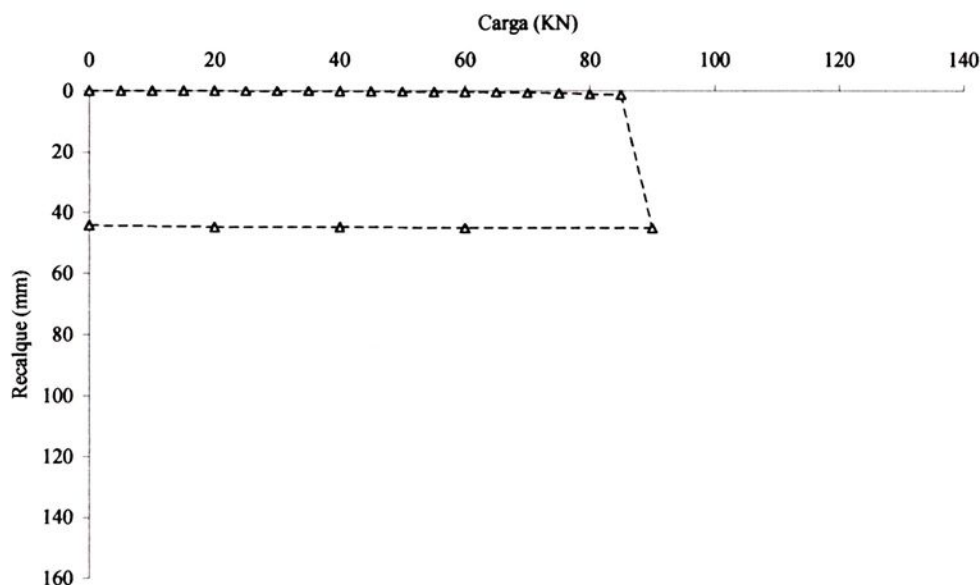


Figura 5.19. Curva de carga versus recalque da estaca apiloadada **CON-1** – solo inundado.

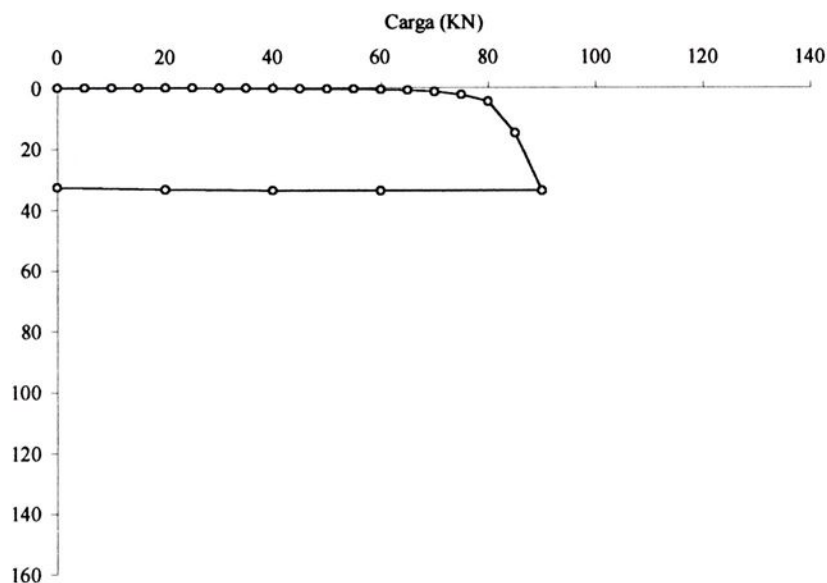


Figura 5.20. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada **CON-2** – solo inundado.

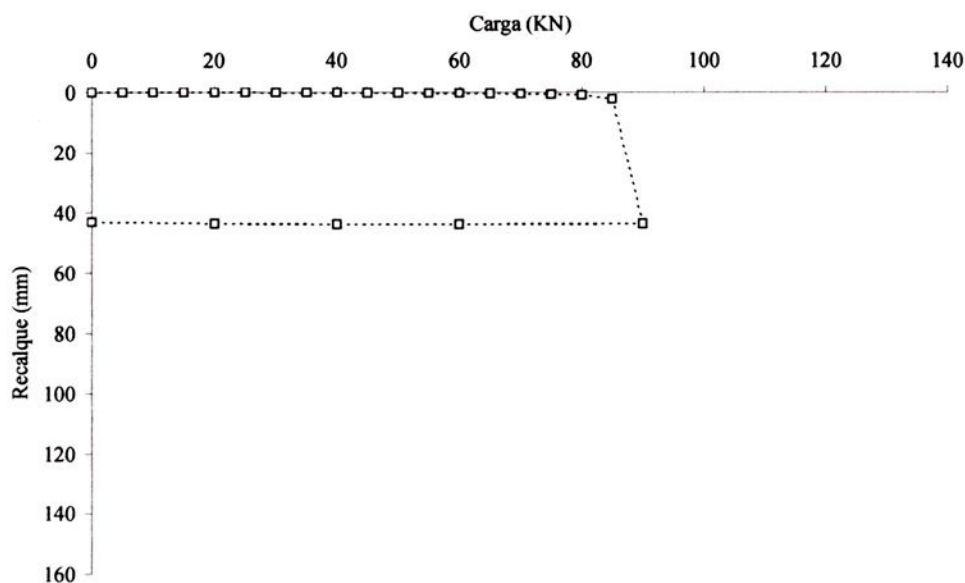


Figura 5.21. Curva de carga versus recalque da estaca apiloada **CON-3** – solo inundado.

As Figuras 5.19, 5.20 e 5.21 mostram que as estacas sofreram pequenos recalques até carregamentos em torno de 85% da carga máxima do ensaio, a partir dos quais os recalques aumentaram de forma abrupta até o final do ensaio, evidenciando o efeito da inundação no colapso do solo.

A Figura 5.22 apresenta as três curvas das figuras anteriores sobrepostas para uma análise comparativa dos resultados obtidos nas três provas de carga.

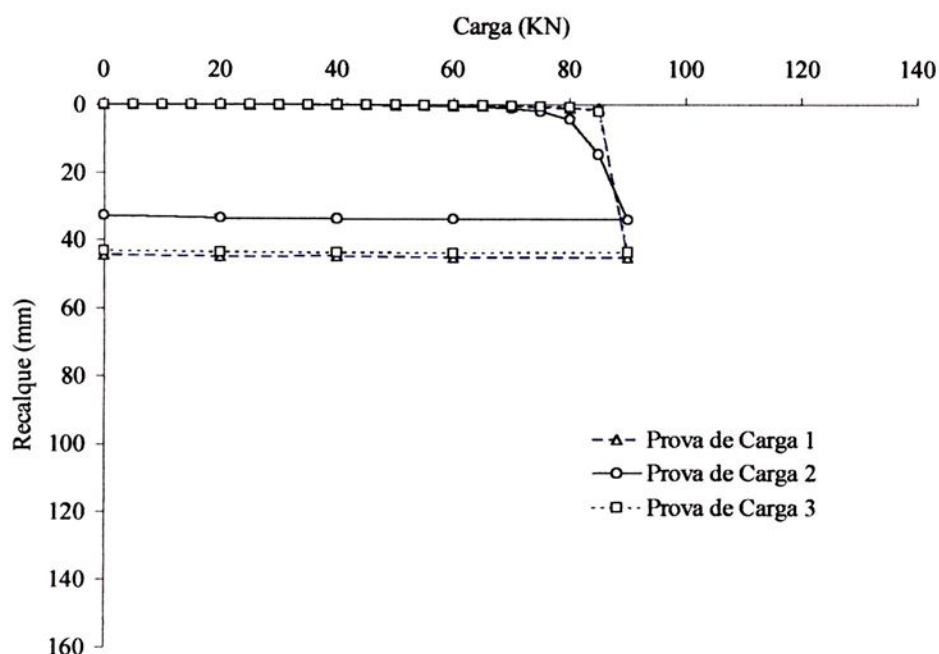


Figura 5.22. Curvas de carga versus recalque das estacas apiloadas **CON-1**, **CON-2** e **CON-3** – solo inundado.

A observação da Figura 5.22 mostra que praticamente não existe variação entre as curvas das provas de carga realizadas com as estacas **CON-1** e **CON-3**, observando-se uma ligeira diferença no traçado da curva da estaca **CON-2**, que sofreu menor recalque. No entanto a carga máxima atingida no ensaio, devida ao colapso do solo, frente a sua inundação, em todas as provas de carga foi igual a 90 kN (ver a Tabela 5.5).

Tabela 5.5. Resumo das provas de carga – solo inundado.

Estaca	$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\rho$ (mm)	$\overline{Q}_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\overline{\rho}$ (mm)
<b>CON-1</b>	90	45,10	<b>90</b>	<b>40,9</b>
<b>CON-2</b>	90	33,89		
<b>CON-3</b>	90	43,68		

$Q_{m\acute{a}x}$ : carga máxima do ensaio;  $\rho$ : recalque;  $\overline{Q}_{m\acute{a}x}$ : carga média máxima do ensaio; e  $\overline{\rho}$ : recalque médio.

### 5.2.2.2. Estacas de SCP

As provas de carga realizadas com as estacas **SCP-1**, **SCP-2** e **SCP-3**, forneceram os resultados descritos na Tabela A.13 do Anexo, já as curvas de carga versus recalque são mostradas nas Figuras 5.23, 5.24 e 5.25.

