Campus de São Carlos

**CAPACIDADE DE CARGA DE SAPATAS, ESTACAS DE
PEQUENO DIÂMETRO E TUBULÕES CURTOS EM
FUNÇÃO DO SPT: UM ESTUDO EM SOLOS RESIDUAIS
DE GNAISSES PARA A REGIÃO SUL DE MINAS**

AUTOR: CORNÉLIO ZAMPIER TEIXEIRA

ORIENTADOR: PROF. DR. JOSÉ HENRIQUE ALBIERO

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

✓

**CAPACIDADE DE CARGA DE SAPATAS, ESTACAS DE
PEQUENO DIÂMETRO E TUBULÕES CURTOS EM FUNÇÃO
DO SPT: UM ESTUDO EM SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSES
PARA A REGIÃO SUL DE MINAS**

CORNÉLIO ZAMPIER TEIXEIRA

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

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Henrique Albiero

DEDALUS - Acervo - EESC

31100036529

São Carlos

1997

Class.	TESE-EESC
Curt.	5966
Tombo	T142/97

Área: Geotecnia

st 0926174

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

T266c Teixeira, Cornélio Zampier
Capacidade de carga de sapatas, estacas de
pequeno diâmetro e tubulões curtos em função do
SPT : um estudo em solos residuais de gnaisses
para a região Sul de Minas / Cornélio Zampier
Teixeira. -- São Carlos, 1997.

Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1997.
Área: Geotecnia
Orientador: Prof. Dr. José Henrique Albiero

1. Fundações - prática regional. 2. Provas de
carga rápida. 3. Ensaios de placa. 4. Estacas -
broca de pequeno diâmetro. 5. Tubulões
instrumentados. 6. Capacidade de carga. I. Título

A MILTON VARGAS

Pelo muito que *fêz*, e todos sabem; pelo muito que *é*, e nem todos percebem, pois nem sempre nos é dada a perspicácia de entender o que os humanistas e os filósofos escondem sob as dobras da sutileza.

À FAPEMIG

O autor é grato à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais - FAPEMIG - pela Concessão de financiamento (Processo TEC 665/93) que tornou possível a realização de parte deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. José Henrique ALBIERO, uma rara combinação de competência, discrição, amabilidade e equilíbrio, que me honrou com suas orientações (Mestrado e Doutorado) e privilegiou-me com sua amizade.

Aos Professores e Funcionários do Departamento de Geotecnia da USP-São Carlos, aos quais muito devo.

À Universidade Federal de Lavras: incontáveis favores durante este trabalho devem ser creditados a diversos Professores, Funcionários e alunos que colaboraram na realização de provas de carga.

Ao amigo José Daniel Machado, do Instituto de Desenvolvimento Industrial de Minas Gerais (INDI) pela importante assessoria nas informações sobre a economia da região Sul de Minas.

Aos Professores Sérgio Antônio Röhm e Benedito de Souza Bueno, quando da realização de ensaios de laboratório na UFV.

Aos colegas da UNESP-Bauru, Prof. Cláudio Vidrih Ferreira e Norival Agnelli, pelas sugestivas trocas de informações.

Ao Professor David de Carvalho, da UNICAMP, pela inestimável assistência na fase de implantação do campo experimental.

Ao amigo Benedito José Imbiriba Carneiro, por sua valiosa ajuda na realização de ensaios de laboratório na USP-São Carlos.

A meu pai, Dercílio Teixeira, que tentou - não de todo inutilmente - ensinar-me a difícil lição de ser honesto.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS	xiv
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
1 INTRODUÇÃO	1
2 DELINEAMENTO DA PESQUISA: PROBLEMA X SOLUÇÃO; DECLARAÇÃO DE HIPÓTESES	3
2.1 O enunciado do problema	3
2.2 Uma solução preliminar. Justificativa	3
2.3 A solução melhorada para o problema	4
2.4 Resenha final das atividades programadas para esta pesquisa	4
2.5 Uma justificativa da importância desta pesquisa	5
2.6. A declaração de hipóteses	5
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
3.1 Solos residuais e solos colapsíveis: aspectos de interesse às fundações	7
3.2 Fundações rasas	11
3.2.1. Capacidade de carga	11
3.2.1a.Histórico.....	11
3.2.1b Fórmulas ou métodos disponíveis para o cálculo da capacidade de carga	12
3.2.1c Alguns comentários ou sugestões sobre as fórmulas de capacidade de carga	14
3.2.2. Fatores de capacidade de carga	15
3.2.3 Tensões no solo	15

3.2.4. Recalques	16
3.2.4a Fórmulas de cálculo de recalques	16
3.2.4b Sugestões e comentários sobre recalques	18
3.2.4c Ensaio de placa	18
3.2.4d Recalques admissíveis, danos estruturais e melhoramento do solo	19
3.3 Estacas	20
3.3.1 Capacidade de carga	20
3.3.1a Breve histórico das teorias	20
3.3.1b Fórmulas de capacidade de carga	22
3.3.1c Comentários e conclusões sobre a capacidade de carga	25
3.3.2 Cálculo de recalques	26
3.3.2a Classificação dos métodos	26
3.3.2b Fórmulas ou soluções de cálculo	26
3.3.2c Alguns comentários a respeito de recalques	29
3.3.3 Comportamento de fundações por estacas	30
3.3.3a Transferência de carga. Métodos	30
3.3.3b Alguns comentários ou adendos aos métodos de transferência de carga	31
3.3.3c Previsão da curva carga-recalques	31
3.3.3d Parcelas de resistência lateral e de ponta	32
3.3.3e Mobilização das resistências. Movimentos necessários	33
3.3.4 Cargas residuais em estacas	35
3.3.5 Fatores de segurança. Danos em fundações por estacas	36
3.3.6 Algumas considerações sobre estacas: tipos, efeitos de instalação, etc.	37
3.4 Tubulões	38
3.4.1 Generalidades	38
3.4.2 Capacidade de carga	39
3.4.3 Comportamento e danos em tubulões	40
3.4.4 Previsão de recalques em tubulões	41
 4 O ESTADO-DA-ARTE DAS FUNDAÇÕES NO SUL DE MINAS	 42
4.1 A prática das fundações na região Sul de Minas	42
4.2 Sondagens	42
4.3 Os tipos de fundações mais utilizados na região	42
4.4 Capacidade de carga de fundações	43
4.5. Danos constatados em obras	43
4.6 A formulação de um conceito sobre a prática das fundações na região do Sul de Minas .	44
4.7 A análise de projetos estruturais da região	45
4.8 A tendência de verticalização das cidades sul-mineiras	46

5 O RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO DO SUL DE MINAS	47
5.1 A definição do problema	47
5.2 Análise e tratamento estatístico dos dados	48
5.3 O perfil característico	49
5.4 O sub-solo regional do ponto de vista de resistência à penetração	56
5.5 Observações <i>in situ</i> da Geologia e de perfis de alteração	63
5.6 Análise das características do solo regional	68
6 ASPECTOS DESCRITIVOS DA REGIÃO SUL DE MINAS	75
6.1 Um enfoque global sobre a região	75
6.2 O sul de Minas em números: aspectos de clima e relevo	77
6.3 Dados geológicos	77
7 O CAMPO EXPERIMENTAL DA UFLA	93
7.1 O local de implantação	93
7.2 Síntese dos elementos de fundação do campo experimental	93
7.3 As sondagens no campo experimental	96
7.4 A execução das estacas e dos tubulões	98
7.5 Placa de ensaios e torres para transmissão do carregamento. Viga de reação	99
7.6 Casos especiais a serem relatados	101
7.7 Os tubulões instrumentados	102
8 RESULTADOS DE LABORATÓRIO	105
8.1 Propriedades-índices	105
8.2 Ensaio Mini-MCV	109
8.3 Classificação do solo	109
8.4 Ensaio de compactação	113
8.5 Ensaio de permeabilidade	113
8.6 Ensaio de compressão simples	115
8.7 Ensaio de cisalhamento direto	116
8.8 Ensaio de compressão triaxial	118
8.9 Ensaio de adensamento	120
8.10 Análises química e mineralógica	126
9 PREVISÃO DE CARGA-RECALQUE X RESULTADOS OBSERVADOS.....	129
9.1 Placas de Fundações	129
9.1.1 Previsão de carga e resultados.....	129
9.1.1a Características das Fundações.....	129

9.1.1b Hipóteses assumidas na previsão da capacidade de carga.....	130
9.1.1c Valores de q_u e Q_u previstos para os ensaios de placa da 1ª fase.....	130
9.1.1d Resultados obtidos nas provas de carga.....	131
9.1.2 Previsão de recalque e resultados	139
9.2. Estacas-broca.....	140
9.2.1 Previsão de carga e resultados	140
9.2.1a Descrição das estacas e suas características de ensaio	140
9.2.1b Previsão de carga e resultados	141
9.2.2 Previsão de recalques das estacas-broca.....	142
9.3 Tubulões instrumentados.....	148
9.3.1 Previsão de cargas e resultados	148
9.3.1a Descrição dos tubulões e características de ensaio	148
9.3.1b Comparação entre os resultados previstos e observados	149
9.3.2 Previsão de recalques e resultados	153
 10 ANÁLISE, DISCUSSÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	 155
10.1. Ensaios de placa.....	155
10.1.1 Capacidade de carga das Fundações rasas (1ª fase)	155
10.1.2 Ensaios confirmatórios: Capacidade de carga das fundações rasas do 2ª módulo	161
10.1.2a Capacidade de carga	162
10.1.2b Efeito do recarregamento	164
10.1.2c Efeito da inundação do solo de fundação	165
10.1.2d Efeito do melhoramento do solo de fundação e do reensaio	166
10.1.2e Efeito da inundação do solo de fundação compactado previamente	169
10.1.3 Análise dos recalques das fundações rasas	174
10.2 Ensaios nas estacas-broca.....	176
10.2.1 Observações sobre as curvas carga-recalque.....	176
10.2.2 A análise das principais fórmulas de estimativa de Q_u	177
10.2.3 Os métodos de previsão de carga-recalque empregados na pesquisa	179
10.2.4 Análise da resistência lateral da estaca.....	180
10.3 Tubulões instrumentados.....	183
10.3.1 Introdução.....	183
10.3.2 Análise da transferência de carga dos tubulões para o solo	185
10.3.2a Crescimento da carga de ponta com o carregamento.....	203
10.3.2b Efeito da repetição de ensaios e da inundação do solo.....	205
10.3.2c Variação do atrito lateral unitário.....	208
10.3.3 Previsão de carga em tubulões.....	217

11 DEMONSTRAÇÃO DA TESE. PROPOSIÇÕES.....	221
11.1 Quanto à inadequação ou ausência de critérios em projetos de fundações	221
11.2 Quanto à viabilidade econômica dos tipos de fundações adotadas	228
11.3 Quanto à disposição das camadas do solo	230
11.4 Proposições	231
 12 CONCLUSÕES GERAIS	 234
 13 BIBLIOGRAFIA	 238
 GLOSSÁRIO	 265
 APÊNDICES	 267

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 5.1	Perfis mais representativos do sub-solo de algumas cidades do Sul de Minas.....	50
FIGURA 5.2	Perfis mais representativos do sub-solo de algumas cidades do Sul de Minas.....	51
FIGURA 5.3	Perfis mais representativos do sub-solo de algumas cidades do Sul de Minas.....	52
FIGURA 5.4	Perfis mais representativos do sub-solo de algumas cidades do Sul de Minas.....	53
FIGURA 5.5	Perfis mais representativos de cidades do Sul de Minas.....	54
FIGURA 5.6	Perfis mais representaivos de cidades do Sul de Minas.....	55
FIGURA 5.7	Variação do SPT com a profundidade segundo os valores médios e por regressão, de algumas cidades da região	58
FIGURA 5.8	Variação do SPT com a profundidade, segundo os valores médios e por regressão, de algumas cidades da região	59
FIGURA 5.9	Perfis de sondagem típico de algumas cidades da região	60
FIGURA 5.10	Perfis de sondagens típicos de algumas cidades da região	61
FIGURA 5.11	Perfis de sondagens típicos de algumas cidades da região	62
FIGURA 5.12	Mapa da região, destacando-se a Serra da Mantiqueira e o Rio Grande	63

FIGURA 5.13	Exposição de rocha Grupo Paraíba (rodovia Machado - Poços de Caldas)	64
FIGURA 5.14	Rocha do Supergrupo Barbacena, na região de Caxambu (MG)	64
FIGURA 5.15	Solo de alteração de gnaiss, próximo ao Rio Grande (Lavras)	66
FIGURA 5.16	Corte recentemente observado nas obras da Fernão Dias	67
FIGURA 5.17	Malha rodoviária do Sul de Minas onde foram feitas observações.....	67
FIGURA 5.18	Variação do SPT médio com o aumento do número de dados	70
FIGURA 5.19	Variação de C.V. com o aumento de dados de SPT	71
FIGURA 5.20	Variação do SPT com a profundidade no local da pesquisa e em toda a região	72
FIGURA 6.1	Comparação do nível de industrialização entre os três eixos rodoviários (Sudeste do Brasil)	76
FIGURA 6.2	Mapa Geológico da região Sul de Minas	79
FIGURA 6.3	Quartzitos da região de Alpinópolis	82
FIGURA 6.4	Mapa esquemático das unidades litológicas de Lavras (MG)	87
FIGURA 6.5	Corpos de prova obtidos dos blocos indeformados coletados no <i>campus</i> da UFLA	88
FIGURA 6.6	Distribuição dos materiais de origem na paisagem regional (Lavras)...	92
FIGURA 7.1	Mapa da cidade de Lavras e do <i>campus</i> da UFLA	94
FIGURA 7.2	Arranjo físico dos elementos de reação e de prova do campo experimental de fundações da UFLA.	95
FIGURA 7.3	Perfis de sondagens SPT-T no campo experimental da UFLA	97

FIGURA 7.4	Correlação entre torque e SPT obtida na UFLA	99
FIGURA 7.5	Torre para realização dos ensaios de placa.....	100
FIGURA 7.6	Cava de 0,4m de diâmetro, a 0,5m de profundidade, reforçada pela cravação de pedras de mão	102
FIGURA 7.7	Geometria dos tubulões de prova	103
FIGURA 7.8	Campo experimental de fundações da UFLA	104
FIGURA 8.1	Curvas granulométricas (profundidade até 4m)	105
FIGURA 8.2	Curvas granulométricas (profundidade de 5 a 10m)	106
FIGURA 8.3	Variação da composição granulométrica do solo com a profundidade	107
FIGURA 8.4	Variação de alguns índices físicos com a profundidade	108
FIGURA 8.5	Variação dos limites de consistência com a profundidade.....	109
FIGURA 8.6	Apresentação dos principais resultados do MINI-MCV	110
FIGURA 8.7	Classificação textural segundo a terminologia T ₁ -71, DER-SP.....	112
FIGURA 8.8	Gráfico de Plasticidade de Casagrande das amostras de 0,5 m a 10,0 m de profundidade	112
FIGURA 8.9	Gráfico de Atividade, cf. VARGAS (1988)	113
FIGURA 8.10	Curvas de compactação (Proctor Normal)	114
FIGURA 8.11	Variação dos parâmetros de compactação com a profundidade.....	114
FIGURA 8.12	Variação dos parâmetros de permeabilidade com a profundidade.....	115
FIGURA 8.13	Variação dos parâmetros de compressão simples e do módulo de deformabilidade com a profundidade	117

FIGURA 8.14	Acompanhamento de um ensaio triaxial UU através do sistema de aquisição automática de dados (EESC-USP)	119
FIGURA 8.15	Variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento com a profundidade	120
FIGURA 8.16	Variação do colapso por inundação de corpos de prova com diferentes pressão de inundação	121
FIGURA 8.17	Variação do coeficiente de colapso com a pressão de inundação.....	123
FIGURA 8.18	Variação das pressões geostáticas e de pré-adensamento com a profundidade e da variação dos índices de vazios com a pressão de inundação	125
FIGURA 8.19	Variação dos índices de compressão e de adensamento com a profundidade	126
FIGURA 8.20	Variação dos índices de alteração química com a profundidade.....	127
FIGURA 8.21	Variação da fração areia, com o parâmetro σ de FOLK & WARD.....	128
FIGURA 9.1	Resultados das provas de carga em P_1 a P_6	132
FIGURA 9.2	Resultados das provas de carga em P_7 , P_8 e P_9	133
FIGURA 9.3	Resultados dos ensaios de placa P-T.....	134
FIGURA 9.4	Resultados das 3 provas de carga na fundação S-1.....	136
FIGURA 9.5	Resultados das 3 provas de carga na fundação S-2.....	137
FIGURA 9.6	Resultados das 3 provas de carga na fundação S-3.....	137
FIGURA 9.7	Resultados das 3 provas de carga na fundação S-4.....	138
FIGURA 9.8	Resultados das 3 provas de carga na fundação S-5.....	138

FIGURA 9.9	Resultados das 3 provas de carga na fundação S-6.....	139
FIGURA 9.10	Resultados das provas de carga em estacas E ₁ a E ₃	143
FIGURA 9.11	Resultados das provas de carga em estacas E ₄ a E ₆	144
FIGURA 9.12	Resultados das provas de carga em estacas E ₉ e E ₁₀	145
FIGURA 9.13	Resultados das provas de carga em E ₇	146
FIGURA 9.14	Comportamento carga-recalque previsto por POULOS & DAVIS (1980)	147
FIGURA 9.15	Comportamento carga-recalque previsto por GAMA E SILVA et al. (1981)	147
FIGURA 9.16	Resultados das 3 provas de carga de T1.....	152
FIGURA 9.17	Resultados das 3 provas de carga de T2.....	152
FIGURA 9.18	Resultados das 3 provas de carga de T3.....	153
FIGURA 10.1	Comparação dos vários métodos para previsão de Q _u em fundações rasas	158
FIGURA 10.2	Relação entre q _u e D/B para os ensaios de placa	159
FIGURA 10.3	Comparação das curvas carga-recalque de 3 fundações (PC-1)	164
FIGURA 10.4	Comparação das curvas carga-recalque de 3 fundações (PC-2)	165
FIGURA 10.5	Comparação das curvas carga-recalque de 3 fundações (PC-3)	166
FIGURA 10.6	Comportamento carga-recalque das fundações S-4, S-5 e S-6 (PC-1) ..	167
FIGURA 10.7	Efeito da repetição de carregamento em S-4, S-5 e S-6.....	167

FIGURA 10.8	Variação do índice de vazios com a pressão aplicada ao terreno pela placa (S-2)	170
FIGURA 10.9	Efeito da inundação do terreno compactado (S-4, S-5 e S-6).....	171
FIGURA 10.10	Comparação das curvas carga-recalque de S-4, S-5 e S-6 (PC-1).....	172
FIGURA 10.11	Comparação das curvas carga-recalque de S-4, S-5 e S-6 (PC-2).....	173
FIGURA 10.12	Comparação das curvas carga-recalque de S-4, S-5 e S-6 (PC-3).....	173
FIGURA 10.13	Comparação entre cargas estimadas e reais	178
FIGURA 10.14	Obtenção da resistência lateral (NEELY, 1990)	181
FIGURA 10.15	Gráficos de transferência de carga ($Q \times z$) de 3 provas de carga em T-1.....	188
FIGURA 10.16	Gráficos de transferência de carga ($Q \times z$) de 3 provas de carga em T-2.....	189
FIGURA 10.17	Gráficos de transferência de carga ($Q \times z$) de 3 provas de carga em T-3.....	190
FIGURA 10.18	Curvas de transferência de carga em estacas cravadas em areias (Ap. VÉSIC, 1967)	191
FIGURA 10.19	Parcelas de ponta e de atrito lateral em T-1.....	195
FIGURA 10.20	Parcelas de ponta e de atrito lateral em T-2.....	195
FIGURA 10.21	Parcelas de ponta e de atrito lateral em T-3.....	197
FIGURA 10.22	Participação percentual das parcelas de ponta e atrito lateral em 3 tubulões	197

FIGURA 10.23	Influência do nível de carregamento na distribuição das parcelas de Q_p e Q_s e do comprimento da estaca nesta distribuição (ap. KÉZDI, 1975)	198
FIGURA 10.24	Variação da carga de ponta com o carregamento de T-1 nas 3 provas de carga	200
FIGURA 10.25	Variação da carga de ponta com o carregamento de T-2 nas 3 provas de carga	201
FIGURA 10.26	Variação da carga de ponta com o carregamento de T-3 nas 3 provas de carga	201
FIGURA 10.27	% da carga de ponta em relação ao carregamento nas 3 provas de carga (T-1)	202
FIGURA 10.28	% da carga de ponta em relação ao carregamento nas 3 provas de carga (T-2)	202
FIGURA 10.29	% da carga de ponta em relação ao carregamento nas 3 provas de carga (T-3)	203
FIGURA 10.30	Variação de q_p com as deformações (recalques) em 3 provas de carga (T-2)	206
FIGURA 10.31	Variação de q_p com as deformações (recalques) em 3 provas de carga (T-3)	206
FIGURA 10.32	Outro aspecto na variação de q_p com δ em T-3	207
FIGURA 10.33	Variação do atrito lateral com o carregamento em 3 provas de carga (T-1)	209
FIGURA 10.34	Variação do atrito lateral com o carregamento em 3 provas de carga (T-2)	209
FIGURA 10.35	Variação do atrito lateral com o carregamento em 3 provas de carga (T-3)	210

FIGURA 10.36	Variação de f_s com as deformações axiais em T-1	210
FIGURA 10.37	Variação de f_s com as deformações axiais em T-2	211
FIGURA 10.38	Variação de f_s com as deformações axiais em T-3 (1ª prova de carga) .	211
FIGURA 10.39	Variação de f_s com as deformações axiais em T-3 (2ª prova de carga) .	212
FIGURA 10.40	Variação de f_s com as deformações axiais em T-3 (3ª prova de carga) .	213
FIGURA 10.41	Curvas de transferência de carga (ap. COYLE & SULAIMAN, 1967).	214
FIGURA 10.42	Variação de f_s x Q em T-3 (3ª prova de carga)	215
FIGURA 10.43	Variação de f_s x Q em T-3 (2ª prova de carga)	216
FIGURA 10.44	Variação de f_s x Q em T-3 (1ª prova de carga)	216
FIGURA 11.1	Escolha de ϕ , L de estacas, em função da carga do pilar (caso de não considerar a influência de bloco)	224
FIGURA 11.2	Escolha de ϕ , L de estacas, em função da carga do pilar (caso de considerar a influência de bloco)	224
FIGURA 11.3	Variação da relação (carga/m ³ de concreto) com a carga do pilar em tubulões	226
FIGURA 11.4	Variação da carga de trabalho com o comprimento dos tubulões	227
FIGURA 11.5	Valores de f_s e q_p obtidos em função do SPT	227
FIGURA 11.6	Comparação de custos unitários de diversos tipos de fundação e níveis de carregamento	233

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1	Fórmulas de capacidade de carga em tubulões	40
TABELA 4.1	Tipos de fundações citadas em função do porte das construções	43
TABELA 4.2	Frequência das pressões admissíveis	43
TABELA 4.3	Frequência dos fatores de segurança	43
TABELA 4.4	Verticalização das cidades do Sul de Minas	46
TABELA 5.1	Perfil característico do sub-solo das principais cidades do Sul de Minas	49
TABELA 5.2	Sequência de camadas no perfil e % de ocorrência	56
TABELA 5.3	Variação do SPT médio com a profundidade	57
TABELA 5.4	% de valores de N acima de 85% de confiança	74
TABELA 6.1	Distância rodoviária das principais cidades sul-mineiras ao Rio de Janeiro, São Paulo e Belo Horizonte	75
TABELA 6.2	Dados sobre clima e relevo da região Sul de Minas	77
TABELA 6.3	As diversas formações geológicas do Sul de Minas	80
TABELA 6.4	Parâmetros de 2 tipos de solos de Lavras	90
TABELA 6.5	Rochas de origem associadas à altitude em Lavras	91

TABELA 6.6	Características de granulometria e da massa específica dos sólidos de solos superficiais de Lavras	92
TABELA 7.1	Resultados do SPT-T para projetos	96
TABELA 7.2	Valores de AE obtidos das provas de carga	104
TABELA 8.1	Distribuição granulométrica do solo do poço exploratório	106
TABELA 8.2	Variação dos índices físicos com a profundidade	107
TABELA 8.3	Variação dos limites de consistência com a profundidade	108
TABELA 8.4	Classificação geotécnica segundo vários métodos.....	111
TABELA 8.5	Coefficiente de permeabilidade x profundidade.....	115
TABELA 8.6	Resultados do ensaio a compressão simples.....	116
TABELA 8.7	Parâmetros elásticos e de resistência ao cisalhamento.....	118
TABELA 8.8	Valores do coeficiente de colapso em várias profundidades.....	122
TABELA 8.9	Julgamento da colapsibilidade por vários critérios.....	124
TABELA 8.10	Parâmetros de adensamento.....	124
TABELA 8.11	Parâmetros úteis para avaliação do perfil de alteração.....	126
TABELA 9.1	Descrição dos ensaios de placa	129
TABELA 9.2	Parâmetros de cálculo de capacidade de carga	130
TABELA 9.3	Previsão de carga por métodos teórico e empíricos	131
TABELA 9.4	Valores observados (q_u e Q_u) dos ensaios da 1ª fase.....	131
TABELA 9.5	Valores de q_u e Q_u obtidos nos ensaios de placa da 2ª fase	136

TABELA 9.6	Valores médios do SPT utilizados na previsão de recalques	140
TABELA 9.7	Previsão de recalques em fundações rasas por diversos métodos	140
TABELA 9.8	Descrição das estacas-broca ensaiadas na UFLA.....	141
TABELA 9.9	Valores de Q_u previstos para as estacas-broca	141
TABELA 9.10	Resultados das provas de carga em estacas	142
TABELA 9.11	Recalques previstos para as estacas-broca	148
TABELA 9.12	Recalques observados para $Q_u/1,5$ nas estacas-broca.....	148
TABELA 9.13	Descrição dos tubulões instrumentados.....	148
TABELA 9.14	Relação entre valores previstos e observados (Q_u , Q_s e Q_p)	150
TABELA 9.15	Valores de Q_u (extrapolados) obtidos nos 3 tubulões, em diversas provas de carga	151
TABELA 9.16	Valores de Q_{25} nas diversas provas de carga de tubulões	151
TABELA 9.17	Comparação entre recalques previstos e observados em tubulões	154
TABELA 10.1	Comparação entre os métodos de previsão de Q_u (sapatas).....	155
TABELA 10.2	Valores de q_u e $\bar{N}$ variando com a profundidade.....	157
TABELA 10.3	Posição relativa dos diversos FS para a relação q_{calc}/q_{obs}	158
TABELA 10.4	Comparação dos resultados das diversas provas de carga (placas)	163
TABELA 10.5	Valores de recalques observados em S-1, S-2 e S-3.....	164
TABELA 10.6	Valores de recalques observados em S-4, S-5 e S-6 (PC-1)	168

TABELA 10.7	Variação dos índices físicos do solo de S-2 com a repetição das provas de carga	169
TABELA 10.8	Análise dos recalques dos ensaios de placa executados	174
TABELA 10.9	Comparação dos diversos métodos de previsão de recalques.....	175
TABELA 10.10	Projeção da estimativa de recalques de fundações com base em ensaios de placa.....	176
TABELA 10.11	Comparação dos métodos de estimativa de Q_u	177
TABELA 10.12	Análise de Q_s segundo vários métodos utilizados.....	182
TABELA 10.13	Relações $Q_{u,p}/Q_{u,s}$ e $Q_{u,p}/Q_u$ dos métodos brasileiros.....	183
TABELA 10.14	Tipo de fundação x nº de pavimentos.....	184
TABELA 10.15	Valores de Q_p e Q_s relativos a T-1 (PC-1).....	185
TABELA 10.16	Cargas aprisionadas em T-3 logo após a descarga.....	187
TABELA 10.17	Valores de Q_p e Q_s nas 3 provas de carga de T-1	192
TABELA 10.18	Valores de Q_p e Q_s nas 3 provas de carga de T-2	193
TABELA 10.19	Valores de Q_p e Q_s nas 3 provas de carga de T-3	194
TABELA 10.20	Correlação do tipo $Q_p = A + BQ_o$ nos tubulões	203
TABELA 10.21	Deslocamentos nos tubulões de prova	207
TABELA 10.22	Correlações do tipo $f_s = A + BQ_o$ nos tubulões	208
TABELA 11.1	Valores de $\bar{N}_s$ em função da profundidade	222
TABELA 12.1	Valores de q_p e f_s observados nas 1ªs provas de carga	236

TABELA 12.2	Recalques observados para diversos níveis de carga	236
TABELA 12.3	Relações $q_p/q_{p, \max}$ e $f_s/f_{s, \max}$ para pequenos e médios deslocamentos ..	237

LISTA DE SÍMBOLOS

A	- Área de projeção de uma construção.
$A_p = A_b$	- Área da seção de ponta de uma estaca ou da base de tubulões.
A_s	- Área lateral de uma estaca ou do fuste de tubulões.
α	- Fator de adesão (≤ 1) entre estaca e solo ($\alpha = f_s/c_u$)
α	- Fator de correlação entre os ensaios SPT e CPT ($\alpha = q_s/N$)
α	- Método de cálculo da capacidade de carga de estaca em argilas, em termos de tensões totais (cf. MEYERHOF, 1976)
B	- Largura (ou menor dimensão) de uma fundação rasa
b	- Semi- largura de uma fundação rasa
b	- Parâmetro (coeficiente angular) obtido na reta ajustada aos pontos da curva carga-recalque, parametrizada em termos de uma função hiperbólica
β	- Método de cálculo da capacidade de carga de estacas em areias ou argilas (em termos de tensões efetivas), cf. MEYERHOF, 1976.
C_c	- Índice de compressão (ensaio de adensamento)
c	- Coesão de um solo, em termos de tensão total.
c_b, c_s	- Coesão do solo na base e na região do fuste de uma estaca.
c_u	- Coesão não-drenada.
C_v	- Coeficiente de adensamento.
D, d	- Diâmetro de uma estaca cilíndrica; profundidade de uma sapata.
D_b	- Diâmetro da base alargada de um tubulão.
D_f	- Diâmetro do fuste de um tubulão.
$D_f=D$	- Profundidade de assentamento de uma fundação rasa.
D_p	- Diâmetro da base de uma estaca.
$D_R=D_r$	- Compacidade (ou densidade relativa) de areias
D_{50}	- Diâmetro médio das partículas de um solo.
$\bar{d}$	- Diâmetro de uma estaca cilíndrica (nomenclatura de POULOS & DAVIS, 1980).
d	- Diâmetro de fundação rasa circular (ou placa).
Δ	- Recalque ou deslocamento vertical de fundação.
Δe	- Variação do índice de vazios desde o estado inicial e até o índice de vazios final.
ΔH	- Variação de espessura de uma camada compressível de espessura H.
ΔL	- Segmento de estaca.

Δp	- Incremento de pressões produzido pela propagação em meio elástico de cargas aplicadas na superfície do solo ou cavas de fundação.
Δz	- Espessura de uma camada compressível.
δ	- Ângulo de atrito entre estaca e solo
E	- Módulo de elasticidade do solo (ensaios triaxiais ou de compressão simples).
E_B	- Módulo secante do solo abaixo da ponta da estaca.
E_{ed}	- Módulo de elasticidade do solo, edométrico ou unidirecional (ensaio de placa ou ensaio edométrico).
E_p	- Módulo de elasticidade do material da estaca.
E_S	- Módulo de elasticidade do solo, obtido em provas de carga em estacas (POULOS & DAVIS, 1980).
E_t	- Módulo tangente (inicial) de elasticidade do solo (ensaios triaxiais ou de compressão simples).
E_u	- Módulo de elasticidade não-drenado do solo.
E_{s0}	- Módulo de elasticidade do solo para o nível de 50% da tensão de pico (ensaios triaxiais ou de compressão simples).
E_H	- Módulo de elasticidade de solo, efetivo, horizontal (estado tridimensional).
E'	- Módulo de elasticidade do solo, efetivo ou drenado (ensaio triaxial, R).
E_v	- Módulo de elasticidade do solo, efetivo, vertical (estado tridimensional).
e	- Índice de vazios
e_0	- Índice de vazios inicial
FS	- Fator de Segurança
$f_p = f_b$	- Resistência unitária de ponta de uma estaca.
f_s	- Resistência lateral unitária de uma estaca.
$f_s = q_s$	- Atrito de luva (cone tipo Begemann) do CPT.
ϕ	- Ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões totais ($^{\circ}$).
G_{vH}	- Módulo de cisalhamento do solo (estado tridimensional).
γ	- Massa específica do solo.
$\gamma_{d,máx}$	- Peso específico seco máximo.
H	- Altura de uma edificação; espessura de camada compressível.
$I = I_p$	- Fator de influência, definido como um produto de outros fatores (POULOS & DAVIS, 1980).
$I_p = IP$	- Índice de plasticidade
I_0	- Fator de influência de recalques para estacas incompressíveis em solo semi-infinito (POULOS & DAVIS, 1980).
K_h, k_v	- coeficiente de permeabilidade horizontal e vertical do solo.
K	- Fator de correlação entre SPT e CPT ($K = q_0/N$).
K	- Relação entre a tensão horizontal e vertical (ou coeficiente de empuxo, genérico).

K_i	- Índice de alteração do solo (relação sílica/alumina)
K_o	- Coeficiente de empuxo em repouso (estado inicial do solo)
K_r	- Índice de alteração do solo (relação sílica/sexquióxidos)
L	- Comprimento de uma estaca (m).
L	- Largura (ou maior dimensão) de uma edificação (POLSHIN & TOKAR, 1957).
m_v	- Coeficiente de variação volumétrica unidirecional (ensaio de adensamento).
μ	- Fator de correção para a fórmula de TERZAGHI (1943) de capacidade de carga (LUNDGREEN & MORTENSEN).
$N = N(SPT)$	- Índice de resistência à penetração (N(SPT))
$\bar{N} = N_m$	- Valor médio do índice de resistência à penetração em um certo trecho do perfil do solo.
N'	- Índice de penetração do SPT corrigido devido a qualquer fator não relacionado com o fator energia (profundidade, posição do NA).
N_c	- Fator de capacidade de carga, aplicado à parcela coesiva.
N_γ	- Fator de capacidade de carga, aplicado à parcela de sobrecarga.
N_p	- SPT na região da base de uma estaca.
N_q	- Fator de capacidade de carga devido à base da fundação
N_s	- SPT ao longo do fuste de uma estaca.
N_{55}	- Índice de resistência à penetração do SPT corrigido para a energia de 55% da energia teórica do ensaio.
n	- Fator de correlação entre a resistência lateral unitária e N (SPT) ($n = N/f_s$, cf. ALONSO, 1983); nº de pavimentos de uma edificação; porosidade.
ν	- Coeficiente de Poisson do solo
ν'	- Coeficiente de Poisson do solo, efetivo ou drenado.
$P = Q$	- Carga aplicada à cabeça de uma estaca.
P	- Perímetro de uma estaca.
$P_s = Q_s$	- Parcela de carga transferida da estaca para o solo por atrito lateral.
p	- Pressão aplicada nos diversos estágios do ensaio de adensamento ou prova de carga, kPa, Mpa; nº de pavimentos de uma construção.
$p_a = \sigma_{ad}$	- Pressão de pré-adensamento do ensaio edométrico.
p_{adm}	- Pressão admissível de uma fundação rasa.
p_o	- Pressão geostática total de um maciço de terra (estado inicial do solo).
$p_u = q_u$	- Capacidade de carga (unitária) de fundação rasa.
$Q = P$	- Carga genérica aplicada à cabeça de uma estaca durante uma prova de carga.
Q_{adm}	- Carga admissível de uma fundação.
Q_m	- Carga média de pilares.
Q_s	- Resistência por atrito lateral de uma estaca.
Q_u	- Carga última ou carga de ruptura de uma estaca, obtida por extrapolação de resultados de prova de carga.