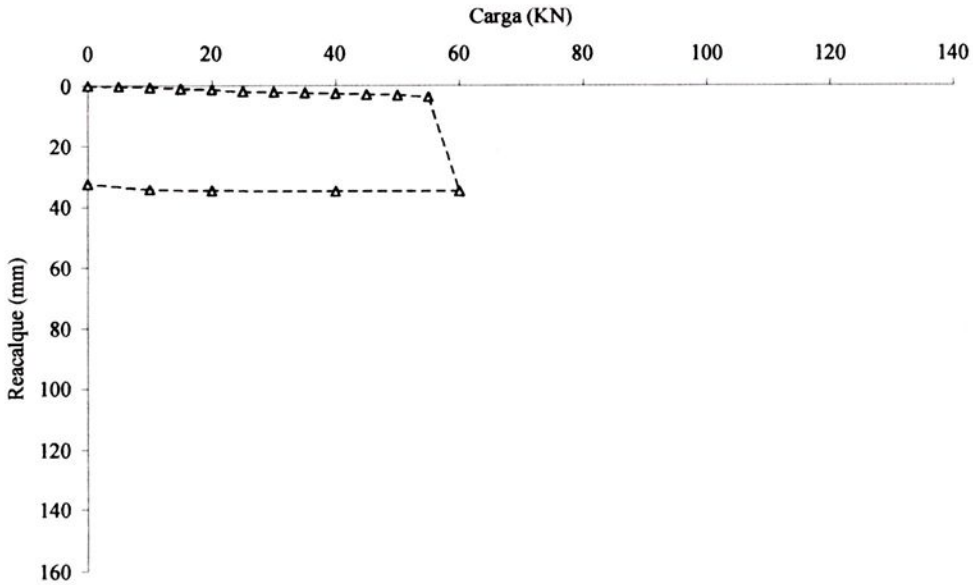


Figura 5.23. Curva de carga versus recalque da estaca apoiada **SCP-1** – solo inundado.

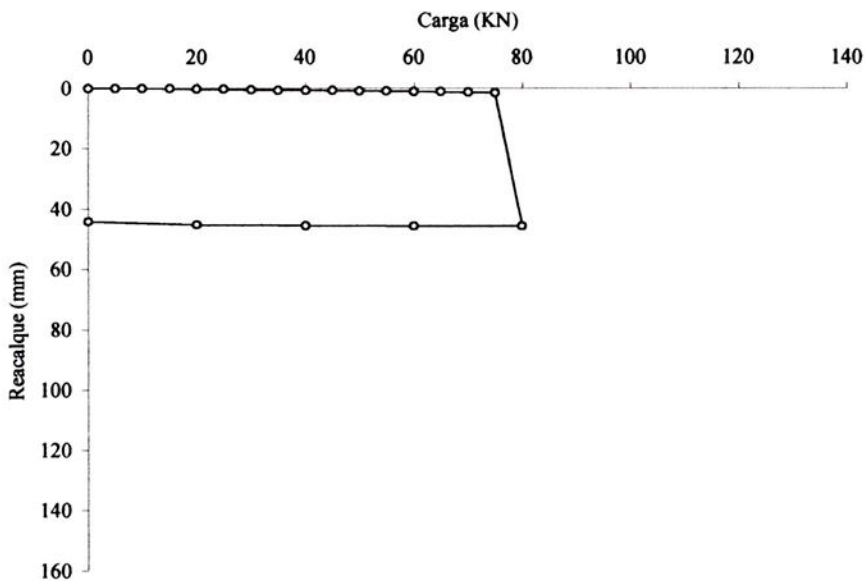


Figura 5.24. Curva de carga versus recalque da estaca apoiada **SCP-2** – solo inundado.

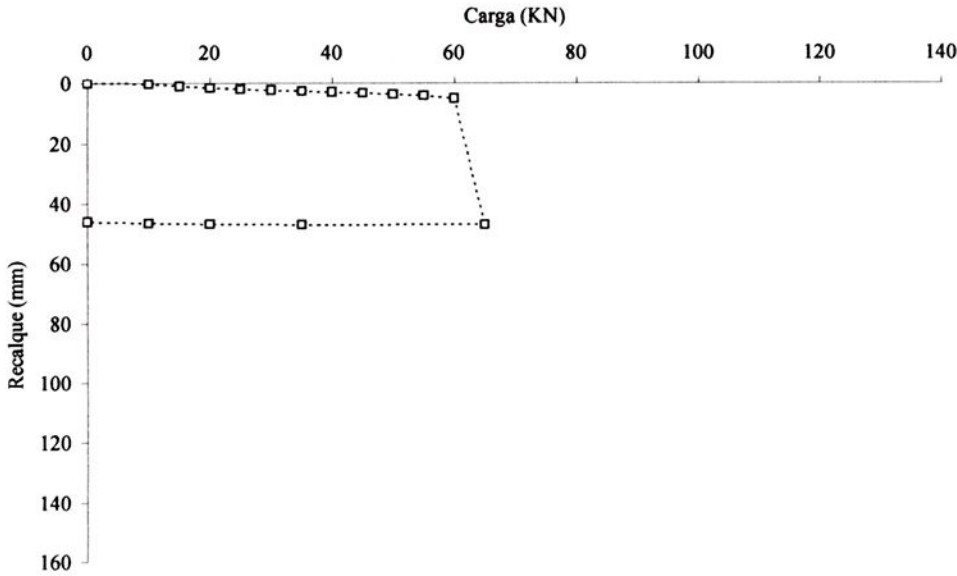


Figura 5.25. Curva de carga versus recalque da estaca apiloadada **SCP-3** – solo inundado.

Analogamente as estacas apiloadas de concreto, as de solo-cimento plástico sofreram pequenos recalques até carregamentos em torno de 90% da carga máxima obtida no ensaio, a partir da qual os recalques aumentaram de forma abrupta, caracterizando o colapso do solo frente a sua inundação (ver as Figuras 5.23, 5.24 e 5.25).

A Figura 5.26 apresenta as três curvas das figuras anteriores sobrepostas para uma análise comparativa dos resultados obtidos nas três provas de carga.

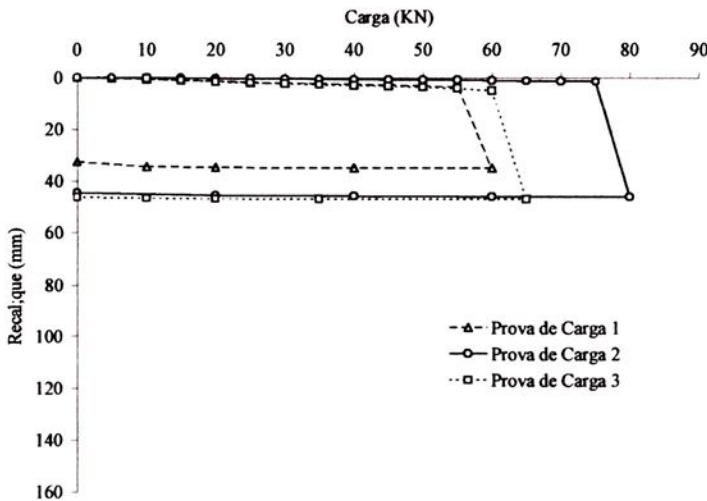


Figura 5.26. Curvas de carga versus recalque das estacas apiloadas **SCP-1**, **SCP-2** e **SCP-3** – solo inundado.

As provas de carga se assemelham em todas as estacas havendo apenas alguma variação em relação a carga máxima obtida no ensaio.

Nesta figura verifica-se que as curvas das provas de carga têm comportamentos similares, diferenciando-se apenas nas cargas máximas obtidas no ensaio (ver a Tabela 5.6).

Tabela 5.6. Resumo das provas de carga – solo inundado.

Estaca	$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\rho$ (mm)	$\overline{Q}_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\overline{\rho}$ (mm)
SCP-1	60	34,84	68,3	42,5
SCP-2	80	45,80		
SCP-3	65	46,96		

$Q_{m\acute{a}x}$ : carga máxima de ensaio;  $\rho$ : recalque;  $\overline{Q}_{m\acute{a}x}$ : carga média máxima de ensaio; e  $\overline{\rho}$ : recalque médio.

### 5.2.3. Provas de Carga em Solo Natural e após a sua Inundação

Os resultados obtidos nas provas de carga realizadas com as estacas apiloadas de concreto e de solo-cimento plástico, tanto para o solo na umidade natural quanto para o solo após a inundação, são comparados estaca a estaca, buscando com isso avaliar e quantificar o efeito da colapsibilidade do solo na capacidade de carga das estacas.

#### 5.2.3.1. Estacas Apiloadas de Concreto

As Figuras 5.27, 5.28 e 5.29 mostram as curvas de carga versus recalque, que foram obtidas nas provas de carga realizadas com as estacas apiloadas de concreto, com o solo na umidade natural e com o solo inundado.



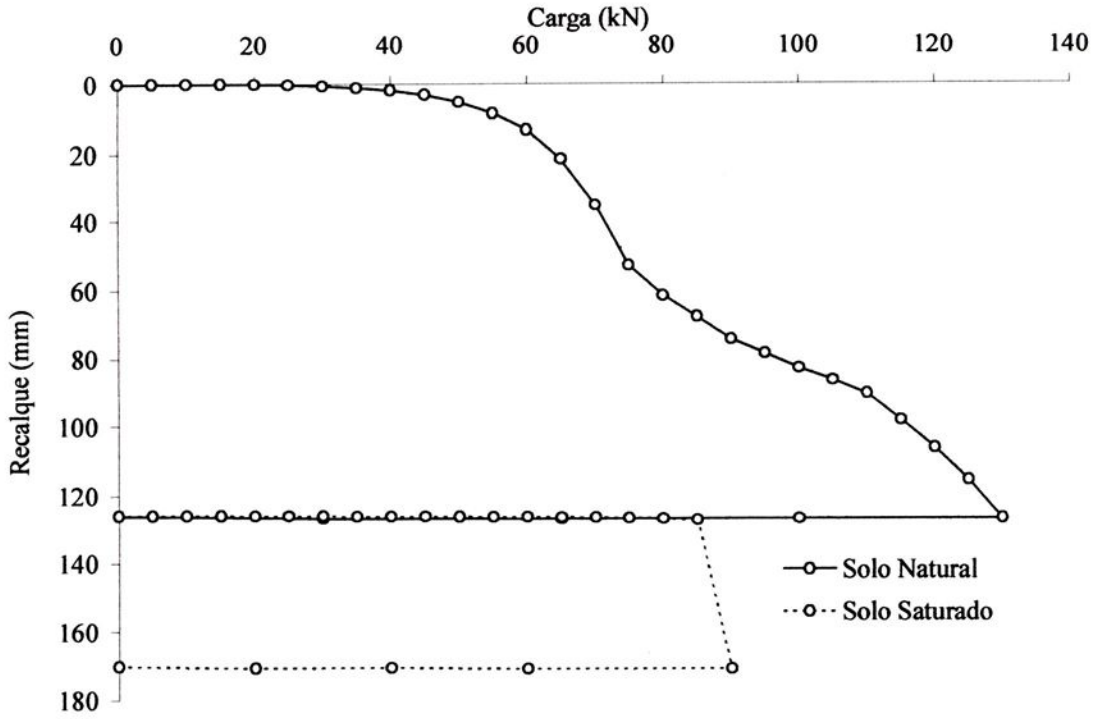


Figura 5.27. Curvas de carga versus recalque da estaca apoiada **CON-1** – solo na umidade natural e solo inundado.