Q_{25}	- Carga que produz recalques de 25 mm.
q	- Pressão transmitida ao terreno (sapata ou placa de ensaio).
q_c	- Resistência de ponta do ensaio CPT.
q_p	- Resistência unitária de ponta de uma estaca.
$q_s=f_s$	- Atrito de luva do ensaio CPT.
$q_u = \sigma_c$	- Resistência à compressão simples, de pico ou residual.
q_u	- Resistência (unitária) última da sapata.
R	- Coeficiente de correlação estatística entre duas ou mais variáveis
R_h	- Fator de correção para camada de profundidade finita sobre uma base rígida (POULOS & DAVIS, 1980)
R_k	- Fator de correção para a compressibilidade da estaca (POULOS & DAVIS, 1980)
R_v	- Fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo (POULOS & DAVIS, 1980)
SPT-T	- Ensaio de SPT com medição simultânea de torque.
ρ	- Massa específica do solo.
ρ	- Recalque ou deslocamento vertical da cabeça da estaca.
ρ_d	- Massa específica seca.
ρ_p	- Recalque da ponta de uma estaca.
ρ_s	- Parcela de recalque de uma estaca devido apenas ao deslizamento entre estaca e solo; massa específica dos sólidos.
ρ_{sat}	- massa específica do solo saturado.
S_r	- Grau de saturação.
s_u	- Resistência ao cisalhamento do solo, não-drenada (ensaios Q).
s'_1	- Fator de capacidade de carga, função de ϕ (CAQUOT & KÉRISSEL)
$\sigma = \sigma_n$	- Tensão normal a um plano.
σ_m	- Tensão geostática efetiva média (DE MELLO, 1971).
$\sigma_o=p_o$	- Tensão geostática total de um maciço de terra (estado inicial do solo).
σ'_v	- Tensão geostática efetiva do solo.
t	- Tempo.
U	- Perímetro de uma estaca.
w_o	- Teor de umidade natural.
w_c	- Limite de contração
w_L	- Limite de liquidez.
w_{ot}	- Teor de umidade ótima.
w_p	- Limite de plasticidade.
z	- profundidade.

RESUMO

TEIXEIRA, C. Z. *Capacidade de carga de sapatas, estacas de pequeno diâmetro e tubulões curtos em função do SPT: um estudo em solos residuais de gnaisses para a região Sul de Minas*. São Carlos, 1997. 272p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

Esta Tese aborda, de modo original e pioneiro, importantes aspectos da Engenharia de Fundações do Sul de Minas: a) sistematização de conhecimentos sobre a Geologia regional; b) identificação e caracterização da prática de fundações; c) definição (com a formação de um banco de dados) dos perfis mais representativos do subsolo de suas principais cidades; d) estudo dos parâmetros físicos, químicos e geomecânicos de um solo típico; e) implantação de campo experimental de fundações da Universidade Federal de Lavras, com a realização de provas de carga.

Grande ênfase foi dada aos itens (a), (c) e (e). Priorizou-se o estudo das fundações de baixa capacidade de carga, no estudo do comportamento carga-recalque de ensaios de placa, de provas de carga a compressão em estacas-broca isoladas e de tubulões curtos instrumentados. Destacam-se as análises sobre os efeitos de forma, profundidade, melhoramento do terreno de fundação e de inundação nas fundações rasas e da variação L/d na resistência lateral unitária das estacas, sendo valorizadas as fórmulas empíricas com base no SPT.

São apresentadas fórmulas de previsão de carga, em função do SPT, para sapatas, estacas de pequeno diâmetro e tubulões curtos e um estudo de custos, onde se mostra que a opção indiscriminada por tubulões é inadequada para certas faixas de carga de trabalho. Adicionalmente, são feitas recomendações para intensificar o uso de sondagens tendo em vista a grande variabilidade das propriedades dos solos regionais e para aumentar os fatores de segurança nestas fórmulas onde houver possibilidade de ocorrência de colapso no solo.

Palavras-chave: Estaca-broca; prova de carga rápida; solos residuais de Gnaiss; parâmetros geotécnicos; Geologia regional; tubulões curtos instrumentados.

ABSTRACT

TEIXEIRA, C.Z. *Bearing capacity and shaft resistance for shallow foundations, small diameters piles and short drilled piers, as function of SPT: a study for the residual soils from gneiss of the southern region of the Minas Gerais State at Brasil.* São Carlos, 1997, 272p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

This work presents, at time, important aspects of Foundation Engineering at Southern Region of Minas Gerais State: a) systematization of the knowledge about regional geology; b) identification and characterization of practice in foundations; c) definition (though establishment of a data base) of most representative sub-soil profiles at main cities at the region; d) study of physical, chemical and geomechanical parameters of a typical soil; e) implementation of a experimental field for foundation studies at Federal University of Lavras, by execution of load tests.

A large emphasis was given to items a, c and e. The study of foundations of low load capacity was prioritized when testing plates, isolated piles under compression and short drilled piers with sensors. Analysis such as form effects, depth, soil improvement and flooding on shallow foundations and variation of L/d on the lateral unit resistance by emphasizing the empirical equations based on SPT were all pointed out.

Mathematical equations are presented for load estimation as function of SPT for small diameter piles and short drilled piers as well as a cost study where it can be shown that the undistinguished alternative for piers is inadequate for some load values. In addition, due to soil spatial variability and safety factor increment on soils subject to collapse, recommendations on intensive use of SPT test are given.

Key words: Drilled shaft piles/QML load proofs/ Residual soil from gneiss/Geotechnical parameters/Regional Geology/ instrumented short piers.

01 INTRODUÇÃO

A principal razão de ter conduzido o autor a empenhar-se neste estudo das fundações da região Sul de Minas é a valorização da pesquisa regional, aliada ao indispensável conceito de utilidade.

Com o significado de pesquisa regional pretende-se alcançar o objetivo de incorporar novos resultados e conclusões relativas às fundações em solos residuais de gnaisses. Nunca é demais enfatizar que a Mecânica dos solos (e suas distintas aplicações) é um dos mais profícuos campos da Ciência moderna, justamente por esta possibilidade de multiplicar indefinidamente as experiências e ainda assim permanecer na desalentadora convicção de que não foram suficientes.

Por outro lado, o pragmático conceito de utilidade, raramente tomado como premissa em Ciência Pura, deveria ser observado com mais frequência na Engenharia, como Arte que é, essencialmente. Justamente sob este aspecto, aparece uma variada gama de justificativas, tais como:

- a) Trata-se de uma região que, mesmo sendo consideravelmente grande (área superior a 51.000 km²) conta com razoável homogeneidade geológica, cultural e econômica, permitindo, até certo ponto, aventurar-se no campo da generalização;
- b) A perspectiva de verticalização de suas cidades mais importantes pressupõe a necessidade da sistematização de propostas mais racionais para projetos de fundações, contemplando, inicialmente, o universo majoritário das pequenas e médias construções;
- c) O sul de Minas é privilegiadamente bem localizado; o baricentro da região (Varginha, Três Corações) é equidistante das 3 maiores capitais brasileiras; seu crescimento econômico é o maior do Estado e o número de empregos produzidos nos últimos 4 anos supera os da Grande São Paulo.

A combinação de todos os argumentos anteriores leva a crer que tal pesquisa reúne as condições específicas requeridas pelos critérios de mérito e de utilidade, desde que, ao primeiro deles (consubstanciado em ORIGINALIDADE - CONTEÚDO - RELEVÂNCIA) se adicionem proposições de caráter prático e de validade regional, com sugestões que preservem a segurança e a viabilidade econômica. Os Capítulos 5 e 11 realçam o conteúdo e a relevância.

Também deve ser assinalado que o Capítulo 6 representa uma contribuição documental interessante, por tentar um avanço significativo na organização das informações sobre o quadro litológico e dos perfis de alteração da região.

Por outro lado, o autor não se esquivou da presumida responsabilidade de produzir resultados práticos. Do conjunto de observações experimentais e apoiando-se em um banco de dados de sondagens, valeu-se para apresentar um conjunto de propostas, que constituem-se em fórmulas e métodos de previsão de carga para fundações rasas, estacas-broca de pequeno diâmetro e tubulões curtos, todos considerados como fundações econômicas.

Em essência, são estas proposições apresentadas que constituem a Tese, cuja configuração mais abrangente é delineada no Capítulo 2, onde se trata do problema em si, de seu enunciado e da prévia declaração de Hipóteses.

Finalmente, com vistas a esclarecer certas convenções inovadoras de texto, deve ser notificado que as citações precedidas pelo símbolo (**) no Capítulo 3 (Revisão Bibliográfica) deram uma contribuição significativa para as questões de análise e discussões. Além desta, a convenção (+) em sobrescrito que aparece ao longo do texto, assinala os termos ou expressões explicadas no Glossário, colocado como anexo. Qualquer termo não traduzido está representado em *itálico*.

02 DELINEAMENTO DA PESQUISA: PROBLEMA X SOLUÇÃO; DECLARAÇÃO DE HIPÓTESES

2.1 O Enunciado do Problema

Aqui o principal problema é o próprio PROBLEMA, isto é, estabelecer o seu enunciado.

O próprio termo "pesquisar", quando conectado ao significado de "método científico", tem uma sugestiva etimologia que representa a idéia de "ir além de", isto é, a compulsão de avançar os limites do que se sabe no presente.

Por isso, nenhuma pesquisa pode ser delineada com objetividade se não se fixar, desde o primeiro momento, com bastante clareza e brevidade, o problema a ser resolvido. Diante disto, o problema pode ser assim enunciado: "Pouco se sabe sobre fundações na Região Sul de Minas".

2.2 Uma Solução Preliminar. Justificativas

A primeira solução pode ser assim estabelecida:

"Caracterizar judiciosamente um solo de Lavras como material de fundação, e verificar, para estas condições particulares, a capacidade de carga de fundações rasas e profundas e o comportamento do sistema solo-fundação"

A escolha de Lavras poderia ser justificada de vários modos, a partir da própria conveniência de estabelecer um campo experimental no *campus* da UFLA, onde se desfruta de uma série de facilidades, entre as quais a de ser uma localidade geologicamente bem estudada. Mais interessante, entretanto, é considerar o aspecto positivo de a cidade estar assentada em um solo derivado de rochas cristalinas pertencentes ao embasamento granito-gnáissico indiviso, que representa cerca de 30% da área total da região e no qual estão sediadas algumas das suas cidades de maior importância.

2.3 A Solução Melhorada Para o Problema

Esta solução pode ser assim enunciada:

"Acrescenta-se à solução preliminar o colecionamento de um número suficiente de informações de sondagens e dá-se a elas um adequado manejo estatístico de modo a obter o perfil característico, definido pela sucessão de camadas, suas espessuras mais prováveis e a posição relativa das camadas no perfil; obtenção da resistência dinâmica do SPT ao longo do perfil característico, traduzida pela média e pelas diversas probabilidades fixadas em função de margens de erros toleráveis; e finalmente, a obtenção das posições mais prováveis do NA e do impenetrável, acompanhadas igualmente de suas variações possíveis para níveis de significância pré-fixados".

2.4 Resenha Final das Atividades Programadas Para Esta Pesquisa

Para dar atendimento à solução definitiva do problema enunciado é então relacionada a pauta mínima de atividades envolvidas na programação da pesquisa, constando de:

- 1) Abertura de poço exploratório no local de implantação do campo experimental de fundações da UFLA e coleta de amostras indeformadas e deformadas
- 2) Realização de ensaios de laboratório (ensaios de caracterização completa, compressibilidade, permeabilidade e resistência ao cisalhamento do solo amostrado do poço)
- 3) Análise química e mineralógica, *idem*
- 4) Execução de sondagens SPT-T na vizinhança do poço e estabelecimento de correlações dos índices de penetração com os principais parâmetros físicos e mecânicos do solo.
- 5) Pesquisa de campo, conduzida sob a forma de questionários e entrevistas, com os objetivos de colher informações que possibilitem a definição da verdadeira prática regional de fundações.
- 6) Estabelecer contato com empreiteiras, construtoras, engenheiros projetistas, sondadores, etc., para recuperação de relatórios de sondagens.
- 7) Implantação do campo de provas, para execução de provas de carga em fundações rasas e profundas, sob as condições de solo natural, inundado e melhorado.

2.5. Uma Justificativa da Importância Desta Pesquisa

Esta pesquisa é importante, a começar pelo fato de ser pioneira em todo o Estado de Minas Gerais (implantação de um campo de provas que seja representativo de uma região potencialmente promissora) e basicamente o marco zero da Geotecnia nesta região sul do estado. Esta importância cresce comparativamente de tamanho quando se vê que, no Brasil, como um todo, somente umas poucas Universidades, bem instaladas e estruturadas, com firme tradição geotécnica, tiveram tal iniciativa, assim mesmo em épocas mais ou menos recentes.

Particularmente, para a Universidade Federal de Lavras é uma oportunidade de interação com um público-alvo com o qual ela não tem nenhum relacionamento habitual: Engenheiros Civis, Arquitetos, Geólogos, Construtores, Prefeituras Municipais, Associações e Sindicatos de Classe. A muitos destes interessados, pessoas físicas ou segmentos da economia formal, esta relação produzirá incalculáveis benefícios mútuos, pois a qualificação da Universidade na produção de serviços especializados, tais como provas de carga, consultoria e ensaios de laboratório, servirá de inegável suporte para o exercício mais seguro e mais econômico das atividades relacionadas com as Fundações.

2.6. A Declaração de Hipóteses

Entende-se como hipóteses ao conjunto de todas as proposições inicialmente admitidas como válidas (ou demonstráveis), a partir das quais se pode deduzir outras proposições (teoria nova).

Na seleção das hipóteses, deve-se ter em mente a natureza dos problemas, sua extensão e as possíveis respostas para estes problemas.

O problema principal, gerador desta tese, é a afirmação de que “pouco - ou nada - se sabe sobre fundações na região Sul de Minas”, para o qual surgem as 3 hipóteses fundamentais:

H.1 - A opção indiscriminada por tubulões nesta região é anti-econômica.

H.2 - Os critérios de projeto são inadequados ou ausentes.

H.3 - Em solos residuais oriundos de rochas metamórficas, a provável erraticidade das camadas deve produzir grandes dispersões nos parâmetros do solo e no SPT.

Para sustentar estas hipóteses é necessário adotar um conjunto de hipóteses externas (ad-hoc), demonstráveis ao longo do texto, como se relaciona a seguir.

H.4 - A previsão da carga média dos pilares será feita através da fórmula

$$\overline{Q}_m = 12Ap \text{ kN} \quad (2.1.)$$

onde A = área de projeção (m²) e p é o n° de pavimentos

H.5 - O SPT é linearmente crescente com a profundidade e será calculado pelas equações 5.1 a 5.5.

H.6 - Os latossolos roxo de elevada porosidade encontrados em algumas cidades da região são colapsíveis.

H.7 - Estacas isoladas podem ter suas capacidades de carga majoradas em 30% quando associadas a um bloco de coroamento com seção de 0,4 x 0,4 m no mínimo.

H.8 - As fundações mais frequentemente utilizadas nesta região são caracterizadas por:

a) sapatas - a 1,0 e 1,5 m de profundidade, sendo 1,2 x 1,2m² sua dimensão mais freqüente.

- b) estacas Strauss - comprimento médio de 11,0 m e diâmetro de 0,38 m, adotando-se $f_s = 30$ kPa.
- c) Tubulões - comprimento médio de 7,5 m, com $D_t = 0,6$ ou $0,7$ m e relação $D_v/D_t = 3,5$.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Solos residuais e solos colapsíveis: aspectos de interesse às fundações

A constatação de que os solos residuais de rochas metamórficas são caracteristicamente heterogêneos é, atualmente, bem comprovada através de estudos específicos sobre suas propriedades-índices, tais como a massa específica, o grau de saturação (ARNOLD, 1985) e o índice de vazios (MACCARINI, 1990), de correlações da massa específica e umidade com o SPT (BERBERIAN, 1982) e dos limites de consistência (CRUZ, 1970). A experiência acumulada em muitos anos recomenda que a classificação de solos residuais deve fazer menção à rocha de origem e ao perfil de alteração (VARGAS, 1970; SOWERS, 1963; MARTIN, 1977).

Um perfil de alteração típico de solos residuais de gnaisses, como são freqüentemente encontrados na região Sul de Minas, via de regra é constituído pela sobreposição de uma camada de comportamento argiloso, laterizada e pouco espessa, sobre uma outra, siltosa e mais espessa. A camada de topo laterítica, é um solo residual maduro, pouco susceptível à erosão quando comparado à camada subjacente, de baixa coesão.

A exposição de taludes ilustra bem a nítida e abrupta separação dos horizontes laterítico (cor avermelhada) e saprolítico (cores variegadas, em tonalidades mais claras). Feldspatos e micas presentes na rocha matriz são reduzidos a argilas, especialmente caulinitas, enquanto o quartzo permanece mais ou menos inalterado (NOGAMI, 1985).

A presença de goethita, hematita, hidróxidos de alumínio, minerais cauliniticos e quartzo, é marcante na primeira camada, onde é bastante improvável a presença de argilominerais expansivos. Como bem acentua VARGAS (1970), a definição dos solos lateríticos não é completa sem informações sobre sua constituição mineralógica. A grande velocidade de alteração dos minerais primários é uma característica dos solos formados em regiões tropicais; o processo de evolução dos solos é amplamente dominado pela neomineralização, não restando praticamente minerais primários preservados à exceção do quartzo.

A análise mineralógica do solo é uma importante ferramenta de reconhecimento e de classificação, embora o relacionamento com a rocha de origem fique prejudicada no caso de solos residuais maduros. A análise química parcial, permite a obtenção dos índices de alteração K_i e K_r , sendo este último recomendado para a identificação de saprolitos finos, conforme ROCHA FILHO et al., 1985.

Naquilo que interessa mais de perto à Engenharia de Fundações, é o bandamento estratificado que surge nos solos pouco desenvolvidos (areias siltosas e siltes arenosos, com a densidade relativa variando dos estados fofo compacto) o que mais contribui para a heterogeneidade dos solos residuais. Este assunto é amplamente discutido em diversos níveis de detalhamento (NAKAO & RICCÓ, 1986; SOWERS, 1963; GAMA E SILVA et al., 1982; BERBERIAN, 1982), mas é de MASSAD (1986b) que provém o comentário objetivo e realista de que nas rochas metamórficas pré-cambrianas, onde ocorrem associações complexas de vários tipos de rocha e cujos contatos são difíceis de serem estabelecidos, os perfis de alteração são também difíceis de serem definidos.

Por causa desta complexidade, a compreensão das propriedades geotécnicas é precária, com uma óbvia carência bibliográfica. De fato no *state-of-the-art report* sobre fundações em solos residuais, GOLOMBEK (1985) revela esta lacuna, ao tentar relacionar o assunto estacas com solos lateríticos em regiões tropicais, informando que a expressão "solos residuais" só foi introduzida nos resumos do *Asian Geotechnical Institute* em 1983. No Brasil, destacam-se alguns trabalhos produzidos na pós-graduação da PUC-RJ, sobre propriedades de solos residuais jovens provenientes de gnaisses. Os principais perfis apresentados neste trabalho parecem assumir que a estratificação é horizontal, embora com erraticidade explicitamente anunciada.

A experiência de executar fundações por estacas com a ponta em solos saprolíticos de gnaisses, no Brasil, ressalta bem a importância da estrutura reliquiar observada nos perfis de alteração dos solos. A perspicaz discussão de AOKI (1985b) sobre este tema fixa-se intensamente na presença destes veios mais ou menos preservados da rocha original.

A influência destes bandamentos subverticais deve ser primordialmente relacionada com a grande dispersão observada nas propriedades geotécnicas do solo, a mesmas profundidades, com especial destaque para o SPT. Obviamente, estas considerações são muito importantes em projetos de fundações profundas, pois, erroneamente, a forma automática de interpretar sondagens faz-se sob o pressuposto da existência de camadas horizontais - como se fora um solo de formação sedimentar.

Deve ser posto em evidência que a grande extensão territorial do Brasil, francamente dominada por solos residuais, explica a também grande diversidade de tipos de fundações, entre as quais algumas são típicas de pequenas e médias construções. Nestas condições, o solo quase sempre funciona como pré-adensado, sendo comuns as pressões de pré-adensamento da ordem de 300 kPa, superiores à faixa de pressões de 100-200 kPa existentes nas cargas de trabalho. Uma preocupação evidente com tais fundações é devida à possibilidade de ocorrência de colapso.

Recalques por colapso do solo originam-se de uma combinação crítica de pressão com certo grau de saturação (inferior a 100%), podendo esta saturação parcial ser atingida em prováveis situações de ruptura de canalizações, de infiltração de águas pluviais e até mesmo por elevação do nível freático (este último caso é bem descrito em BERBERIAN, 1982).

O fenômeno da colapsibilidade é tradicionalmente explicado pela destruição parcial do agente cimentante do solo, tendo como causas primárias a molhagem do solo e a existência de uma pressão-limite. Todo solo susceptível de colapso deve possuir uma estrutura aberta ou porosa (DUDLEY, 1970; VARGAS, 1973), potencialmente instável e parcialmente saturado (CLEMENCE & FINBARR, 1981). A coesão é geralmente baixa e a granulometria é bem distribuída.

Referências importantes sobre propriedades de solos colapsíveis são BARA (1975), NUÑEZ (1970) e MOLL (1975). No caso brasileiro, há grandes contribuições sobre este tema produzidas pela EESC-USP, valendo citar dois trabalhos específicos: VILAR (1979) e NEVES (1987). Um estudo aplicado ao caso de pequenas construções, relevantes e pioneiro, é o de SILVEIRA & SILVEIRA (1957).

A propósito de fundações rasas em construções de pequeno porte, onde as pressões variam de 100-200 kPa (ou pouco mais), ROBERTSON (1986) e VARGAS (1973) apresentaram sugestões de processar o ensaio de adensamento com inundação dos corpos de provas dentro desta faixa de valores. No relato de VARGAS (1973), é encontrado um interessante exemplo de um ensaio de amostra (argila porosa da cidade de São Paulo) inundada na pressão de 100 kPa, onde se observou um recalque adicional de 3% da altura do corpo de prova devido exclusivamente ao colapso.

O conceito de “pressão-limite superior”, instituído por Vargas, refere-se àquela a partir da qual não mais ocorre colapso. Tem surgido uma idéia mais recente de buscar provas da existência da pressão-limite inferior, possivelmente mais útil para os projetos em fundações de pequeno porte. A condição de metaestabilidade requerida para a instalação do mecanismo do colapso no solo poderia não ser atingida para fundações com baixas pressões de trabalho. O artigo de HOUSTON et al., (1988) é bastante elucidativo a respeito de fundações de pequeno porte, descrevendo uma interessante alternativa para o clássico ensaio edométrico duplo (Jennings & KNIGHT, 1957), já que utiliza apenas um corpo de prova, tornando-o um ensaio menos laborioso.

A rigor, o problema do colapso em fundações deveria ocorrer somente em solos naturais; solos potencialmente colapsíveis poderiam ser diagnosticados por meio de ensaios simples e rápidos, como índices físicos e limites de Atterberg (estes procedimentos podem ser detalhadamente observados em VILAR, 1979 e NEVES, 1987, com discussões oportunas em Jimenez Salas, 1987). No entanto, registros de ocorrências de colapso em solos compactados (principalmente em barragens) mostram a possibilidade da existência de colapso em aterros, mesmo nos bem compactados, especialmente quando o forem do lado seco da curva de compactação.

Tentativas de correlacionar recalques de fundações com os valores observados em corpos de prova inundados, ensaiados em laboratório, são atualmente consideradas como

improváveis. É admitido que o efeito de escala manifesta-se sobretudo na incapacidade de reprodução dos mesmos níveis de saturação nestas distintas situações.

Ainda dentro da linha clássica de abordagem deste assunto, podem ser mencionados os trabalhos de MACKENIE (1980), no qual são indicados os parâmetros de permeabilidade e a microestrutura do solo como referenciais para reconhecimento de solos colapsíveis, e de FERREIRA et al. (1990), que relacionam a colapsibilidade a determinadas características, como, por exemplo, a baixa resistência SPT.

Interessa fundamentalmente a relação carga-recalque no comportamento das fundações instaladas em solos colapsíveis, quando ocorre a inundação do terreno na carga de trabalho. Inúmeros trabalhos podem ser encontrados sobre o tema, desde a avaliação da influência do pH da água de inundação no colapso do solo (MOLL, 1975; BERBERIAN, 1982) até a perda da capacidade de carga utilizando água comum de abastecimento (NADEO & VIDELA, 1975; CARVALHO & SOUZA, 1990; SILVA, J.C.J. (1990); LOBO et al. (1991), AGNELLI (1992) e TEIXEIRA (1993).

Atualmente em destaque é a tendência de explicar o fenômeno da colapsibilidade através da assim chamada Mecânica dos Solos Insaturados; constata-se que o princípio das tensões efetivas falha por indicar que todo o volume do solo poderia aumentar durante o processo de inundação, como resultado da diminuição das tensões efetivas. Contudo, o que se observa é a diminuição do volume (colapso) durante a inundação, sendo relevante notar que ele se processa exatamente quando o solo ainda não está saturado.

Por esta nova conceituação, seria possível caracterizar o fenômeno através das variações $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, onde σ representa a tensão normal total, u_a e u_w sendo poro-pressões do ar e da água, respectivamente. Foi verificado por FREDLUND & MORGENTERN (1976) que o σ não varia durante o processo de inundação e que u_a varia no sentido de assumir o valor da pressão atmosférica. Um ensaio de compressão típico mostra que inicialmente o índice de vazios diminui ligeiramente, enquanto se incrementa a variável $(\sigma - u_a)$ e se mantém $(u_a - u_w)$ constante, antes da inundação. Durante a inundação, $(\sigma - u_a)$ permanece constante, enquanto $(u_a - u_w)$ tende a zero, ocorrendo então uma significativa diminuição de volume (através do índice de vazios). Finalmente, verifica-se que a redução do índice de vazios completa-se na condição $u_a - u_w = 0$, com aumento de $(\sigma - u_a)$. Alguma recuperação de volume é possível na fase final de descompressão, com permanência da condição $u_a - u_w$. Os dados experimentais mostram que as variações de volume se relacionam com $(u_a - u_w)$, sendo u_a e u_w as variáveis a serem controladas durante a ocorrência do colapso. TADEPALI & FREDLUND (1991) mostram de modo inequívoco a total correspondência entre as curvas de variação de volume x tempo e de $(u_a - u_w)$ x tempo, o que significa dizer que o colapso deve-se essencialmente à variável $(u_a - u_w)$.

3.2 Fundações rasas

3.2.1 Capacidade de carga

a) Histórico

Esse tema, que esteve em grande evidência dos anos 20 aos 60, apresenta um histórico muito rico em teorias, todas elas caracterizadas por um tratamento matemático rigoroso. A excessiva idealização na modelagem do problema é o ponto vulnerável comum a todas elas.

É obrigatória uma referência a (**)VESIC (1973), que faz um importante *review* de tais teorias. Nesse trabalho, verifica-se um levantamento claro e exaustivo das principais soluções teóricas a partir de 1940, totalizando 43 estudos, além de 14 *state-of-the-art, reviews* e 6 *case histories*.

No Brasil, muitos trabalhos de relativa importância devem ser atribuídos a BARATA (1962; 1966; 1967; 1970; 1973; 1982 e 1984) e BARATA et al. (1970), um notável e apaixonado estudioso do assunto; suas recomendações bibliográficas podem, inclusive, ser utilizadas como um precioso guia para revisão do tema. Trabalho mais recente, de excelente nível, é o apresentado por (**)ROCHA FILHO & COSTA (1982).

As soluções de TERZAGHI (1943), MEYERHOF (1951; 1953; 1955; 1957), BRINCH HANSEN* (apud VESIC, 1973) e SOKOLOVSKI (1960) baseiam-se no conceito de plasticidade perfeita do material e podem ser classificadas em grupos de análise tais como: a) métodos de análise-limite; b) métodos de equilíbrio-limite; c) métodos de superfície de deslizamento.

No rumo das inovações mais recentes, CHEN & DAVIDSON (1973) parecem ser pioneiros na apresentação de uma nova proposta, modelizando o comportamento do solo como um material elástico-perfeitamente plástico, onde se utiliza os teoremas cinemáticos de Drücker-Pragger.

O método de BUTTON (1953) é para solos argilosos, de duas camadas (coesões c_1 , c_2), considerando-se o solo homogêneo como um caso particular.

Nessa linha de BUTTON (1953) encontra-se um artigo de REDDY & SRINIVASAN (1967), com a diferença de que consideram o solo não-homogêneo e anisotrópico em relação à resistência ao cisalhamento.

Uma revisão histórica sobre esse tema não seria relevante sem referência a duas contribuições marcantes no estudo de fundações rasas: SKEMPTON (1951) e (**)BALLA (1962).

* BRINCH HANSEN, J. (1961): A general formula for bearing capacity. DANISH TECHNICAL INSTITUTE, Copenhagen, Bull. nº 11. 1961. p.38-56.

b) Fórmulas ou métodos disponíveis para cálculo da capacidade de carga

b.1) Método de REDDY & SRINIVASAN (1967)

Esses autores apresentam a seguinte expressão para cálculo da capacidade de carga de fundações rasas e corridas, em argilas estratificadas:

$$q_u = c_2 N_c \quad (3.1)$$

onde:

c_2 = coesão da segunda camada, considerada constante

N_c : obtido dos diversos gráficos fornecidos pelos autores.

b.2) Método de BALLA (1962)

BALLA (1962) apresenta um novo método para obtenção da capacidade de carga de fundações rasas ($D \leq 1,1B$) e corridas, teoricamente válido para qualquer tipo de solo (porém mais indicado para fundações em areias ou em solos de baixa coesão, sujeitas a uma carga vertical centrada). Esse método difere dos precedentes tradicionais (TERZAGHI, 1943; MEYERHOF, 1951; BRINCH HANSEN, 1961) segundo alguns aspectos particulares, em especial com relação aos fatores de capacidade de carga, que não dependem somente do ângulo de atrito interno do solo. Porém, a fórmula de capacidade de carga é familiar:

$$q_u = cN_c + b\gamma N_\gamma + D\gamma N_q \quad (3.2)$$

O autor fornece em seu original uma rotina de cálculo que facilita a utilização de seu método.

b.3) Método de PARRY (1977)

PARRY (1977) propõe uma fórmula empírica, derivada da teoria de TERZAGHI (1943), porém independente de ϕ (posto que o autor traduz os fatores de capacidade de carga por correlações com o SPT), válidas para qualquer forma de fundação e expressa por:

$$q_u = 0,24N_m \text{ (em MPa) (para o caso de } D/B \text{ menor que 1)} \quad (3.3)$$

$$q_u = 0,24N_m (D + 0,73B) / (D + 0,75B) \text{ (MPa)} \quad (3.4)$$

(para o caso de D/B maior ou igual a 1)

onde:

$$N_m = N(\sigma'_{v1}/\sigma'_{v2}) - \text{ou então tomar } N_m \text{ como o valor} \quad (3.5)$$

de N na profundidade $3B/4$ abaixo do nível da fundação

e sendo:

σ'_{v1} (MPa) = tensão geostática efetiva na profundidade $3B/4$

σ'_{v2} (MPa) = idem, onde N' foi considerado.

Para o emprego dessas equações, o autor adverte que não há necessidade de se fazer correções devido à influência do N.A., já que os valores de σ'_{v1} e σ'_{v2} refletem essas variações. Porém, a sapata deve possuir a mesma largura da cava.

b.4) Fórmula de LUNDGREN (1953)

Obtida para fundações rasas e corridas em solos granulares:

$$P_u = \mu(qN_q + \gamma N_\gamma \cdot b/2) \quad (3.6)$$

A equação (3.6) leva em conta a rugosidade da base. O coeficiente μ é expresso como uma função de ϕ e da relação b/q , para uma situação específica de $\gamma = 0$ e $q = 0$ (os autores o apresentam sob forma gráfica para a condição $\phi = 30^\circ$). N_γ é verificado ser de apenas 70% do valor obtido pela teoria de MEYERHOF (1951). Essa equação, comparada com a de TERZAGHI (1943), demonstra que a teoria de TERZAGHI (1943) é conservativa.

b.5) Fórmula de BJERRUM (1973)

Desenvolvida para sapatas em argilas moles:

$$q_u = N_c \cdot s_u / \gamma D \quad (3.7)$$

onde:

N_c = fator de capacidade de carga (cf. SKEMPTON, 1951)

s_u = resistência ao cisalhamento média, tomando-se os valores desde D (cota de assentamento) até $(2/3)B$ abaixo.

O fator N_c é dependente da forma da sapata e de sua profundidade abaixo da superfície e, por isso, $N_c = 9$ não é conclusivo.

b.6) Fórmulas de MEYERHOF (1956, adaptados por Bowles (198)

As conhecidas fórmulas da MEYERHOF (1956) exprimem a pressão admissível, para recalques de 25 mm, de sapatas corridas e de vigas de fundação (cintamento) em

areias, como função do SPT, sendo p_{adm} obtido em lb/ft^2 (as fórmulas originais estão baseados no sistema Fps). No SI, tem-se:

$$p_{adm} = \frac{N}{0,05} \cdot K_d \text{ (para B menor ou igual a 1,2m), em kPa} \quad (3.8)$$

$$p_{adm} = \frac{N}{0,08} \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 \text{ (B maior que 1,2 m), em kPa} \quad (3.9)$$

$$p_{adm} = \frac{N}{0,033} \text{ (para cimentamento), em kPa} \quad (3.10)$$

Onde:

N = SPT corrigido para areias siltosas no estado compacto e obtido para os padrões americanos

B = largura da fundação em m.

$$K_d = 1 + \frac{D}{3B} \leq 1,33 \quad (3.11)$$

As equações (3.8; 3.9; 3.10) são sensivelmente independentes da forma da fundação. Para fundações com profundidade se aproximando da largura B , um acréscimo de 1/3 na pressão admissível é perfeitamente possível.

b.7) Fórmula de CAQUOT & KERISEL (1953)

Deduzida para fundação rasa apoiada em meio granular, já incorporando o efeito de rugosidade da base.

$$q_u = 0,58B\gamma s_1 \quad (3.12)$$

Os valores de $s_1 = f(\phi)$ são tabelados pelos autores.

c) Alguns comentários ou sugestões sobre as fórmulas de capacidade de carga

DE BEER (1970) toma a fórmula de BRINCH HANSEN (1961) e nela introduz novos métodos de cálculo dos diversos fatores de forma. Porém, a tentativa resulta apenas em mais um método sofisticado, com pouco significado prático.

HANSEN, B. (1969) apresenta quatro análises da capacidade de carga de sapatas corridas em argilas, na busca de uma solução otimizada para esse tipo de fundação. Como resultado, acaba produzindo um artigo com certa utilidade atual.

KO & DAVIDSON (1973) comentam a popularidade da fórmula de TERZAGHI (1943), atribuindo-a ao modelo experimental com sapatas (que produz valores de capacidade de carga conservativos) e à obtenção por meios gráficos dos fatores de capacidade de carga como uma função exclusiva de ϕ . No entanto, eles próprios fazem experimentos no sentido de demonstrar que o método de SOKOLOVSKI (1960) é mais preciso que qualquer outro. Em resumo, na sua opinião, a proposição de KO & SCOTT (1973) pode ser usada em projetos de fundações rasas.

SOWERS (1962), analisando os casos de fundações rasas em solos arenosos e argilosos (saturados ou parcialmente saturados), fornece orientação para uso das equações de TERZAGHI (1943) ou MEYERHOF (1951) em cada uma dessas situações.

3.2.2 Fatores de capacidade de carga

O valor de N_c é, sem dúvida, o que apresenta maior importância no caso de argilas e muitos pesquisadores têm-se dedicado a investigar o seu valor, mencionando-se, entre outros: MEYERHOF (1951); (**)SKEMPTON (1959); (**)REESE et al. (1976); ABDRAHBO & MAHMOUD (1988) e (**) CHANG & BROMS (1991). O valor de $N_c = 9$ (ou muito próximo dele) é o mais freqüente e sua determinação deve-se a SKEMPTON (1951).

Outros autores fazem sua determinação através de resultados de provas de carga, mencionando-se os casos de LADANYI (1963) e (**) AURORA & REESE (1977).

HANSEN, B. et al. (1969) apresentam um gráfico onde é possível a determinação direta de N_γ (para sapatas corridas em areias, perfeitamente rugosas).

3.2.3 Tensões no solo

A maioria dos trabalhos clássicos envolvendo as relações tensão-deformação do solo consideram-no como um material idealizado; no entanto, a não-linearidade, a anisotropia e a não-homogeneidade são características predominantes nos casos reais. A influência da não-linearidade é estudada por MORGENSTERN & PHUKAN^{*}, apud(**)BURLAND et al. (1977); a não-homogeneidade é avaliada por POULOS & DAVIS (1974) e a anisotropia por GERRARD & HARRISON^{*}, apud(**) BURLAND et al. (1977). Apesar dessas limitações, pode-se considerar que, para finalidades práticas, para muitas condições de sub-solo, as equações de Boussinesq dão uma razoável precisão na distribuição das tensões verticais.

^{*} MORGENSTERN, N.R. & PHUKAN, A.L.T. (1968): Stresses and displacements in a homogeneous non-linear foundation. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS. Madrid, 1968. Proc. ... p.313-320.

^{*} GERRARD, C.M. & HARRISON, W.J. (1970): Circular loads applied to a cross anisotropic half-space. CSIRO Australia. Div. Applied Mechanics, Technical Paper, nº 8.

BARDEN (1962) relata um novo método aproximado para obtenção da distribuição das pressões de contato sob fundações corridas, considerando a existência de casos de solos anisotrópicos, de compressibilidade decrescente com a profundidade e ocorrência de estratificação.

DE BEER (1957), em interessante trabalho, estuda a influência que a largura de uma viga de fundação exerce sobre a distribuição longitudinal das pressões do solo e possibilita inferir que, em vigas muito delgadas ou flexíveis, considerar ou não a influência da distribuição transversal das reações do solo não faz muita diferença.

3.2.4 Recalques

a) Fórmulas de cálculo de recalques

a.1) Fórmula de TERZAGHI (1943)

$$\rho = \sum_0^Z (C_v / (1 + e_v)) \cdot \log ((p_0 + \Delta p) / p_0) \cdot \Delta z \quad (3.13)$$

Essa é a mais antiga fórmula para previsão de recalques em fundações rasas e, segundo BJERRUM (1973) é falha, por presumir, implicitamente, que se trata de uma argila normalmente adensada.

a.2) Sugestões de (**)BJERRUM (1973)

(**)BJERRUM (1973) considera que o procedimento mais realista para cálculo de recalques seja o de separá-lo em três componentes: a) parcela de recalque elástico (imediato); b) parcela de recalque por adensamento; c) parcela de recalque secundário (de longo prazo), devido ao *creep*. O autor fornece as equações e os gráficos necessários para os cálculos.

As sugestões de (**)BJERRUM (1973) são muito valorizadas por (**)BURLAND et al. (1977), referindo-se a elas como um método de ampla aceitação.

a.3) Método de POULOS & DAVIS (1980)

Esse método baseia-se em análise tridimensional e foi desenvolvido dentro da linha elástica, considerada válida para o trecho elástico da curva tensão-deformação. Na realidade, trata-se apenas de uma extensão ou variação do método de SKEMPTON & BJERRUM (1957), onde o recalque imediato (não-drenado) utiliza os parâmetros elásticos de ensaios Q e o recalque por adensamento utiliza os parâmetros elásticos drenados. FS = 2,5 é o valor recomendado pelos autores.

b.4) Método de PARRY (1978)

Utilizado em fundações rasas em areias:

$$\rho = 300qB/N \text{ (mm)} \quad (3.14)$$

onde:

q = carga unitária (MPa) transferida pela fundação

B = largura da fundação, em metros

N = SPT a $(3/4)B$ abaixo da fundação

a.4) Método de SOWERS (1962)

Refere-se ao cálculo da parcela de adensamento, dada por:

$$\Delta H = H \cdot \Delta e / (1 + e_o) \quad (3.16)$$

A equação (3.16) não distingue aspectos importantes, tais como indicar se o solo é pré-adensado ou normalmente adensado (SIMONS & MENZIES, 1981).

a.5) Método de JANBU & SENNESET (1981)

Método útil para estimativa de recalques totais durante a vida útil de silos e tanques de armazenamento. O recalque total é obtido através da adição de três componentes (recalques devidos ao adensamento, à ciclagem e ao *creep*), sendo fornecidas as equações e os gráficos que possibilitam a obtenção dos valores procurados.

a.6) Processo de KRIZEK & KONDNER (1964)

Os recalques devidos à ação de carregamento de sapatas quadradas, retangulares, isoladas ou em grupo, podem ser calculados através de gráficos e tabelas dados pelos autores. O processo é trabalhoso, porém ilustrado de maneira clara. Deve ser encarado como uma ferramenta útil para avaliação de recalques que uma nova construção induz em fundações vizinhas. Há interessantes discussões sobre o método, feitas por BARBER (1964) e GRAY (1964).

a.7) Método de SKEMPTON & BJERRUM (1957)

Trata-se de um método recomendado para solos argilosos saturados, de ampla utilização. O recalque final de uma sapata neste tipo de terreno pode ser calculado pela soma dos recalques imediato e por adensamento (supondo $\nu = 0,5$). A exposição do método é de difícil sumarização e parece, inclusive, que sua aceitação está em declínio face aos métodos mais objetivos (empíricos) atualmente disponíveis.

a.8) Fórmulas de BURLAND et al. (1977) par argilas rígidas

- em solos elásticos, homogêneos e isotrópicos:

$$\rho_u / \rho_t = 0,5 (1 - \sigma') \quad (3.17)$$

- em solos elásticos, homogêneos e anisotrópicos no perfil:

$$\rho_u / \rho_t = (1/(1 + \sigma')) \cdot (1 + 2m'/n')^{0,5} \quad (3.18)$$

Onde:

ρ_u = recalque imediato ou não-drenado

ρ_t = recalque total

$n' = E_H/E_V$; $m' = G_{VH}/E'_V$ (parâmetros elásticos tridimensionais)

b) Sugestões e comentários sobre recalques

BARKSDALE et al. (1975) descrevem observações de recalques de sapatas em solos saprolíticos e mostram que eles muito super-estimados através da interpretação de resultados dos ensaios edométricos, porém em razoável acordo com previsões feitas através de resultados do SPT.

MEYERHOF (1965) afirma que os recalques de sapatas corridas em argilas crescem grosseiramente na proporção direta com a largura da base e tendem a recalcar mais no centro do que nos bordos. Os recalques diferenciais podem ser reduzidos usando uma pressão resistente maior nas sapatas dos bordos.

Para (***)BJERRUM (1973) a previsão de recalques feita por meio teórico não tem boa concordância com os valores de fato observados, exceto para as faixas de grandes recalques (20 cm ou mais); os recalques reais são menores que os previstos.

Em DE MELLO & SILVA (1981) é mostrada uma análise comparativa de quatro métodos para projetos de *radiers*. Apenas o método dos elementos finitos não se mostra adequado à natureza do problema (por razões de custo e complexidade).

GARGA & ABOIM COSTA (1977) observam que os recalques de fundações rasas em solos residuais de gnaiss são muito menores do que os previstos com base nos parâmetros de ensaios edométricos e na teoria clássica de adensamento.

c) Ensaios de placa

Ensaios de placa têm merecido a atenção de diversos pesquisadores no Brasil, no sentido de descrevê-los (FERREIRA, R.C. et al., 1986), de historiá-los (MASSAD, E., 1985) e principalmente de divulgar contribuições originais sobre dimensionamento (BARATA, 1966; 1970) ou sobre a influência da forma da placa nos recalques (MASSAD, 1985).

Muitas das dificuldades enfrentadas na fase de planejamento de um campo experimental, quanto ao aspecto de montagem de provas de carga, podem ser atenuadas se os interessantes artigos de YASSUDA (1985) e TORRES et al. (1982) forem seguidos como guia de orientação. Úteis são também os trabalhos de AURORA & REESE (1977) e PERES & MILITITSKY (1990) no que se refere a detalhes do arranjo físico de um campo de provas.

Interpretação de resultados de provas de carga, por ser uma questão emblemática pela grande diversidade de opiniões que a envolve, encontra em VAN WEELE (1982) um ótimo material para reflexão sobre uma delicada indefinição: o que é ruptura? O que é carga última? Tomando-se por base a prática inglesa, como se vê em WHITAKER & COOKE (1966) e em PERES & MILITITSKY (1990), segundo a qual a carga de ruptura é aquela que corresponde ao recalque de 10% do diâmetro de uma estaca ou os valores-limite dados pela assíntota à curva carga-recalque, supondo-a em forma exponencial (VAN DER VEEN, 1953; MAZURKIEWSKZ, 1972 ou MASSAD, 1986 a) vê-se que se trata de dois conceitos diferentes. Tem sido muito utilizado no Brasil fazer a interpretação de provas de carga através do método de VAN DER VEN (1953).

O modo de condução dos ensaios, encontra defensores das duas alternativas mais comuns nos meios acadêmicos, isto é, os ensaios lentos (VARGAS, 1985) ou os ensaios rápidos (MASSAD, 1985).

Uma proposta bem interessante é apresentada por CHIN (1969), prometendo um procedimento expedito e simples de fazer previsão do comportamento carga-recalque de provas de carga através de acompanhamento gráfico no campo, onde se usa as variáveis paramétricas $(\Delta/d)/q$ e Δ/d para o traçado de uma reta, cujo inverso do coeficiente angular fornece a carga última. Embutida nesta proposta está a idéia de se utilizar este gráfico para previsão de recalques de uma obra, com acompanhamento paralelo.

d) Recalques admissíveis, danos estruturais e melhoramento do solo

Recalques admissíveis e danos estruturais são problemas intimamente relacionados que têm despertado a atenção de grandes expoentes da Mecânica dos Solos; MEYERHOF (1953) deu relevante e original contribuição ao recomendar valores-limite de distorções angulares (ou rotações relativas) associados a diversos tipos de construções, seguindo-se o trabalho de SKEMPTON & MACDONALD (1956), suplementado por BJERRUM (1973), onde estas distorções-limite estão associadas a limites de serviabilidade. Trabalho contemporâneo aos dois primeiros e igualmente de grande importância é o de POLSHIN & TOKAR (1957), no qual os danos em construções são explicados através da relação L/H da edificação (ou divisória) e do conceito de deformação-limite à tração do material antes do surgimento das trincas.

Alguns casos típicos de danos em construções produzidos por recalques de fundações indicam situações onde ocorrem deformadas côncavas, com trincas inclinadas do

centro superior para os cantos inferiores, sendo a base da construção sujeita a trincas horizontais e verticais, ou convexas. SOWERS (1962) associa os danos do primeiro tipo à presença de solos compressíveis em profundidade e os do segundo a depósitos de solos não-coesivos profundos ou devidos a construções vizinhas. Este último caso é exaustivamente estudado no importante trabalho de KERISEL (1975), que trata da situação particular onde uma nova construção, de maior porte, é feita adjacente a uma construção anciã. A ação de uma sapata sobre outras é um assunto relacionado a estes problemas e em STUART (1962) pode ser vista uma contribuição isolada relativa ao tema.

Um dos mais recentes estudos nesta área deve-se ao produzido por BURLAND et al. (1977), que tem o mérito de aproveitar muitas das contribuições positivas dos trabalhos anteriores, além de dar notável contribuição sob o aspecto de propagação de trincas.

Considerando-se os elevados custos de recuperação de construções danificadas, o melhoramento do terreno de fundação é um aspecto que vem merecendo algumas contribuições de interesse, podendo-se notar, desde a solução de aterro sobre solo fraco para melhorar as condições de desempenho de uma fundação pesada em construção industrial (KOTZIAS & STAMATOPOULOS, 1969) até os relatos brasileiros de soluções de engenharia para antecipação de recalques, compactação com rolo vibratório de camadas arenosas superficiais (POLIDO & CASTELLO, 1982) e compactação por pisoteamento (BRACAMONTE, 1992). Na linha de interação estrutura-solo, com utilização de estacas de argamassa ou de areia e brita, registram-se interessantes trabalhos de GUSMÃO & GUSMÃO FILHO (1990) e GUSMÃO FILHO (1982).

3.3 Estacas

3.3.1 Capacidade de carga

a) Breve histórico das teorias

A tarefa de historiar as teorias de capacidade de carga de estacas, exceto as cravadas (relacionadas com fórmulas dinâmicas), não é tão fácil quanto a de fazê-lo para fundações rasas. O fascínio exercido por estas não encontra equivalência nos estudos feitos com a mesma finalidade para fundações profundas, talvez pelo fato de haver, modernamente, acentuada tendência para a valorização de fórmulas empíricas, onde é reconhecida a importância da regionalização de soluções.

Uma fonte obrigatória de recorrência sobre o assunto, (**)POULOS (1989), prefere "categorizar" os trabalhos existentes na seqüência histórica, segundo o grau de rigorismo na obtenção dos parâmetros de laboratório ou campo e, deste modo, executa mais um trabalho classificatório que histórico, onde as contribuições são enquadradas em grupos que guardam entre si certas identidades, ora usando o termo "análise", ora empregando "métodos".

Não muito diferente disto é o que se vê no também excelente trabalho de (**)MEYERHOF (1976).

Uma busca mais aprofundada sobre o tema (**)POULOS & DAVIS, 1980; BROMS & SILBERMAN, 1964) acrescenta muito pouco, exceto quanto ao fato de poder-se localizar a (provavelmente) primeira e solitária fórmula utilizada para cálculo da capacidade de carga de estacas em areias (atribuída a DÖRR, 1922) até a primeira metade deste século:

$$Q_s = 0,5 \rho K L^2 P \tan \phi \quad (3.19)$$

onde: P é o perímetro e L o comprimento da estaca, imersa num solo de massa específica média ρ .

O qualificado trabalho de (**)SKEMPTON (1959), específico para estacas escavadas em argilas, tem muito mais o sentido de um estudo ou monografia do que propriamente o significado de uma teoria de capacidade de carga, já que não introduz inovações no aspecto de formulação, a não ser quanto ao aspecto de incluir a resistência de ponta. Formulação similar é vista também em BROMS & SILBERMAN (1964).

Realmente inovador é o trabalho de (**)VESIC (1975), em que desenvolve uma nova teoria de capacidade de carga de fundações profundas, em areias, levando em conta (hipótese) sua compressibilidade. É a partir desse estudo que se pode configurar, definitivamente, a propriedade da resistência à penetração em depósitos arenosos crescer com a profundidade até certo ponto e a partir de então permanecer constante, variando quantitativamente apenas em função de sua densidade relativa.

BALIGH (1976), ao estudar a expansão de cavidade em areias, não só confirma o fato mas também acrescenta que há redução da capacidade de carga devido ao encurvamento da envoltória de MOHR-COULOMB nesse tipo de solo.

Em McCLELLAND (1972) podem ser encontradas diversas referências a autores manifestando suas opiniões discordantes a respeito dos já referidos métodos descritos em (**)MEYERHOF (1976). Um desses trabalhos merece referência especial (**O'NEILL & REESE, 1972), porque os autores dão, de fato, uma contribuição importante e original sobre os métodos α , β .

A rigor, pode-se simplificar toda esta questão pensando em duas vertentes apenas: numa, estabelece-se uma fórmula estática, baseada em equações de equilíbrio; noutra, faz-se uma análise do problema de fundação e conclui-se pela adoção de um método (α ou β). Portanto, é a partir da busca dos parâmetros de cálculo para essas duas situações que se localizam as grandes controvérsias - a começar pelo parâmetro K das fórmulas estáticas.

Desde DÖRR, 1922 ($K = 1$), passando pelo clássico trabalho de JAKY (1948), contribuições importantes valem ser registradas: IRELAND (1957) - trabalhando com resultados de provas de carga à tração -, MEYERHOF (1953; 1959), (**)POTYONDY (1961), BROMS &

SILBERMAN (1964). É fora de dúvida um tema rico de sugestões e não se pode hesitar em apontar como referências trabalhos mais recentes, como os AITCHISON & WOODBURN, 1969; SCHMERTIMANN, 1983; VAUGHN & KWAN, 1984; PERES & MILITITSKY, 1990.

GAMA e SILVA et al. (1982) apresentam propostas para o valor de K de uma série de autores. (**)PINTO & NADER (1991), perplexos diante das complicadas hipóteses existentes para sua avaliação, concluem desalentadamente: "Como determinar isto em laboratório? Não há qualquer possibilidade. As tensões de campo se perdem durante a amostragem. Ensaio de laboratório só indicam o que ocorre em novos carregamentos e não pode recuperar a informação perdida durante a amostragem" (p.191).

Quanto aos parâmetros c_u , α , existem menos controvérsias a respeito, reportando-se desde os mais populares na Europa, no início dos anos 50. Discussão básica é vista em (**)SKEMPTON (1959) sendo ainda referências importantes: (**)O'NEILL & REESE (1972); (**)AURORA & REESE (1977), BROMS (1981) e (**)POULOS (1989). Valores de α dados por diversos autores estão reunidos no artigo de GAMA e SILVA et al. (1982). Outras consultas podem ser feitas em VELLOSO, P.P.C. (1982b).

b) Fórmulas de capacidade de carga

b.1) Fórmula de MOHAN et al. (1963)

Obtida para estacas escavadas, em função do ensaio CPT, com unidades no SI:

$$Q_{adm} = 0,45 q_{cs} A_s + 50q_{cp} A_p \quad (3.20)$$

onde:

q_{cp} = média dos valores de q_c na região da ponta (um diâmetro acima e três diâmetros abaixo)

q_{cs} = valor médio dos valores de q_c ao longo da estaca

b.2) Fórmula de BUSTAMANTE & GIANESSELLI*, apud MILOVIC & STEVANOVIC (1989)

Obtida para estacas escavadas, em função do CPT:

$$Q_u = q_{cp} K_c A_p + \sum q_{cs} \pi D L_i / K_s \quad (3.21)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca

L_i = segmentos da estaca onde se tomam os valores de q_{cs} ao longo do fuste.

K_c, K_s = parâmetros; K_s pode variar de 30 a 300 dependendo do tipo de solo.

* BUSTAMANTE, M.& GIANESSELLI, L. (1982): Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2nd., Amsterdam, 1982, Proc...

b.3) Fórmula de MEYERHOF (1976)

Serve para o cálculo da resistência lateral de estacas em argilas, presumindo-se que a contribuição de ponta é desprezível, usando-se unidades no SI:

$$Q_s = Q_u = 2 \bar{N}_x A_s \text{ (kN)} \quad (3.22)$$

$$Q_u = q_{c,s} A_s \text{ (kN)} \quad (3.23)$$

b.4) Fórmulas de MILITITSKY & ALVES*, apud PERES & MILITITSKY (1990)

Para unidades no SI, os autores divulgam as seguintes fórmulas:

$$Q_u = 2,45 \bar{N}_s A_s + 60 \bar{N}_p A_p \text{ (estacas escavadas)} \quad (3.24)$$

$$Q_u = 2,35 \bar{N}_s A_s + 90 \bar{N}_p A_p \text{ (estacas Strauss)} \quad (3.25)$$

onde:

$\bar{N}$ = SPT médio ao longo do fuste ou médio na região da ponta (3 diâmetros acima e 1 abaixo).

b.5) Fórmula de NEELY (1990)

Originalmente obtida através de provas de carga (71) em estacas FRANKI, parece ser também apropriada para tubulões escavados a céu aberto.

$$Q_u = A_s f_s + A_p f_p \quad (\text{unidades no SI}) \quad (3.26)$$

f_s, f_p podem ser obtidos diretamente a partir de gráficos fornecidos pelo autor.

b.6) Fórmulas de MEYERHOF (1956)

Deduzida para siltes arenosos e areias, com unidades no SI:

$$Q_p = 2,4 q_{cp} \cdot A_p \quad (3.27)$$

$$Q_s = \frac{2}{3} q_{c,s} A_s \quad (3.28)$$

onde:

q_{cp} = média dos valores de q_c em torno da ponta (para areias fofas: 3,75 diâmetros acima e 1 abaixo; para areias médias, 8 diâmetros acima e 3,5 diâmetros abaixo)

* MILITITSKY, J. & ALVES, I. (1985): Discussions, session 3.3. in: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1, Brasília, 1985. Proceedings... São Paulo, ABMS, v.4, p.45-48.

q_{cs} = média de q_c ao longo do comprimento da estaca, sendo possível sua conversão em valores de SPT através da correlação $q_c = KN$

Q_p e Q_s = parcelas de resistência de ponta e atrito lateral

b.7) Fórmula de THORNBURN & MACVICAR*, apud RODIN et al. (1974)

Válida para solos finos, não-coesivos, pressupondo que a resistência de ponta é desprezível. Não é feita menção ao tipo de estaca a que se refere.

$$Q_s = \frac{2}{3} A_s q_{c,s} \quad (3.29)$$

b.8) Fórmula de RODIN et al. (1974)

A sugestão é para a resistência de ponta em cascalhos.

$$Q_p = A_p \cdot nN \quad (3.30)$$

O valor de "n" pode ser obtido diretamente de um gráfico fornecido pelos autores em função dos ensaios SPT ou CPT e da curva granulométrica do material (D_{50})

b.9) Outras fórmulas

TEIXEIRA, C.Z. (1993) apresenta uma visão sobre as fórmulas existentes para estimar a capacidade de carga de estacas escavadas, relacionando as principais fórmulas encontradas: (**)SKEMPTON (1959); REESE et al. (1976); SEARLE (1979); GRANDE & NORDAL (1980); HORIUCHI (1985). São também comentadas as soluções de (**)MEYERHOF (1976; 1982), (**)POULOS & DAVIS (1980) e as sugestões de (**)CHANG & BROMS (1991).

Em comentário sobre o assunto, TEIXEIRA, C.Z. (1993) alerta para o fato de que tais formulações são virtualmente desconhecidas em nossos meios técnicos e sugere que a única proposição em condição de ser testada em nosso País são as expressões de (**)CHANG & BROMS (1991), obtidas para estacas escavadas em solos residuais, com N menor que 60, sendo os resultados expressos em KN quando A_p e A_s o forem em m^2 :

$$Q_u = 2\bar{N} \cdot A_s + 45\bar{N} A_p \text{ (para diâmetros inferiores a 100cm)} \quad (3.31)$$

$$Q_u = 2\bar{N} A_s + 30\bar{N} A_p \text{ (para diâmetros superiores a 100 cm)} \quad (3.32)$$

* THORBURN, S. & MACVICAR, R.S.L. (1970): Conference on behavior of piles, In: INSTITUTE OF CIVIL ENGINEERS, London, 1970, Proceedings, p.1-7.

onde:

$\bar{N}$ = SPTs médios; no caso das primeiras parcelas, tomá-los como médias ao longo do fuste; nas segundas, tomá-los como médias em torno da ponta, 4 diâmetros acima e 1 diâmetro abaixo.

b.10) A prática brasileira no cálculo da capacidade de carga

Atualmente, registra-se uma maior concentração de interesses nas fórmulas de AOKI & VELLOSO (1975); DÉCOURT & QUARESMA (1978); VELLOSO, P.P.C. (1981) e PHILIPPONNAT (1979); a popularidade desta última pode ser atribuída à tradução de seu artigo original feita pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS).

Devido ao considerável número de registros já existentes, onde se torna possível encontrar muitos resultados para efeito de comparação, é conveniente incluir sempre estes métodos de cálculo em pesquisas feitas no território brasileiro.

c) Comentários e conclusões sobre a capacidade de carga

Segundo McCLELLAND (1972), a expressão mais difundida da capacidade de carga em meios granulares é dada pelas condições de equilíbrio estático e representada por:

$$Q_w = K \bar{\gamma} A_s (D/2) \tan \delta + \bar{\gamma} D N_q \quad (3.33)$$

sendo $\bar{\gamma}$ = peso específico médio do solo

Em FONTOURA et al. (1982), vê-se que a carga última obtida pelos métodos AOKI & VELLOSO (1975), DÉCOURT & QUARESMA (1978) e VELLOSO, P.P.C. (1981) é praticamente a mesma (subestimando-a em torno de 20%). No entanto, apenas no método de VELLOSO, P.P.C. (1981) as parcelas de atrito e ponta são coerentes com os valores obtidos em provas de carga.

AITCHISSON & WOODBURN (1969) enfatizam que os problemas de dessecação de solos são um fator relevante em projetos de fundação até profundidades apreciáveis (15 m ou mais). Nesses solos, a pressão neutra (negativa) é elevada em relação aos valores normalmente adotados para pressões de fundações. Esses autores defendem a idéia de que, se a sucção diminui, há um levantamento da fundação (pois as tensões efetivas diminuem) e que se a sucção aumenta, há um recalque na fundação devido ao aumento das tensões efetivas.

Interessantes conclusões sobre o efeito de escala (influência da relação "dimensões transversais da estaca/diâmetro da base do cone holandês") em fundações em solos arenosos podem ser vistas em DE BEER (1963).

PERES & MILITITSKY (1990) mencionam várias fórmulas para avaliação da resistência lateral de estacas e concluem que as fórmulas empíricas fornecem resultados mais realistas que as fórmulas estáticas, especialmente a de AOKI & VELLOSO (1975).

3.3.2 Cálculo de recalques

a) Classificação dos métodos

YAMASHITA et al. (1987) classificam os métodos existentes para estimação de recalques de estacas isoladas em três categorias (e sugerem que, para os solos estratificados, sejam utilizados os métodos enquadrados nas duas últimas): a) métodos baseados na solução elástica de MINDLIN (D'APPOLONIA, E. & ROMUALDI, 1963; POULOS & DAVIS, 1968, etc.); b) métodos baseados no MEF (sendo ELLISON et al., 1971, um exemplo); c) métodos dos elementos de fronteira (exemplo: BANERJEE & DAVIS, 1977).

No entanto, McCLELLAND (1972) prefere juntar os dois últimos em um único grupo, a que denomina de "métodos numéricos" e escolhe como seu representante clássico o trabalho de (**)COYLE & REESE (1966). Acrescenta, porém, que as provas de carga constituem um recurso mais útil e prático que qualquer um deles.

b) Fórmulas ou soluções de cálculo

b.1) Método de POULOS & DAVIS (1968)

Utiliza a expressão:

$$\rho_s = QI_p / LE_s \quad (3.34)$$

onde: I_p = fator de influência apresentado sob forma de gráficos (**POULOS & DAVIS, 1980), sendo função do comprimento relativo da estaca, L/d .

E_s = módulo elástico do solo

b.2) Fórmula de BURLAND & COOKE*, apud (**) BURLAND et al. (1977)

Esta fórmula é utilizada para estacas escavadas de base alargada (ou tubulões escavados a céu aberto), sendo assumido que o recalque é tão grande quanto o necessário para a total mobilização da resistência lateral:

$$\rho_s = 0,02q_p D_p / q_u \quad (3.35)$$

b.3) Método de KLOSINSKI (1977)

Aplica-se a estacas escavadas de grande diâmetro.

$$\rho_p = (q_p B) / (3M_b) \quad (3.36)$$

* BURLAND, J.B. & COOKE, R.W. (1974): The design of bored piles. In: GROUND ENGINEERING, vol. 7, no. 4. July 1974, p.28-30, 33-35.

onde:

q_p = pressão unitária vertical no solo abaixo da ponta da estaca de base B (diâmetro)

M_b = módulo de deformabilidade do solo, independente do coeficiente de Poisson, sendo tabelado pelo autor.

b.4) Fórmula de DÉCOURT (1982)

A proposição refere-se a estacas escavadas com reação de ponta, sendo o recalque total dado por:

$$\rho = 1 + (2D/3) + (P_p L/E) \quad (\text{cm}) \quad (3.37)$$

onde:

$E = 15\text{N}$ (argilas) ou $E = 30\text{N}$ (areias) (em kgf/cm^2)

$Q_p = Q_p / A_p$ (em kgf/cm^2)

D, L = diâmetro e comprimento da estaca (m)

b.5) Método de FLEMING (1992)

Trata-se de um método baseado em resultados de provas de carga, após serem feitas as separações das cargas lateral e de ponta. É sugerido o emprego de funções hiperbólicas para individualizar o comportamento da base e do fuste. A validade da expressão, segundo o autor, é para uma grande variedade de solos.

$$\rho_s = M_s D_s P_s / (U - P_s) \quad (\text{parcela do atrito lateral}) \quad (3.38)$$

$$\rho_p = 0,6 U_p P_p / D_p E_B (U_p - P_p) \quad (\text{parcela de ponta}) \quad (3.39)$$

onde:

M_s = tangente inicial da função hiperbólica, que representa o atrito lateral, podendo variar de 0,001 a 0,004

D_s, D_p = diâmetro do fuste e diâmetro da base

P_s = parcela de carga lateral

U_p, U_s = resistências últimas, de ponta e lateral

E_B = módulo secante do solo abaixo da ponta, podendo ser definido através de relação entre carga-recalques, ligando a origem ao ponto correspondente a 1/4 da tensão de pico.

FLEMING (1992) deixa implícito que seu processo é uma alternativa superior ao método de CHIN, F.K. (1969)

b.6) Método de ALONSO (1981)

O método é baseado em resultados de 39 provas de carga, 8 das quais referem-se a estacas escavadas.

b.7) Outros métodos ou sugestões

A literatura especializada está abastecida por um grande número de fórmulas ou sugestões, racionais ou empíricas, cujo uso pouco rotineiro no panorama da atual Engenharia brasileira faz com que caiam em gradual esquecimento. Uma série desses trabalhos passam a ser mencionados para se ter uma idéia do grande volume de informações, nem sempre testadas em nosso meio técnico.

TEJCHMAN & GWIZDALA (1988), seguindo uma linha bastante comum de explorar o comportamento hiperbólico da relação carga-recalque, propõem o traçado da curva sem necessidade de se levar uma prova de carga à ruptura e, após determinação dos parâmetros convenientes, fazer previsão de recalques para estacas em solos similares. O método também visa a obtenção da carga última, evidentemente.

HIRAYAMA (1990) propõe um método, útil também para seleção preliminar de diâmetros e comprimentos de estacas, a fim de elaborar uma programação de provas de carga. Portanto, tal método mostra-se interessante ao se planejar a implantação de um campo de provas. Promete, além disto, servir para se fazer correção do comprimento de estacas em obras reais após os resultados de provas de carga, onde se faz modificação dos dados de entrada por retroanálise. São utilizadas, nesse método, as funções hiperbólicas de KONDNER.

Existem, também, umas tantas propostas de se fazer correlação entre recalques e diâmetro, o que implica dizer que todas devem ser aceitas com extrema cautela, já que se baseiam em conclusões muito restritas. São exemplos:

- a) COOKE (1979): os recalques de estacas escavadas podem ser estimados como uma porcentagem do diâmetro, de 0,3% a 0,4%.
- b) VAN WEELE (1982); o recalque pode ser tomado como sendo da ordem 0,7% do diâmetro
- c) BRIAUD & TUCKER (1984): há 95% de probabilidade de serem os recalques na cabeça da estaca (para a carga de trabalho, igual a $Q_u/2$) inferiores a 1,25% do diâmetro.

Além desses, há que se mencionar o trabalho de (**)POULOS (1989) onde é feita referência ao mesmo tema. Esse autor entende que os recalques podem ser expressos como uma função do diâmetro da estaca; para diâmetro da ordem de 50 ou 60 cm, são fornecidos gráficos onde a relação "recalque/diâmetro" x comprimento da estaca é mostrada para estacas escavadas em solos arenosos e argilosos.

Digno de nota é também a indicação de (**)CHANG & BROMS (1991), que estabelecem uma correlação entre recalque e SPT, ressaltando que o estudo é baseado em solos residuais de Cingapura:

$$\rho = 1, 25P/NL \quad (\text{mm}) \quad (3.40)$$

onde:

N = média dos SPTs ao longo da estaca, de comprimento L.

P = carga que produz o recalque ρ , em KN.

L = comprimento da estaca, em metros.

c) Alguns comentários a respeito de recalques

Segundo McCLELLAND (1973) a inexistência de uma fórmula teórica simples e prática para a previsão dos recalques por adensamento em fundações profundas é atribuída à complexidade da interação solo-estrutura.

Em FLEMING (1992) vê-se que há substancial evidência de que o recalque de uma estaca, para uma determinada carga, é uma função direta do seu diâmetro e que o recalque, para uma determinada carga, diminui com o aumento da carga-limite do fuste.

EVANGELISTA et al. (1979) consideram que o recalque de uma estaca isolada é devido quase que exclusivamente à deformação do solo entre sua ponta e 0,5 L abaixo dela, recomendando para o cálculo de recalque a fórmula de POULOS & DAVIS, 1980.

Em (**)BURLAND et al. (1977) se pode inferir que as estacas escavadas virgens, por mobilizarem baixa resistência de ponta, devem recalcar menos que as estacas cravadas, para as mesmas cargas relativas.

O método de (**)COYLE & REESE (1966) é baseado na hipótese que o movimento de um ponto qualquer na superfície de uma estaca depende apenas da resistência ao cisalhamento naquele ponto particular e que as tensões também não afetam o movimento.

Em estacas escavadas de grande diâmetro, em areias, a ruptura ocorre para recalques de 20% a 30% do diâmetro, como preconiza VESIC (1967a).

GAMA e SILVA et al. (1982) informam que, para estruturas convencionais em concreto ou aço, a limitação de um recalque diferencial máximo de 10 mm e de uma distorção angular relativa máxima de 1/1000 é compatível com uma carga de trabalho igual à máxima resistência por atrito lateral (estacas flutuantes).

GOLDER (1971) descreve as principais causas de recalques: a) cargas descendentes (atrito negativo); b) remoção de suporte em escavações ; c) expansão de argilas; d) redução do teor de umidade do solo, devido à evaporação ou absorção pelo sistema radicular de plantas; e) compactação; f) deslocamentos verticais devidos à deformação elástica do solo, do material e adensamento.

DIAS, C.R.R. (1979) apresenta resultados comparativos entre recalques estimados pelo método AOKI & LOPES (1975) e os observados através de provas de carga, concluindo que os recalques observados (5 mm) são comparáveis com os previstos, embora aqueles sejam maiores. A previsão da parcela de atrito lateral pela fórmula de AOKI & VELLOSO (1975) leva à conclusão que o coeficiente F_2 da fórmula é muito conservador.

3.3.3 Comportamento de fundações por estacas

a) Transferência de carga. Métodos

a.1) Método de (**)COYLE & REESE (1966)

Trata-se de um dos métodos mais versáteis e interessantes disponíveis em Geotecnia, servindo para previsão da curva carga-recalque e para análise do comportamento de fundações profundas sobre o aspecto de transferência de carga. Quanto ao primeiro, tem sido utilizado para estimativa de capacidade de carga e previsão de recalques, possuindo uma rotina de fácil aplicação (**)POULOS & DAVIS, 1980), embora a atenta leitura (e releitura) do original seja um ótimo exercício de assimilação de seus fundamentos.