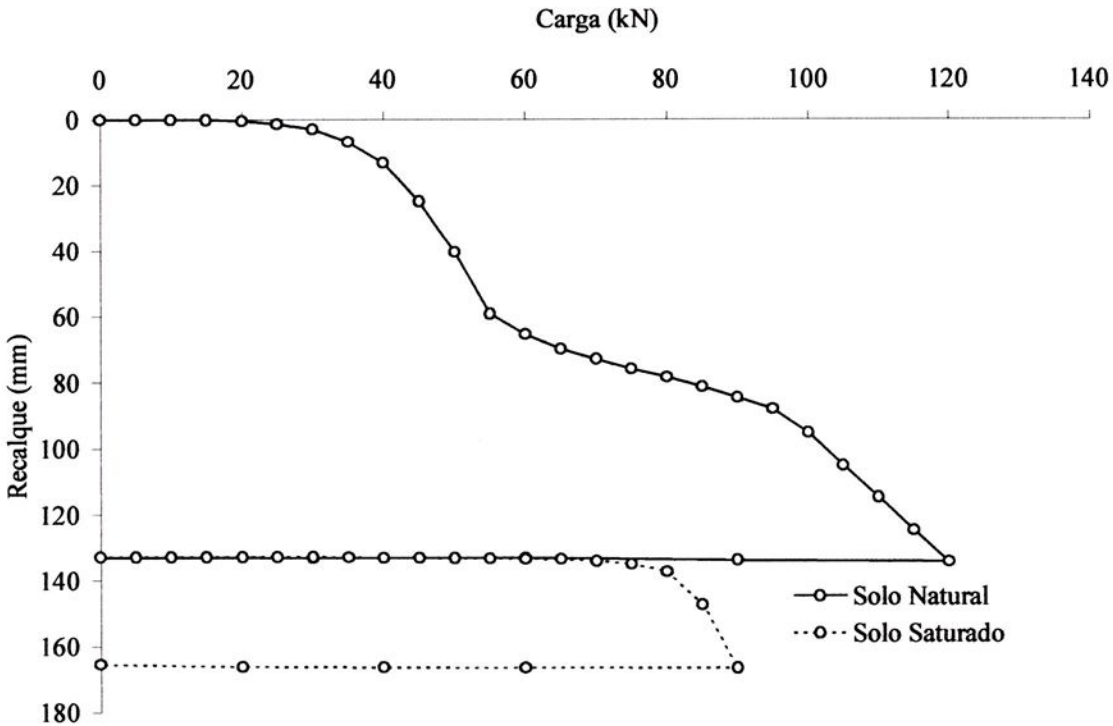


Figura 5.28. Curvas de carga versus recalque da estaca apoiada **CON-2** – solo na umidade natural e solo inundado.

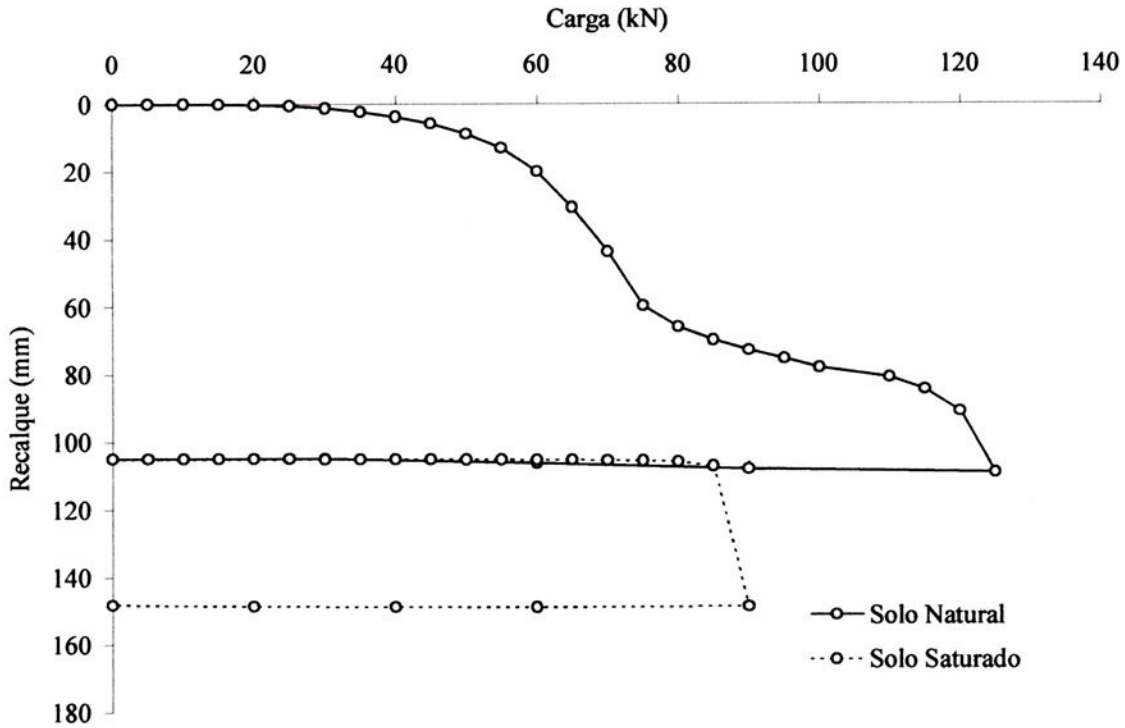


Figura 5.29. Curvas de carga versus recalque da estaca apiloada **CON-3** – solo na umidade natural e solo inundado.

Verifica-se nas Figuras 5.27, 5.28 e 5.29 que as estacas apiloadas de concreto (**CON-1**, **CON-2** e **CON-3**) sofreram uma sensível redução na capacidade de carga, como consequência da inundação do terreno, caracterizando o efeito da colapsibilidade do solo.

A Tabela 5.7 resume as cargas máximas do ensaio obtidas nas provas de carga realizadas com as estacas apiloadas de concreto, quando do solo na umidade natural e após a inundação do solo. Comparando estes resultados e mostrando as reduções observadas nas capacidades das estacas.

Tabela 5.7. Quadro das provas de carga realizadas nas estacas apiloadas de concreto – solo na umidade natural e após a inundação.

Estaca	$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)		Redução (%)
	Solo Natural	Solo Inundado	
<b>CON-1</b>	130	90	31
<b>CON-2</b>	120	90	25
<b>CON-3</b>	125	90	28

Na Tabela 5.7 observa-se que as reduções na capacidade de carga das estacas apiloadas de concreto, como efeito da inundação do solo, devem ser consideradas em projetos e na execução de fundações, como já foi dito em outros trabalhos, pois se obteve reduções na capacidade de carga superiores a 25%. Um outro fato interessante observado nas três provas de carga com a inundação do solo, foi de que as cargas máximas do ensaio registradas foram iguais a 90 kN.

### 5.2.3.2. Estacas Apiloadas de Solo-Cimento Plástico

As Figuras 5.30, 5.31 e 5.32 mostram as curvas de carga versus recalque, que foram obtidas nas provas de carga realizadas com as estacas apiloadas de solo-cimento plástico, com o solo na umidade natural e com o solo inundado.

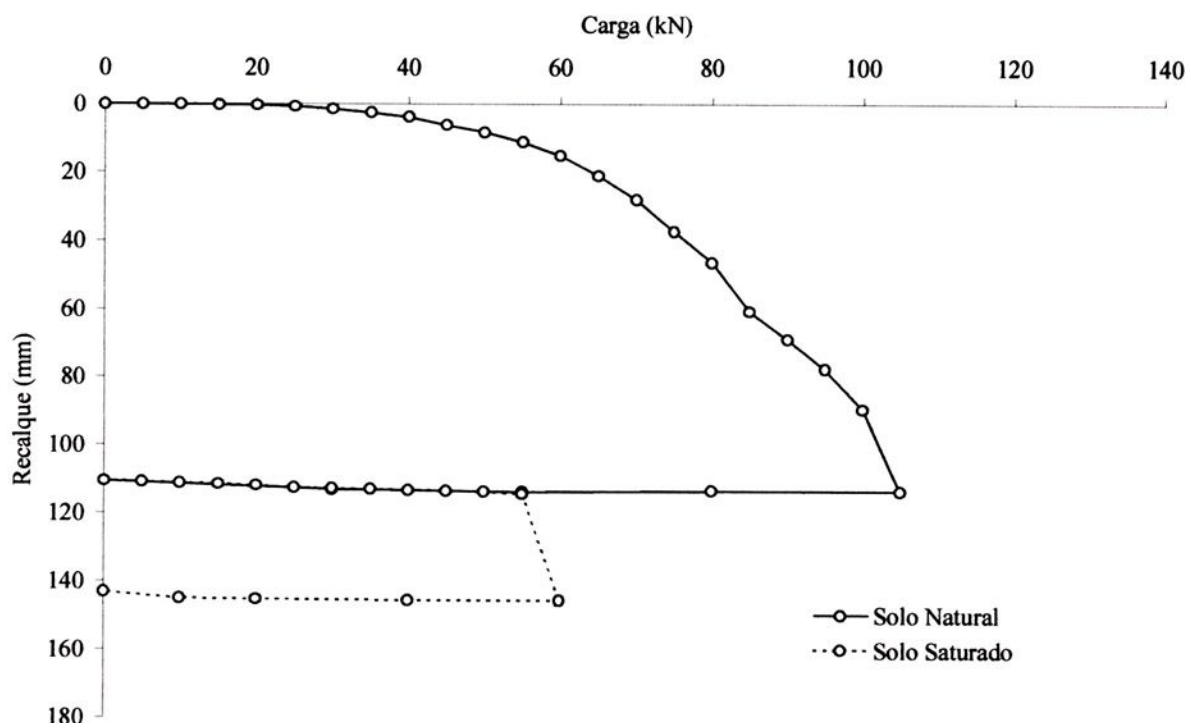


Figura 5.30. Curvas de carga versus recalque da estaca apiloadada SCP-1 – solo na umidade natural e solo inundado.

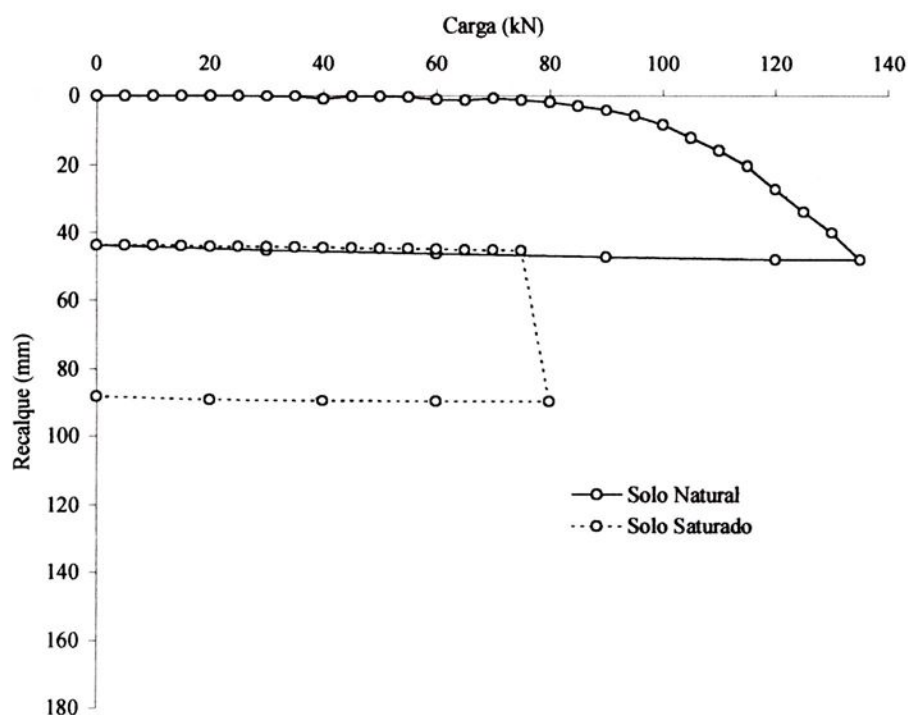


Figura 5.31. Curvas de carga versus recalque da estaca apiloada **SCP-2** – solo na umidade natural e solo inundado.

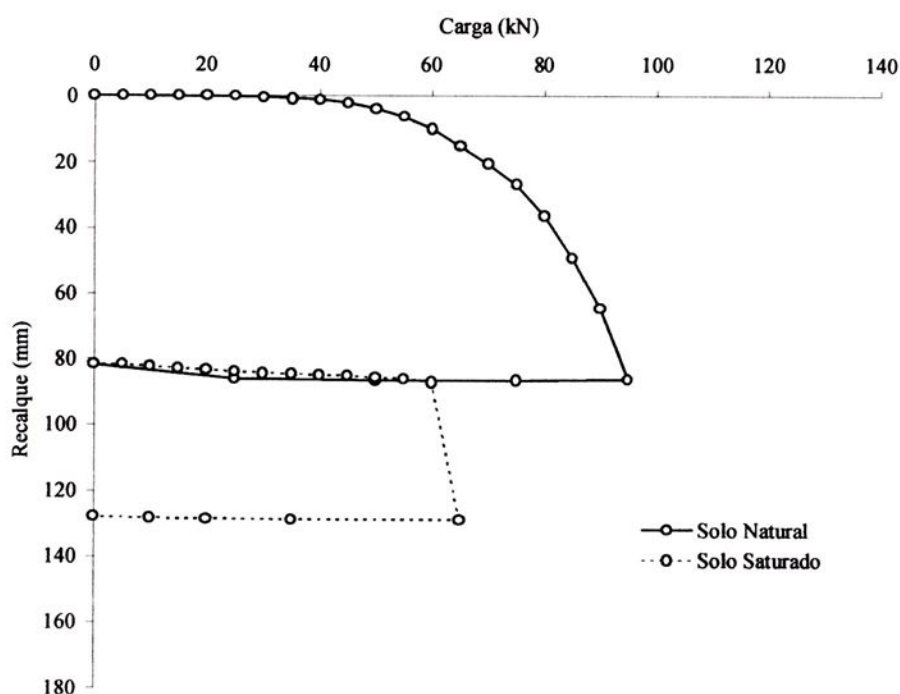


Figura 5.32. Curvas de carga versus recalque da estaca apiloada **SCP-3** – solo na umidade natural e solo inundado.

Verifica-se nas Figuras 5.30, 5.31 e 5.32 que as estacas apiloadas de solo-cimento plástico (**SCP-1**, **SCP-2** e **SCP-3**) sofreram uma sensível redução na capacidade de carga, como conseqüência da inundação do terreno, caracterizando o efeito da colapsibilidade do solo.

A Tabela 5.8 resume as cargas de ruptura obtidas nas provas de carga realizadas com as estacas apiloadas de solo-cimento plástico, quando do solo na umidade natural e após a inundação do solo. Comparando estes resultados e mostrando as reduções observadas nas capacidades das estacas frente ao efeito da colapsibilidade do solo.

Tabela 5.8. Quadro das provas de carga realizadas nas estacas apiloadas de solo-cimento plástico – solo na umidade natural e após a inundação.

Estaca	$Q_{\text{máx}}$ (kN)		Redução (%)
	Solo Natural	Solo Inundado	
<b>SCP-1</b>	105	60	43
<b>SCP-2</b>	135	80	41
<b>SCP-3</b>	95	65	32

Na Tabela 5.8 observa-se que as reduções na capacidade de carga das estacas apiloadas de solo-cimento plástico (**SCP-1**, **SCP-2** e **SCP-3**), como efeito da inundação do solo, também, devem ser consideradas em projetos e na execução de fundações, pois as reduções na capacidade de carga foram superiores a 32%.

### 5.2.3.3. Estacas Apiloadas: Concreto versus Solo-Cimento Plástico

A Tabela 5.9 compara as cargas máximas do ensaio obtidas nas provas de carga com os dois tipos de estacas apiloadas (concreto e solo-cimento plástico), tanto para o solo na umidade natural quanto para o solo após a inundação.



Tabela 5.9. Comparação entre as cargas máximas do ensaio obtidas com as estacas apiloadas de concreto e de solo-cimento plástico.

Estaca Apiloadada	Dimensões		$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)		Redução (%)	$\bar{Q}_{m\acute{a}x}$ (kN)		Redução Média (%)
	L (m)	D (cm)	Nat.	Inund.		Nat.	Inund.	
Concreto	4,5	20	130	90	31	125,0	90,0	28,0
			120	90	25			
			125	90	28			
Solo-cimento plástico	4,5	20	105	60	43	111,7	68,3	38,6
			135	80	41			
			95	65	32			
$\bar{Q}_{m\acute{a}x}$ (concreto) / $\bar{Q}_{m\acute{a}x}$ (solo – cimento plástico)						1,12	1,32	

Na Tabela 5.9 observa-se que as estacas apiloadas de concreto (**CON-1**, **CON-2** e **CON-3**) sofreram uma redução média de 28% na capacidade de carga em consequência da inundação do solo, ou seja, quando na umidade natural, a carga média máxima dos ensaios foi de 125 kN; após a inundação, a mesma reduziu-se para 90 kN.

Outro fato curioso foi o comportamento anômalo da estaca **SCP-2**, que atingiu uma carga máxima do ensaio de 135 kN, que é superior aos valores obtidos com as estacas apiloadas de concreto, pois partindo-se do pressuposto que ambas têm as mesmas dimensões geométricas, era de se esperar maiores capacidades de carga, quando do solo em sua umidade natural, com as estacas apiloadas de concreto, tal como foi observado com a inundação do solo.

Já as estacas apiloadas de solo-cimento plástico (**SCP-1**, **SCP-2** e **SCP-3**) sofreram uma redução média de 38,9% na capacidade de carga. No solo com umidade natural a carga máxima do ensaio foi de 111,7 kN, com a sua inundação a mesma reduziu-se para 68,3 kN.

Desta maneira, com a inundação do solo, observa-se que a redução média na capacidade de carga das estacas apiloadas de concreto foi menor do que a redução

média na capacidade de carga das estacas apiloadas de solo-cimento plástico. Isso possivelmente ocorre em função da maior deformabilidade do solo-cimento plásticos em relação ao concreto, aliada a maior absorção de água oriunda da inundação. Mas, no entanto, ambas as estacas respondem sensivelmente a inundação do solo, sofrendo elevados recalques por colapso da estrutura do mesmo, como pode ser observado nas Figuras 5.27, 5.28 e 5.29 (estacas apiloadas de concreto) e Figuras 5.30, 5.31 e 5.32 (estacas apiloadas de solo-cimento plástico).

Quanto a relação  $\bar{Q}_{m\acute{a}x}(\text{concreto}) / \bar{Q}_{m\acute{a}x}(\text{solo - cimento pl\acute{a}stico})$  observa-se que ela se torna maior o quando o solo é inundado, já que a capacidade de carga da estaca apiloadada de solo-cimento plástico sofre uma redução média maior do que a de concreto quando da inundação do solo.