O esboço original do método remete-se a SEED & REESE (1957), mas reabastece-se igualmente de alguns conceitos indispensáveis delineados em WHITAKER & COOKE (1961). Mais de uma dezena de conclusões bastante relevantes podem ser destacadas, o que, inclusive, dificulta a sua síntese. FOCHT JR., et al. (1967) discutem este trabalho de forma igualmente útil.

a.2) Método de COYLE & SULAIMAN (1967)

(**)COYLE & SULAIMAN (1967) fazem uma complementação do método introduzido por (**)COYLE & REESE (1966), aplicando-o agora ao estudo de transferência de cargas para estacas cravadas em areia. Um dos pontos discutidos na pauta das investigações é sobre a validade ou não da expressão teórica similar à equação de DÖRR (1922) (equação 3.19), onde as muitas controvérsias levantadas a respeito dos parâmetros nela envolvidos são razoavelmente esclarecidas.

Sendo um prosseguimento natural de um artigo muito rico em conclusões, nada mais óbvio do que constatar idêntica particularidade neste trabalho.

a.3) Método de ALONSO (1983)

ALONSO (1983) propõe um método expedito e simples para determinar a transferência de carga ao longo do fuste de uma estaca escavada, usando a expressão:

$$\sum N(SPT) = n(P_s/U) \quad (3.41)$$

Nesse trabalho, é sugerido $n = 3$ como o valor mais provável, havendo tolerância de 30% em relação ao mínimo de 2,3 e máximo de 3,9.

Conhecido o perfil de sondagem, a partir do qual se tem, em função de z , os somatórios de $N(SPT)$ e, fixada uma carga admissível de trabalho para a fundação (igual a P_{adm}

= $P_s/0,7$) o método mostra-se útil para uma rápida determinação do comprimento da estaca, que corresponderá à profundidade onde o somatório dos N (SPT) for maior ou igual a $2,5\bar{P}/U$, sendo $\bar{P}$ obtido do projeto (carga de trabalho da estaca).

b) Alguns comentários ou adendos aos métodos de transferência de carga

CHANG & GOH (1989) mostram, por meio de provas de carga em estacas escavadas, que, nas cargas de trabalho, predomina a resistência lateral; na maioria dos casos, muito pouca resistência de ponta é mobilizada. O mais interessante desse trabalho é a apresentação de duas correlações aparentemente úteis, em função do SPT:

$$f_s = 171,5N / (51,5 + N) \quad (\text{kPa}) \quad (3.42)$$

$$\rho = 30f_s / (120 + 7N) \quad (\text{mm}) \quad (3.43)$$

(**)COYLE & SULAIMAN (1967) acrescentam em seu trabalho que a inclinação da curva Qxz, em qualquer profundidade, dá a medida da carga que é transferida da estaca para o solo e que, em areias, a função Qxz geralmente tem a concavidade voltada para a direita e não tem ponto de inflexão (o que equivale a dizer que a carga transferida por atrito lateral é tipicamente decrescente com a profundidade). Por causa disto, o atrito lateral e a resistência de ponta são independentes.

DÉCOURT (1991) observa que, a distâncias superiores a 3 diâmetros da ponta, a transferência de carga da estaca para o solo é claramente por atrito lateral, porém, para as distâncias dentro desta faixa de três diâmetros em relação à ponta, o fenômeno de transferência de carga é mais complexo, envolvendo tanto o atrito lateral quanto a resistência de ponta. Esse autor também admite que 85% da carga é transferida por atrito lateral nas estacas ensaiadas.

c) Previsão da curva carga-recalques

c.1) Método de GAMA E SILVA et al. (1982)

Esses autores estabelecem um método expedito que serve para prever o comportamento carga-recalque de uma fundação por estacas e, adicionalmente, para prever rapidamente o comprimento necessário das estacas. O processo foi desenvolvido para estacas de grande diâmetro (estacões), escavadas com auxílio de lama bentonítica e limitado a estacas com L/d menor que 30 e $N(\text{SPT})_{\text{máx}} = 70$. Em síntese, o método consiste em se traçar a curva carga-recalque teórica (prevista) por meio de três segmentos retos, cujo detalhamento deve ser acompanhado pelo trabalho original, onde, inclusive, se chama a atenção para a influência do tempo de execução no atrito lateral.

c.2) Método de ALONSO (1981)

Outro método que pode ser uma alternativa interessante para previsão da carga-recalque e separação das parcelas de resistência lateral e de ponta é o descrito por ALONSO (1981).

c.3) Outros métodos e comentários

Além desses já mencionados, cumpre destacar os sempre referidos trabalhos de (**)POULOS & DAVIS (1980) e (**)COYLE & REESE (1966), sendo este último possivelmente o mais utilizado de todos, apesar de sua total inviabilidade de execução por processo manual. O método de (**)POULOS & DAVIS (1980) é prático por causa dos gráficos fornecidos.

AOKI (1982) diz, a respeito do método de GAMA E SILVA et al. (1982): "(...) o trabalho foi desenvolvido com muito bom-senso e chama a atenção para o fato fundamental que o comportamento das estacas escavadas, nas condições apresentadas no trabalho, depende do tempo de execução(...) O método apresentado só se aplica para estacas escavadas e concretadas em período inferior a 24 horas". (p.111)

AOKI (1985a) volta a enfatizar a importância da previsão das parcelas que compõem a capacidade de carga última da estaca e também de estabelecer a curva carga-recalque (ao menos para um nível de carga correspondente ao recalque igual ao recalque admissível dividido por 1,5, sendo o recalque admissível dado pelo calculista da superestrutura). Sugere também o emprego do processo desenvolvido por ALONSO (1981).

KLOSINSKI (1977) opina que as deformações elásticas da estaca podem ser desprezadas no caso das estacas de grande diâmetro e que os recalques são mais importantes do que a capacidade de carga, como parâmetro controlador da carga admissível.

d) Parcelas de resistência lateral e de ponta

NEELY (1990) dá exemplos muito simples e elucidativos de como usar os métodos hiperbólicos de interpretação de provas de carga, não levadas à ruptura, para obtenção de Q_u e das parcelas de carga, $Q_{s,u}$ e $Q_{p,u}$. Recomenda um procedimento bastante objetivo para emprego do clássico método apresentado por CHIN, F.K. (1969). Embora NEELY (1990) tenha feito experimentos em estacas FRANKI, é sugestivo pensar que este mesmo procedimento possa ser aplicado ao caso de tubulões escavados a céu aberto.

MILOVIC & STEVANOVIC (1989) indicam como alternativas para se proceder à separação das parcelas de carga de estacas não instrumentadas, usando resultados de provas de carga e a avaliação da carga lateral em função de dados do SPT e CPT: as equações (3.47; 3.50) são explicitamente mencionadas para sugestão de cálculo da parcela de resistência lateral.

PERES & MILITITSKY (1990) definem a parcela Q_s como a carga correspondente à interseção dos prolongamentos dos trechos retilíneos da curva carga-recalque.

AURORA & REESE (1977) definem a resistência última de ponta como a que corresponde a um movimento da base de 5% do diâmetro da estaca.

KLOSINSKI (1977) informa que em uma estaca escavada de grande diâmetro, instrumentada e mantida sob carregamento e observação durante três meses, as proporções entre a resistência lateral e de ponta não foram modificadas no período. Ainda segundo esse autor, o comportamento de estacas escavadas de grande diâmetro difere das estacas de pequeno diâmetro (até 30 ou 50 cm), cuja principal componente de capacidade de carga é o atrito lateral. Esse autor sugere valores típicos de f_s como sendo: a) entre 35 e 60 kPa, para argilas duras com cascalhos ou argilas arenosas; b) entre 30 e 60 kPa, em areias ou cascalhos arenosos.

A respeito das resistências unitárias, lateral e de ponta, VESIC (1970) afirma que ambas dependem de boa quantidade de parâmetros, declarando como mais significativos: características de resistência e de deformabilidade do solo envolvente; características geométricas e mecânicas da estaca e seu processo de instalação.

D'APPOLONIA, E. & ROMUALDI (1963) observam que mais da terça parte da carga aplicada às estacas não chega à sua ponta, na carga de ruptura.

VARGAS (1981), discutindo a interação solo-estaca, apresenta dois parâmetros (α , β) para análise. Esses parâmetros mostram, respectivamente, como as parcelas de resistência lateral e de ponta se relacionam com os recalques. No entender do autor, a variação de α é complexa, sendo dependente das dimensões da estaca, do seu módulo de elasticidade, do módulo de deformabilidade do solo ao longo do fuste e na região da ponta. Quanto ao valor de $\beta=f(\alpha)$, ele sugere que a resistência lateral é uniformemente distribuída ao longo do fuste.

A recomendação de VAN DER VEEN & BOERSMA (1957) é para a adoção de estágios repetitivos de carga, para obtenção mais precisa do atrito lateral último ao longo do fuste.

Procedimentos muito úteis para separação de cargas a partir de provas de carga não-instrumentadas, são os apresentados por MOHAN et al. (1963) e, principalmente, VAN WEELE (1957), cujo processo, bastante rigoroso, possibilita a obtenção das cargas lateral e de ponta, bem como o módulo de reação do solo.

e) Mobilização das resistências. Movimentos necessários

Em AOKI (1982) pode-se acompanhar um interessante raciocínio, baseado em TOUMA & REESE (1974), para explicar a mobilização de cargas, lateral e de ponta, em estacas escavadas e o porquê da tendência dessas parcelas serem independentes da profundidade.

COSTA NUNES & FERNANDES (1982), com base em resultados de uma prova de carga à compressão em estaca escavada e instrumentada, observam que a partir de um certo nível de carregamento a estaca passa a mobilizar de modo crescente a resistência de ponta, mantendo-se quase inalterado seu regime de tensão de atrito no fuste.

Para estacas com ponta embutida em rocha branda, (**)AURORA & REESE (1977) encontram um deslocamento de 5 mm ou menos, necessário para mobilização da máxima

transferência de carga lateral. Nesse mesmo trabalho, indicam que o deslocamento necessário para mobilizar a resistência última de ponta é de 40 mm.

GAMA E SILVA et al. (1982) propõem que a mobilização do atrito lateral se dê para deslocamentos da ordem de 0,2 a 0,5% do diâmetro da estaca e que a mobilização da carga total se dê para deslocamentos da ordem de 10 a 20% do diâmetro. Tal estudo é válido para estacas de grande diâmetro escavadas com auxílio de lama bentonítica.

XU He & ZHUCHANG (1991) concluem que o deslocamento das estacas que corresponde à máxima transferência de carga por atrito lateral é da ordem de 1 a 2,5% do seu diâmetro e, para a resistência unitária de ponta, a máxima mobilização verifica-se para 3% a 7% do diâmetro.

FONTOURA et al. (1982) verificam que o atrito lateral máximo é despertado para valores de deslocamento do topo da estaca superiores a 24 mm, isto é, para recalques superiores a 2% do diâmetro da estaca, em contradição com a experiência usual.

KLOSINSKI (1977) constata que a total mobilização do atrito lateral dá-se para deslocamentos que variam entre 3 e 8 mm, observando ainda que tais valores são dependentes do diâmetro da estaca.

MCCLELLAND (1972) indica que pequenos movimentos, da ordem 2,5 mm a 6,5 mm, são suficientes para mobilizar inteiramente a resistência lateral de estacas em argilas e, por isso, o recalque imediato de estacas isoladas, sob cargas de trabalho, resultam ser pequenos, em geral.

PERES & MILITITSKY (1990) encontram uma total mobilização da resistência lateral para deslocamentos do topo da estaca sempre inferiores a 3 mm para estacas escavadas curtas (2,0 m de comprimento) e pequenos diâmetros (0,20 m a 0,35 m).

BROMS (1981) menciona um deslocamento de 0,8 a 4,0 mm para total mobilização da resistência lateral de uma estaca.

COOKE & WHITAKER (1961) verificam que, para estacas de grandes diâmetros, são requeridas penetrações da ordem de 10% a 15% do diâmetro da base para verificar-se o total desenvolvimento da resistência de ponta.

(**)WHITAKER & COOKE (1966) fixam em $D/10$ o movimento necessário para total mobilização da base. (**)COYLE & REESE (1966) e LLOYD & GOWAN (1975) concordam com esse critério.

(**)REESE et al. (1976) sugerem que é necessário um deslocamento de aproximadamente 38 mm para o integral desenvolvimento da reação de ponta e discordam das recomendações que propõem que as estacas escavadas de grande diâmetro trabalhem apenas sob a resistência de ponta, mostrando resultados onde quase toda a carga aplicada é transferida para o solo sob a forma de atrito lateral. Sugerem que deslocamentos de 6 mm a 12 mm foram necessários para essa mobilização.

Para LLOYD & GOWAN (1975) deslocamentos da ordem de 5 mm são suficientes para mobilização do atrito lateral último.

(**)MEYERHOF (1976) entende que a compressão de estacas longas conduz a uma progressiva mobilização do atrito lateral máximo, já que o processo leva o ângulo de atrito efetivo da argila em torno do fuste a se aproximar do valor residual, grosseiramente estimado em torno da metade de seu valor de pico.

(**)O'NEILL & REESE (1972) encontram movimentos de 5 a 6 mm necessários para mobilizar inteiramente o atrito lateral.

MILITITSKY (1986) opina que estacas escavadas de grande diâmetro mobilizam apenas o atrito lateral.

3.3.4 Cargas residuais em estacas

Costuma ser atribuído a HUNTER & DAVISSON (1969) a primeira verificação experimental das cargas residuais e sua adequada quantificação.

Porém, pelo menos sob o enfoque especulativo, pode-se ver em CAMBEFORT (1965) a percepção desse fenômeno. Também BEGEMANN (1965), embora de modo tímido, deixa antever, após análise de provas de carga alternadas à tração e compressão, que após o ciclo de descarga é constatada a existência de uma carga residual na ponta da estaca e que dá-se a existência de atrito negativo.

Ainda na fase inicial dessas investigações, cumpre fazer citação a COYLE & SULAIMAN (1967) que verificam também a existência de tensões residuais após a cravação de estacas em solos arenosos.

(**)O'NEILL & REESE (1972) descrevem o caso de uma estaca escavada, isolada, carregada com 1300 kN, dos quais 450 kN foram transferidos para a ponta. Após a descarga, é observada uma retenção de 200 kN.

VESIC (1977) indica serem as cargas residuais a resultante de uma concentração de resistência lateral na parte superior do fuste, podendo produzir uma substancial redução nos recalques.

Contribuições mais recentes são proporcionadas por BRIAUD & TUCKER (1984), onde é explicado que as tensões residuais são provenientes de um mecanismo carga-descarga-recarga na instalação de estacas cravadas; e ainda DARRAG & LOVELL (1989) que observam que a interpretação dos resultados de uma prova de carga pode ser errônea se a transferência de carga real não for observada. Além do mais, esses últimos autores apresentam uma ótima revisão bibliográfica sobre os métodos disponíveis para a medição das tensões residuais.

Em COOKE (1979) se encontram pontos de vista e conclusões bem interessantes. Ele afirma que as cargas residuais em estacas escavadas são pequenas; em provas

de carga à compressão, este valor raramente ultrapassa o peso do concreto fresco da estaca, sendo a carga mobilizada pela ponta uma fração bastante pequena da carga de trabalho (TEIXEIRA, C.Z., 1993, ensaiando uma estaca de 10 m de comprimento e 50 cm de diâmetro em solo colapsível de São Carlos, inundado, verifica a existência de uma carga residual de 20 kN após uma sequência de provas de carga (compressão-tração-tração-compressão-compressão) anteriores, feitas em distintos intervalos de tempo). Continua COOKE (1979) dizendo que, para estacas curtas, a proporção da carga de trabalho carregada pela ponta poderá ser bastante elevada.

No Brasil, o assunto vem sendo investigado principalmente, por MASSAD, F. (1991a; 1991b; 1991c; 1992). Outras referências são ROCHA, R. & DANTAS (1986) e CARVALHO, D. et al. (1991).

Registre-se, finalmente, a experiência de DÉCOURT (1991), quando da execução de provas de carga em estacas barrete em argilas na bacia sedimentar (terciário) da cidade de São Paulo (SP).

3.3.5 Fatores de segurança. Danos em fundações por estacas

AOKI (1982) exprime a sua crença nos benefícios dos fatores de segurança parciais, assim se manifestando: "o enfoque dos fatores de segurança parciais será particularmente bem-vindo no caso de estacas escavadas, cujas cargas admissíveis são variáveis e nas quais a fixação de comprimentos depende ainda de provas de carga, de dados de investigações geotécnicas e de métodos confiáveis para previsão da curva carga-recalque até a ruptura" (p.106)

KAY (1976) apresenta uma concepção bastante original a respeito de fatores de segurança, propondo o seu cálculo com base no chamado "método do segundo momento de primeira ordem". Embora os resultados apresentados sejam restritos a um projeto de fundações por estacas, com dados recolhidos de diferentes localidades (justificando, portanto, abordagem estatística), e em solos predominantemente granulares, espera-se que o mesmo possa ser aplicado em casos de grupos de estacas ou em outros tipos de solos. É feita uma interessante análise de custos nesse artigo, que permite otimizar o número de provas de carga em uma obra de grande porte, exigindo muitas estacas, a fim de minimizar o custo global das fundações e até mesmo, se encarado sob outra perspectiva, alimentar a idéia de que esta concepção pode se estender ao caso da determinação do número ótimo de furos de sondagens, em obras de grande superfície ou até mesmo servir de orientação para pesquisas regionais que são dependentes da variabilidade espacial de parâmetros geológicos ou geotécnicos.

Em MASSAD, E. (1985) é publicada uma tabela contendo valores-limite de recalques admissíveis para edifícios largos e estreitos (p.40)

DÉCOURT (1982) sugere, para utilização em sua nova proposta de estimativa da carga admissível de estacas escavadas com grande capacidade de carga, o uso de fatores de segurança parciais.

GAMA E SILVA et al. (1982) estabelecem a necessidade de utilização de fatores de segurança variáveis - e mencionam a escala de 1,8 a 3, informando que o fator de segurança igual a 2 é uma tradição brasileira desde a antiga NB-1.

No entender de AOKI (1985), a adoção da carga admissível igual a 1,25 vezes a carga lateral resistida pelo solo, de acordo com a experiência brasileira, parece satisfazer plenamente à condição de recalques aceitáveis pela estrutura, conforme VELLOSO, D.A. et al. (1978), DIAS, C.R.R. (1979) e FONTOURA et al. (1982).

McCLELLAND (1972) comenta que a ruptura de estacas por insuficiência de suporte, sob estruturas reais, é raramente observada e está quase ausente dentre os casos históricos da literatura especializada.

D'APPOLONIA, D.J. (1971) relata alguns efeitos danosos de operações em construções urbanas (cravação de estacas, rebaixamento de N.A. e escavações) sobre construções pré-existentes, particularmente quando executadas em solos fracos ou compressíveis. O autor dedica-se a expor a taxa de movimento (portanto, valorizando a idéia de que os recalques rápidos são muito mais prejudiciais do que os lentos e lembrando que os efeitos de cravação de estacas e de escavação produzem movimentos muito mais rápidos do que os originados de cargas mortas no período construtivo), o tipo de construção e os recalques toleráveis, o estado (ou condição) das construções existentes, apresentando valiosas sugestões no sentido de evitar os danos previstos.

FELD (1965) também observa que a taxa de recalque diferencial pode ser tão pequena que a trama estrutural pode auto-ajustar-se para uma nova forma sem mostrar nenhum sinal de dano e menciona ainda a importância de levar em consideração se a superestrutura é ou não rígida.

3.3.6 Algumas considerações sobre estacas: tipos, efeitos de instalação, etc.

AOKI (1982) registra o emprego intensivo de estacas escavadas em obras industriais, prédios e outras estruturas e observa a tendência para o abandono gradual de técnicas artesanais de fundações, com o crescente uso da mecanização imposta a equipamentos e métodos para execução de fundações profundas.

MILITITSKY & CLAYTON (1981) acentuam bem que a execução de uma estaca escavada não afeta tão marcadamente as condições do solo quanto a de uma estaca cravada, mostrando os dois principais efeitos nesses tipos de estaca: o amolgamento do solo, com alteração do teor de umidade e a redução de tensões horizontais.

É necessário atentar bem para as palavras de AOKI (1982): "O traçado da curva carga-recalque de estacas isoladas é um desafio, pois nos parece que o fator 'tempo de abertura' constitui-se ainda uma incógnita a ser devidamente esclarecida" (p.28) (...) "mesmo uma execução perfeita, resultando uma estaca de integridade estrutural garantida, pode não satisfazer os requisitos da carga admissível a ser adotada(...) a experiência tem demonstrado que o fator tempo

de abertura da cava afeta diretamente o valor do atrito lateral último. A maior ou menor velocidade de execução pode assim alterar substancialmente o valor da carga admissível das estacas" (p.23) (...) "no caso de solos residuais e solos saprolíticos, a utilização de ferramentas tais como o trépano tem-se revelado mais danosa que útil no aspecto de melhoria da capacidade de carga pela base da estaca" (p.26).

GODOY (1985) apresenta um interessante trabalho abordando aspectos de controle e de execução de estacas escavadas, principalmente aquelas executadas com auxílio de lama bentonítica, descrevendo uma série de problemas que podem ocorrer a esse respeito, tais como os que envolvem a locação e a verticalidade, a sustentação e a regularidade da escavação, limpeza do furo da escavação, armação e concretagem e a verificação de sua integridade após a concretagem. Tal estudo representa uma valiosa lista-guia e utilíssima fonte de consultas para a implantação de um campo experimental de fundações, onde qualquer um desses problemas deve ser previsto para ser prevenido.

3.4 Tubulões

3.4.1 Generalidades

A começar pela confusão sobre a terminologia mais adequada sobre o elemento de fundação denominado "tubulão", torna-se oportuno mencionar que o termo chega a ser ambíguo em outras partes do mundo; pode-se exemplificar com AURORA & REESE (1977) que tomam, numa mesma designação, as expressões: *drilled shafts*, *drilled piers*, *caissons* e *bored-and-cast in situ piles* ou com SPANOVICH & GARVIN (1979) que confundem as denominações *cast-in-place drilled caissons*, *bored piles*, *drilled shafts* (designando peças de bases não alargadas) e *drilled piers*.

Em rápido histórico sobre o assunto, vê-se em WHITE (1962) que o britânico BRUNEL (1806-1859) é o inventor do processo de tubulões pneumáticos, utilizando-o nas fundações da CHIPTSTOW BRIDGE em 1852. Caso pioneiro nos EUA data de 1867, construção da EADS BRIDGE, em St. Louis, Mi. A ponte de TACOMA NARROWS, célebre pelo trágico acidente que a destruiu, é outro exemplo pioneiro norte-americano. O sistema de alargamento da base consagra-se através do General SMITH, que introduz o sistema em Chicago, em 1894. O uso de tubulões de grande capacidade de carga é também pioneiro em Chicago (1921), conforme citação de BAKER & KHAN (1971).

No Brasil, o emprego de tubulões é uma prática rotineira em cidades de pequeno e médio porte. Nas principais cidades do Nordeste, seu emprego também é freqüente (GUSMÃO FILHO, 1982), citando especialmente as cidades de Salvador (BA) e Natal (RN). Em Recife (PE), somente fundações de pontes fazem uso de tubulões (pneumáticos).

Apesar disto, não se pode deixar de lado a observação pessimista de BOTELHO (1986): "(...)tem havido uma tendência, nos últimos anos, na engenharia brasileira, ao gradativo abandono de fundações em tubulões a ar comprimido, substituídos por estacas escavadas(...)em parte (isto) representa um modismo no sentido da substituição de uma solução 'obsoleta' por uma 'moderna' (...) não há dúvidas que, em determinadas circunstâncias, os tubulões a ar comprimido são a solução adequada" (p.13).

Para AOKI (1982), tubulões continuam a ser construídos em obras tais como pontes no interior do país, mas também acusa a tendência de sua gradual substituição pelas estacas escavadas.

Para BERBERIAN (1982) a execução de tubulões está sempre associada à estabilidade da escavação. Nessa situação, há evidentes vantagens do processo manual sobre o mecanizado, distinguindo-se menor custo, menor prazo global, tateamento da geologia local e adequada limpeza da base. Informa a seguir que cerca de 70% das fundações em Brasília (DF) são feitas por tubulões e 28% por estacas Strauss.

3.4.2 Capacidade de Cargas

No estado-da-arte atual, a bibliografia sobre tubulões deixa muito a desejar, principalmente em tubulões escavados manualmente a céu aberto.

Sob o aspecto de previsão de carga, a recente contribuição de ALBIERO & CINTRA (1966) apresenta a clássica solução estática idealizada, onde a carga externa aplicada ao tubulão, adicionada ao seu peso próprio, é equilibrada pelas parcelas efetivamente mobilizadas pela superfície lateral do fuste e pela base alargada.

Trabalhos específicos sobre capacidade de carga ou que incluem sugestões de como obtê-la, são os de SCHOUSBOE et al (1972), TENG (1972), D'APPOLONIA et al. (1975), REESE et al., 1976, BAKER & KHAN (1971) e BOWLES (1988).

No Brasil, para tubulões trabalhando a compressão, é digno de menção o interesse de BERBERIAN (1982) em apresentar sugestões de cálculo com base na experiência local de Brasília.

Não deixa de ser interessante observar que todos os autores fazem um enquadramento radical do solo, seja como arenoso, seja como argiloso, sem cogitar de casos intermediários. Desprezar o atrito lateral como compensação para o peso próprio do elemento estrutural é praticamente regra geral nestes cálculos.

Nenhum dos métodos brasileiros faz menção a este tipo de fundação e nem mesmo é encontrada qualquer pesquisa que mencione a sua utilização neste caso.

As principais fórmulas encontradas, serão relacionadas na Tabela 3.1 a seguir, para a qual os autores serão representados pelos números abaixo convencionados:

1 - ALBIERO & CINTRA (1966), idêntico a D'APPOLONIA et al. (1975).

- 2 - REESE et al. (1976), idêntico a BOWLES (1988);
- 3 - TENG (1962);
- 4 - SCHOUSBOE et al. (1972) ou formulas ACI
- 5 - BAKER & KHAN (1971)
- 6 - BERBERIAN (1982)

TABELA 3.1. Fórmulas de capacidade de carga de tubulões

Nº Ref.	Solos Argilosos	Solos Arenosos
1	$Q_u = A_s \alpha c_u + A_b c_u N_c$	$Q_u = A_s \text{tg} \delta \sigma_v + A_b (0,5 \gamma D_b N_\gamma + \overline{\sigma}_{v(b)} N_q)$
2	$Q_u = \Sigma \alpha s_{u(s)} p \Delta L + A_b N_c s_{u(b)}$	$Q_u = \Sigma K \sigma_n \text{tg} \delta p \Delta L + A_b q_b / \alpha_b$
3	$Q_u = A_p c N_c$	$Q_u = 3 [2/3 . N^2 D_b R_w + 2 (100 + N^2) L R_w] . A_p$
4	$Q_u = A_p (1,3 c_b N_c + \gamma D_f N_q) + \alpha c_s A_s$	$Q_u = f_s A_s + 3 A_p [2,5 (N-3) (D_b + 1)^2 / 4 D_b^2]$
5	$Q_u = 27c$	-
6	$Q_u = (9,8 \text{ a } 12,6)c$	-

NOTAS:

- 1ª - Na fórmula (5) está implícito FS=3. Toma-se c = 0,5q_u (ensaio de compressão simples)
- 2ª - Na fórmula (1) D'Appolonia et al. consideram que, em solos arenosos, o primeiro termo deva ser desprezado.
- 3ª - Teng (ref. 3) não considera o atrito lateral em suas fórmulas e também recomenda que a coesão c seja a metade da resistência à compressão simples.
- 4ª - Na fórmula de Teng para solos arenosos, o resultado é dado na unidade pound, com a área expressa em pé quadrado.
- 5ª - Na fórmula (4) os fatores de capacidade de caga são os de Terzaghi, no caso de solo argiloso, o fator $\alpha = 0,35$ é o de SKEMPTON (1959) e a coesão ao longo de fuste é o valor médio das coesões obtidas no ensaio triaxial. Para os solos arenosos (fórmula empírica em função do SPT), as unidades são ksf e, portanto, entra-se com D (feet) e A_p (sf). Para converter o resultado no SI, utilizar fator multiplicativo adequado.

3.4.3 Comportamento e danos em tubulões

Trata-se igualmente de um tema com muita deficiência de informações; sob o aspecto de transferência de cargas das fundações através de tubulões, vale-se do relato de BERBERIAN (1982), segundo o qual nada se conhece a respeito, razão pela qual é tão frequente desprezar-se o atrito lateral - e praticamente nada se acrescentou a este comentário até a presente data. Apesar de serem tipos de fundações muito populares no Brasil, praticamente não são feitas pesquisas a respeito. BOTELHO (1986) queixa-se da indisponibilidade de dados de provas de carga instrumentadas, acrescentando que “seria conservador considerar um atrito de 50% do valor previsto par uma estacada escavada...”.

No artigo de BAKER & KHAN (1971) é feita uma avaliação bastante profunda sobre as principais causas que se relacionam com danos estruturais produzidos por recalques de tubulões, enfatizando o excesso de água, a inclusão de solo no concreto do fuste ou a presença de vazios no concreto, bem como a sua má-qualidade. Do ponto de vista projetivo, defendem a premissa de que o diâmetro da base deve ser de 3 vezes o diâmetro do fuste.

3.4.4 Previsão de recalques em tubulões

O tema tem, igualmente, limitações bibliográficas. Em TERZAGHI & PECK (1967), no artigo 57, que trata de tubulões, são descritas algumas experiências indicativas de que o recalque na base de um tubulão em areias, em qualquer profundidade, é semelhante à metade do de uma sapata de mesma área. Quanto aos recalques de tubulões apoiados em argilas, esses autores entendem que os recalques dependem amplamente do histórico de carregamento das argilas, levando à crença de que tubulões em argilas normalmente adensadas são anti-econômicos. Os recalques seriam então previstos pela fórmula deduzida da teoria de adensamento unidirecional de TERZAGHI (1943).

Os trabalhos de SCHOUSBOE et al. (1972) - que é específico sobre tubulões - e D'Appolonia et al. (1975), não fazem nenhuma referência a recalques de tubulões, enquanto BERBERIAN (1982) limita-se a comentar os métodos existentes para previsão de deslocamentos de tubulões sujeitos a carregamentos horizontais e momentos fletores.

Recalques elásticos como calculados por POULOS & DAVIS (1980), provavelmente não se estendem a tubulões com base alargada e a solução simples recomendada por BOWLES (1988), onde o recalque é calculado como a soma do encurtamento elástico do fuste (desprezível em tubulões curtos por causa de sua rigidez estrutural) com os recalques (imediatos e por adensamento) do solo de fundação, em uma camada de $2D_b$ até $5D_b$. Assim sendo, a rotina de cálculo seria semelhante à de TERZAGHI & PECK, variando apenas no detalhe de especificar uma faixa de ocorrência de variações de volumes.

O método modificado de MEYERHOF (1965) em função do SPT é recomendado por ALBIERO & CINTRA (1996) e, dentro do espírito prático de fazer estimativas com base em dados de sondagens, parece ser uma boa solução.

4 O ESTADO-DA-ARTE DAS FUNDAÇÕES NO SUL DE MINAS

4.1 A prática de fundações na região Sul de Minas

Durante o segundo semestre de 1993 e o primeiro de 1994 foram encaminhados questionários a 1337 profissionais de nível superior atuando em Construção Civil na região Sul de Minas. A partir da análise das respostas às questões formuladas foi possível obter um útil conjunto de informações necessárias para direcionar a condução dos trabalhos de pesquisa. As principais conclusões serão mostradas a seguir.

4.2 Sondagens

A conclusão sobre este item é que há insuficiência de investigações sobre a resistência à penetração do terreno, fornecida pelo SPT.

É interessante observar que o número de informantes atestando ser comum a exigência do SPT para projetos de fundações é exatamente igual ao dos que afirmam o contrário.

Na tentativa de identificar nomes e localização das empresas que atuam no setor de sondagens de solos, foram apurados os seguintes resultados:

- 18 empresas do estado de Minas Gerais, sendo a maioria de Belo Horizonte;
- 6 empresas do interior de São Paulo (particularmente Campinas).

Pelos informes, as cidades do Sul de Minas que dispõem de empresas deste setor são: Alfenas, Passos, Itajubá, Poços de Caldas, Pouso Alegre, São Lourenço e Três Corações.

4.3 Os tipos de fundações mais utilizados na região

A Tabela 4.1 resume as principais informações sobre os tipos de fundações.

TABELA 4.1 Tipos de fundações em função do porte da construção.

Nº de Pav.	Nº de citações para os vários tipos de fundações						
	Sapatas	Tub. a Céu Aberto	Estacas				
			Strauss	P.M.	Broca	Franki	Madeira
até 2	81	-	-	-	-	-	-
3 a 5	35	23	27	14	14	6	2
6 ou mais	2	32	22	17	12	6	2
Totais	118	55	49	31	26	12	4

4.4 Capacidade de carga de fundações

A faixa de variação das tensões admissíveis fixadas pelos projetistas para dimensionamento de fundações rasas é bastante ampla, incluindo valores entre os limites de 50 kPa até 400 kPa. Quanto ao F.S., a variação é ainda maior, indo de 1 até 5, embora predominem os valores no intervalo de 1 a 1,5. As Tabelas 5.2 e 5.3, mostrando a frequência relativa desses valores obtidas das análises dos questionários, são mostradas a seguir:

Tabela 4.2. Frequência das tensões admissíveis

Intervalo (kPa)	f(%)
50 a 100	7
100 a 150	14
150 a 200	39,5
200 a 250	23,3
250 a 300	7
300 a 350	7
350 a 400	2,2

Tabela 4.3. Frequência dos fatores de segurança

Intervalo	f(%)
1 a 1,5	46,9
1,5 a 2	12,5
2 a 2,5	15,6
2,5 a 3	-
3 a 3,5	10,0
3,5 a 4	-
4 a 4,5	-
4,5 a 5	15,0

Perguntados se utilizam algum método de cálculo para previsão da capacidade de carga das fundações, 34,2% dos informantes disseram que sim e 52% disseram que não. As omissões totalizam 13,8%.

4.5 Danos constatados em obras

Toda a região pesquisada foi percorrida para observações "*in loco*" e eventuais confirmações. Constata-se que a existência de trincas não é um fato dramático no Sul de Minas. Na verdade, verifica-se que alguns casos, alardeados como "graves", não passam de trincas difusas de dilatação ou concentração de tensões, provenientes de falhas construtivas ou de outros

materiais que não o solo de fundações. Algumas cidades apresentam problemas mais contundentes. Coincidentemente, a maior parte delas encontra-se assentada em sedimentos modernos pontuais (Pouso Alegre, Itajubá, São Lourenço, Caxambu, Lambari). Várias construções com problemas foram localizadas em Pouso Alegre, pertencente à formação quaternária do Vale do Sapucaí, sendo um edifício de 4 pavimentos o de maior porte. No entanto, a perfuração de inúmeros poços artesianos na cidade, em um determinado bairro, está associada simultaneamente com o surgimento de trincas por recalques diferenciais. Ainda nesta mesma cidade, verifica-se um caso bastante raro de recalque de 50cm em um outro edifício de 4 pavimentos devido a falhas no estaqueamento. Em Lavras, os recalques estão concentrados numa ou outra região devido ao caráter colapsível do solo superficial da unidade pedológica Latossolo Roxo. É muito duvidoso informar se a colapsibilidade dos solos de fundações da região é um fato freqüente ou não, por falta de ensaios de laboratório específicos para este fim.