#### 5.2.3.4. Estacas Apiloadas: Métodos Empíricos versus Provas de Carga

Na Tabela 5.10 é feita uma comparação feita entre as cargas máximas do ensaio obtidas nas provas de carga realizadas com as estacas apiloadas de concreto e os valores estimados por métodos empíricos. Esta comparação não se estendeu as estacas apiloadas de solo-cimento plástico, pelo fato de tais métodos não serem adequados a esse tipo de estaca.

Na Tabela 5.10, pelos métodos empíricos estimou-se a carga de ruptura para as estacas apiloadas de concreto, obtendo-se pelo: a) Método de Aoki-Velloso (SPT) 76,0 kN; b) Método de Aoki-Velloso (CPT) 86,9 kN; c) Método de Décourt-Quaresma 101,4 kN; e d) Método de Velloso 99,3 kN; já nas provas de cargas realizadas com as mesmas, quando do solo em sua umidade natural, obteve-se cargas máximas do ensaio que variaram de 120 kN a 130 kN.



Tabela 5.10. Comparação entre as cargas de ruptura das estacas apiloadas de concreto, estimadas pelos Métodos Empíricos com os valores obtidos nas Provas de Carga (solo na umidade natural e após inundação).

Método	Estaca	$Q_{m\acute{a}x}$ (KN) (Prova de Carga)		$Q_{m\acute{a}x}$ (KN) (Estimado)	$Q_{m\acute{a}x}$ (Prova de Carga) $Q_{m\acute{a}x}$ (Estimado)	
		Umidade Natural	Inundado		Umidade Natural	Inundado
Aoki-Velloso (SPT)	CON-1	130	90	76,0	1,71	1,18
	CON-2	120	90		1,58	
	CON-3	125	90		1,65	
Aoki-Velloso (CPT)	CON-1	130	90	86,9	1,50	1,04
	CON-2	120	90		1,38	
	CON-3	125	90		1,44	
Décourt & Quaresma	CON-1	130	90	101,4	1,28	0,89
	CON-2	120	90		1,18	
	CON-3	125	90		1,23	
Velloso	CON-1	130	90	99,3	1,31	0,91
	CON-2	120	90		1,21	
	CON-3	125	90		1,26	

Ainda na Tabela 5.10, analisando-se as diferenças entre as cargas máximas do ensaio obtidas nas provas de carga e as estimadas pelos citados métodos, observa-se que as diferenças foram superiores a: a) 58% no Método Aoki-Velloso (SPT); b) 38% no Método Aoki-Velloso (CPT); c) 18% no Método Décourt-Quaresma; e d) 21% no Método Velloso. Resultados estes que mostram que para o caso em estudo todos os métodos aplicados subestimaram a carga máxima do ensaio.

Observa-se, também, que nas provas de carga executadas com as estacas apiloadas de concreto, quando do solo inundado, as cargas máximas obtidas no ensaio foram iguais para as três estacas (CON-1, CON-2 e CON-3), ficando em torno de 90 kN.

Neste caso, ao analisar as diferenças entre as cargas máximas do ensaio obtidas nas provas de carga e as estimadas pelos citados métodos, observou-se que as diferenças foram superiores a: a) 18% no Método Aoki-Velloso (SPT) e b) 4% no Método Aoki-Velloso (CPT); e inferiores a: a) 11% no Método Décourt-Quaresma e d) 9% no Método Velloso. Embora esta comparação não seja ideal para cargas máximas do ensaio obtidas em função do colapso do solo de fundação (carga de colapso), os resultados auferidos mostram que para o caso em estudo os métodos de Aoki e Velloso (SPT e CPT) aplicados subestimaram a carga máxima do ensaio, por sua vez, os métodos de Décourt-Quaresma e o de Velloso, superestimaram a mesma.

#### 5.2.3.5. Carga Admissível para Projeto de Fundações

Na elaboração de projetos a determinação da carga admissível ( $Q_{adm}$ ) deve ser feita de forma racional, considerando-se as situações mais críticas. Não podendo desse modo ignorar a colapsibilidade dos solos.

A NBR-6122/96 diz que a carga admissível deve ser determinada pela carga máxima do ensaio ( $Q_{m\acute{a}x}$ ) dividida por um coeficiente de segurança (CS) não inferior a 2, em que a carga de ruptura pode ser obtida por meio de fórmulas ou provas de carga.

As Tabelas 5.7 e 5.8 mostram as cargas máximas do ensaio ( $Q_{m\acute{a}x}$ ) obtidas nas provas de carga com o solo na umidade natural e após a sua inundação, respectivamente, para estacas apiloadas de concreto e apiloadas de solo-cimento plástico; valores estes transcritos para a Tabela 5.11 para o estudo da carga admissível ( $Q_{adm}$ ), determinando-a para cada uma das estacas, por meio da relação carga máxima no ensaio ( $Q_{m\acute{a}x}$ ) obtida nas provas de carga dividida por um



coeficiente de segurança (**CS**) igual a 2. Por sua vez, a carga admissível crítica ( $Q_{adm,critica}$ ) foi tomada como a menor das cargas admissíveis obtidas para cada tipo de estaca (apiloadas de concreto ou apiloadas de solo-cimento plástico).

Tabela 5.11. Cargas admissíveis para as estacas apiloadas de concreto e de solo-cimento plástico.

Estaca	$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)		$Q_{adm}$ (kN)	$Q_{adm,critica}$ (kN)	$\left[ \frac{Q_{adm,critica}}{Q_{m\acute{a}x}(inund.)} \right] \times 100$ (%)
	Solo Natural	Solo Inundado			
CON-1	130	90	65,0	60,0	33
CON-2	120	90	60,0		
CON-3	125	90	62,5		
SCP-1	105	60	52,5	47,5	21
SCP-2	135	80	67,5		41
SCP-3	95	65	47,5		27

$Q_{m\acute{a}x}$ : carga máxima do ensaio;  $Q_{adm}$ : carga admissível;  $Q_{adm,critica}$ : carga admissível crítica;  $Q_{m\acute{a}x}(inund.)$ : carga máxima do ensaio quando do solo inundado.

Na Tabela 5.11 observa-se que tanto para as estacas apiloadas de concreto quanto às de solo-cimento-plástico, quando se divide a carga máxima do ensaio ( $Q_{m\acute{a}x}$ ), obtida quando do solo na umidade natural, por um coeficiente de segurança **CS** = 2, obtém-se os valores da carga admissível ( $Q_{adm}$ ). Tomando-se o valor dos valores da carga admissível obtida para cada tipo de estaca, o qual é chamado neste trabalho de carga admissível crítica ( $Q_{adm,critica}$ ), sendo, respectivamente, de 60,0 kN e 47,5 kN, verifica-se que estes valores são inferiores aos auferidos nas provas de carga quando do solo inundado, sendo 33% para o caso das estacas de concreto e pelo menos de 21% nas estacas de solo-cimento plástico. No entanto as estacas estão sendo reensaiadas com o solo inundado, provavelmente houve um aumento de resistência do solo devido ao primeiro ensaio, ou seja, a carga admissível pode ser inferior ao valor encontrado neste trabalho.

## 6. CONCLUSÕES

---

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões desta pesquisa, a saber:

- a resistência à compressão simples e o módulo de elasticidade secante do **SCP**, ambos em função do tempo de cura, aumentam com a idade de cura até 240 dias, a partir da qual se estabilizam;

- o peso específico aparente e a absorção do **SCP** sofreram variações muito pequenas ao longo do tempo de cura;

- a resistência à compressão igual a 11,7 MPa e o módulo de elasticidade de 10,7 GPa, mostram que o solo-cimento plástico pode ser utilizado na confecção de estacas;

- a resistência média do **SCP** com 28 dias de cura ainda tem um valor pequeno, mas, com a evolução da idade de cura de 56 dias a 1,5 anos esta aumenta gradativamente, e quando atinge uma idade de 2 anos este valor estabiliza-se;

- o módulo de elasticidade médio do **SCP** com 28 dias de cura apresenta um valor pequeno, também, que no intervalo de 56 dias a 1 ano aumenta gradativamente, estabilizando-se com a idade de cura de 1,5 anos;



- as estacas **CON** e **SCP** sofreram pequenos recalques até carregamentos em torno de 30% da carga máxima do ensaio, a partir dos quais estes aumentaram até o final do ensaio;

- para cargas inferiores a 30% da carga máxima do ensaio, a maior deformabilidade do solo-cimento plástico, não interferiu no comportamento da estaca;

- as estacas **CON** manifestaram resistência de ponta para cargas aplicadas nas cabeças em torno de 75 kN;

- as curvas de carga versus recalque obtidas nas provas de carga realizadas com as estacas **CON** e **SCP** mostram um comportamento similar;

- as estacas **CON** e **SCP** sofreram pequenos recalques até carregamentos em torno de 85% e 90% da carga máxima do ensaio, respectivamente, a partir dos quais estes aumentaram de forma abrupta até que se atingisse a ruptura do solo, evidenciando o efeito da inundação no colapso do solo.

- as estacas **CON** sofreram uma redução média de 28% na capacidade de carga, como consequência da inundação do terreno, passando de 125 kN para 90 kN; já para as estacas **SCP** a redução média foi de 38,9%, passando de 111,7 kN para 68,3 kN;

- a relação  $\bar{Q}_{m\acute{a}x}(\text{concreto}) / \bar{Q}_{m\acute{a}x}(\text{solo} - \text{cimento pl\acute{a}stico})$  fica maior com a inundação do solo;

- a análise das diferenças entre as cargas máximas do ensaio obtidas nas provas de carga e as estimadas pelos métodos empíricos, mostra valores superiores a: a) 58% no Método Aoki-Velloso (SPT); b) 38% no Método Aoki-Velloso (CPT); c) 18% no Método Décourt-Quaresma; e d) 21% no Método Velloso. Resultados estes que mostram que para o caso em estudo todos os métodos aplicados



subestimaram a carga máxima do ensaio;

- o valor da carga admissível crítica ( $Q_{adm,critica}$ ), respectivamente, de 60,0 kN e 47,5 kN, são inferiores aos auferidos nas provas de carga quando do solo inundado, sendo 33% para as estacas **CON** e 21% para as estacas **SCP**.