4.6 A formulação de um conceito sobre a prática de fundações na região do Sul de Minas

Uma observação mais aguda sobre os principais resultados desta pesquisa permite formular um quadro geral bem identificado, que servirá de orientação para a implantação do campo experimental, de modo a testar os elementos de fundação e a contemplar o porte das construções no momento atual, sem perder de vista as perspectivas que se desenham no cenário de verticalização intensiva das cidades, esperado para um futuro próximo. O diagnóstico é:

- a) O número de sondagens é insuficiente, com base no grande percentual dos informantes que afirmam não haver exigência do SPT para execução de projeto de fundações. É estimulante pensar, sob este enfoque, que o pequeno número de empresas atuando na região, dimensionado em função da demanda restrita, acena para possibilidade de ingresso de novas empresas concorrentes, com melhor capacitação técnica e destituída de alguns vícios operacionais e de apresentação de resultados que serão oportunamente enfatizados no Capítulo 5.
- b) Todas as cidades do Sul de Minas (exceto Poços de Caldas) ainda estão com nível populacional inferior a 100.000 habitantes, o que justifica o grande número de construções unifamiliares de 1 e 2 pavimentos e as fundações rasas. A presença do NA bastante profundo e a quase ausência de impenetrável em profundidades inferiores a 10m estimula a difusão dos tubulões a céu aberto em um grande número de cidades e, como alternativa para pequenas cargas dos menores edifícios, as estacas Strauss estão muito à frente das demais. Assim, o tripé SAPATAS-TUBULÕES-ESTACAS STRAUSS constitui o domínio majoritário das fundações regionais, ficando todas as demais formas como meras exceções.
- c) Detecta-se, com grande nitidez, que um dos problemas críticos da Engenharia de Fundações na região Sul de Minas está no número inexpressivo de empresas da própria região. Isto ocorre porque o hábito de morar, impregnado na cultura sul-mineira, não é compatível com os

condomínios verticais; como consequência, as baixas cargas existentes nas construções de pequeno porte são um primeiro entrave para a fixação de firmas especializadas em fundações. Os casos excepcionais são resolvidos através da contratação dos serviços de empresas de Belo Horizonte, Campinas ou São Paulo, cuja falta de identidade com as particularidades da região não as estimula a investir em estudos mais aprofundados e nem na reunião de uma documentação que permita estabelecer correlações dentro do tema.

- d) Danos estruturais em construções nesta região podem ser considerados como evento raro, pelo que se depreende de observações diretas e de informações obtidas da pesquisa.

4.7 A Análise de projetos estruturais da região

A análise de carregamentos de edifícios da região foi feita com base nos dados obtidos de 43 projetos estruturais, provenientes de 8 cidades, com número de pavimentos variando de 3 a 9 (sendo $n = 4$ o mais freqüente).

Os dados-fonte foram os seguintes: área de projeção da construção, distribuição das cargas por pilar (considerando-se as posições relativas de bordo, centro e canto) e o número total de pilares.

Considerou-se como parâmetros de interesse nesta análise:

- a) % de pilares de canto, borda e centrais em relação à totalidade;
- b) densidade de pilares em relação à área de projeção;
- c) amplitude relativa de carregamento, definida por:

$$A = (Q_{\text{máx}} - Q_{\text{mín}})/Q_{\text{máx}}$$

Neste caso, além da consideração da carga média Q_m (totalidade dos pilares), foi feita também a separação para pilares de canto, de borda e centrais.

- d) carga por m^2 x pavimento, definida por:

$$q = \frac{\sum Q_i}{A \cdot n} \quad (4.1)$$

Como resultado, tem-se que:

- 1) Os calculistas mais confiáveis (os que gozam de melhor reputação nos meios técnicos regionais) têm projetos com pouca repetitividade nas cargas, pouca variação nos parâmetros "q" e densidade = n° de pilares/ m^2 .
- 2) A carga média dos pilares é de 562 kN, com desvio padrão de 319 kN.
- 3) A taxa de ocupação de pilares na área projetada, tem média de $10,5 m^2$ / pilar com desvio padrão de $2,57 m^2$ /pilar.

- 4) Pilares de canto representam, em média, 22% do número total de pilares (desvio padrão de 8,4%); pilares de borda e centrais, respectivamente, representam 44% (desvio padrão de 5,8%) e 34% (com desvio padrão de 8,5%).
- 5) a carga média por m^2 x pav. é de $1,25 \text{ t/m}^2$ x pav. (ou $12,5 \text{ kPa/pav.}$), com desvio padrão de $0,35 \text{ t/m}^2$ x pav. (ou $3,5 \text{ kPa/pav.}$).
- 6) o parâmetro "q" correlaciona-se muito pobremente com o número de pavimentos, através do modelo de regressão linear (melhor ajuste):

$$q = 1,52 - 0,058.n \text{ (t/m}^2 \text{ .pav.)}, \text{ com } r = -0,371 \quad (4.2)$$

- Nesta constatação, está embutida a não-seletividade de projetos para análise. Constata-se a existência de projetos racionais e enxutos, com $q = 0,98 \text{ t/m}^2$ x pav. até os projetos (provavelmente) anti-econômicos, com $q = 1,95 \text{ t/m}^2$ x pav.
- 7) Por outro lado, a carga média Q_m tem bom ajuste (linear) com o número de pavimentos:

$$Q_m = -71,2 + 135,7.n \text{ (kN)}, \text{ com } r = 0,970 \quad (4.3)$$

4.8 A tendência de verticalização das cidades sul-mineiras

Na Tabela 4.4, apresentada a seguir, está refletida a verticalização de três cidades, podendo-se inferir que, de fato, a década de 90 representa uma inflexão definitiva na direção dos edifícios de médio e grande porte, fixando, portanto, os benefícios e as conveniências da definitiva instalação da construção civil como indústria.

Tabela 4.4 Verticalização de cidades no Sul de Minas. (FONTE: Secretarias Municipais de Obras e Planejamento)

Cidade	Nº de Edificações											
	Mais de 10 pav.				De 6 a 9 pav.				De 3 a 5 pav.			
	1975	1980	1985	1993	1975	1980	1985	1993	1975	1980	1985	1993
Varginha	-	-	2	12	-	-	2	10	1	15	30	134
S.S.do Paraíso	-	2	7	14	-	1	2	6	2	6	19	19
P. Alegre	?	?	?	37	?	?	?	65	?	?	?	359

NOTA: As demais Prefeituras, embora formalmente solicitadas, não prestaram informações a respeito.

5. O RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO DO SUL DE MINAS

5.1 A definição do problema

- a) O sub-solo de Lavras e, mais ainda, do campo experimental da UFLA, poderia de fato representar a região?
- b) Ao pretender fazer um esboço generalizado sobre as fundações da região, não seria por demais inverídico fazê-lo com base em uma pesquisa pontual, ainda que fosse refinada?

Indagações como estas são, realmente, muito inquietantes. E, por essa via, foi então tomada a decisão de buscar novos valores de julgamento:

- estudar o conjunto das profundidades do NA das cidades investigadas
- estudar o conjunto dos valores de resistência SPT das mesmas cidades
- estudar o conjunto dos valores de profundidade do impenetrável nessas cidades
- estabelecer relações entre duas variáveis, onde cada conjunto de valores acima fosse relacionado com uma variável de interesse, sendo a profundidade a mais importante. Também seria, no mínimo curioso, para buscar um maior entendimento sobre o perfil de alteração do solo na região, relacionar as camadas (quantas? em que sucessão? que tipos de solo?) com suas espessuras.

Foi adotada a alternativa de se adotar a estatística convencional, trabalhando os dados em termos de medidas de tendência central. O esboço original do problema estatístico conduziu às seguintes sugestões:

- 1ª) produzir gráficos da variação do SPT com a profundidade. Das 3 possibilidades (para cada cidade estudada; para as mesmas rochas de origem; para toda a região), o estudo por cidade pareceu ser o mais sensato.
- 2ª) obtidas as médias e desvios-padrão do SPT, para cada profundidade e para cada cidade, seria possível: a) traçar um gráfico poligonal dos SPT médios com a profundidade; b) ajustar a melhor curva possível pelos pontos (N_i , z_i); c) estabelecer os limites de confiança, usando os valores ($\bar{X} - \sigma$), versus profundidade, seja pelo método da linha poligonal, seja por regressão.
- 3ª) definição do perfil mais representativo do solo, através da posição do NA e do topo do impenetrável (valores médios e incluindo os limites de confiança), bem como da sucessão das camadas e de suas espessuras mais prováveis.

5.2 Análise e tratamento estatístico dos dados: procedimentos

O banco de dados utilizado compreende 11.275 informações de SPT relativas às 16 cidades mais populosas da região.

Para as finalidades do estudo, foi então elaborado um mapa destinado a reunir as informações de interesse: localização da sondagem (cliente e endereço), SPT metro a metro, profundidade do NA e do impenetrável e descrição das camadas (ordenamento, classificação textural do solo e espessura) - para cada uma das cidades.

Esta rotina teve uma ligeira alteração, no caso de Lavras, onde por facilidades óbvias, cada furo pode ser identificado pelas coordenadas espaciais (x, y, z), visando, no futuro, um tratamento geoestatístico. Além do mais, como o *campus* da UFLA dispõe de um histórico de sondagens bem feitas (foram contratados, em diversas épocas, diversos sondadores de boa confiabilidade) e com alta concentração de furos, optou-se pela separação do estudo em Lavras em três partes: numa, os dados referem-se tão-somente às sondagens no *campus*; noutra, as sondagens referem-se somente às da cidade propriamente dita e, finalmente, os dados são misturados, possibilitando, assim, análises distintas.

De imediato, devem ser registradas duas observações que podem ser de interesse: há uma tradição regional de que a profundidade dos furos deve limitar-se a 20 metros, sendo muito raros os casos em que este limite é suplantado; e por, fim, registre-se que também faz parte desta tradição que o furo é interrompido quando se atinge um SPT igual a 50. Sem dúvida, são dois critérios sem nenhum fundamento, que ignoram, inclusive, as prerrogativas das NBR 6484/80 - que em seus itens 4.3.10 a 4.3.13 estabelece as condições do impenetrável - e NBR 8036/83, que indica procedimentos para programar a profundidade dos furos (item 4.1.2).

Entretanto, como o banco de dados não foi constituído seletivamente, estas duas considerações - que fazem parte da maioria das sondagens disponíveis - acabaram por se constituir em regulamentação. Deste modo, os eventuais dados de SPT para profundidades superiores a 20m foram ignorados e os valores de SPT superiores a 50, eventualmente registrados, não foram individualizados e sim considerados em um único grupo.

O tratamento estatístico destes dados, assim reunidos, consistiu da obtenção de médias e desvios-padrão dos SPT para cada metro, cidade por cidade. Médias e desvios-padrão do NA e do impenetrável constituíram estudo à parte. Para o estudo da sucessão das camadas, em cada cidade, foram considerados todos os tipos de solo descritos, obedecendo-se o critério de classificação e descrição apenas pelas duas frações principais. Camadas com descrição usando as três frações foram renomeadas para enquadramento nesta condição.

Completam o banco de dados um outro restrito conjunto de informações assim discriminado: uma sondagem CPT em São Sebastião do Paraíso, sem conjugação com o SPT; sondagem mista e provas de carga em Boa Esperança, em uma obra à beira do lago de Furnas, onde se constatou a existência de uma caverna em sedimentos cársticos (mais provavelmente) ou

embasamento calcáreo proveniente da Formação Grupo Canastra, bastante vizinha a esta cidade; ensaios completos de caracterização e de adensamento para execução de um aterro controlado em São Lourenço. Estes dados não serão utilizados neste estudo, por serem pontuais e pouco representativos.

5.3 O perfil característico

Com base nos dados analisados, pode-se compor a Tabela 5.1 para reunir as principais informações a este respeito, do modo como segue.

Uma ilustração mais esclarecedora sobre os números registrados na Tabela 5.1 pode ser acompanhada através das Figuras 5.1 a 5.6.

TABELA 5.1 Perfil característico do sub-solo das principais cidades do Sul de Minas

Cidade	Nº de furos	Nº de camadas	Perfil Característico				
			Prof. do NA (m)		Prof. do Impenet. (m)		Prof. Média dos Furos (m)
			Média	D. Padrão	Média	D. Padrão	
S. Lourenço	328	4	2,8	2,3	13,5	4,2	15,0
Machado	39	4	6,5	3,8	10,6	5,5	13,9
T. Pontas	64	3	3,9	5,0	11,3	3,7	11,2
Varginha	456	3	6,0	3,9	10,7	4,0	10,8
S.S. Paraíso	67	3	8,4	4,6	10,1	5,2	12,2
Guaxupé	84	2	4,1	3,8	15,4	4,8	14,9
Passos	125	3	7,8	0,9	11,9	2,9	12,1
Caxambu	79	4	1,1	0,9	18,2	4,1	14,9
Lavras	352	2	6,2	5,4	12,3	4,4	11,6
B. Esperança	49	4	1,1(*)	0,5	24,9	3,2	21,8
			13,7(**)	0,30			
Alfenas	65	3	- (***)	-	10,7	4,5	14,5
T. Corações	231	3	4,8	4,1	10,1	5,0	10,9

NOTAS: (*) Refere-se a sondagens na parte baixa da cidade, à beira do lago de Furnas

(**) Refere-se à parte alta da cidade.

(***) O NA não foi localizado em nenhuma sondagem, o que pouco significa, devido ao número de furos muito pequeno constantes no banco de dados.

FIGURA 5.1. Perfis mais representativos do sub-solo de algumas cidades do Sul de Minas.

FIGURA 5.2. Perfis mais representativos do sub-solo de algumas cidades do Sul de Minas.

FIGURA 5.3. Perfis mais representativos do sub-solo de algumas cidades do Sul de Minas.

FIGURA 5.4. Perfis mais representativos do sub-solo de algumas cidades do Sul de Minas.

FIGURA 5.5. Perfis mais representativos de cidades do Sul de Minas.

FIGURA 5.6. Perfis mais representativos de cidades do Sul de Minas.

Informações adicionais sobre a seqüência de camadas dessas cidades podem ser avaliadas através da Tabela 5.2.

TABELA 5.2 Seqüência de camadas no perfil e % de ocorrência.

Cidade	Nº Máx. de Camadas	% de ocorrência para um perfil de "n" camadas								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Alfenas	5	-	54	23	23	-	-	-	-	-
Boa Esperança	6	-	-	-	58	21	21	-	-	-
Guaxupé	5	-	29	29	29	13	-	-	-	-
Caxambu	6	-	5	-	29	66	-	-	-	-
Lavras	4	11	59	22	8	-	-	-	-	-
Machado	5	9	26	37	14	14	-	-	-	-
Passos	4	25	25	12	38	-	-	-	-	-
S. Lourenço	9	5	14	17	23	16	10	11	3	1
S.S. Paraíso	4	22	46	20	12	-	-	-	-	-
T. Corações	6	24	34	23	12	7	2	-	-	-
T. Pontas	4	25	44	19	12	-	-	-	-	-
Varginha	8	15	38	28	11	4	2	1	1	-

5.4. O sub-solo regional do ponto de vista de resistência à penetração

A análise das sondagens foi direcionada para os fins primários de obter, para cada cidade, um perfil médio da resistência dada pelo SPT, variável com a profundidade.

Para a definição do perfil de resistência, considera-se ainda - e muito oportunamente - a existência de correlações $N(SPT) \times z$, através de ajustamento de curvas.

Os resultados são apresentados na Tabela 5.3.

De um modo geral, o SPT (médio) acha-se muito bem correlacionado com a profundidade. A função potencial é a que melhor se ajusta na maioria dos casos, seguida da função linear.

As figuras 5.7 e 5.8 mostram, para algumas cidades, os valores médios dos SPTs variando com a profundidade, comparados com os ajustes por regressão (cf. a Tab. 5.3) e o limite inferior $\bar{X} - \sigma$ (à direita do qual podem ser esperados aproximadamente 85% dos valores).

As figuras 5.9 a 5.11 mostram alguns perfis representativos do sub-solo regional, de acordo com o universo pesquisado.

TABELA 5.3. Variação do SPT (médio) com a profundidade:

Cidade	Correlação															
	Linear = $N = A + Bz$				Logar.: $N = A + B \cdot \ln z$				Expo.: $N = A \cdot e^{Bz}$				Potencial: $N = A \cdot z^B$			
	A	B	r	cov.	A	B	r	cov.	A	B	r	cov.	A	B	r	cov.
Alfenas	4,99	1,09	0,892	38,20	-0,822	8,157	0,916	5,388	5,712	0,088	0,863	3,07	3,20	0,709	0,958	0,468
B. Esperança	3,64	0,51	0,813	17,96	0,45	4,05	0,882	2,677	3,54	0,08	0,820	2,714	2,1	0,63	0,910	0,411
Caxambu	-3,23	1,72	0,949	60,31	-9,03	11,28	0,852	7,449	1,37	0,18	0,88	6,337	0,67	1,24	0,83	0,816
Guaxupé	-2,16	1,86	0,914	58,74	-6,38	11,0	0,778	7,172	3,7	0,12	0,959	3,952	2,42	0,81	0,889	0,525
UFLA	3,67	1,03	0,879	35,55	-1,50	7,48	0,888	4,94	4,70	0,09	0,886	3,22	2,69	0,72	0,953	0,476
Lavras Exc.	6,36	1,42	0,868	49,77	-1,29	10,67	0,894	47,04	7,03	0,09	0,857	3,09	4,09	0,71	0,949	0,470
UFLA																
Tudo	7,76	1,06	0,796	37,03	0,81	8,53	0,882	5,634	7,42	0,08	0,810	2,701	4,25	0,65	0,932	0,427
Machado	5,31	0,77	0,915	26,83	1,90	5,41	0,887	3,574	6,19	0,066	0,903	2,30	4,40	0,487	0,919	0,322
Passos	-3,10	3,40	0,963	59,538	-7,43	16,58	0,869	9,938	4,19	0,19	0,965	3,291	2,90	0,99	0,938	0,592
S. Lourenço	2,06	1,20	0,973	42,08	-1,12	7,47	0,830	4,934	5,27	0,09	0,984	3,00	3,97	0,56	0,880	0,370
S.S.Paraíso	3,51	0,56	0,98	19,47	1,15	3,88	0,93	2,56	4,31	0,07	0,96	2,338	3,07	0,49	0,97	0,325
T.Corações	8,76	1,19	0,948	41,78	2,76	8,75	0,955	0,91	9,83	0,07	0,91	2,323	6,5	0,53	0,99	0,346
T. Pontas	-1,56	2,57	0,977	51,39	-6,84	13,89	0,924	8,5	2,87	0,20	0,919	3,95	1,52	1,19	0,969	0,728
Varginha	5,84	1,59	0,955	55,76	-1,95	11,58	0,953	7,646	7,57	0,09	0,910	3,88	4,38	0,71	0,976	0,470

FIGURA 5.7. Variação do SPT com a profundidade segundo os valores médios e por regressão de algumas cidades da região.

FIGURA 5.8. Variação do SPT com a profundidade, segundo os valores médios e por regressão. de algumas cidades da região

LOCAL: ED. JOSÉ GOMES NETO, S. SEBAST. DO PARAÍSO (MG.)

LOCAL: RUA DR. JOSÉ DE ALMEIDA NETO, s/nº, T. CORAÇÕES (MG.)

LOCAL: RUA IVAN CORREIA, s/nº, TRES PONTAS (MG.)

LOCAL: AV. RIO BRANCO, s/nº, VARGINHA (MG.)

FIGURA 5.9 Perfis de sondagem típicos de algumas cidades da região.

LOCAL: ALFENAS (M.G.)

Local: Boa Esperança

LOCAL: RUA MAJOR PENHA, 158, CAXAMBU (M.G.)

LOCAL: FORMIGA (M.G.)

FIGURA 5.10. Perfis de sondagens típicos de algumas cidades da região.

LOCAL: GUAXUPÉ COUNTRY CLUB GUAXUPÉ (M.G.)

LOCAL: ITAJUBÁ (M.G.)

LOCAL: RUA ÁLVARO BOTELHO s/nº CENTRO-LAVRAS (M.G.)

LOCAL: E.E.D. PEDRO I-MACHADO (M.G.)

FIGURA 5.11 Perfis de sondagens típicos de algumas cidades da região.

FIGURA 5.12. Mapa da região, destacando-se a Serra da Mantiqueira e o Rio Grande.

5.5 Observações *in-situ* da geologia e de perfis de alteração

A região estudada é fortemente marcada por dois notáveis acidentes geográficos: a Serra da Mantiqueira ao Sul (influenciando clima, relevo e vegetação) e o rio Grande e seus principais afluentes da margem esquerda, ao norte (Figura 5.12).

A Serra da Mantiqueira, seja através de sua espinha dorsal ou de seus contrafortes, está presente em quase toda a paisagem, exceto no vale do rio Grande e de seus afluentes, especialmente os rios Verde e Sapucaí. Trata-se de uma cadeia de montanhas de relevo já desgastado, com altitudes sempre superiores a 1.000 metros, mas não ultrapassando os 1.500 metros em sua parte ocupada por cidades constantes desta pesquisa (Figura 5.12)

Exceto numa pequena área correspondente ao planalto de Poços de Caldas, cujo embasamento é constituído por rochas do complexo alcalino, nas demais regiões ocupadas pela Mantiqueira a geologia é francamente pré-cambriana, com rochas pertencentes aos grupos Andrelândia, Paraíba e ao embasamento granito-gnaiss dividido (visto em pequena escala). Tais rochas, intrusivas, acham-se expostas em muitos pontos nas partes mais altas desta cadeia montanhosa, exibindo um variado painel de tonalidades e texturas, mas principalmente mostrando as marcas de um intenso metamorfismo, em duas ou mais fases, caracterizadas por falhas e dobramentos (Figura 5.13) ou por complexa evolução estrutural e metamórfica (Figura 5.14).

FIGURA 5.13. Exposição de rocha do Grupo Paraíba (rodovia Machado - Poços de Caldas).

FIGURA 5.14. Rocha do Supergrupo Barbacena, na região de Caxambu (MG).

A erosão que desgastou as montanhas e os diversos agentes transportadores, especialmente o fluvial, contribuíram para a formação de inúmeros vales com baixadas constituídas por material sedimentar e eventuais inclusões de solo orgânico. A colonização primitiva da região, baseada na garimpagem de ouro de aluvião, buscou concentrar-se em núcleos de povoamento nestas baixadas, ao longo dos pequenos cursos d'água. Algumas das cidades estudadas incluem-se nesta categoria. Por conseguinte, as condições geológicas de fundação nestas localidades refletem-se através de uma grande diversidade de solos, dependendo não só dos ciclos de deposição que selecionaram em vários graus os materiais transportados e condicionaram suas espessuras, mas também porque, sendo estes vales geralmente estreitos, forçaram a expansão para áreas colinosas com características diferentes (solos residuais). Exemplifica-se com as cidades de Pouso Alegre, Itajubá, São Lourenço, Caxambu e muitas outras que não comparecem na pesquisa.

É portanto, a combinação destas duas procedências de solo que favorece, parcialmente, a grande dispersão verificada nos SPTs, conforme analisado no item anterior. Por conseguinte, mesmo a mais sólida experiência regional pode falhar.

A origem dos sedimentos modernos na região é de transporte localizado, ocupando áreas muito restritas. Uma exceção seria o vale do Sapucaí, que representa, assim mesmo, uma baixa participação percentual da área regional.

Alguns indícios de retrabalhamento intenso podem ser percebidos em vários pontos, onde se nota a presença de uma linha de seixos, ora arredondados, ora sub-angulosos, separando zonas de materiais lateríticos e saprolíticos (ou não-lateríticos, para maior precisão de linguagem). Na região de Machado tal fato pode ser observado com certa frequência, o mesmo acontecendo na rodovia Lambari-Careaçu. Neste último caso, como em outros aliás, o material anguloso denota pouca movimentação e tanto pode significar uma deposição coluvionar como pode ser grãos centrimétricos de quartzo liberados da rocha de origem e permanecendo em sua mesma posição sem nenhum transporte.

Um perfil de alteração típico é aquele onde a camada de topo, laterizada, passa repentinamente para solo não-laterítico, bastante susceptível à erosão. Nota-se amiúde que o material da segunda camada contém caolinita em abundância, denunciando a provável gênese do solo em relação à rocha de origem, rica em feldspato potássico (granito ou gnaiss).

Em Poços de Caldas, a presença de matacões em baixas profundidades é um dos fatores condicionantes na escolha do tipo de fundação. Engenheiros muito experimentados em construções nessa cidade atestam peremptoriamente que as fundações são problemáticas em função desta possibilidade e da grande variabilidade do sub-solo local. Infelizmente, o banco de dados não inclui informações capazes de confirmar estas afirmativas formalmente.

Outra constante na paisagem regional são os taludes expondo um perfil onde, em vez de acamamentos horizontais, a diferenciação dos materiais acha-se orientada por faixas ou zonas erráticas, às vezes sub-verticais.

A cidade de Lavras é um exemplo radical dessa diversidade. A foto da Figura 5.15, tomada em um corte a cerca de 150m do Rio Grande (gnaisses leucocráticos, de metamorfismo regional) exhibe uma espetacular orientação de veios de caulim, intercalados com materiais mais resistentes. É interessante notar que este perfil, mesmo sendo atípico, representa muito bem o que pode acontecer em um projeto de fundações que, considerando furos verticais, terá resistências completamente variáveis, ponto a ponto, em uma mesma profundidade.

FIGURA 5.15 Solo de alteração de gnaisses, próximo ao Rio Grande (Lavras).

As recentes obras de duplicação da Fernão Dias representam um fabuloso corte geológico ao longo do eixo de simetria N-S do Sul de Minas e infelizmente muito mal explorado em pesquisas, já que isto não interessa às empreiteiras e tampouco seduz as instituições universitárias, por carência de investimentos.

No entanto, a simples observação das obras mostra a formidável síntese dos principais aspectos geotécnicos realçados neste capítulo. Observe-se (Figura 5.16) a variação na espessura do topo laterizado, provavelmente devido a processos erosivos, mas podendo também ser proveniente de uma drenagem diferenciada. No material residual do centro dessa foto, pode-se notar resquícios de fraturamento e início de erosão em uma parte mais susceptível ao fenômeno (caolinização ou zona de maior movimentação geotécnica). Veios de caulim em posição sub-vertical mostram claramente a importância do metamorfismo regional neste tipo de solo.

Para observações de taludes, foram percorridas as rodovias que interligam as diversas cidades estudadas da região, conforme o mapa da Figura 5.17.

FIGURA 5.16 Corte recentemente observado nas obras.

FIGURA 5.17 Malha rodoviária do Sul de Minas onde foram feitas observações.

5.6 Análise das características do solo regional

Por fim, serão discutidos os importantes aspectos da litologia, geomorfologia e resistência à penetração, necessários para dar um suporte mais confiável a respeito dos solos de fundações da região.

A complexidade litológica das formações metamórficas tem considerável influência nesta análise, não só porque é responsável pela grande variabilidade espacial dos perfis, mas também porque mascara as previsões feitas para os solos localmente transportados, nas pequenas áreas baixas das cidades envolvidas neste estudo.

Some-se a esta complexidade a extensão das bacias de captação, com centenas de quilômetros quadrados, no caso das áreas sedimentares neocenozóicas e contemporâneas dos vales do Sapucaí e Verde, onde o material sedimentado está correlacionado a uma variada gama de matrizes, dissociando-se totalmente do ambiente primário.

Sedimentos quaternários oriundos de rochas pré-cambrianas são essencialmente diferentes daqueles formados a partir de rochas sedimentares, como frequentemente ocorre na Bacia do Paraná. No presente caso, tais coberturas são dispersas e de pequenas áreas - mas nem por isso menos decisivas sob o aspecto de fundações -, sendo, inclusive, muito numerosos os depósitos coluviais. Exemplo digno de registro são as chamadas coberturas diferenciadas, contíguas aos depósitos aluviais mais expressivos, geralmente sob a forma de colinas de perfis convexos bastante suaves, capeando interflúvios (como se vê em Machado, Boa Esperança, Paraguaçu e Pouso Alegre).

Freqüentemente se constata a existência de uma linha de seixos, observada em taludes rodoviários, com um espesso capeamento de latossolo vermelho-escuro, sobre o qual se desenvolve vegetação de cerrado. Há casos onde este embasamento clástico é sucedido, da base para o topo, de camadas de argila variegada, com espessuras que chegam a uma dezena de metros.

Dentro do Complexo Lavras, pré-cambriano indiviso, é muito comum encontrar-se o gabro encaixado nas rochas dominantes, geralmente um membro da família dos gnaisses. Este material dá origem à terra roxa estruturada, de pH ligeiramente ácido, bastante plástico e de caráter argiloso.

Na extensa área do reservatório de Furnas, estudada pelo Centro Nacional de Ensino e Pesquisas Agronômicas (CNEPA), verifica-se predominância nos processos de latolização e podzolização na formação dos solos, mas não há razão para se supor que tais processos não se estendam à maior porção do Sul de Minas. Na latolização, os minerais ferromagnesianos menos resistentes (anfíbólios, piroxênio e mica-biotita), os feldspatos e as micas potássicas (muscovita e sericita) se decompõem rapidamente, havendo uma remoção seletiva dos produtos de decomposição, com ênfase para a sílica. Onde o processo progrediu até seu curso final (solos maduros), a camada é espessa e o solo é inerte, isto é, não mais susceptível

de transformações mineralógicas. São característicos nas regiões de relevo ondulado. Entretanto, além do relevo, também o tempo de intemperismo é um requisito importante na produção dos latossolos.

No estágio intermediário entre o latossolo e o litossolo (estágio de incipiência onde o material de origem encontra-se praticamente preservado), é que têm lugar os podsolos, cujos exemplares regionais mais comuns são os do tipo vermelho-amarelo e a terra roxa estruturada. Os núcleos urbanos de Lavras, Varginha, Alfenas e Três Pontas são generosamente contemplados com estes dois tipos.

A principal característica física que pode ter relacionamento com as fundações nestes exemplos fornecidos é a análise da fração silte, quase ausente nos latossolos e muito marcante nos solos podzólicos. Valores de K_i (relação de $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$) entre 1,4 e 2,2 são também indicativos de podzólicos formados a partir de gnaisses.

Esta exposição prévia certamente facilitará algumas conclusões sobre a análise mais importante, que a seguir se fará sobre o SPT, através de tabelas de frequência, histogramas, médias, desvios padrão, coeficientes de variação e de assimetria e testes qui-quadrado. Há uma visível correlação entre SPT e grupos de solos genética e geomorfologicamente identificados, podendo-se esperar que as cidades com mesmas rochas de origem e solos com similares processos de formação, tenham também os SPTs bem correlacionáveis. É a partir desta hipótese que os dados apresentados anteriormente foram retrabalhados de modo mais objetivo, para facilitar conclusões e análises. Os procedimentos podem ser assim resumidos:

a) separação dos dados em 3 grupos de localidades:

Grupo 1: *campus* da UFLA, Lavras, Varginha, Machado, Três Pontas, Alfenas e Guaxupé.

Grupo 2: São Lourenço, Três Corações, Caxambu e Boa Esperança

Grupo 3: São Sebastião do Paraíso e Passos

b) para atender aos interesses desta pesquisa, os valores de SPT foram limitados ao máximo de 30 (evitar a influência dos extremos sobre a média e desvio padrão) e profundidade máxima de 7 metros (possibilitando o estudo da capacidade de carga das fundações típicas).

c) para cada profundidade, foram calculados os valores da média, desvio padrão, moda, mediana e os coeficientes de variação e de assimetria.

Na Figura 5.18 é possível verificar o que acontece com o valor médio dos SPTs aumentando-se a população (incrementando o número de cidades, ordenadas de acordo com a sequência dos grupos vistos no item "a"). Por "número de cidades" entende-se a acumulação dos dados das "n" primeiras cidades na ordem apresentada.

Observa-se nesta Figura que há um comportamento bem definido e sistemático. Os SPTs de Varginha são geralmente superiores aos da região e, ao incluí-los na análise, valores de pico são notados em todas as profundidades. A posterior inclusão dos SPTs das outras localidades do Grupo 1 repõem os valores médios ao patamar característico do Grupo (exceto o 1º

ponto, representativo dos SPTs do campus da UFLA, atípicos da região, inclusive em relação a Lavras).

O Grupo 2, bem representado por São Lourenço (incluído no ponto 8), engloba as cidades com terrenos predominantemente sedimentares e com valores mais baixos do SPT, camadas moles de espessuras irregulares encontradas entre 3 e 7 metros, NA raso e material pouco selecionado distribuído em grande número de camadas de modo errático. Condições de fundações são aí mais complicadas do que nos demais municípios. Além de São Lourenço, Caxambu, Três Corações e Boa Esperança, cidades não incluídas no estudo por falta de dados podem se enquadrar nesta análise, sendo importantes os exemplos de Pouso Alegre, Itajubá, Santa Rita do Sapucaí e Lambari. Note-se o seguinte: a escala vertical não pode ser tomada como definitiva na figura 6.18 por causa de um inconveniente nesta análise, que é a influência das cidades anteriores nos valores calculados para cada cidade.

FIGURA 5.18 Variação do SPT médio com o aumento do número de dados.

Finalmente, são analisados os SPTs do Grupo 3, representado pelas cidades de São Sebastião do Paraíso e Passos. São localidades fora do perfil regional, tanto pela variedade litológica (que as aproxima mais do comportamento esperado em cidades como Franca, Mococa e Batatais), quanto pelas formas de relevo. As médias dos SPTs mostram que, em termos de fundações, aproximam-se bastante do comportamento das localidades do Grupo 2, mas com a importante excessão do NA e granulometria, bem diferentes.

Na Figura 5.19 é mostrado o Coeficiente de Variação (desvio padrão/média) em três profundidades, variando com o aumento ou inclusão de cidades na análise. As mesmas conclusões extraídas da análise da Figura 6.18 aqui se confirmam quanto ao marcante comportamento característico dos grupos, com a já comentada exceção do *campus* da UFLA. As localidades do Grupo 1 apresentam menor variabilidade, o que pode ser identificado também como uma maior confiabilidade em projetos de fundação com base em fórmulas empíricas dependentes do SPT. Esta conclusão não é fortuita: na etapa de reconhecimento das cidades estudadas, foi verificado que danos estruturais, quando constatados, estão sempre associados às cidades enquadradas nos grupos de maior dispersão, particularmente o grupo 2 e no *campus* da UFLA.

FIGURA 5.19. Variação de C.V. com o aumento de dados de SPT.

Em conjunto, as análises precedentes remetem a duas indagações inevitáveis: 1) o solo de fundação pesquisado no campo experimental pode representar, em média, os solos do Sul de Minas? 2) qual o risco em se fazer uma recomendação ampla para ser tomada como diretriz de projetos, como, por exemplo, propor as correções e ajustes posteriores (feitos nas equações 12.1, 12.2, 12.7 e 12.8)?

Antes de um posicionamento final a este respeito, é prudente que se faça algumas reflexões. Para a primeira indagação, a análise da Figura 5.20 é bastante sugestiva. Por simplicidade, foram omitidas as retas ajustadas aos pontos (SPT x profundidade) para cada grupo. Recorde-se que os ajustes lineares são muito bons para todas as cidades estudadas na região. As equações que melhor representam estas variações são:

$$\text{UFLA: } \bar{N} = 1.73 + 1.14z; r = 0.965 \quad (5.1)$$

$$\text{GRUPO 1: } \bar{N} = 2.23 + 1.54z; r = 0.980 \quad (5.2)$$

$$\text{GRUPO 2: } \bar{N} = 3.02 + 0.75z; r = 0.965 \quad (5.3)$$

$$\text{GRUPO 3: } \bar{N} = 2.71 + 0.89z; r = 0.927 \quad (5.4)$$

$$\text{TODOS: } \bar{N} = 2.85 + 1.18z; r = 0.986 \quad (5.5)$$

Observe-se que os parâmetros A e B da equação 5.1 não coincidem com os obtidos na Tabela 5.3 tendo em vista a exclusão dos valores de SPT não representativos da região do campo experimental.

FIGURA 5.20. Variação do SPT médio com a profundidade no local da pesquisa e em toda a região.

Vê-se assim que as fundações projetadas com base nas pesquisas feitas no campo experimental, até a profundidade de 7 m, representam de modo algo conservador a região como um todo. Uma análise quantitativa mais detalhada pode ser feita e traduz-se nos seguintes números: as dimensões (análise só para fundações rasas) serão superiores em aproximadamente 30% em relação à região toda e 33%, 13% e 12% em relação às localidades dos grupos 1, 2 e 3, respectivamente.

Uma constatação deste tipo remete à óbvia conclusão de que a experiência regional não se aplica às fundações rasas das edificações do *Campus* da UFLA, pois seria o equivalente a tomar o caminho inverso, que parte de valores mais arrojados no sentido dos mais

conservadores. Uma tal conclusão pode explicar, parcialmente, a existência de danos já comentados anteriormente. O caráter colapsível do solo e, possivelmente, erros de projeto e/ou de estimativa de cargas são causas adicionais.

A segunda indagação é mais preocupante, já que envolve a dispersão dos SPTs e, por conseguinte, a segurança das obras.

A análise estatística dos dados de SPT, organizados em intervalos de classe unitários, mostram uma forte assimetria nas distribuições, sistematicamente desviadas à direita, freqüentemente bimodais e/ou, raramente, multimodais. Esta constatação, infelizmente, constitui-se em sério obstáculo para a análise probabilística, tendo criado impedimento absoluto para responder a esclarecedoras questões como estas:

- a) qual a probabilidade de se ter SPTs de sondagens em um conjunto de dados aleatoriamente escolhido em determinada cidade, que sejam inferiores à média menos 1 desvio padrão?
- b) em quantas amostras aleatórias de 10% dos furos, em certa região ou cidade, pode-se esperar SPTs entre limites previamente estabelecidos?
- c) através de uma única amostragem, fazer a estimativa dos parâmetros de toda a população de uma cidade ou região, com intervalos de confiança de 95% e 99%.
- d) estabelecer a equação de uma reta representativa dos pares $(\bar{N}, z)$ que contenha, à sua direita, mais de 90% de todos os valores de SPTs da cidade, grupo ou região.

Particularmente, a última questão apresenta notável interesse prático e, portanto, foi exaustivamente tentada uma razoável solução. Por fugir completamente da normalidade, comprovado por testes de aderência, foram sucessivamente testadas as hipóteses de agrupamento de valores de SPTs em intervalos de classe maiores (por exemplo, de 0-4, 4-8, etc.), fazendo-se combinações diversas entre 3 cidades, uma tirada de cada grupo e assim por diante.

Perante esta dificuldade, foi feita uma comparação entre o esperado e o observado, onde a previsão de 85% ou mais de valores acima foi feita como se as populações se comportassem normalmente. A Tabela 5.4 mostrada a seguir indica que a quantidade de valores à direita destas retas de 85% está muito aquém da previsão, constatação plausível para distribuições assimétricas com modas muito baixas.

Para o fechamento destas análises, não se pode questionar que a formulação de uma diretriz que oriente os projetos de fundações na região Sul de Minas deve ser conservadora, baseando-se nos seguintes pontos:

- 1º) Em hipótese alguma deve-se dispensar a realização de sondagens de SPT para qualquer construção com 2 ou mais pavimentos. Neste sentido, deve ser estimulada uma mobilização de associações junto aos órgãos municipais para inclusão desta exigência nos códigos de obras.

TABELA 5.4. Porcentagem de valores de N acima de 85% de confiança.

Localidades	Limite inferior para 85% de valores acima (Previsão)	Observados (%)
UFLA	$\bar{N} = 1,05 + 1,14z$	40%
GRUPO 1	$\bar{N} = 1,63 + 1,54z$	47,6%
GRUPO 2	$\bar{N} = 2,48 + 0,75z$	46,7%
GRUPO 3	$\bar{N} = 1,98 + 1,19z$	31,0%
TODA A REGIÃO	$\bar{N} = 2,2 + 1,18z$	48,0%

2º) Devido à comprovada dispersão de valores em áreas muito restritas e à grande heterogeneidade dos solos, deve ser observado que, mesmo a existência de sondagens e fundações bem sucedidas nas vizinhanças, não dispensam a exigência anterior.

6 ASPECTOS DESCRITIVOS DA REGIÃO SUL DE MINAS

6.1 Um enfoque global sobre a região

6.1.1 - A localização privilegiada

A posição favorável da região em relação às três maiores capitais brasileiras é bem ilustrada pelos dados da Tabela 6.1 abaixo, com destaque para a cidade de São Paulo.

TABELA 6.1 Distância rodoviária das principais cidades sul-mineiras ao Rio de Janeiro, São Paulo e Belo Horizonte (*)

Cidade	Distâncias (km)			Soma
	SP	RJ	BH	
Poços de Caldas	330	470	460	1260
Varginha	325	395	310	1030
Passos	385	630	385	1400
Pouso Alegre	202	360	384	946
Itajubá	260	305	447	1012
Lavras	380	440	219	1039
Três Corações	310	380	289	979
Alfenas	304	460	378	1142
São Sebastião do Paraíso	445	670	407	1522
Três Pontas	355	425	277	1057
Guaxupé	445	565	488	1498
Boa Esperança	390	460	283	1133
Machado	400	475	380	1255
São Lourenço	395	285	387	1067
Santa Rita do Sapucaí	245	345	406	996
Caxambu	360	295	361	1016
Totais	5541	6960	5861	18351
Médias Individuais	346	435	366	1147
Média Regional (**)	-	-	-	382

NOTAS: (*) FONTE: Instituto de Desenvolvimento Industrial de Minas Gerais (INDI), 1977

(**) O número representa a equidistância média das 16 cidades estudadas em relação às três capitais.

6.1.2 - Perspectiva de desenvolvimento regional, a curto prazo

A duplicação da rodovia Fernão Dias, ora em processo de andamento, é um fato alentador, conjuntamente com sua distância relativa a São Paulo. De fato, pode-se comprovar uma nítida relação de desenvolvimento industrial com estes dois eventos, como ilustrado pela Figura 6.1, onde se mostra uma comparação do nível de industrialização de cidades situadas ao longo de três eixos de desenvolvimento.

FIGURA 6.1 - Comparação do nível de industrialização entre os três eixos rodoviários (FONTE: INDI, 1977).

6.2 O sul de Minas em números: aspectos de clima e relevo

Tomando-se por base apenas os 16 municípios de maior população escolhidos para este estudo, pode-se definir a região como possuidora de um clima invejável, com temperaturas anuais apresentando diferenças muito pequenas entre máximas e mínimas e com valores extremos otimamente toleráveis. (Tabela 6.2).

TABELA 6.2 Dados sobre clima e relevo da região Sul de Minas

Município	Área (km ²)	População (*)	Ind. Pluv. Anual (mm)	Altitude (m)		Temp. An.			Relevo (%)		
				Máx.	Mín.	Méd	Máx.	Mín.	Plano	Ond.	Mont
P.de Caldas	533	110.152	1695	1575	943	19.9	24,5	13,2	7	57	36
Varginha	421	88.034	1427	1153	868	21.2	26,7	14,0	4	80	16
Passos	1244	84.515	1564	1184	674	21.3	26,0	15,6	30	50	20
P. Alegre	541	81.768	1322	1347	810	20,8	26,5	14,2	30	60	10
Itajubá	281	74.617	1375	1827	895	21,3	27,2	13,5	10	12	78
Lavras	537	65.858	1473	1259	822	21,2	27,8	13,5	15	55	30
T. Corações	826	57.037	1406	1210	826	20,8	26,5	14,1	10	70	20
Alfenas	702	52.933	1500	888	768	20,8	26,5	14,1	10	80	10
S.S. do Paraíso	838	49.079	1238	1183	894	21,3	26,0	15,6	8	74	18
Três Pontas	663	45.758	1535	1208	818	21,2	26,7	14,0	20	60	20
Guaxupé	294	39.684	1200	1142	776	21,6	26,2	16,6	10	65	25
B. Esperança	620	32.962	1200	1392	775	22,0	27,8	14,0	20	70	10
Machado	595	30.624	1388	1310	835	21,2	26,7	14,0	10	50	40
São Lourenço	51	29.509	2084	1352	947	20,7	26,8	12,3	10	30	60
S.R. do Sapucaí	341	26.333	1416	1494	881	21,3	27,2	13,5	15	65	20
Caxambu	84	19.467	1428	1257	863	20,6	25,9	13,0	25	40	35
TOTAIS	8571	888.330	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MÉDIAS	-	-	1453	1299	837	21,1	26,6	14,1	14,6	57,4	28
%	16,6	36,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-

FONTES: (*) Conforme FIBGE, 1991; as demais informações procedem do Instituto de Geociências Aplicadas-IGA/CETEC.

Justifica-se, mais uma vez, que a necessária relação da Fernão Dias com o Rio Grande e a Mantiqueira constituem uma feliz associação de acontecimentos que emprestam uma genuína identidade ao Sul de Minas.

6.3 Dados geológicos

Para estudar os parâmetros do solo em grandes áreas, como é o caso da região Sul de Minas, a adoção de "unidades geotécnicas" parece ser uma postura interessante, tal como indicado por DIAS et al. (1985).

É possível seguir, para esse modelo, uma metodologia simplificada, constando dos seguintes passos:

- 1^o) estudos preliminares, investigações de campo, ensaios de laboratório, provas de carga, etc. levantados através de um banco de dados previamente constituído. Com estes estudos, adicionados a informações complementares (dados topográficos e geológicos) pode-se caracterizar uma certa área dentro da unidade pedológica ou geotécnica estudada.

- 2º) preparação de mapas ou gráficos que reflitam as propriedades dos solos dentro dessas unidades, através de isolinhas, permitindo estimar: a) camadas e suas espessuras; b) heterogeneidade vertical; c) profundidade do NA; d) estrutura (*macrofabric*); e) mineralogia; f) cor; g) distribuição granulométrica; h) plasticidade; i) caracterização química; j) outras indicações da unidade
- 3º) analisar estatisticamente os dados de sondagens existentes dentro de cada unidade para estabelecer os valores mais prováveis de resistência à penetração. Se possível, será interessante a existência de algumas sondagens sob supervisão para controle dos resultados
- 4º) indicar a previsão de propriedades geotécnicas de interesse, para cada unidade, utilizando-se correlações confiáveis em condições similares.

Embora específicos para fundações, há registros de casos onde é utilizada a variabilidade espacial com base em tratamento estatístico de dados que servem para definir as características médias mais importantes, a partir de relatórios de sondagens (EVANGELISTA et al. 1977) e de provas de carga (GENEVOIS, 1991).

A base do presente trabalho será a utilização de sondagens SPT. As informações recolhidas a respeito da Geologia Regional serão muito úteis não só para melhor interpretar os dados recolhidos, principalmente dos relatórios de sondagens, mas também para organizar um conjunto de estudos, levados a efeito em épocas diferentes e por especialistas pouco relacionados com a região Sul de Minas.

A base dos estudos preliminares é o Mapa Geológico do estado de Minas Gerais, na escala de 1:1.000.000, a partir do qual pode ser extraída a porção correspondente ao Sul de Minas (Figura 6.2). Este mapa foi apresentado com ressalvas e precauções pela equipe de trabalho que o elaborou: "a divisão em unidades estratigráficas, a determinação da ordem de sucessão dessas unidades e o seu mapeamento, em áreas polimetamórficas que sofreram intensos processos tectônicos, particularmente em escudos cristalinos, são problemas intrincados e as determinações geocronológicas realizadas nas últimas décadas mostraram que, mesmo em países desenvolvidos, onde constantes estudos e sucessivos mapeamentos foram feitos, os métodos clássicos falharam várias vezes na tentativa de resolvê-los". Na ausência de um Mapa Litológico, recorre-se com frequência ao lançamento de dados interpretativos para a confecção de um Mapa Geológico, que se mostra conservador nos pontos onde a equipe defrontou com informações anteriores discordantes, principalmente com relação à forma e à posição dos contactos. Caracterizando esse estado de prudência, o critério da prioridade na nomenclatura também foi observado; também o foi ao evitar fazer correlações, mesmo quando elas se mostravam sugestivas, mas insuficientemente comprovadas. No escudo cristalino, a associação entre algumas idades e unidades estratigráficas mapeadas apresenta-se duvidosa, conforme a equipe de trabalho.

FIGURA 6.2 Mapa Geológico da região Sul de Minas (Esc. 1:1.000.000)

As diversas áreas, pertencentes a distintas formações, foram planimetradas, com erro de fechamento de 0,5%, compensado no final dos cálculos. Os dados obtidos estão relacionados na Tabela 6.3 apresentada a seguir, devendo ser notado que as três principais formações correspondem a mais de 70% da área total do Sul de Minas. Note-se, igualmente, que, dos 16 municípios selecionados para este estudo, nada menos que 13 estão situados nelas, o que lhes confere uma importância singular (embora deva ser notado que a cidade de maior porte regional esteja situada nos complexos alcalinos).

TABELA 6.3 As diversas formações geológicas do Sul de Minas (*)

Formação	Área (km ²)	%	Nº de Municípios (**)
- Embasamento granito/gnáissico indiviso	15.314	29,7	5
- Grupo Paraíba	13.247	25,4	6
- Grupo Andreilândia	7.822	15,1	2
- Grupo Canastra	3.700	7,2	-
- Grupo São João Del Rei	3.272	6,3	-
- Grupo Araxá	2.426	4,7	1
- Basalto Serra Geral	1.472	2,8	1
- Grupo Barbacena	1.298	2,5	-
- Arenito Botucatu	815	1,6	-
- Rochas Ígneas Ácidas	732	1,4	-
- Idem. complexos alcalinos	696	1,3	1
- Grupo Tubarão	517	1,0	-
- Quaternário (Cenozóico)	244	0,5	-
- Rochas ígneas metaultrabásicas	70	0,1	-
- Grupo Itacolomi	50	0,1	-

NOTAS: (*) FONTE: Instituto de Geociências Aplicadas (IGA/CETEC), Mapa Geológico do Estado de Minas Gerais, escala de 1:1.000.000, 1978

(**): O número de municípios dentro de cada formação corresponde àqueles selecionados para este estudo.

6.3.1 O quadro geotectônico do sul de Minas

É caracterizado pela presença de dois grandes blocos crustais:

- a) a Sul: bloco cavalgante São Paulo, constituído pelo Complexo Varginha, exposto, com metamorfismo de ⁽⁺⁾facies ⁽⁺⁾granulito e ⁽⁺⁾anfibolito alta e com migmatizações associadas. Predominam as rochas gnáissicas (gnaisses charnockíticos, graníticos migmatizados ou não, gnaisses quartzo-feldspáticos remobilizados), além de metassedimentos associados (gnaisses quartzosos e gnaisses com sianita e/ou granada).
- b) a Norte: bloco cavalgado Brasília, constituído por:
 - b1) rochas do complexo Campos Gerais, composto de gnaisses tectonizados de facies anfibolito e em parte migmatizados (biotitas, biotita-hornblenda, granada).
 - b2) rochas supra-crustais do Complexo do Supergrupo Alto Rio Grande (Grupos Andreilândia, Carrancas, São João Del Rei), onde a região de Lavras se encontra. São rochas essencialmente⁽⁺⁾ pilito-psamíticas, havendo predominância de xistos quartzos-feldspáticos, quartzitos, biotita-

gnaisses e gnaisses-anfibolito. O metamorfismo foi de *facies* xisto-verde e anfibolito, havendo inversão metamórfica desse supergrupo sotoposta às do Complexo Varginha.

A complexidade estrutural imposta a esses dois grandes blocos do Sul de Minas foi introduzida por zonas de cisalhamento dúctil do Cinturão Transcorrente Campo do Meio, havendo nítida separação entre eles (na região de Areado, Alterosa e Alfenas, a sudoeste da represa de Furnas), com diferenças marcantes tanto nos aspectos litológicos quanto nos padrões estruturais (ALMEIDA et al., 1992).

A margem da placa cavalgada nas imediações da referida região, tem a maior complexidade litológica de todas, inclusive com sedimentos e restos de "greenstones-belts".

6.3.2 Reunião de um conjunto de informações dispersas sobre a geologia regional

JANASI (1992) estuda a ocorrência de rochas sieníticas potássicas na região de Caldas (MG), sendo demonstrado seu caráter magmático e idade pré-cambriana.

WERNICK et al. (1992) apresentam alguns resultados de caracterização geoquímica dos gnaisses cinza nos arredores de Monte Sião (MG), de idade arqueana ou proterozóica, submetidos a sucessivos retrabalhamentos.

ZANARDO et al. (1992) estudam a evolução metamórfica do Grupo Araxá-Canastra na região de Passos (Passos, Cássia, São Sebastião do Paraíso, Delfinópolis, Fortaleza de Minas e Alpinópolis), baseando a discussão na análise de aproximadamente 300 lâminas delgadas e em trabalhos de campo. Os afloramentos da região são constituídos de metassedimentos com diversas intercalações, dando origem a expressivos bancos de quartzitos (Figura 6.3), capeados por xistos e ocasionalmente um horizonte de gnaisses finos e xistos feldspáticos. O grupo é mencionado como um exemplo de metamorfismo inverso.

No volume correspondente ao Cadastro Geotécnico das barragens da Bacia do Alto Paraná*, os dados geológico-geotécnicos das barragens de Estreito, Jaguará e Furnas permitem algum conhecimento localizado dessas feições a noroeste da região Sul de Minas. Em Estreito (município de Sacramento, MG), o maciço é constituído de um pacote de 300m de espessura de quartzito (+)sericítico muito duro e de granulação fina, bem estratificado. Jaguará, no mesmo município, tem basicamente a mesma litologia, porém sobrepondo-se diretamente sobre arenitos Botucatu e derrames basálticos da Formação Serra Geral (Grupo São Bento). Furnas, no município de Alpinópolis, tem litologia fundamentalmente metamórfica, constituída por quartzitos e xistos.

* SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DO ALTO PARANÁ. São Paulo, 1983. Anais, São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1983. 6v.

FIGURA 6.3 Quartzitos da região de Alpinópolis (próximo à barragem de Furnas).

SZABÓ et al. (1992) apresentam resultados de observações de campo da região de Alpinópolis (Complexo Campos Gerais), havendo o reconhecimento de rochas básicas e metabásicas originadas de corpos vulcânicos.

BITTAR (1992) apresenta detalhes sobre o município de Caxambu, assentado em rochas do Complexo Barbacena, de reconhecida complexidade na sua evolução metamórfico-estrutural. A cidade-sede está construída em região de xistos ⁽⁺⁾máficos (anfibolitos e metagabros) e ultramáficos (xistos com talco, tremolita-actinolita e clorita), interestratificados com metassedimentos (muscovita-quartzitos, localmente com granada, estauroлита, cianita e silimanita, quartzitos, gonditos, muscovita-biotita gnaisses), cortados por veios de quartzos e ⁽⁺⁾pegmatitos. Dentro da unidade, pontual e isoladamente, são observados ortognaisses dentre os quais se destacam os granodioritos gnáissicos e migmatitos de dois tipos: um de injeção (vários tipos de ortognaisses) onde a última intrusão é representada por granodioritos gnáissicos idênticos aos observados em regiões periféricas; e um outro, migmatito anatético, produto do retrabalhamento da mesma unidade, além de granodioritos gnáissicos, mais jovens, intrusivos, associados a eventos de acreção crustal do proterozóico inferior. Uma falha de empurrão não muito distante da sede do município também é descrita nesse trabalho.

PENHA (1992) estuda a geologia estrutural e tectônica do Grupo Andrelândia, que corresponde à região do Alto Rio Grande (que tem Lavras como cidade-polo), na divisa dos estados de Minas Gerais, Rio de Janeiro e São Paulo, concluindo que é impossível reconstituir sua

estratigrafia, bem como o seu embasamento, por causa da ação de um cisalhamento dúctil, que desfez as relações de contacto das unidades rochosas de origem.

6.3.3 Detalhamento da geologia em torno de Lavras (MG)

TROW et al. (1980) descrevem a geologia de uma área compreendida entre Lavras e Minduri, sendo constatada a existência de um embasamento constituído por gnaisses tonalíticos e granodioríticos dominantes; em menor escala, comparecem anfibolitos, filitos, rochas ultramáficas, quartzitos e xistos. Constata-se que movimentos recentes de metassedimentos, envolvendo corte laminar do embasamento, foi seguido de duas etapas de intenso dobramento e empurrões, a primeira das quais pode ser grosseiramente assumida como contemporânea com o pico do metamorfismo regional. Muitos dos contactos dessa movimentação foram destruídos pela recristalização e apenas um mapeamento detalhado, combinado com estudos microtectônicos, revelam a complexidade da estrutura. O metamorfismo é do tipo de pressão intermediária, com conjunto de *facies* xisto verde (grau fraco de metamorfismo), rico em (+)cloritóides ao norte, gradando para *facies* anfibolito ao sul (grau médio de metamorfismo), caracterizado pela presença de (+) sienitos e pedras semi-preciosas.

A litologia da região é amplamente dominada, no embasamento, por um gnaiss de granulação fina, bandado, com extratos claros e escuros, devido ao teor variável em biotita e/ou hornblenda. Sua mineralogia é relativamente monótona: quartzo, plagioclásio (geralmente ortoclásio - ou feldspato potássico-, localmente albita por metamorfismo retrógrado), biotita verde-escuro, epidoto, localmente hornblenda e, por vezes, microclina. Em alguns lugares, ocorrem variedades com aspecto migmatítico que podem ser interpretados como resultante de anatexia *in-situ* e, noutras, como resultante de injeções de diques e veios migmáticos. São também destacáveis os ortognaisses, de composição granodiorítica, com xistosidade nem sempre bem desenvolvida. Os contatos desses corpos são difíceis de serem localizados por causa do pequeno contraste com as rochas encaixantes. Além da pouca clareza dos contatos, destaca-se também a dificuldade produzida pela escassez de afloramentos (nada impede, porém, de se fazer o reconhecimento das áreas onde um outro tipo seja dominante).

Entre os municípios de Lavras e Itumirim, ocorrem faixas de xistos verdes em forma de cinturões (*greenstones belts*), com filitos e quartzitos associados. A ocorrência de anfibolitos, rochas ultramáficas, filitos quartzosos e quartzitos micáceos também é notada nessa área. Os anfibolitos ocorrem como intercalações (desde centimétricas até métricas) e seu contato pode ser brusco ou gradativo com os gnaisses. Sua granulometria é ordinariamente fina e a composição é de hornblenda verde-azulada, plagioclásio (oligoclásio) e epidoto.

A norte de Itumirim são localizados pequenos afloramentos de gondito. Os exemplos de rochas ultramáficas localizadas na parte norte da região são os talco-xistos, os

tremolito-xistos, os clorita-xistos, serpentinitos e combinações, localmente com núcleos de piroxênio ou peridotito preservado.

Estruturalmente, verifica-se que a região foi submetida a repetidas fases de intensa deformação (dobras dobradas, xistosidade, lineações dobradas e, localmente, clivagens dobradas e redobradas). Pelo menos três fases de deformações podem ser identificadas, conforme TROW et al. (1980), embora deva ser assinalado que nem todos esses eventos podem ser total e necessariamente separados no tempo. É provável que as três fases integrem um único ciclo orogenético. A estruturação mais recente é também a de mais fácil reconhecimento no campo, consistindo de dobras que variam desde as muito suaves até as quase isoclinais. As dobras são caracterizadas por forte assimetria - em alguns locais em forma de zig-zag. O metamorfismo dessa fase é mais fraco que o intermediário, principalmente a norte da região estudada por TROW et al. (1980), na qual se situa o município de Lavras (MG).

Na estruturação da fase intermediária, verifica-se clivagem e/ou xistosidade penetrativa, acompanhada por lineação mineral e dobras, estas mais ou menos apertadas. A clivagem surge mascarada por recristalização e crescimento de micas na parte mais ao sul da região. Muito freqüentemente é do tipo ardosiana. A ocorrência de seixos alongados é comum em algumas regiões, inclusive no município de Lavras. Os dobramentos ocorridos nesta fase devem ter-se processado em condições de temperatura mais elevada com ampla recristalização. A estrutura mais antiga é duvidosa, mas supõe-se que é nesta fase que tenha havido o crescimento das micas.

Além destas três fases de estruturação, é verificável ainda a existência de superfícies de empurrão, principalmente entre o embasamento e os metassedimentos, com acunhamento de unidades litológicas ao longo delas e a ocorrência de lentes de gnaiss e talco-tremolita-xisto fora de sua posição estratigráfica.

O metamorfismo desta zona, embora predominantemente de grau fraco a médio, causou reações retrógradas no embasamento composto de migmatitos (grau forte de metamorfismo) e rochas ígneas, sendo visível em lâmina delgada (decalcificação de plagioclásio até oligoclásio ou albita, sericitização e crescimento de clorita e epidoto, embora com estabilização da biotita).

Um esquema da evolução estrutural e metamórfica da região de Lavras pode ser assim sintetizado, a partir de TROW et al. (1980):

- a) deposição de arenito (Itutinga) e sedimentos pelíticos (biotita-xisto) sobre o embasamento e, mais ao sul, deposição de sedimentos crescentemente pelíticos da base para o topo
- b) empurrões de sul para norte e por cima do biotita-xisto ou do embasamento, criando clivagem ardosiana e poucas dobras
- c) com aumento de temperatura, é provável a criação do metamorfismo de grau médio com o embasamento sofrendo metamorfismo retrógrado. O crescimento de minerais metamórficos mascara o caráter ⁽⁺⁾ milonítico dos empurrões

d) posteriormente, com diminuição da temperatura, houve o tectonismo da fase mais recente, responsável pelo dobramento mais suave. Alguns diques de diabásio, provavelmente de idade mezozóica, podem ser considerados pós-tectônicos e pós-metamorfismo.

TEIXEIRA, N.A. (1992) apresenta uma contribuição à geologia do *Greenstone-Belt* (ou cinturão xisto-verde) na região compreendida entre Lavras e São João Del Rei. Os conjuntos litológicos desta região são caracterizados, de modo genérico, como uma associação de rochas vulcânicas máficas e ultramáficas, com sedimentos, havendo, inclusive, a constatação de uma faixa de 3 x 30 (Km²) com predominância de vulcanismo basáltico.

O mapeamento geológico da região de Itumirim, em escala de 1:25.000, permitiu a identificação (LEITE et al., 1993) de duas seqüências distintas. Uma, inferior, constituída pelos gnaisses de Itumirim, pelo Grupo Barbacena e por granitos intrusivos. E outra, a seqüência superior, composta por mica-quartzos-xistos e pelos metassedimentos do Grupo Carrancas.

O grau metamórfico apresenta variação da seqüência inferior para a superior. Os gnaisses de Itumirim e as rochas do Grupo Barbacena foram metamorfizados em condições *facies* de anfibolito e retrometamorfizados em condições de *facies* xisto-verde. O grupo Carrancas e a unidade de mica-quartzo-xistos foram metamorfizados em grau correspondente à transição *facies* xisto-verde/anfibolito e retrometamorfizados a *facies* xisto-verde, zona da clorita.

A área mapeada pode ser enquadrada em um padrão complexo. Foliações com altos mergulhos associadas a lineações de estiramento mineral sub-horizontal e paralelo a estas foliações, são feições bem marcadas em toda a área.

O mapeamento da Serra das Bicas e adjacências (município de Carrancas, MG) permitiu a identificação das seguintes unidades estratigráficas (CHULA et al. 1992): Complexo gnáissico composto por gnaisses finamente bandados, localmente migmatizados com intercalações de quartzito, anfibolitos, xistos e rochas metaultrabásicas; e Grupo Andrelândia, constituído de quartzitos micáceos, com ou sem intercalações centimétricas a métricas de um xisto com granada, com intercalações centimétricas a métricas de quartzito micáceo. Corpos de rochas metamáficas e metaultramáficas (anfibolitos, metaperidotitos, serpentinitos, serpentina-talco-xistos e talco-xistos) são encontrados no domínio do Complexo gnáissico.

As unidades litoestratigráficas apresentam-se dispostas em função de um padrão deformativo complexo, atribuído aparentemente a três fases de deformação. A primeira afeta as rochas do Complexo gnáissico, sendo evidenciada, principalmente, por uma lineação NS e geração de dobras intrafoliais, dentre outras estruturais. A segunda, afeta não-somente o Complexo gnáissico, mas também as seqüências metassedimentares, sendo caracterizada como uma tectônica de ⁽⁺⁾*nappes*, com transporte das unidades de N para W, geração de zonas de cisalhamento e também associada a um metamorfismo de *facies* anfibolito. A terceira fase é marcada por dobramentos abertos a fechados, desenvolvidos em um domínio dúctil-rúptil a rúptil e falhamento.

6.3.4 Um zoom sobre Lavras e o campus da UFLA

O município de Lavras situa-se na micro-região Alto Rio Grande, limitando-se com os municípios de Nepomuceno, Perdões, Ribeirão Vermelho, Itumirim, Ingai, Ijaci e Carmo da Cachoeira. Ostenta posição privilegiada em relação às três principais capitais brasileiras e coloca-se como um dos mais importantes centros polarizadores da região Sul de Minas.

Geomorfologicamente, corresponde a três superfícies de aplainamento: a "Superfície Dissecada de Topografia Montanhosa e Morros Residuais", a "Superfície Rebaixada dos Patamares Colinosos" e a "Superfície dos Terraços Aluviais Atuais e Recentes". As cotas altimétricas no município situam-se em torno de 920 metros, excetuando-se a porção sul (Serra da Bocaina e outras) onde excede 1200 metros. A vegetação natural é representada pela Floresta Tropical Subperenófila (já bastante devastada), pelo cerrado e pelos campos. O clima, segundo a classificação Köppen, é do tipo Cwb: tropical de altitude, com verões suaves. O município tem uma área de aproximadamente 537Km², localizando-se 21°15' de latitude sul e 45° de longitude.

Geologicamente e em pequena escala (1:1.000.000) Lavras situa-se no Embasamento granito-gnáissico indiviso; estudos mais detalhados do Instituto de Geologia Aplicada (IGA), 1982, em escala de 1:75.000, permite dizer, sucintamente, que predominam os terrenos pré-cambrianos no Município, representados por dois conjuntos litológicos, denominados Complexo Lavras e Complexo São João Del Rei. O Complexo Lavras, unidade dominante, ocupa o centro-norte do município, sendo constituído por associações granitóides, gnáissicas e migmatíticas, cortadas por intrusões ou metabasitos, assim como por rochas cataclásticas. No extremo sul aparece o Complexo São João Del Rei (Associação Barbacena), que compreende micaxistos, em parte feldspáticos e níveis espessos de quartzitos. Os quartzitos de Lavras constituem a quarta reserva do estado de Minas Geras e são utilizados em construção civil como pisos e revestimentos.

É a partir do trabalho de BUENO et al. (1990) que se pode jogar mais luz à geologia local. Segundo esses autores, ela está representada pelo Complexo Gnáissico-Migmatítico e pelo Complexo Lavras, de embasamento cristalino e constituída por rochas com forte grau de metamorfismo (gnaisses graníticos ou granitóides e gnaisses migmatizados (+)cataclasados, com intercalações de rochas máficas e ultramáficas). O sul do município, geograficamente ocupado pela Serra da Bocaina, compõe-se de metassedimentos de fraco grau de metamorfismo (micaxistos e quartzitos). Depósito coluvionares, embora não raros, são de pouca expressão superficial.

As principais unidades litológicas constam da Figura 6.4, sendo de particular interesse a unidade gnaisse leucocrático (que envolve a sede do município), que é constituída de (+)biotita-granulito e biotita-gnaisse, com mineralogia predominante de quartzo, plagioclásio, microclina e biotita, tendo por acessórios epidoto, titanita, apatita, opacos e sericita. Também de grande interesse é a unidade (+)gabros epimetamórficos, onde se localiza o *campus* da UFLA.

constituída por rochas básicas, metamorfizadas, de granulometria média e fina, coloração preta e ripas esbranquiçadas de plagioclásios, reveladas em exame de lâmina delgada.

FIGURA 6.4 Mapa esquemático das unidades litológicas de Lavras (MG), segundo BUENO et al. (1990).

No entanto, cabe aqui a observação sobre a possibilidade de um contato dessas rochas básicas com a unidade gnaiss leucocrático, sendo esta um embasamento daquela. Com efeito, a abertura do poço para coleta de amostras indeformadas no Campo Experimental de Fundações da UFLA mostra um solo residual bandado, com características muito semelhantes aos solos residuais formados a partir do gnaiss (Figura 6.5).

FIGURA 6.5 Corpos de prova obtidos dos blocos indeformados coletados no *campus* da UFLA, desde 2m (à esquerda) até 10m (à direita).

Em CORRÊA & FREIRE (1986) são descritos diques de idade proterozóica na região de Lavras, seccionando rochas arqueanas (representadas por gnaisses, granulitos e anfibolitos), com espessuras de 7 a 20 m mais freqüentes. Os diques, classificados petrograficamente através de um conjunto de 47 amostras, apresentam-se em três grupos: anfibolíticos, metabásicos e básicos.

BAHIA (1975) é provavelmente o pioneiro no estudo de perfis dos solos do município de Lavras sob aspectos morfológicos. Através de análises físicas, químicas e mineralógicas, é constatada a presença de halloysita (caolinita hidratada) nesses perfis.

CORRÊA & FREIRE (1986) apresentam um estudo sobre a variabilidade espacial de alguns parâmetros físicos do latossolo roxo do município de Lavras, fixando-se em dois horizontes: um, bastante superficial (0 a 0,2 metros) e outro, mais profundo (1,0 a 1,20 metros). Numa área de 21 hectares, é feita uma demarcação de 51 pontos (quadrículas com 100 metros de lado). O horizonte superficial é mais heterogêneo (os parâmetros massa específica, massa específica dos sólidos e textura apresentam maior variação em relação ao horizonte mais profundo). A fração silte, em ambas as camadas, é a que apresenta maior variabilidade.

MARQUES JR. et al. (1992) apresentam resultados de estudos de duas unidades pedológicas dominantes na região de Lavras, desenvolvidas primariamente do produto de alteração dos gnaisses graníticos leucocrático e mesocrático, respectivamente. Como resultado, verificam que os solos oriundos do material mesocrático (com amostras colhidas na profundidade máxima de 0,80 metros) contêm maiores teores de ferro e de argila e menores de areia, maior

lixiviação e com teor de hematita mais elevado (com coloração mais avermelhada). O aumento da relação "gibbsita/caolinita", combinada com menores valores de K_i e K_r , revelam maior evolução pedogenética do solo. A composição mineralógica do material de origem é importante para a análise dessas conclusões, sendo a cor dos gnaisses um fator decisivo na sua composição mineralógica. Os leucocráticos possuem coloração clara, com predomínio dos minerais quartzo, feldspatos e muscovita; portanto, são silicosos. Os melanocráticos têm cor escura, produto da composição mineralógica ferro-magnésiana (augita, hornblenda, biotita e magnetita), sendo considerados subsilicosos. Os mesocráticos situam-se numa posição intermediária, com relativo equilíbrio entre minerais claros e escuros. A maior relação "silte/argila" indica menor grau de intemperismo. Outro parâmetro notável para a análise do referido estudo é a massa específica dos sólidos, ali considerada como um atributo reflexo do material de origem e podendo ser tomada como uma característica acessória na separação de algumas classes de latossolos (CURI & FRANZMEYER, 1987). Uma menor taxa "minerais leves/minerais pesados" na fração areia fina e maiores teores de óxido de ferro na fração argila são requisitos para um maior valor da massa específica dos sólidos. Os índices K_i e K_r são reveladores do grau de evolução do solo. Quanto mais evoluído (maior intemperismo), menores são os índices. No entanto, observa-se que na transição entre os horizontes B e C estes índices aumentam (geotecnicamente, o horizonte C é indicativo de um horizonte pouco alterado; nele, os solos estudados apresentam, caolinita e quartzo, sendo a caolinita e a gibbsita os minerais dominantes na fração argila).