- como conclusão geral pode-se afirmar para o caso de solos colapsíveis que:

- a) a inundação destes provoca uma redução na capacidade de carga de estacas; e
- b) é de suma importância à adoção de cargas admissíveis críticas em projetos de fundações em estacas nestes solos.

### **Sugestões para Pesquisas Futuras**

Buscando aprofundar os estudos da capacidade de carga de estacas e principalmente na transferência de carga de estacas a solos colapsíveis, na umidade natural ou quando da sua inundação, faz-se as seguintes sugestões:

- a) desenvolvimento de instrumentação e de metodologia para instrumentar as estacas apiloadas ao longo de seu fuste e na ponta, para estudar o processo de transferência de carga da estaca para o solo;
- b) desenvolvimento de um instrumento que indique em tempo real o instante em que a reação de ponta da estaca começa a ser mobilizada, para que a técnica de se deixar a placa de isopor abaixo da ponta da estaca, possa realmente separar a carga de atrito lateral ao longo do fuste da carga de ponta da estaca;
- c) utilização de outros diâmetros e comprimentos destas mesmas estacas para dar continuidade ao estudo; e
- d) utilização de outros tipos de estacas para realizar o mesmo estudo.



## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ANDRADE FILHO J. **Reforço de solos com utilização de tubulões em solo-cimento.** Dissertação de Mestrado, EESC-USP, São Carlos, 1989, 190p.

AOKI, N. **Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas.** Palestra proferida no Seminário de Fundações, Sociedade Mineira de Fundações, Belo Horizonte, Novembro, 1979, 29 p.

AOKI, N.; VELLOSO, D.A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: **PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 5, Buenos Aires, *Proceedings*, Buenos Aires, 1975, v. 1, p. 367-376.

ARMAN, A.; E SAIFAN, F. **The effect of delayed compaction on stabilized soil-cement.** Nat. Res. Council-highway Research Board, Research Rec, p.30-38.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.** ABCP. Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaio. ABCP, São Paulo, SP., 1986, ET-35, 51p.



**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-12131/91:**

Estacas – Provas de carga estática – método de ensaio.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-6122/96:**

Projeto e execução de fundações – Procedimento.

**BENGEMMAN, H.K.S.P.** The friction jacket cone as an aid in determining soil profile.

In: **INTERNATIONAL CONFERENCE, ON SOIL MECHANICS, AND FOUADATION ENGINEERING, 6**, Montreal, *Proceedings*, Montreal, v.1, 1965, p. 17-20.

**BERBERIAN, D.** The economical plastic soil-cement foundation - PSC. In:

**INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUADATION ENGINEERING, 14**, Hamburg, *Proceedings*, Hamburg, v.3, 1997, p.1573-1576.

**BENVENUTO, C.** **Uma Avaliação Teórico-Experimental do Comportamento de**

**Alguns Solos Colapsíveis.** Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1982.

**CARVALHO, J., CORTOPASSI, R. S. E CORTOPASSI JR, R.S.** Análise do

comportamento do solo-cimento plástico para uso em fundações. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDEÇÕES, 9**, Salvador, ABMS, Salvador, BA, 1990, v.2, p. 403-408.



CARVALHO, D.; SOUZA, A. Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9**, Salvador, ABMS, *Anais*, Salvador, v. 2, 1990, p.109-114.

CARVALHO, D.; PERES, J.E.E.; SEGANTINI, A. A. S.; MENEZES, S. M. Campo Experimental para estudos de Mecânica dos Solos e Fundações em Ilha Solteira-SP. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11**, Brasília, ABMS, *Anais*, Brasília, v. 1, p. 143-148.

CEPED. **Manual de construção com solo-cimento**. Convênio CEPDE/BNH/ABCP, Camaçari, BA, 1984, 147p.

CLEMENCE, S.P. Design considerations for collapsible soils, **Journal ASCE**, march, 1981.

CINTRA, J.C.A. (1998). **Fundações em solos colapsíveis**. Projeto Reenge, EESC-USP, São Carlos, 1998, 116p.

COLLINS, K. & MCGOWN, A..The Form and Function of Micro-Fabric in a Variety of Natural Soil. **Revista Geotécnique 24**, número 2, 1974, pp. 223-254.

CORTOPASSI, R.S. **Solo-cimento plástico para fundações de baixo custo no Distrito Federal**. Brasília, DF. UnB/DEC, 1989, 43p.



DÉCOURT, L. **Análise e projeto de fundações profundas**. Fundações: Teoria e prática. Editora Pini Ltda, ABMS/ABEF, capítulo 8, 1996, p. 265-301.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 6, Rio de Janeiro, ABMS, *Anais*, Rio de Janeiro, 1978, p. 15-53.

DUDLEY, J. H. Review of collapsing soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 96, 1970, p. 925-947.

FARIAS, M.M.; CARVALHO, J.C.; e RANGEL, A.B.C. Estudo do comportamento de fundações em solo-cimento através de modelos físicos. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 10, Foz do Iguaçu, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 1994, v.1, p. 199-206.

FERNANDES, G.B. **Notas sobre análise experimental de estruturas**. Notas de aula da disciplina EC 810: Análise experimental de Estruturas. FEC, UNICAMP, Campinas, 1992, 75p.

FREIRE, W. J. **Tratamento prévio do solo com aditivos químicos e seu efeito sobre a qualidade do solo-cimento**. Tese de Doutorado, ESALQ, USP, Piracicaba, 1976, 142p



JOHNSON, E. G. **Soil-Cement for channel stabilization**. Agr. Engng, 1962,43,p. 402-404.

KNODEL, P. C. Construction of large canal on collapsing soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. GT-1, 1981, pp. 79-93.

LEVY, S.; e HELENE, P. **Cura : como quando e por quê**. Editora Pini , Revista Thécne, jan/fev 1996, nr 20, p. 18-21.

LOBO, A. S. **Colapsividade do solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte**. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos, 1991, 211p.

MACACARI, M. F., CARNEIRO, B. J. I., CINTRA J. C. A. Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Colapsível. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10**, Foz de Iguaçu, ABMS/ABGE, *Anais*, Foz do Iguaçu, v.9, 1994, p. 89-94.

MELLIOS, G. A. **Provas de carga em Solos Porosos**. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1**, São Paulo, ABMS, *Anais*, São Paulo, v. 2, 1985, p. 73-102.

MENEZES, S. M. **Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo**. Tese de Doutorado, EPUSP, São Paulo, 1997, 377p.



MORAIS, A. S., SEGANTINI, A. A. S. Efeito da Colapsibilidade do Solo na Capacidade de Carga de Estacas Moldadas "In Loco". In: **REUNIÃO DA SOCIEDADE DE PESQUISADORES NIKKEIS**, Bauru, *Anais*, Bauru, 2001, 2p.

NACANO, M. **Capacidade de carga de estacas apiloadas confeccionadas com solo-cimento plástico**. Dissertação de Mestrado, FEIS, UNESP, Ilha Solteira, SP, 2001, 154p.

NOGAMI, J. S.; e VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. Editora Vilibor, São Paulo, 1995, 213p.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. Editora Pini, 2.a. Edição, São Paulo, 1997, 828 p.

NUÑES, E. Suelos Especiales: Colapsibles, Expansivos, Preconsolidados por Desecacion. In: **CONGRESO PAN-AMERICANO DE MECÂNICA DE SUELOS E INGINERIA DE FUNDACIONES**, 5, Buenos Aires, *Anais*, Buenos Aires, 1975, v. 4, sessão 2, pp. 43-73.

PCA – PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Testing of plastic soil-cement**. In: Soil-cement Laboratory Handbook, Illinois, Engineering Bulletin, 1971,PCA, p. 44-45.

PINTO, C. S. **Evolução das pesquisas de laboratório sobre solo-cimento**. 4ª Edição, ABCP, São Paulo, SP. 1980, 22 p.



PITTA, M.R. **Solo-cimento para revestimento de barragens de terra, diques e reservatórios.** 2.a Edição, ABCP, São Paulo, SP. 1983, BT-34,18p.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile foundation analysis and design.** John Wiley and Sons, 1980.

PRADO Jr., F.A. **Controle de Qualidade de bases estabilizadas de solo-cimento através do emprego de cura térmica.** In: Reunião Anual de Pavimentação, Recife, 16 ABPv, Recife, PE. 1981, p.39-55.

SANTOS, L.M. **Cálculo do Concreto Armado segundo a nova NB-1 e o CEB.** Editora LMS, 2.a. edição, São Paulo, SP, 1983, v.1, 514p.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira (SP).** Tese de Doutorado, Unicamp, Campinas, 2000, 176 p.

SEGANTINI, A. A. S.; CARVALHO, D. Provas de carga em estacas moldadas "in loco" de solo-cimento plástico no solo colapsível de Ilha Solteira. In: **SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3**, São Paulo, ABMS/ABEF, *Anais*, São Paulo, 1996, v. 2, p. 111-122.

SEGANTINI, A.A.S. **Utilização de solo-cimento em estacas apiloadas para obras de pequeno porte.** Dissertação de Mestrado, FEAGRI, UNICAMP, Campinas, SP, 1994. 96p.



SILVA, J. C. B. Análise dos resultados de provas de carga em estacas de pequeno diâmetro em solo colapsível. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 9, Salvador, ABMS, *Anais*, Salvador, v.2, 1990, p.125-131.

SILVA, M. T. **Interação solo-estrutura de fundação em estacas de solo-cimento e concreto**. Dissertação de Mestrado, FT,UNB, 1994, 101 p.

SILVEIRA, A. **Estabilização de solos com cimento**. Notas de Aula, EESC-USP, São Carlos, SP, 1966, 45p.

SOUZA, A. **Utilização de fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira (SP)**. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, 1993, 126 p.