Sendo os gnaisses graníticos mesocráticos mais ricos em minerais pesados, a quantidade de hematita aumenta em solos derivados desses materiais, influenciando na sua coloração, mais avermelhada, e na sua melhor drenagem. Os solos formados a partir de gnaisses leucocráticos, mais pobres em materiais ferrosos, favorecem a existência de goethita e hematita (esta em quantidade pouco expressiva), daí resultando uma coloração tendendo ao amarelo. Solos bem drenados na superfície tendem a apresentar maiores teores de umidade nas vizinhanças do horizonte C. Assim sendo, o material de origem expressa o fator crítico que influencia muitas características e propriedades nos solos, mesmo naqueles altamente intemperizados, que tendem a possuir maior homogeneidade. Os solos produzidos pelo gnaiss mesocrático são mais ricos em ferro e menos resistentes ao intemperismo, em relação aos produzidos pelo leucocrático. Em função disto, os latossolos por ele influenciados tendem a apresentar maiores teores de ferro e argila e menores de areia; tendem ainda a sofrer maior lixiviação, resultando em cor mais avermelhada, com maior relação "gibbsita/caolinita".

Os principais resultados desta interessante investigação de MARQUES JR. et al. (1992) estão apresentados na Tabela 6.4.

ANDRADE (1979), com os objetivos de caracterizar geomorfologicamente a região de Lavras e de reconhecer suas principais formações, apresenta estudo de dois solos da região de Lavras, abordando suas características morfológicas, físicas, químicas e mineralógicas. As formações identificadas são definidas como pertencentes ao embasamento cristalino do pré-

cambriano, representadas pelos quartzitos do Grupo Andrelândia, pelo Complexo Granito-Gnaiss dividido e por intrusões de rochas básicas. Os solos estudados são caracterizados por um elevado grau de intemperismo e mineralogicamente dominados pela caolinita, gibbsita, óxidos de ferro livres e materiais amorfos, provenientes de alteração de gnaiss.

TABELA 6.4 Parâmetros de 2 tipos de solos de Lavras (Apud MARQUES JR. et al., 1992).

Rocha de Origem	Prof. (m)	CTC (m ² /g)	Areia	Silte %	Argila	K _i	K _r	ρ _s (g/cm ³)
Gnaiss granítico leucocrático	0,6-0,8	1,5	39	21	40	1,16	1,10	2,65
Gnaiss granítico mesocrático	0,6-0,8	3,0	11	16	73	1,14	0,89	2,72

VIEIRA (1991) estuda a diferenciação de solos do município de Lavras através de fotointerpretação dos atributos de drenagem e de relevo e ainda de observações de campo em cinco áreas, com três repetições, sendo a amostragem constituída de áreas circulares de 2 Km². Foi constatado que as rochas de origem são o fator determinante nas feições da paisagem, quanto aos atributos acima mencionados.

TEIXEIRA & ANDRADE (1994) apresentam um mapeamento do município de Lavras onde são correlacionadas algumas propriedades geotécnicas com as unidades pedológicas.

De acordo com o mapa do IGA/SECT (1982) do município de Lavras (escala 1:75.000) são identificados seis tipos diferentes de solos no município (classificação pedológica), cujas zonas de ocorrência apresentam uma nítida correlação com as unidades de forma de relevo: a) os latossolos aparecem associados às áreas de topografia mais plana, ocupando extensão considerável do município; b) os solos podzólicos são encontrados nas áreas mais dessecadas do relevo, correspondentes às unidades de colinas e morros; c) os litossolos estão relacionados com a topografia montanhosa; d) a terra roxa estruturada (solo mais fértil do município), associa-se às áreas correspondentes a diques de rochas básicas; e) os solos aluviais, de característicasazonais; f) e os solos hidromórficos, cujas características zonais, determinadas pela ação do clima e da vegetação, não se desenvolveram integralmente por efeito da restrição imposta pela grande influência da água. Os dois últimos têm sua distribuição restrita às partes baixas e úmidas dos fundos dos vales. No município de Lavras predominam os terrenos de topografia suave, que se inserem no intervalo de 8-20% de declividade, caracterizando um relevo colinoso, o que explica seu relacionamento com a abundância dos latossolos.

Uma extensão desta classificação é feita por CURI et al. (1990), segundo o qual os latossolos mais avermelhados, desenvolvidos a partir do gnaiss-granítico leucocrático, tendem a possuir maior teor de óxidos de ferro, maior resistência à erosão e maior taxa de infiltração; enquanto os amarelados, derivados do gnaiss-granítico mesocrático, contêm maior teor de alumínio (LIMA, 1987). Estes estudos foram feitos numa faixa que vai desde a Serra da Bocaina,

ao sul, até o Rio Grande, ao norte, numa extensão de aproximadamente 25 Km. (Figura 6.6). As principais rochas de origem na região podem ser grosseiramente associadas a faixas de altitudes, conforme se indica na Tabela abaixo.

TABELA 6.5. Rochas de origem associadas à altitude em Lavras (CURI et al., 1990).

Principais Rochas de Origem	Faixa de Altitude (m)
- Quartzitos e micaxistos	1100-1300
-Gnaisses-graníticos leucocráticos e quartzitos	990-1090
-Gnaisses-graníticos leucocráticos e mesocráticos	875/950
-Gnaisses-graníticos e calcáreos	815-870
-Sedimentos areno-siltosos (dominante)	800-810

Constata-se no *campus* da UFLA que as intrusões de rochas básicas (unidade gabros epimetamórficos) dão origem à unidade pedológica de latossolos roxos.

Os principais índices físicos dos solos superficiais do município até a profundidade de 0,80 metros, constam da Tabela 6.6.

A partir de um estudo regional feito pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) em 1977, denominado Folha Varginha (que se integra às Folhas de Campinas, Franca, Ribeirão Preto, Guaratinguetá, Barbacena e outras, na região Sudeste do Brasil), cobrindo aproximadamente 40% do Sul de Minas, é possível ter um quadro razoavelmente modelado das variedades litológicas, pedológicas e geomorfológicas de vários municípios incluídos nessa pesquisa. Infelizmente, os pontos testados (afloramentos rochosos) situam-se invariavelmente ao longo de estradas, em zonas rurais, e não há casos de investigações incluindo as zonas urbanas.

Interessa mais de perto os pontos estudados no município de Lavras (total de 30) podendo-se notar (ver Apêndice 2) a descrição das rochas e sua eventual composição mineralógica, bem como a classificação pedológica dos solos. As correlações entre a altitude com o tipo de solo e a classificação das rochas não é boa, porém, analisando-se as rochas ocorrentes numa faixa de projeção no sentido sul-norte do município, pode-se fazer uma inferência grosseira dos tipos litológicos mais prováveis de ocorrência na sede do município. Contudo, este é um ponto de dúvida que ainda permanece; embora duas dissertações de mestrado já tenham sido produzidas para detalhar a sua litologia, está-se providenciando um acordo protocolar entre a UFMG e a UFLA no sentido de fazer um mapeamento completo dentro do perímetro urbano de Lavras, aproveitando este trabalho para fazer uma conciliação com os resultados de laboratório desenvolvidos para atendimento a esta pesquisa.

FIGURA 6.6 Distribuição dos materiais de origem na paisagem regional (CURI et al. 1990)

TABELA 6.6 Características da granulometria e ρ_s dos solos superficiais de Lavras (CURI et al. 1990)

Profundidade (m)	$\rho_s(g/cm^3)$	Granulometria (%)			
		Areia		Silte	Argila
		Grossa	Fina		
0-0,20	2,69	12	30	22	46
0,20-0,40	2,77	6	46	33	15
0,40-0,80	2,77	12	17	22	38
Médias		10	31	26	33

7. O CAMPO EXPERIMENTAL DA UFLA

7.1 O local da implantação

O campo experimental de fundações da UFLA localiza-se no *campus* universitário, cuja área de aproximadamente 600 ha está situada a nordeste do perímetro urbano da cidade de Lavras (MG), (Figura 7.1). Razões de ordem prática, tais como a proximidade do local com o laboratório de Mecânica dos Solos da UFLA (cerca de 50 m), a existência de água de abastecimento e energia elétrica no local e a ausência de NA e de impenetrável até a profundidade de 30 m, determinaram esta seleção. Além disto, a decisão foi respaldada pela disponibilidade da área por longo tempo, criando a possibilidade de dar prosseguimento às pesquisas iniciais.

Inicialmente, foi demarcada uma área de 10 x 12 (m²) no terreno situado entre os Departamentos de Engenharia e Ciências dos Alimentos, cuja cota altimétrica (812 m) é praticamente coincidente com a do centro da cidade. Os blocos indeformados coletados dentro desta área foram feitos em um poço com 10 metros de profundidade, de metro em metro e com duas amostragens intermediárias, a 0,5 m e 1,5 m. Estes trabalhos foram feitos em um período seco, de 16/8/93 a 6/9/93, estando o solo superficial, por conseguinte, com teor de umidade mais baixo do que o habitualmente encontrado em outras épocas do ano.

7.2. Síntese dos elementos de fundação do campo experimental

Os objetivos básicos a serem alcançados, isto é, verificar a capacidade de carga de elementos de fundação de construções de pequeno e médio porte (sapatas, estacas de pequeno diâmetro e tubulões escavados manualmente) e analisar o seu comportamento carga-recalque foram alcançados com este campo experimental, cujo arranjo físico é mostrado na Figura 7.2. Os elementos de reação constam de estacas-broca escavadas por meio de trado motorizado (servindo para ensaios de placa e de estacas-broca de prova) e de tubulões sem base alargada para ensaios a compressão em tubulões de base alargada.

Neste campo, foram feitas 49 provas de carga rápidas e lenta (com inundação da cava de fundação na carga de trabalho), mas nem todos os resultados foram aproveitados, pelo fato de que alguns ensaios tiveram comportamento duvidoso ou acidentes de percurso.

FIGURA 7.1. Mapa da cidade de Lavras e do *campus* da UFLA.

Coerente com os objetivos de testar elementos de fundação de baixa capacidade de carga, o campo de provas deveria ser econômico; com efeito, um financiamento da ordem de R\$ 27.000,00 foi utilizado para este fim, sendo que aproximadamente uma terça parte deste valor foi investido na aquisição de material permanente (viga de reação, barraca de proteção, célula de carga, conjunto macaco-bomba, etc). Esta limitação explica o arranjo físico de forma triangular, para maior reaproveitamento dos elementos de reação, da mesma forma que uma viga de reação de apenas 3,5 m de comprimento, de menor custo, explica a formação de triângulos equiláteros com 3 m de lado.

7.3 As sondagens no campo experimental

Seguindo a tendência atual, foram feitas sondagens SPT-T, em 3 posições distintas dentro da área do campo experimental, uma das quais adjacente ao poço exploratório. No pressuposto de que as sondagens feitas com circulação de água alteram os valores da resistência à penetração dos solos estruturados, o avanço nos três furos foi feito a seco, usando o artifício de substituir o trépano por um trado-concha de mesmo diâmetro, ligado à composição com um T na cabeça e operado com o mesmo trado motorizado utilizado na escavação dos furos das estacas.

Os resultados dos furos individuais são mostrados na Figura 7.3 e na Tabela 7.1.

A correlação entre T e N, vista na Figura 7.4 é representada pela equação de regressão linear

$$T = -0.021 + 0,015N \text{ (mkN)} \quad (7.1)$$

TABELA 7.1 Resultados do SPT-T para projetos de fundações

Prof. (m)	Valores Médios	
	N_{SPT}	T(kgf.m)
0,5	-	-
1,0	4	3
1,5	-	-
2,0	6	8
3,0	7	8
4,0	10	11
5,0	7	10
6,0	10	12
7,0	10	14
8,0	9	10
9,0	10	14
10,0	13	17
11,0	16	19
12,0	15	22
13,0	12	18
14,0	15	22
15,0	12	19

FIGURA 7.3. Perfis de sondagens SPT-T no campo experimental da UFLA

7.4 A execução das estacas e dos tubulões

As estacas-broca foram escavadas por meio de um trado motorizado a gasolina com massa da ordem de 45 kg. Quando acionado imprime ao T da composição **hastes + trado** a ação conjugada de cravação e rotação, melhorando a eficiência do processo. Foram utilizados trados com diâmetros de 0,15m, 0,20m e 0,25m. Cada furo se completava em tempos variando de 3 a 5 horas, de acordo com o diâmetro e a profundidade alcançada. Para preservar ao máximo possível as condições de umidade dos furos, eles foram protegidos por lona por um período de 6 dias, quando foram então concretados. Embora não houvesse a preocupação de otimizar o rendimento dos 3 operários envolvidos nesta atividade, um levantamento final de custos demonstrou que os custos verificados de R\$ 6,00 por metro escavado, tornam este equipamento competitivo para as finalidades a que se propõe, além do fato de ser vantajoso por causa de sua extrema flexibilidade em poder ser operado em locais de difícil acesso.

Os tubulões forma escavados manualmente por poceiros da cidade com larga experiência na função, cerca de 1 ano e 3 meses depois. Procurou-se reproduzir tubulões típicos da cidade e da região, embora com relação D_b/D_f menor, tendo-se tomado cuidados especiais na inspeção de base, na manutenção da geometria pré-determinada e na verticalidade do poço. Os trabalhos de escavação foram concluídos em 4 dias.

A concretagem das estacas foi feita com concreto usinado, tendo as seguintes características:

Cimento Portland	347 kg/m ³
Areia com 3% de umidade	0,61 m ³ /m ³
Brita 1	0,824 m ³ /m ³
Aditivo RX-104 da REAX	0,74 litros/m ³
Água	0,195 litros/m ³

Trata-se de concreto comercial, adquirido com a recomendação de apresentar uma resistência característica de 15 MPa, mas, possivelmente, o fornecedor tenha-se empenhado em produzir um concreto especial após ter conhecimento de que o mesmo seria utilizado em uma pesquisa: em consequência, os corpos de prova (13) apresentaram um valor médio de 48,5 MPa aos 28 dias. O uso de aditivo plastificador é uma rotina e tem por finalidade facilitar o seu lançamento (os resultados do *slump-test* mostraram uma variação de 5,5 a 7). Para os tubulões instrumentados foi utilizado um concreto mais pobre (ver item 7.6), a fim de diminuir a sua rigidez.

As estacas de reação foram armadas do seguinte modo: para estacas com comprimento de 4m, 6,7 kg/metro; para as estacas com comprimento iguais ou superiores a 6 m, foram utilizados 5,5 kg/metro.

FIGURA 7.4. Correlação entre torque e SPT obtida na UFLA.

Quanto aos tubulões de reação, em função de sua carga a tração estimada ser bem mais elevada, usou-se 15 kg/metro; nos tubulões de prova, foi usada a armadura mínima. Estes cálculos foram feitos de acordo com as recomendações de ALONSO (1989).

Blocos sobre estacas e tubulões não foram armados.

7.5 Placas de ensaios e torres para transmissão do carregamento. Viga de reação

Foram executadas 4 placas em chapa grossa de 12,5 mm de espessura, obedecendo às seguintes especificações:

- placa quadrada com 0,45 m de lado. Massa de 20,0 kg
- placa circular com 0,40 m de diâmetro. Massa de 12,5 kg
- placa circular com 0,60 m de diâmetro. Massa de 49,1 kg
- placa circular com 0,80 m de diâmetro. Massa de 75,8 kg

Com a finalidade de intermediar a ação da placa no solo e a reação do macaco sob a viga metálica, foram construídas diversas torres metálicas, com idênticas seções transversais (0,28m x 0,28m) e comprimentos de 1m, 2m (duas) e 0,5m. Estes diversos módulos seriam combinados entre si de modo a perfazerem comprimentos que pudessem atender às necessidades dos ensaios em diferentes profundidades (0,5m; 1m; 1,5m; 2m; 4m e 6m).

As torres constam de 4 cantoneiras de abas iguais (32mm x 6,3mm) no sentido longitudinal, soldadas nas posições de topo e base e quadrados de 0,28m x 0,28m constituídos de cantoneiras de abas iguais de 25mm x 5mm. Para travejamento horizontal foram usadas barras chatas de 32mm x 6,3mm espaçadas à razão de 6 unidades por metro e para as diagonais, barras chatas de 25mm x 5 mm. O peso total destas torres é de aproximadamente 28,5 kg/metro elas projetadas para suportar um carregamento centrado de até 250 KN na profundidade crítica de 6m (Figura 7.5).

FIGURA 7.5. Torre para realização dos ensaios de placa.

Além destes elementos principais, foram construídas as colunas para suporte dos relógios comparadores, constituídas de tubos de 22mm. Nas suas extremidades foram soldadas chapas, seja para fixação por meio de parafusos à placa de ensaio, seja para dar apoio às hastes dos relógios comparadores. Estas várias colunas, com 1m de comprimento, poderiam ser assim emendadas sucessivamente, à medida em que se tornasse necessário ao fazer ensaios nas diversas profundidades. Quatro tubos curtos (0,35m) com diâmetros ligeiramente superiores (25mm) e munidos de porca do tipo borboleta, foram também providenciados, para possibilitar o ajuste de altura quando da montagem dos relógios comparadores nas provas de carga.

Foram também feitos gabaritos, com as mesmas dimensões das diversas placas de ensaio, para controlar a geometria das cavas, bem como pás para limpeza dos fundos das cavas de menores dimensões, onde os trabalhadores não podiam ter acesso.

Para seguir as recomendações da NBR 6121/85 da ABNT, foi também construída uma barraca para proteção contra as intempéries, durante a realização das provas de carga. Suas dimensões: em planta, 4m x 2,5m; altura, variável de 2m a 1.8m (no sentido da água).

Finalmente, descreve-se a viga de reação, constituída de aço MR-250, isto é, de média resistência e com resistência característica $f_y = 250$ MPa. O perfil IS 750 x 157, de 156,8 kg/metro e módulo resistente $W_x = 5685$ cm³ foi dimensionado para suportar cargas superiores a 1100 kN, com fator de segurança igual a 1,4, considerando seu comprimento de 3,5m.

A fim de prevenir a sua ruptura pela perda de estabilidade lateral, foram soldadas chapas enrijecedoras espaçadas entre si de 2,1 m (mantida a simetria). Os cálculos foram feitos seguindo as recomendações contidas no Manual Brasileiro para Cálculo de Estrutura Metálicas (Publicação da Secretaria de Tecnologia Industrial do Antigo Ministério da Indústria e Comércio), vol.II, tomo I, p.186-187.

7.6 Casos especiais a serem relatados

Uma das tradições mais enraizadas na região, em termos de fundações para construções de pequeno porte, consiste no melhoramento da capacidade de carga de sapatas corridas, através da compactação (com soquete manual) do solo natural, utilizando a cravação de pedras de mão.

A fim de obter alguma informação sobre o comportamento de uma fundação deste tipo, foi executada uma cava com diâmetro de 0,4m a 0,5m de profundidade, como se vê na Figura 7.6.

Também foi de interesse verificar a colapsibilidade do solo de uma fundação rasa, e, para isto, um dos ensaios de placa, do tipo lento, foi utilizado para este fim, com inundação na pressão de trabalho, tomando-se $q = 100$ kPa.

FIGURA 7.6. Cava de 0,4m de diâmetro, a 0,5m de profundidade, reforçada pela cravação de pedras de mão.

7.7 Os tubulões instrumentados

Uma descrição à parte destes elementos é reservada para dar maiores esclarecimentos sobre as suas principais características. Os 3 tubulões possuem base alargada, com $D_f = 0,55$ m e $D_b = 1,25$ m, estando assentados à profundidade de 4m, onde se constata uma brusca variação do solo laterítico para o saprolítico no campo experimental. O solo laterítico, como constatado nestes estudos, é colapsível, com maior potencial na profundidade de 2m. A 4m de profundidade, isto não mais se verifica.

Na Figura 7.7 é mostrada a geometria típica de um desses tubulões, instrumentado em 3 seções (os outros dois, o foram apenas na seção de transição entre o fuste e a base alargada).

Estes tubulões, diferentemente dos demais elementos do campo experimental, foram executados com um concreto de $f_{ck} = 12,54$ MPa (média de 12 corpos de prova) aos 28 dias.

FIGURA 7.7 Geometria dos tubulões de prova.

Para instrumentação, foram instaladas 4 bainhas de comprimentos iguais aos dos fustes e diâmetros de 40 mm. Após um prazo de 40 dias da concretagem dos tubulões, foram inseridas as barras instrumentadas no interior das bainhas, com o posterior preenchimento com nata de cimento. Seguiram-se observações de leituras diárias de todos os instrumentos, até a completa estabilização, o que se deu por volta de 15 dias. Uma semana mais tarde, começaram as provas de carga nestes tubulões, em um período extremamente chuvoso no local.

Par efeito de cálculos de deslocamentos, o produto AE (obtido diretamente das 3 provas de carga feitas no tubulão instrumentado na seção de referência) apresentou os seguintes valores (média de 4.825×10^6 KN).

TABELA 7.2 Valores de AE obtidos diretamente de provas de carga.

Nº de prova de carga	1	2	3
AE $\times 10^6$	4,625	4,883	4,967

A Figura 7.8 abaixo mostra o aspecto final do campo experimental de fundações da UFLA.

FIGURA 7.8 Campo experimental de fundações da UFLA.

8 RESULTADOS DE LABORATÓRIO E ENSAIOS SPT

Neste capítulo serão apresentados, de modo objetivo, os resultados de laboratório na determinação de propriedades-índices (caracterização e classificação geotécnica), resistência (ao cisalhamento e à compressão simples), compressibilidade e permeabilidade e das análises químicas das amostras coletadas no poço do campo experimental de fundações da UFLA.

8.1 Propriedades-índices

a) Granulometria

Os resultados deste ensaio (granulometria conjunta) estão apresentados nas Figuras 8.1 a 8.3 e na Tabela 8.1.

FIGURA 8.1 Curvas granulométricas (profundidade até 4m).

FIGURA 8.2 Curvas granulométricas (profundidade de 5 a 10m).

TABELA 8.1 Distribuição granulométrica (escala: NBR 7230/82)

Profundidade	% Areias			% Silte	% Argila
	G	M	F		
0,5	-	-	8	72	20
1,0	-	-	8	70	22
1,5	-	-	6	64	30
2,0	-	-	6	57	37
3,0	-	-	7	61	32
4,0	-	-	12	61	27
5,0	-	-	16	78	6
6,0	-	-	19	80	1
7,0	-	-	22	75	3
8,0	-	-	17	82	1
9,0	-	-	15	84	1
10,0	-	-	20	79	1

FIGURA 8.3 Variação da composição granulométrica do solo com a profundidade.

b) Índices físicos

Os índices físicos determinados diretamente em laboratório e/ou calculados de acordo com as equações clássicas da Mecânica dos Solos estão apresentados na Tabela 8.2 a seguir e mostrados graficamente na Figura 8.4.

TABELA 8.2 Variação dos índices físicos com a profundidade.

Prof. (m)	ρ (g/m ³)	w (%)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e	n (%)	S _R (%)	ρ_{SAT} (g/cm ³)
0,5	1,448	33,9	2,782	1,081	1,57	61,1	60,1	1,693
1,0	1,360	34,9	2,904	1,008	1,88	65,3	53,9	1,661
1,5	1,430	37,0	2,881	1,044	1,76	63,8	60,6	1,682
2,0	1,477	36,7	2,820	1,080	1,61	61,7	64,3	1,697
3,0	1,675	33,8	2,896	1,252	1,31	56,7	74,7	1,821
4,0	1,710	32,0	2,787	1,295	1,15	53,5	77,6	1,831
5,0	1,619	33,7	2,767	1,211	1,28	56,1	72,8	1,775
6,0	1,540	35,5	2,699	1,137	1,37	57,8	69,9	1,717
7,0	1,555	40,8	2,799	1,104	1,54	60,6	74,2	1,708
8,0	1,677	38,2	2,837	1,213	1,34	57,3	80,9	1,785
9,0	1,727	39,8	2,996	1,235	1,43	58,8	83,4	1,821
10,0	1,578	40,5	2,950	1,123	1,63	62,0	73,3	1,741

c) Limites de Consistência

Os ensaios dos limites de consistência com a fração passando na peneira nº 40 foram feitos de acordo com as recomendações das NBR 6459/84, 7180/84 e 7183/82, seguindo ainda o exposto em STANCATI, NOGUEIRA & VILAR (1981).

A variação destes limites com a profundidade está exposta na Tabela 8.3 e na Figura 8.5 juntamente com os correspondentes teores de umidade natural, para efeitos de comparação.

FIGURA 8.4 a) Variação das massas específicas com a profundidade; b) Variação da porosidade, grau de saturação e índice de vazios com a profundidade.

TABELA 8.3 Variação dos limites de consistência com a profundidade.

Profundidade (m)	w_o %	w_L %	w_p %	w_c %
0,5	33,9	60	38	32
1,0	34,9	64	45	38
1,5	37,0	61	41	37
2,0	36,7	58	39	34
3,0	33,8	68	45	41
4,0	32,0	58	42	31
5,0	33,7	54	43	42
6,0	35,5	64	47	44
7,0	40,8	61	53	44
8,0	38,2	69	54	41
9,0	39,8	74	62	39
10,0	40,5	58	45	40

FIGURA 8.5 Variação dos limites de consistência com a profundidade.

8.2 Ensaio Mini-MCV

Estes ensaios foram feitos para a classificação pela metodologia MCT segundo as prescrições definidas por NOGAMI & VILLIBOR (1981). Na Figura 8.6(b), é apresentada a variação do MINI-MCV com a profundidade, definido para o teor de umidade ótima. Variações interessantes no perfil são aquelas apresentadas pelos parâmetros c' e d' , pois ambas permitem interpretar o solo como se indica nas Figuras 8.6 (a) e 8.6 (c). É muito oportuno verificar que o comportamento laterítico está bem demarcado até a profundidade de 3m e que tais amostras apresentam uma certa influência argilosa (embora, texturalmente, isto não seja verdadeiro).

8.3 Classificação do Solo

a) Classificação textural

Seguindo as recomendações de NOGUEIRA (1988) e de acordo com as frações obtidas das curvas granulométricas e constantes da Tabela 8.1 o solo pode ser classificado em 2 tipos:

- 1) Silte argiloso: até a profundidade de 4,0 metros.
- 2) Silte arenoso: de 5,0 a 10,0 metros.

FIGURA 8.6 Principais resultados do ensaio MINI-MCV: a) c' x profundidade; b) MINI-MCV (na W_{ot}) x profundidade; c) d' x profundidade; d) e' x c' (Carta de classificação MCT).

Aproveitando estes mesmos dados e levando-os a um triângulo de classificação textural (como, por exemplo, o adotado pelo DER-SP - Terminologia de solos e rochas, T₁-71), tem-se a localização dos diversos pontos mostrados no gráfico da Figura 8.7.

Os pontos situados nas zonas A (argila siltosa) e B (silte argiloso) são aqueles correspondentes ao caso (1) acima. O inconveniente do uso desses triângulos é que haveria classificações diferentes para cada tipo adotado (por exemplo, o conhecido BPR, cf. VARGAS, 1977).

b) Classificação pelos sistemas HBR/AASHO, USCS, MCT e segundo a Atividade Coloidal.

A classificação HBR, USCS, MCT e pela Atividade Coloidal consta da Tabela 8.4, com base em dados da análise granulométrica e dos limites de Atterberg. O gráfico de classificação MCT encontra-se na Figura 8.6 (d).

No gráfico de plasticidade de Casagrande todas as amostras estão situadas na região correspondente ao silte de alta compressibilidade (MH), conforme o gráfico da Figura 8.8.

TABELA 8.4 - Classificação Geotécnica segundo vários métodos.

Prof. (m)	% Passando			areia %	pedr. %	w _L %	I _P %	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₆₀ mm	HRB	USCS (*)	MCT	ATIV
	10	40	200											
0,5	100	98	92	8	0	60	22	0,005	0,012	0,06	A-7	MH	LG	1,1
1,0	100	98	92	8	0	64	19	0,0001	0,005	0,058	A-7	MH	LG	0,86
1,5	100	98	94	6	0	61	20	0,0001	0,0021	0,065	A-7	MH	LG	0,67
2,0	100	98	93	6	0	58	19	0,0001	0,0008	0,04	A-7	MH	LG	0,72
3,0	100	97	93	7	0	68	23	0,0001	0,001	0,05	A-7	MH	LG	0,72
4,0	100	97	88	12	0	58	16	0,003	0,0025	0,021	A-7	MH	NG	0,59
5,0	100	97	84	16	0	54	11	0,005	0,016	0,052	A-7	MH	NS	1,83
6,0	100	96	81	19	0	64	17	0,012	0,017	0,05	A-7	MH	NS	17,00
7,0	100	95	78	22	0	61	8	0,014	0,017	0,04	A-5	MH	NG	2,67
8,0	100	96	83	17	0	69	15	0,020	0,027	0,05	A-7	MH	NG	15,00
9,0	100	95	85	15	0	74	12	0,009	0,012	0,04	A-7	MH	NG	12,00
10,0	100	97	80	20	0	58	13	0,010	0,013	0,051	A-7	MH	NG	13,00

NOTA: (*) A classificação USCS mais detalhada (NOGUEIRA, 1988) define, até 4 m de profundidade, o material como "silte elástico" e, a partir daí, como "silte elástico com areia" (norma ASTM, D-2487/83).

VARGAS (1977) apresenta uma proposta de interpretação da Atividade, através do gráfico da Figura 8.9. Analisando uma série de amostras, concluiu que os solos por ele definidos como KL (argilas arenosas ou siltosas, caoliníticas, de alta plasticidade) estariam situadas na área sombreada desta figura. Levando-se os dados obtidos do quadro para esta figura, percebe-se que os pontos correspondentes à camada superficial, até 4m, (solo laterítico ou latossolo roxo) estão dentro desta faixa; embora a classificação textural não considere tais amostras como argilas e sim como siltes argilosos, a classificação pelo triângulo T₁-71 do DER-SP está em concordância com este fato.

FIGURA 8.7 Classificação textural segundo a terminologia T₁-71, DER-SP

8.4. Ensaios de compactação

Foi utilizada a energia do Proctor Normal (aproximadamente 572 kJ/m^3) na execução deste ensaio. Os parâmetros de compactação, obtidos das curvas apresentadas na Figura 8.10, são dependentes da profundidade, como parte da justificativa de que a granulometria também varia com a profundidade, e estão expressos pela Figura 8.11.

FIGURA 8.9 Gráfico de Atividade, cf. VARGAS (1977).

8.5 Ensaios de permeabilidade

Para este ensaio, foram usados três métodos: o de carga variável (nas amostras de 0,5m, 1,0m e 1,5m, armazenadas no Departamento de Geotecnia da UFV), o método da carga variável, para as amostras tomadas no restante das profundidades até 10,0m (armazenadas no Departamento de Geotecnia da USP-São Carlos) e a obtenção através do ensaio edométrico.

Havendo interesse em inundar o solo para os ensaios de placa, até a profundidade de 1,5m, foram recortados alguns corpos de prova na posição horizontal para eventual interpretação de frentes de saturação durante a realização de provas de carga. A obtenção de K_{20} através de tais métodos importa em significativa mudança de valores.

FIGURA 8.10 Curvas de compactação (Proctor Normal)

FIGURA 8.11 a) variação da massa específica seca máxima com a profundidade; b) variação da umidade ótima com a profundidade.

Os resultados estão apresentados na Tabela 8.5 e nas Figuras 8.12 (a,b).

TABELA 8.5 Coeficientes de permeabilidade ($K_{20} \times 10^{-4}$ cm/s).

Prof.	Carga Variável		Carga Cosntante		Ensaio Edométrico
	k_h	k_v	k_h	k_v	
0,5	0,4	0,13	-	-	(*)
1,0	1,4	1,7	-	-	3,0
1,5	1,5	1,7	-	-	3,1
2,0	-	-	5,3	1,1	2,8
3,0	-	-	3,4	3,6	0,23
4,0	-	-	-	0,43	0,63
5,0	-	-	-	1,9	7,4
6,0	-	-	-	5,1	1,6
7,0	-	-	-	1,4	8,6
8,0	-	-	-	0,27	2,4
9,0	-	-	-	2,3	1,8
10,0	-	-	-	5,5	2,9

NOTA: (*) problemas de leitura durante o ensaio.

FIGURA 8.12 a) Variação de K_{20} com a profundidade; b) variação do grau de saturação das amostras antes e depois do ensaio.

8.6 Ensaio de compressão simples

Estes ensaios foram parcialmente realizados na UFV (amostras até 1,5m de profundidade) e complementados na USP-São Carlos. No primeiro caso foi adotada uma velocidade de deformação de 1,25mm/min (diferente da velocidade programada, de 1,00mm/min.

tal como feito na USP-São Carlos) por limitação do equipamento. A intenção de se fazer todos os ensaios de resistência usando a mesma velocidade tinha por objetivo evitar qualquer possível influência deste fator no comportamento tensão-deformação do material.

Estes ensaios também foram utilizados para obtenção do módulo elástico do solo (E_s), já que este parâmetro pode ser obtido através de vários processos, geralmente apresentando resultados discordantes e há a defesa deste método por alguns autores como antes apontado no Capítulo 3. Foram calculados os módulos tangente inicial (E_t), a 50% da tensão de pico (E_{50}) e módulo secante (E_s), para efeitos comparativos. Na Figura 8.13(c) a variação destes três módulos com a profundidade é apresentada de forma gráfica; os dados constam da Tabela 8.7, que aparece no item 8.7. De um modo geral, observa-se nesta figura que tais módulos apresentam-se visivelmente decrescentes até a profundidade de 2,0m, devendo tal fato ser atribuído ao já descrito ressecamento do solo superficial, comprovado no campo pela dificuldade de operação na abertura do poço exploratório. Daí em diante, os valores apresentam-se razoavelmente uniformes.

Na Tabela 8.6 estão descritos os valores de pico variando com a profundidade.

TABELA 8.6 Resultados dos ensaios a compressão simples.

Prof. (m)	Valores de Pico	
	σ_n (kPa)	ε (%)
0,5 (*)	77,3	1,8
1,0 (*)	108,3	4,6
1,5 (*)	147,0	5,9
2,0 (*)	36,4	11,2
3,0	124,0	9,4
4,0	110,0	12,4
5,0	62,1	13,0
6,0	33,1	12,0
7,0	85,5	8,0
8,0	201,7	11,2
9,0	154,8	8,6
10,0	76,8	12,0

NOTA: (*) = estes ensaios foram conduzidos a uma velocidade de 1,25mm/min enquanto os demais o foram a 1,00mm/min.

8.7 Ensaios de cisalhamento direto

Assim, como os ensaios a compressão simples, tais ensaios foram também feitos na UFV (profundidades até 1,5m) e na USP - São Carlos nas amostras restantes. Foram utilizados três corpos de prova por amostra, ensaiados sob tensões normais de 50, 100 e 200 kPa respectivamente e sob velocidade de deformação controlada de 0,472 mm/min (UFV) e 0,500 mm/min (USP-São Carlos), por um similar problema de condicionamento de equipamento.