SULTAN, H. A. **Some Engineering Aspects of Colapsing Soils**. The University of Arizona, Tucson, 1971, 35 p.

TEIXEIRA, C. Z. **Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis**. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, 1993, 157 p.

URIEL, S. & SERRANO, A. A. Geotechnical properties of two collapsible volcanic soils of low bulk density at the site of two dams in Canary Islands. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 8, Moscow, *Proceedings*, Moscow, 1973, v. 2.2, p. 257-264.



VARGAS, M. **Identificação e classificação dos solos**. ABCP, 3.a. Edição São Paulo, SP, 1981, 28p.

VELLOSO, P.P. **Considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo**. Brasília, UnB – Engenharia Civil, 1981.

VILAR, O. M. **Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos**. São Carlos, SP. Dissertação de Mestrado, EESC-USP, São Carlos, 1979, p. 05-32.

VÉSIC, A.S. Principles of pile foundation design – Lecture 1. **Lecture Series on Deep Foundations**, Boston Society of Civil Engineers Section – ASCE, 1975, March-April, 50 p.



## ANEXO

### A.1. Resultados da Resistência à Compressão Simples e Módulo de Elasticidade do SCP

As tabelas A.1, A.2, A.3, A.4, A.5, A.6, A.7 e A.8 mostram os resultados obtidos nos ensaios de ruptura dos corpos de prova onde são mostrados os valores da tensão, do deslocamento, da deformação específica e do módulo de elasticidade.

Tabela A.1. Elasticidade do SCP com 28 dias de cura (In: Segantini 2000)

$\sigma$ (MPa)	CP <sub>1</sub>			CP <sub>2</sub>			CP <sub>3</sub>		
	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,3	7	3	12000	10	3	12000	3	1	40000
0,6	33	9	6857	25	6	9600	15	4	16000
0,9	56	15	6207	45	11	8000	30	8	12000
1,2	82	21	5854	77	19	6400	49	12	9796
1,5	106	27	5660	112	28	5357	68	17	8824
1,7	127	32	5431	154	38	4691	93	23	7742
1,8	134	34	5373	195	49	4308	121	30	6942
2,1	169	42	4970	240	60	4000	159	40	6038
2,4	214	54	4486	304	76	3553	206	52	5243
2,7	262	66	4122	376	94	3191	267	67	4494
3,0	335	84	3582	494	124	2672	345	86	3826
3,3	428	107	3084	655	164	2198	446	112	3229
3,6				882	221	1769	620	155	2516



Tabela A.2. Elasticidade do SCP com 56 dias de cura (In: Segantini 2000)

$\sigma$ (MPa)	CP <sub>4</sub>			CP <sub>5</sub>			CP <sub>6</sub>		
	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,3	0	0	0	0	0	0	4	1	30000
0,6	7	2	34286	1	1	48000	6	2	34286
0,9	20	5	18000	12	4	22500	20	5	17143
1,2	34	9	14118	30	8	15484	35	9	13333
1,5	50	13	12000	45	11	13333	51	13	11765
1,8	66	17	10909	60	15	12000	68	17	10588
2,1	88	22	9545	79	20	10633	89	22	9438
2,4	109	27	8807	101	25	9505	110	28	8727
2,5	115	29	8604	104	26	9281	123	31	8382
2,7	133	33	8120	125	31	8640	134	34	8060
3,0	159	40	7547	152	38	7895	159	40	7547
3,3	188	47	7021	185	46	7135	196	49	6735
3,6	224	56	6429	221	55	6516	229	57	6288
3,9	270	68	5778	257	64	6070	267	67	5843
4,2	319	80	5266	314	79	5350	315	79	5333
4,5	397	99	4534	382	96	4712	363	91	4959
4,8	471	118	4076	469	117	4094	437	109	4394
5,1	574	144	3554	574	144	3554	504	126	4048
5,4	692	173	3121	700	175	3086	606	152	3564
5,7	860	215	2651	910	228	2505	717	179	3180



Tabela A.3. Elasticidade do SCP com 120 dias de cura (In: Segantini 2000)

$\sigma$ (MPa)	CP <sub>7</sub>			CP <sub>8</sub>			CP <sub>9</sub>		
	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	18	5	11111	7	2	28571	7	2	22222
1,0	46	12	8696	26	7	15385	25	7	15385
1,5	71	18	8451	46	12	13043	43	11	13636
2,0	96	24	8333	67	17	11940	63	16	12500
2,5	120	30	8333	90	23	11111	84	21	11765
3,0	145	36	8276	113	28	10619	112	28	10714
3,5	170	43	8235	140	35	10000	131	33	10366
3,6	175	44	8151	161	40	9408	136	34	10294
4,0	205	51	7805	177	44	9040	162	41	9877
4,5	241	60	7469	213	53	8451	197	49	9137
5,0	283	71	7067	256	64	7813	234	59	8547
5,5	330	83	6667	308	77	7143	275	69	8000
6,0	385	96	6234	362	91	6630	324	81	7407
6,5	447	112	5817	427	107	6089	378	95	6878
7,0	526	132	5323	499	125	5611	452	113	6195
7,5	622	156	4823	601	150	4992	557	139	5386
8,0	751	188	4261	722	181	4432	703	176	4552

Tabela A.4. Elasticidade do SCP com 240 dias de cura (In: Segantini 2000)

$\sigma$ (MPa)	CP <sub>10</sub>			CP <sub>11</sub>			CP <sub>12</sub>		
	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,6	17	4	13315	19	5	11914	11	5	12576
1,1	39	10	11608	43	11	10528	35	10	11042
1,7	60	15	11318	60	15	11318	60	15	11318
2,3	83	21	10909	86	22	10528	81	20	11178
2,8	109	27	10384	110	28	10289	106	27	10677
3,4	131	33	10368	134	34	10136	129	32	10528
4,0	154	39	10289	158	40	10029	152	38	10424
4,3	168	42	10153	168	42	9934	169	42	10253
4,5	180	45	10060	185	46	9789	178	45	10173
5,1	207	52	9842	213	53	9565	205	51	9938
5,7	240	60	9432	247	62	9164	238	60	9511
6,2	272	68	9154	282	71	8830	271	68	9188
6,8	310	78	8762	321	80	8462	309	77	8791
7,4	346	87	8505	359	90	8197	345	86	8530
7,9	392	98	8084	405	101	7825	390	98	8126
8,5	426	107	7970	442	111	7682	425	106	7989
9,1	464	116	7806	483	121	7498	465	116	7789
9,6	504	126	7635	523	131	7358	503	126	7650
10,2	545	136	7476	564	141	7224	543	136	7504

Tabela A.5. Elasticidade do SCP com 01 ano de cura (In: Segantini 2000)

$\sigma$ (MPa)	CP <sub>13</sub>			CP <sub>14</sub>			CP <sub>15</sub>		
	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,6	9	2	25151	21	5	10779	7	2	32337
1,1	27	7	16767	48	12	9432	22	6	20578
1,7	47	12	14449	74	19	9177	39	10	17412
2,3	68	17	13315	100	25	9054	59	15	15346
2,8	91	23	12437	127	32	8912	82	21	13802
3,4	114	29	11914	155	39	8762	105	26	12935
4,0	137	34	11566	185	46	8565	129	32	12283
4,5	163	41	11110	216	54	8384	137	34	12066
4,6	167	42	11060	248	62	8215	155	39	11683
5,1	188	47	10836	283	71	7999	185	46	11012
5,7	218	55	10384	321	80	7757	215	54	10528
6,2	251	63	9920	359	90	7566	249	62	10000
6,8	286	72	9498	402	101	7320	286	72	9498
7,4	322	81	9139	449	112	7058	327	82	8999
7,9	362	91	8754	502	126	6764	373	93	8496
8,5	407	102	8343	562	141	6444	427	107	7952
9,1	464	116	7806	635	159	6060	485	121	7468
9,6	521	130	7386	720	180	5659			
10,2	595	149	6848	830	208	5182			
10,8	688	172	6251						
11,3	819	205	5528						

Tabela A.6. Elasticidade do SCP com 18 meses de cura (In: Segantini 2000)

$\sigma$ (MPa)	CP <sub>16</sub>			CP <sub>17</sub>			CP <sub>18</sub>		
	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,6	8	2	28295	13	3	17412	17	4	13315
1,1	25	6	18109	37	9	12236	40	10	11318
1,7	41	10	16563	64	16	10611	62	16	10953
2,3	60	15	15091	88	22	10289	85	21	10652
2,8	80	20	14148	115	29	9842	110	28	10289
3,4	102	26	13315	138	35	9842	134	34	10136
4,0	124	31	12778	163	41	9721	158	40	10029
4,5	148	37	12236	179	45	9600	180	45	9730
4,7	154	39	12107	190	48	9531	188	47	9632
5,1	173	43	11776	219	55	9302	218	55	9345
5,7	198	50	11432	253	63	8947	245	61	9239
6,2	230	58	10826	287	72	8676	280	70	8893
6,8	259	65	10488	327	82	8307	323	81	8410
7,4	294	74	10009	365	91	8062	360	90	8174
7,9	333	83	9517	414	104	7655	400	100	7923
8,5	376	94	9030	450	113	7545	446	112	7613
9,1	425	106	8522	490	123	7391	499	125	7258
9,6	492	123	7821	532	133	7233	556	139	6921
10,2				575	144	7086	622	156	6551
10,8				615	154	6993	678	170	6343



Tabela A.7. Elasticidade do SCP com 02 anos de cura (In: Segantini 2000)

$\sigma$ (MPa)	CP19			CP20			CP21		
	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,6	12	57	18863	12	3	18863	10	3	22636
1,1	35	113	12935	32	8	14148	32	8	14148
1,7	57	170	11914	54	14	12576	54	14	12576
2,3	80	226	11318	80	20	11318	75	19	12073
2,8	105	283	10779	102	26	11096	97	24	11668
3,4	130	340	10447	121	30	11224	118	30	11510
4,0	153	396	10356	145	36	10928	140	35	11318
4,5	180	453	10060	170	43	10652	160	40	11318
4,6	185	464	10033	175	44	10671	178	45	10823
5,1	205	509	9938	190	48	10722	195	49	10447
5,7	237	566	9551	220	55	10289	218	55	10384
6,2	268	622	9291	245	61	10163	245	61	10163
6,8	305	679	8906	275	69	9878	273	68	9950
7,4	341	736	8630	305	76	9648	305	76	9648
7,9	382	792	8296	337	84	9404	345	86	9186
8,5	425	849	7989	368	92	9227	380	95	8935
9,1	475	905	7625	404	101	8965	425	106	8522
9,6	532	962	7233	450	113	8551	468	117	8222
10,2	599	1019	6802	497	124	8198	522	131	7806
10,8	690	1075	6233	538	135	7994	583	146	7377
11,3	825	1132	5488	550	138	8231	650	163	6965



Tabela A.8. Elasticidade do SCP com 05 anos de cura

$\sigma$ (MPa)	CP 22			CP 23			CP24		
	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)	$\Delta L$ (mm <sup>-3</sup> )	$\epsilon$ (10 <sup>-5</sup> )	E (MPa)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0,6	12	3	19000	8	2	28500	8	2	28500
1,1	40	10	11300	26	7	17385	32	8	14125
1,7	63	16	10794	50	12	13600	56	14	12143
2,3	88	22	10273	74	18	12216	78	19	11590
2,8	110	27	10291	97	24	11670	100	25	11320
3,4	130	32	10461	117	29	11624	126	31	10794
4,0	154	38	10286	140	35	11314	148	37	10703
4,5	175	44	10218	145	36	11310	169	42	10541
4,5	177	44	10237	164	41	11049	172	43	10535
5,1	197	49	10335	189	47	10772	195	49	10441
5,7	220	55	10291	217	54	10433	218	54	10385
6,2	247	62	10073	248	62	10032	245	61	10155
6,8	279	70	9735	279	70	9735	273	68	9949
7,4	315	79	9346	320	80	9200	305	76	9652
7,9	355	89	8924	352	88	9000	345	86	9183
8,5	398	99	8533	385	96	8821	380	95	8937
9,1	446	111	8117	456	114	7938	425	106	8518
9,6	508	127	7575	552	138	6971	468	117	8222
10,2	565	141	7214	697	174	5877	522	130	7808
10,8	614	154	7010				583	146	7376



## A.2. Resultados de Sondagens à Percussão e de Ensaios CPT

Dispõe-se de cinco sondagens à percussão com ensaios SPT (**S1, S2, S3, S4 e S5**) e cinco ensaios CPT (**D1, D2, D3, D4 e D5**) do Campo Experimental da FEIS/Unesp, optando-se pelos mais próximos das estacas ensaiadas são: a) sondagem **SPT S5**; e b) ensaio **CPT D5**, cujos valores são mostrados na Tabela A.9

Tabela A.9. Dados da sondagem **SPT S5** e do ensaio **CPT D5**, realizados no Campo Experimental FEIS/Unesp (In: Menezes, 1997).

Prof. (m)	SPT S5	CPT D5	
	N	$q_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_s$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	3	4200	39,8
2	2	1700	38,2
3	2	1900	50,5
4	3	1900	48,0
5	3	2100	76,0
6	4	1900	91,7
7	4	2500	131,9
8	5	3200	218,3
9	7	3800	187,1
10	8	5300	291,3
11	9	5700	473,1
12	10	5800	466,5
13	12	5700	479,4
14	3	6400	460,6
15	2	7100	480,4
16	2	7500	343,3

Prof.: profundidade; N: Índice de resistência a penetração;  $q_c$ : valor da resistência de ponta do CPT; e  $f_s$ : valor do atrito lateral unitário local do CPT.



### A.3. Resultados Obtidos nas Provas de Carga

#### A.3.1. Estacas Apiloadas de Concreto – Solo na Umidade Natural

A Tabela A.10 mostra os resultados obtidos nas provas de carga executadas com as estacas apiloadas de concreto, com o solo na umidade natural.

Tabela A.10. Resultados das provas de carga em estacas apiloadas de concreto, com o solo na umidade natural (In: Nacano, 2001).

CON-1		CON-2		CON-3	
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,00	0	0,00
5	0,00	5	0,00	5	0,00
10	0,00	10	0,01	10	0,01
15	0,01	15	0,08	15	0,06
20	0,09	20	0,40	20	0,23
25	0,23	25	1,35	25	0,61
30	0,56	30	2,96	30	1,33
35	1,15	35	6,78	35	2,31
40	1,92	40	13,16	40	3,73
45	3,21	45	24,95	45	5,81
50	5,29	50	40,36	50	8,69
55	8,52	55	59,26	55	12,87
60	13,23	60	65,38	60	19,87
65	21,30	65	69,78	65	30,57
70	35,10	70	72,79	70	43,63
75	52,88	75	75,77	75	59,80
80	61,59	80	78,41	80	65,99
85	67,82	85	81,28	85	69,88
90	74,37	90	84,54	90	72,78
95	78,68	95	88,11	95	75,34
100	82,81	100	95,19	100	77,88
105	86,50	65	95,59	110	80,78
110	90,47	45	95,59	115	84,24
115	98,38	25	95,48	120	90,90
120	106,46	0	95,36	125	108,90
125	115,56			90	107,90
130	126,94			60	106,11
100	127,05			30	104,96
65	126,98			0	104,93
30	126,76				
0	126,02				



### A.3.2. Estacas Apiloadas de Solo-Cimento Plástico – Solo na Umidade Natural

A Tabela A.11 mostra os resultados obtidos nas provas de carga executadas com as estacas apiloadas de solo-cimento plástico, com o solo na umidade natural.

Tabela A.11. Resultados das provas de carga em estacas apiloadas de solo-cimento plástico, com o solo na umidade natural (In: Nacano, 2001).

SCP-1		SCP-2		SCP-3	
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,00	0	0,00
5	0,02	5	0,01	5	0,02
10	0,06	10	0,02	10	0,05
15	0,10	15	0,03	15	0,07
20	0,20	20	0,06	20	0,12
25	0,60	25	0,08	25	0,21
30	1,28	30	0,11	30	0,43
35	2,37	35	0,14	35	0,76
40	3,73	40	0,17	40	1,33
45	6,10	45	0,22	45	2,11
50	8,31	50	0,27	50	3,96
55	11,11	55	0,34	55	6,38
60	15,71	60	0,45	60	9,92
65	21,39	65	0,63	65	15,02
70	27,72	70	0,79	70	20,41
75	37,18	75	1,25	75	26,61
80	46,34	80	1,97	80	36,24
85	60,41	85	2,96	85	49,09
90	68,79	90	4,19	90	64,64
95	77,54	95	5,77	95	85,87
100	89,32	100	8,49	75	86,30
105	113,44	105	12,24	50	86,23
80	113,36	110	15,79	25	85,89
55	113,68	115	20,14	0	81,72
30	113,16	120	26,86		
0	110,64	125	34,53		
		130	39,94		
		135	44,82		
		120	44,87		
		90	44,80		
		60	44,65		
		30	44,42		
		0	43,77		



### A.3.3. Estacas Apiloadas de Concreto – Solo Inundado

A Tabela A.12 mostra os resultados obtidos nas provas de carga executadas com as estacas apiloadas de concreto, com o solo inundado.

Tabela A.12. Resultados das provas de carga em estacas apiloadas de concreto, com o solo inundado.

CON-1		CON-2		CON-3	
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,00	0	0,00
5	-0,01	5	0,00	5	0,00
10	0,00	10	0,00	10	0,00
15	0,01	15	0,00	15	0,01
20	0,03	20	0,01	20	0,03
25	0,06	25	0,04	25	0,05
30	0,10	30	0,07	30	0,08
35	0,14	35	0,12	35	0,11
40	0,20	40	0,20	40	0,15
45	0,25	45	0,30	45	0,19
50	0,31	50	0,36	50	0,23
55	0,38	55	0,44	55	0,30
60	0,46	60	0,59	60	0,37
65	0,54	65	0,80	65	0,43
70	0,64	70	1,30	70	0,51
75	0,78	75	2,24	75	0,62
80	1,05	80	4,45	80	0,84
85	1,34	85	14,72	85	2,20
90	45,10	90	33,89	90	43,68
60	45,11	60	33,82	60	43,88
40	44,71	40	33,71	40	43,81
20	44,79	20	33,45	20	43,61
0	44,21	0	32,77	0	43,12

### A.3.4. Estacas Apiloadas de Solo-Cimento Plástico – Solo Inundado

A Tabela A.13 mostra os resultados obtidos nas provas de carga executadas com as estacas apiloadas de solo-cimento plástico, com o solo inundado.



Tabela A.13. Resultados das provas de carga em estacas apiloadas de solo-cimento plástico, com o solo inundado.

SCP-1		SCP-2		SCP-3	
Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)	Carga (kN)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,00	0	0,00
5	0,23	5	0,02	5	-0,06
10	0,51	10	0,04	10	0,35
15	0,96	15	0,09	15	0,94
20	1,30	20	0,35	20	1,48
25	1,83	25	0,35	25	1,95
30	2,08	30	0,47	30	2,29
35	2,32	35	0,58	35	2,65
40	2,55	40	0,68	40	3,00
45	2,81	45	0,78	45	3,32
50	3,05	50	0,87	50	3,68
55	3,63	55	0,91	55	4,12
60	34,84	60	1,08	60	5,06
40	34,89	65	1,19	65	46,96
20	34,64	70	1,32	35	46,99
10	34,33	75	1,48	20	46,77
0	32,46	80	45,80	10	46,52
		60	45,82	0	46,06
		40	45,67		
		20	45,40		
		0	44,40		

**unesp** 

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA**  
**“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”**  
Câmpus de Ilha Solteira  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Av. Brasil Centro, 56  
15385-000 Ilha Solteira - SP  
[www.dec.feis.unesp.br](http://www.dec.feis.unesp.br)