FIGURA 8.13 Ensaio a compressão simples: a) variação de q_u x z; b) variação de ϵ % x z; c) variação de E x z

Os parâmetros de resistência (coesão, ângulo de atrito interno) constam da Tabela 8.7. Observa-se que, pelos dados apresentados, é muito difícil a percepção de qualquer variação nas suas camadas. Não é possível distinguir nenhuma tendência que justifique o emprego de uma lei de sistematização do processo de variação de c ou ϕ com a profundidade, embora os valores de ϕ inclinem-se mais para o decréscimo com a profundidade. Tal fato também não encontra nenhuma explicação, já que há um aumento de granulometria com a profundidade. Por outro lado, a diminuição do ângulo de atrito de 2m em diante não deve ser associada com a existência de planos de cisalhamento preferenciais nos corpos de prova, já que não se constatou esta tendência na posição horizontal.

TABELA 8.7 - Parâmetros elásticos e de resistência ao cisalhamento.

Prof. (m)	Ensaio Triaxial (UU)		Cisalhamento direto		Mód. Elástico (MPa)		
	Coesão kPa	A. Atrito (o)	Coesão kPa	A. Atrito (o)	E_t	E_{50}	E_s
0,5	-	-	20	34	128,8	96,7	43,0
1,0	20	13	44	25	43,4	33,9	23,6
1,5	-	-	26	33	73,5	36,8	24,9
2,0	38	16	62	18	5,1	5,1	3,3
3,0	53	14	86	19	23,3	19,4	13,2
4,0	98	7	60	32	17,5	14,5	8,9
5,0	73	7	36	29	6,3	6,0	4,8
6,0	13	18	40	29	3,8	3,5	2,8
7,0	35	19	52	29	13,0	10,7	10,7
8,0	78	15	86	27	20,3	19,4	18,0
9,0	85	18	110	23	14,6	16,3	18,1
10,0	25	25	70	24	6,3	6,9	6,4

NOTA: os parâmetros de resistência do ensaio triaxial foram obtidos das envoltórias de tensões totais.

8.8 Ensaio de compressão triaxial

Na execução destes ensaios, elegeu-se a modalidade UU por algumas razões. Uma delas é que, embora tenham sido retirados 3 blocos indeformados com $25 \times 25 \times 25 \text{ cm}^3$ de cada profundidade, houve muitas perdas na moldagem de corpos de prova, tanto dos solos porosos superficiais, quanto dos saprolíticos. Assim, não haveria possibilidade de se fazer os tipos CD, CU e UU simultaneamente. Além disto, a pesquisa bibliográfica aponta que um significativo número de especialistas em fundações, trabalhando com solos residuais ou tropicais, entende como mais adequada para projetos a análise não-drenada.

Na profundidade de 1m, os ensaios foram feitos na UFV e nas demais, no laboratório do Departamento de Geotecnia da USP-São Carlos, ambos sob deformação controlada, com velocidade de 0.5mm/min. Neste último caso, foi utilizado o sistema de aquisição automática de dados que facilita enormemente o acompanhamento dos ensaios, pela possibilidade de

monitorar o desenvolvimento do comportamento tensão-deformação e das tensões neutras, subsidiando com muito boa confiabilidade o melhor momento de encerramento dos ensaios.

A outra vantagem, que é a velocidade na obtenção dos resultados, é ainda mais óbvia. Foram produzidas, para cada profundidade, as curvas de $(\sigma_1 - \sigma_3) \times$ deformação específica, pressão neutra $\times$ deformação específica, trajetória de tensões (curvas $q \times p$ e $q \times p'$) e da relação $(\sigma_1'/\sigma_3') \times$ deformação específica.

Sendo grande a heterogeneidade do solo residual e não tendo havido a preocupação de selecionar os corpos de prova (para dar justamente aos ensaios a característica desta dispersão), não foi nada surpreendente encontrar alguns casos (a 4,0m de profundidade, por exemplo) em que o círculo de Mohr correspondente ao ensaio com tensão confinante de 100kPa tivesse raio igual ou ligeiramente menor que o correspondente a 50 kPa.

FIGURA 8.14 Acompanhamento de um ensaio triaxial UU através do sistema de aquisição automática de dados (USP-São Carlos).

Os valores de c , assim obtidos estão na Tabela 8.7. De imediato, vê-se que a correlação não é boa. O problema parece muito mais ligado à anisotropia e à amostragem, já que ambos foram conduzidos de modo extremamente cuidadoso. Porém, deve ser notado que os parâmetros de resistência do ensaio de cisalhamento direto são marcadamente superiores ao do triaxial.

Na Figura 8.15(b), que expressa a variação da coesão com a profundidade, fica perfeitamente confirmada a diminuição de c na profundidade de 6m e adjacências. A transição do

solo laterítico para não-laterítico, a 4m de profundidade (sem uma definição muito clara), acentua também esta mudança, bem como nos corpos de prova de profundidades superiores a 7m. Esta evidência não é visível, contudo, na análise da variação de ϕ com a profundidade (Figura 8.15(a)).

FIGURA 8.15 - Variação dos parâmetros de resistência com a profundidade: a) ϕ x z; b) c x z

8.9 Ensaios de adensamento

Estes ensaios, em parte realizados na UFV (profundidades até 1,5m) e o restante na USP-São Carlos, tiveram como característica fundamental a variação nos tipos de equipamento. Entretanto, supõe-se que esta variação não seja determinante na qualidade ou na diferenciação dos resultados obtidos. Todas as recomendações de STANCATI, NOGUEIRA & VILAR (1981) foram estritamente observadas no sentido de se obter a melhor precisão possível. Os estágios de carregamento foram estabelecidos *a priori* no planejamento do ensaio, correspondendo à sequência de 6,25 kPa, 12,5 kPa, 25 kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa e 800kPa, com descargas em 200kPa, 50kPa, 12,5kPa e 0kPa. Em todos estes casos ficou comprovada a boa definição da curva $\log p$ x índice de vazios.

A ocorrência de inúmeras trincas produzidas por recalques diferenciais no prédio do Departamento de Engenharia (a menos de 20m do local onde as amostras foram recolhidas) despertou de imediato a curiosidade em determinar a possível colapsibilidade do solo de fundações. O julgamento desta possibilidade, antecipada pela aplicação dos vários critérios que envolvem índices físicos e limites de consistência, evidenciou-a de modo ambíguo até a profundidade de 2 metros e, por isso, ensaios de adensamento duplo com inundação em vários

estágios de carregamento, foram feitos para algumas dessas profundidades onde o diagnóstico mostrava-se favorável ao evento.

Considerando-se que as fundações rasas são apoiadas sempre abaixo de 1,0m de profundidade nesta região, os ensaios edométricos duplos foram feitos com amostras coletadas a 1,0m, 2,0m, 3,0m, 4,0m e 5,0m. Como já foi ressaltado anteriormente, o solo a 4,0m exibe fortes evidências de ser saprolítico, pela maioria dos julgamentos já expostos; portanto, a inclusão das amostras a 4,0m e 5,0m teve como única intenção certificar-se definitivamente da não-colapsibilidade destes materiais.

Quanto às demais, um resumo pode ser feito do seguinte modo:

- a) a profundidade mais susceptível ao colapso é a de 2,0m. Para um detalhamento mais consistente desta conclusão, deve ser notificado que os ensaios foram feitos utilizando-se 4 corpos de prova, sendo um na umidade natural até 800 kPa, quando, então, após estabilização das deformações, foi inundado, sem registrar nenhum colapso; os três restantes foram inundados nas pressões de 100kPa, 200kPa e 400kPa respectivamente. O maior colapso foi registrado para o corpo de prova inundado a 100kPa; os dois restantes, mostraram potenciais de colapso decrescentes com o aumento da pressão de inundação. É perfeitamente possível colocar-se em uma mesma figura (Figura 8.16) esta variação, ilustrativa do processo.

FIGURA 8.16 Variação do colapso por inundação de corpos de prova com diferentes pressões de inundação.

- b) Na profundidade de 3m a amostra foi inundada a 556 kPa, tendo sido registrado um pequeno colapso. Esta experiência foi feita de modo a complementar as experiências dos ensaios descritos em (a), já que, saindo diretamente de 400 kPa para 800 kPa, o solo deixou de apresentar colapso para a amostra a 2m de profundidade. Deve ser lembrado que as amostras de 2m e 3m apresentam muitas similaridades, inclusive quanto à estrutura
- c) Na profundidade de 1,0m, o solo foi inundado a 100kPa sem entrar em colapso; passando-se para o estágio seguinte (200kPa) a diferença na variação de índice de vazios entre o ensaio usando corpo de prova na umidade natural e o relativo ao corpo de prova inundado a 100kPa foi significativamente grande. Infere-se, portanto, que o potencial de colapso da profundidade de 2,0m é bastante superior, capaz de manifestar-se em uma ampla faixa de variação de pressões de inundação.
- d) Como previsto, os corpos de prova de 4m e 5m não apresentaram colapso, sendo inundados na pressão de 200kPa.
- e) Embora a porosidade de todas as amostras seja bem comparável e apresentando equivalência, parece que a colapsibilidade tem muito a ver com a estrutura do solo, bastante diferente nas posições de 2m e 4m, por exemplo.

VARGAS (1978) considera que solos com $i > 0,02$ são colapsíveis, sendo i (coeficiente de colapso estrutural) definido por:

$$i = \Delta e / (1 + e_i) \quad (8.1)$$

onde:

Δe = variação do índice de vazios ocorrida no estágio da inundação

e_i = índice de vazios antes da saturação

Os valores obtidos através dos ensaios estão reproduzidos na Tabela 8.8.

A relação entre i e a correspondente pressão de inundação (p_i) é excelente, mostrando-se muito bem ajustada a uma reta segundo a equação:

$$i = 0,157 - 1,925.p_i \text{ (em kPa), com } r = 0,9985 \quad (8.2)$$

TABELA 8.8 - Valores de "i" em várias profundidades.

Prof. (m)	Valores de "i", para pressões de inundação (kPa) de:				
	100	200	400	556	800
1.0	0	0,098	-	-	-
2.0	0,136	0,116	0,084	-	0
3.0	-	-	-	0,051	-
4.0	-	0	-	-	-
5.0	-	0	-	-	-

A equação (8.2) foi deduzida para amostras nas profundidades de 2m e 3m (o ponto correspondente à pressão de 100 kPa para a amostra de 3m não foi considerado). Observa-se na Figura 8.17 que o ensaio feito com a amostra de 3m, inundada a 556kPa, apresenta um resultado totalmente coerente com o que era esperado (por um julgamento instintivo, baseado na aparência e na textura das amostras), alinhando-se com os pontos da amostra a 2m.

Um gráfico, como a seguir mostrado, tem uma utilidade óbvia, que é a de prognosticar o tão propalado "limite superior de colapso", que, neste caso, por interpolação, fica fácil de entender que seria de 710kPa; considera-se, pelo conceito de VARGAS (1977) (ver p.289 dessa referência), que $i < 0,02$ não caracteriza solos colapsíveis. É interessante observar que AGNELLI (1992), aplicando também o critério de Vargas para amostras nas profundidades de 1 a 4m de um solo de Bauru (SP), concluiu que apenas as amostras de 1 e 2m de profundidade são colapsíveis. Embora sendo solos de origens completamente distintas, tanto do ponto de vista genético quanto de transporte, fica patente que a natureza estruturada dos solos superficiais lixiviados em climas tropicais favorece a existência do colapso.

FIGURA 8.17 Variação do coeficiente de colapso com a pressão de inundação.

Parece muito importante o aspecto de definir o limite inferior da pressão de inundação que leva ao colapso. Este ponto de vista já havia sido definido em TEIXEIRA (1993) sob o seguinte argumento: se o colapso é mais danoso às pequenas estruturas do que às grandes, então o problema na prática afeta muito mais o conhecimento da pressão-limite inferior, pois o

solo de fundações destas construções suportam, quase sempre, pressões variando na faixa de 100 a 200kPa. Por esta razão, é sugestivo que na programação dos ensaios, visando definir o gráfico acima, incluam-se pelo menos a inundação a 50kPa e mais uma, com o solo inundado desde o início. No presente caso, vê-se que a 1,0m de profundidade, o solo não se mostrou sensível à inundação para a pressão de 100kPa.

Para fins de comparação com os resultados obtidos, apresenta-se a Tabela 8.9 onde é mostrada a previsão da colapsibilidade através dos critérios mais utilizados (por uma questão de brevidade, as equações e os limites desses critérios serão omitidos; detalhes podem ser vistos em VILAR (1979) ou NEVES (1987).

TABELA 8.9 - Julgamento da colapsibilidade por vários critérios.

Prof.	Denisov	Gibbs	(ex)URSS	Prikonskij	FEDA
0,5	1,06 (?)	0,94 (?)	-0,04 (C)	1,19 (E)	0,84 (NC)
1,0	0,99 (?)	1,01 (C)	0,01 (C)	1,53 (E)	1,04 (C)
1,5	1,00 (?)	1,00 (C)	0,00 (C)	1,20 (E)	1,00 (C)
2,0	1,02 (?)	0,98 (C)	-0,01 (C)	1,12 (E)	0,95 (C)
3,0	1,50 (?)	0,66 (NC)	-0,29 (NC)	1,49 (E)	0,01 (NC)
4,0	1,41 (?)	0,71 (NC)	-0,22 (NC)	1,63 (E)	-0,05 (NC)
5,0	1,16 (?)	0,86 (NC)	-0,10 (NC)	1,85 (E)	-0,30 (NC)
6,0	1,26 (?)	0,79 (NC)	-0,15 (NC)	1,68 (E)	0,22 (NC)
7,0	1,11 (?)	0,90 (NC)	-0,10 (NC)	2,51 (E)	0,27 (NC)
8,0	1,46 (?)	0,68 (NC)	-0,26 (NC)	2,05 (E)	-0,45 (NC)
9,0	1,55 (C)	0,64 (NC)	-0,32 (NC)	2,85 (E)	-1,20 (NC)
10,0	1,05 (?)	0,95 (NC)	-0,03 (C)	1,135 (E)	0,79 (NC)

NOTA: (?) = não definido; (C) = Colapsível; (NC) = não colapsível; (E) = expansivo

Quanto aos parâmetros de adensamento, eles são mostrados na Tabela 8.10.

TABELA 8.10 - Parâmetros de adensamento.

Prof. (m)	Pressão de Pré-Adensamento (kPa)			C _c	C _v (a 200 kPa) x (10 ⁻³ cm ² /s)
	Pacheco Silva	Casagrande	σ_{vo} (kPa)		
0,5	210	200	7	1,2	3,0
1,0	350	330	14	0,96	3,1
2,0	260	243	28	1,0	3,5
3,0	556	600	45	0,95	0,23
4,0	280	360	62	0,59	0,60
5,0	360	400	79	0,73	3,3
6,0	280	320	94	0,78	0,67
7,0	225	218	110	0,73	2,8
8,0	500	600	126	0,65	0,26
9,0	1000	750	144	0,50	1,7
10,0	550	530	159	1,0	2,5

As tensões geostáticas (estado inicial), $\sigma_{v,0}$, constantes da Tabela 8.10, foram calculadas usando-se os valores de massas específicas da Tabela 8.2. Embora tais massas específicas tenham uma variação no perfil, se for calculado o valor de $\sigma_{v,0}$ na profundidade de 10 metros usando-se o valor médio das massas específicas (1.566kg/m^3) encontra-se o valor de $\sigma_{v,0} = 157\text{kPa}$, valor este praticamente coincidente com o valor constante da Tabela 8.10. Este fato tem certa importância, pois em cálculos posteriores, para efeito de avaliação de tensões geostáticas, poderá ser considerado todo o perfil como um solo de uma só camada, com massa específica média de 1.566kg/m^3 . Na Figura 8.18(a) abaixo, é mostrada a variação com a profundidade das tensões geostáticas e das de pré-adensamento. Na Figura 8.18(b) a relação entre a variação do índice de vazios durante o colapso com a pressão de inundação.

FIGURA 8.18 a) Variação das pressões geostáticas e de pré-adensamento com a profundidade;
b) variação $\Delta e \times p_{in}$ durante o colapso.

Há uma boa concordância dos valores de p_a' obtidos pelos métodos de Pacheco Silva e Casagrande, embora haja uma tendência de serem os primeiros ligeiramente inferiores aos segundos. Observa-se também no gráfico que em todo o perfil pesquisado, as tensões devidas ao peso próprio são menores que as de pré-adensamento.

As variações de C_c e de c_v (sendo estas últimas calculadas apenas para a pressão de ensaio de 200kPa , pelo método de Taylor) com a profundidade podem ser vistas na Figura 8.19; como previsto, os valores de C_c são significativamente elevados nos três primeiros metros, indicando a possibilidade de grandes recalques para fundações rasas (deve-se, no entanto, levar em conta que o solo é fortemente pré-adensado).

FIGURA 8.19 Variação de C_c e de c_v (a 200kPa) com a profundidade

8.10 Análise química e mineralógica

Tais ensaios foram feitos nos laboratórios do Departamento de Ciência do Solo da UFLA, com um objetivo bastante simples, que é o de melhor compreender a evolução do perfil do solo do ponto de vista de alteração e gênese. Contudo, a análise mineralógica quantitativa é algo laboriosa e os recursos ali disponíveis não foram suficientes para um estudo completo a este respeito. Quanto à análise química, foi considerado essencial e suficiente a obtenção dos índices de alteração que não dependem de uma análise total, isto é, dos índices K_i e K_r .

Os dados desses ensaios estão apresentados na Tabela 8.11 e na Figura 8.20.

TABELA 8.11 - Parâmetros úteis para avaliação do perfil de alteração.

Prof. (m)	Perda por imersão (%) (mini-MCV)	K_i	K_r	Fração Areia Total (%) peso
0,5	30	1,01	0,61	62,5
1,0	70	1,02	0,62	55,5
1,5	44	0,89	0,55	47,5
2,0	?	0,89	0,54	35,0
3,0	38	1,01	0,62	40,0
4,0	68	1,75	1,12	36,0
5,0	130	1,73	1,11	43,0
6,0	50	1,92	1,17	40,5
7,0	163	2,07	1,17	38,0
8,0	118	1,86	1,03	40,5
9,0	130	1,88	1,05	38,0
10,0	118	1,98	1,20	41,0

NOTA: Nesta tabela, convencionou-se como "fração areia" todo o material com diâmetro superior a 0,05mm (coerente com a mesma convenção adotada para o estudo de sedimentologia), incluindo assim parte da fração silte.

ROCHA FILHO et al. (1985) realçam muito bem a importância dos índices K_i e K_r no estudo dos perfis de alteração de solos tropicais, valorizando sobretudo K_r no caso dos solos mais maduros (saprolitos finos). A simples observação da Figura 8.20 mostra a transição já descrita anteriormente entre 3 e 4 metros, indicativa de ferralitização da mencionada camada 1 (até 3m) através do deslocamento da caolinita.

Na tentativa de esclarecer se o solo da 1ª camada (até 4m) é residual maduro ou transportado, foi feita a análise ϕ de FOLK & WARD, utilizando parâmetros estatísticos adequados (média, desvio padrão e assimetria) das curvas granulométricas da fração areia.

FIGURA 8.20 Variação dos índices de alteração com a profundidade.

A Figura 8.21 reproduz todos os gráficos, em seu conjunto, para uma melhor avaliação do perfil. Não é difícil de ser notado que as curvas apresentam um mesmo comportamento, o que significa dizer que as duas camadas de solo apresentam a mesma origem e, sendo a camada inferior não-transportada, significa dizer que a primeira também não é.

FIGURA 8.21 Variação da % em peso passando, da fração areia, com o parâmetro ϕ de FOLK & WARD.

9 PREVISÃO DE CARGA-RECALQUE X RESULTADOS OBSERVADOS

9.1 Placas de fundações

9.1.1 Previsão de carga e resultados

a) Características das fundações

TABELA 9.1 - Descrição dos ensaios de placa

Nº do Ensaio	Forma (*)	d ou B (m)	Prof. D (m)	Tipo do Ensaio (**)	Informes Adicionais
P ₁	Q	0,45	1,0	R	Solo natural
P ₂	C	0,40	1,0	R	Solo natural
P ₃	Q	0,45	1,5	R	Solo natural
P ₄	Q	0,45	0,5	R	Solo natural
P ₅	C	0,40	0,5	R	com melhoramento do solo
P ₆	C	0,40	1,5	R	Solo natural
P ₇	C	0,60	0,5	R	Solo natural
P ₈	C	0,60	1,0	L	Com inundação
P ₉	C	0,40	1,5	R	Solo natural
P-T(0,5)	C	0,80	0,5	R	Solo natural
P-T(2,0)	C	0,80	2,0	R	Solo natural
P-T(4,0)	C	0,80	4,0	R	Solo natural
P-T(6,0)	C	0,80	6,0	R	Solo natural
S ₁ (a)	C	0,80	1,0	R	Solo natural
S ₁ (b)	C	0,80	1,0	R	Com repetição
S ₁ (c)	C	0,80	1,0	R	Com inundação
S ₂ (a)	C	0,80	1,0	R	Solo natural
S ₂ (b)	C	0,80	1,0	R	Com repetição
S ₂ (c)	C	0,80	1,0	R	Com inundação
S ₃ (a)	C	0,80	1,0	R	Solo natural
S ₃ (b)	C	0,80	1,0	R	Com repetição
S ₃ (c)	C	0,80	1,0	R	Com inundação
S ₄ (a)	C	0,80	1,0	R	Solo compactado
S ₄ (b)	C	0,80	1,0	R	Com repetição
S ₄ (c)	C	0,80	1,0	R	Com inundação
S ₅ (a)	C	0,80	1,0	R	Solo natural
S ₅ (b)	C	0,80	1,0	R	Com repetição
S ₅ (c)	C	0,80	1,0	R	Com inundação
S ₆ (a)	C	0,80	1,0	R	Solo natural
S ₆ (b)	C	0,80	1,0	R	Com repetição
S ₆ (c)	C	0,80	1,0	R	Com inundação

NOTAS: 1 = (*) Q = placa quadrada; C = placa circular
2 = (**) R = prova de carga rápida; L = prova de carga lenta
3 = Os ensaios designados por P são da 1ª fase (julho/1995) e os designados por S são da 2ª fase (dez./96 a jan./97).
4 = P - T(0,5); P - T(2); P - T(4); P -T(6) são ensaios de placa nas prof. de 0,5m, 2m, 4m e 6 m em um tubulão
c/ D_f = D_b = 0,8m.

b) Hipóteses assumidas na previsão da capacidade de carga

1ª) Solo c, ϕ

2ª) São consideradas válidas as fórmulas de capacidade de carga para fundações rasas mesmo na situação de $D > B$

3ª) A situação de cava fechada é real

4ª) O solo é idealizado como um modelo de duas camadas, sendo a primeira delas, até a profundidade de 4,0 m, laterítica. Para os parâmetros ρ, c, ϕ a serem adotados nas fórmulas de cálculo, segue a Tabela 9.2.

TABELA 9.2. Parâmetros de cálculo de capacidade de carga

Parâmetro	Profundidade (m)											
	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
ρ (kN/m ³)	14,48	13,60	14,30	14,77	16,75	17,10	16,19	15,40	15,55	16,77	17,27	15,78
c (kPa)*	-	20	-	38	53	98	73	13	35	78	85	25
ϕ (°)*	-	13	-	16	14	7	7	18	19	15	18	25

NOTA: (*) Obtido do ensaio triaxial UU

5ª) Abaixo da placa considera-se como zona de interesse o solo no interior do bulbo de tensões, isto é, a uma profundidade de 2 vezes a dimensão da placa (largura ou diâmetro), como se vê em BARATA (1984, p. 104). Esta hipótese permite tratar o solo como homogêneo na maioria dos cálculos, ora situando-o na condição de camada 1 (laterítico), ora como camada 2, exclusivamente

6ª) É assumido que o solo de fundação tem ruptura do tipo “localizada”.

7ª) Para a teoria de Terzaghi (1943), os fatores de capacidade de carga foram obtidos diretamente de gráfico e os valores médios das massas específicas foram considerados, respectivamente: na parcela de base ($\bar{\rho}_1$) dentro do bulbo de tensões e na parcela de sobrecarga ($\bar{\rho}_2$) acima da cota de assentamento da placa. Para as fórmulas de Meyerhof (1951) e B. Hansen (1970) eles foram calculados pelas equações descritas em Bowles (1988).

8ª) Nas fórmulas empíricas de Meyerhof (1956, 1965) e Parry (1977) em função do SPT, os valores de N não foram corrigidos para N_{55} , como sugerido (Bowles, 1988). Nos cálculos, foram considerados valores médios $\bar{N}$ tomados no intervalo 0.5B acima e 2B abaixo (Meyerhof) e 0.75B abaixo (Parry), segundo os valores da Tabela 7.1.

c) Valores de q_u e de Q_u previstos para os ensaios de placa da 1ª fase.

Estão reproduzidos na Tabela 9.3 a seguir:

TABELA 9.3 - Previsão de carga por métodos teóricos e empíricos.

Nº do	TERZAGHI	MEYERHOF	B.HANSEN	PARRY	q _{u,obs}
	(1943)	(1951)	(1970)	(1977)	
Ensaio	q _u (kPa)	q _u (kPa)	q _u (kPa)	q _u (kPa)	
P ₁	390,4	730,1	880,1	96	207,4
P ₂	390,4	732,7	927,1	96	222,9
P ₃	557,6	1284,3	1537,3	144	333,3
P ₄	249,9	365,1	415,7	96	212,3
P ₅ (*)	-	-	-	-	-
P ₆	557,6	1361,7	1679,4	96	250,8
P ₇	249,9	346,9	384,1	96	197,5
P ₈ (*)	-	-	-	-	-
P ₉	634,3	1240,1	1502,5	144	197,8
P-T (0,5)	249,9	373,2	428,1	96	254,8
P-T (2,0)	780,7	1401,5	1715,1	144	215,0
P-T (4,0)	750,6	1816,9	2332,3	240	353,5
P-T (6,0)	856,6	3297,8	3789,1	240	443,12

NOTAS:

1 = * - não foram feitas previsões, pois os parâmetros c, φ, N foram modificados pelas características dos ensaios (P₅ com melhoramento do terreno de fundação e P₈ pela inundação).

2 = ** - referem-se a pressões e cargas admissíveis, correspondentes a um recalque admissível de 25 mm.

3 = também não foram feitas previsões para as fundações ensaiadas na 2ª fase, por razões igualmente de mudança de parâmetros (afetados pelo elevado teor de umidade natural do solo na ocasião dos ensaios e pelas condições singulares de compactação, repetição de ensaio e inundação).

d) Resultados obtidos nas provas de carga

d.1) Ensaio da 1ª fase (julho/1995)

Os resultados podem ser vistos pelas figuras 9.1 a 9.3 e pela Tabela 9.4, onde os valores de Q_u foram calculados pelos métodos de Van der Veen (1953) e Chin (1969). Constam ainda desta tabela os valores de q_{u,25} e Q_{u,25} correspondentes aos recalques de 25 mm.

TABELA 9.4 - Valores observados (q_u e Q_u) dos ensaios da 1ª fase.

Nº do ensaio	Van der Veen (1953)		Chin (1969)		q ₂₅ (kPa)	Q ₂₅ (kN)
	q _u (kPa)	Q _u (kN)	q _u (kPa)	Q _u (kN)		
P ₁	207,4	42,0	-	-	143,2	29,0
P ₂	222,9	28,0	266,7	33,5	159,2	20,0
P ₃	333,3	67,5	-	-	149,6	30,3
P ₄	212,3	43,0	-	-	172,8	35,0
P ₅	311,3	39,1	332,8	41,8	297,0	37,3
P ₆	250,8	31,5	308,1	38,7	195,1	24,5
P ₇	197,5	55,8	235,3	66,5	171,6	48,5
P ₈ (*)	-	-	-	-	-	-
P ₉	197,8	55,9	363,8	102,8	133,8	37,8
P-T (0,5)	254,8	32,0	-	-	195,1	24,5
P-T (2,0)	215,0	108,0	-	-	132,4	66,5
P-T (4,0)	353,5	177,6	444,5	223,3	320,5	161,0
P-T (6,0)	443,1	222,6	-	-	318,5	160,0

NOTA: (*) P-8 não pode ser interpretada em virtude da ocorrência de colapso na inundação.

FIGURA 9.1. Resultados das provas de carga em P_1 a P_6 .

FIGURA 9.2. Resultados das provas de carga em P_7 , P_8 e P_9 .

FIGURA 9.3. Resultados dos ensaios de placa P-T.

d.2) Ensaios da 2ª fase (dez./1996 a jan./1997)

As 13 provas de carga da 1ª fase, designada por P, foram consideradas insuficientes para uma análise mais elaborada da capacidade de carga e da influência da repetição do carregamento, do melhoramento do solo e da inundação no comportamento carga-recalque de fundações rasas.

Assim, aproveitando as estacas de reação periféricas do campo experimental foram executadas 6 cavas circulares de diâmetros iguais a 0,80 m, porém com características diferentes, considerando-se 2 grupos de 3 fundações: no 1º grupo, cada fundação foi escavada até a profundidade de 1,0 m (S1, S2, S3) sendo então ensaiadas na condição de solo natural e em seguida reensaiadas no mesmo teor de umidade e outra vez reensaiadas, após inundação; no 2º grupo, o procedimento muda quanto ao melhoramento do solo, tendo sido processada a retirada do material até a profundidade de 2,0 m, seguindo-se a imediata reposição com compactação.

Os detalhes relevantes desta compactação são:

- 1º) Compactação em camadas soltas de $\cong 10$ cm;
- 2º) Foi utilizado soquete manual com 7,5 kg operado em queda (aproximadamente) livre de 0,5 m;
- 3º) Cada camada foi submetida a 120 golpes, bem distribuídos;
- 4º) A compactação foi controlada pelo método do frasco de areia, obtendo-se graus de compactação variáveis de 86% a 102% em relação ao Proctor Normal.
- 5º) O valor de e_{min} calculado a partir dos índices físicos é 1,07. Após a compactação, variaram de 0,84 a 1,21.

Os 18 ensaios, designados por S1(a), S1(b), S1(c), ..., S6(a), S6(b) e S6(c) tiveram suas características já descritas anteriormente (Tabela 9.1).

O comportamento carga-recalque destas fundações é mostrado nas figuras 9.4 a 9.9. Os valores observados (q_u , Q_u), interpretados pelo método de Van der Ven (1953), são apresentados na Tabela 9.5 a seguir.

TABELA 9.5 - Valores de q_u e Q_u obtidos nos ensaios de placa da 2ª fase.

Nº de Ensaio	Valores observados			
	q_u (kPa)	Q_u (kN)	$q_{u,25}$ (kPa)	$Q_{u,25}$ (kN)
S ₁ (a)	165,2	83,0	95,5	48,0
S ₁ (b)	199,0	100,0	139,3	70,0
S ₁ (c)	189,1	95,0	149,3	75,0
S ₂ (a)	152,5	76,6	87,6	44,0
S ₂ (b)	199,0	100,0	157,2	78,9
S ₂ (c)	173,2	152,5	139,5	70,1
S ₃ (a)	145,3	73,0	89,6	45,0
S ₃ (b)	173,2	87,0	141,3	70,9
S ₃ (c)	159,2	80,0	123,4	62,0
S ₄ (a)	173,2	87,0	107,5	54,0
S ₄ (b)	211,0	106,0	167,2	84,0
S ₄ (c)	179,1	90,0	141,3	71,0
S ₅ (a)	189,1	95,0	107,5	54,0
S ₅ (b)	228,9	115,0	207,0	104,0
S ₅ (c)	197,1	99,0	191,1	96,1
S ₆ (a)	179,1	90,0	115,4	57,9
S ₆ (b)	199,0	100,0	159,2	80,0
S ₆ (c)	172,8	86,8	151,2	75,9

FIGURA 9.4. Resultados das 3 provas de carga na fundação S-1.

FIGURA 9.5. Resultados das 3 provas de carga na fundação S-2.

FIGURA 9.6. Resultados das 3 provas de carga na fundação S-3.

FIGURA 9.7. Resultados das 3 provas de carga na fundação S-4.

FIGURA 9.8. Resultados das 3 provas de carga na fundação S-5.

FIGURA 9.9. Resultados das 3 provas de carga na fundação S-6.

9.1.2) Previsão de recalques e resultados

Na previsão de recalques, foi utilizado um método teórico, onde a parcela de recalques imediatos foi calculada segundo as recomendações de SIMONS & MENZIES (1981) e a de recalques por adensamento pela fórmula de TERZAGHI (1943), válida para argilas saturadas. A espessura H na camada compressível foi considerada como $1,5 B$, baseado na evidência de que, abaixo desta profundidade, o solo readquire a sua condicional inicial e_0 (observado nos ensaios de campo, antes e após a realização de provas de carga). Ainda a respeito da fórmula de Terzaghi (1943), a pressão incremental Δp foi calculada de acordo com uma sugestão de SIMONS & MENZIES (1981) em função do parâmetro adimensional z/B obtido no centro da camada compressível, conforme anteriormente definida. Quanto ao cálculo dos recalques imediatos a profundidade do impenetrável (H), necessária nestes cálculos, foi estimada através de uma aproximação considerando-se $H/B = 100$.

Além desta alternativa, foram utilizadas as fórmulas empíricas de previsão de recalques em função do SPT (Parry, 1977; Bazaraa, 1967; Meyerhof, 1976) e o método semi-empírico de Terzaghi & Peck (1948) corrigido por De Mello (1971).

Os valores de $\bar{N}$ considerados nos cálculos são dados na Tabela a seguir:

TABELA 9.6. - Valores médios do SPT utilizados na previsão de recalques.

Ensaio	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	P-T(0,5)	P-T (2)	P-T (4)	P-T (6)
$\overline{N}$ (*)	4	4	6	4	-	6	4	-	6	4	7	7	10

NOTA: (*) = não há previsão de $\overline{N}$ para os casos de solos melhorados ou inundados.

Com exceção do método teórico, as demais fórmulas são dependentes da pressão “q”, expressa em kPa ou em MPa (Parry, 1977). Por conseguinte, é necessário relacioná-lo a uma determinada carga de referência ou admissível e, na falta de melhores orientações, deliberou-se por aquela que conduz a recalques de 25 mm, como consta da Tabela 9.4.

Deste modo, é fácil de entender que os recalques previstos, conforme a Tabela 9.7, devem ser comparados com o recalque convencional de 25 mm, considerando-se arrojados os métodos que conduzem a resultados inferiores a este valor.

TABELA 9.7 - Previsão de recalques (mm) em fundações rasas por diversos métodos.

Nº do ensaio	Parry (1977)	Bazarrá (1967)	Meyerhof (1976)	Terzaghi & Peck (1948)	Método Teórico
P ₁	4,8	11,1	22,1	6,9	44,5
P ₂	4,8	10,1	23,2	7,0	28,5
P ₃	3,4	8,3	15,4	6,1	19,2
P ₄	5,8	9,8	26,7	8,4	91,1
P ₅ (*)	-	-	-	-	-
P ₆	3,9	9,8	18,9	7,3	15,8
P ₇	7,7	12,0	30,6	10,3	153,4
P ₈ (*)	-	-	-	-	-
P ₉	4,0	9,2	15,9	6,8	27,8
P-T(0,5)	5,9	10,0	28,4	8,6	79,4
P-T(2,0)	4,5	10,8	15,6	7,5	27,7
P-T(4,0)	11,0	40,5	37,7	18,3	25,3
P-T(6,0)	7,6	38,5	26,2	15,7	5,7

* = ensaios especiais.

9.2. Estacas-broca

9.2.1. Previsão de carga e resultados

a) Descrição das estacas e suas características de ensaio

As estacas-broca executadas com trado motorizado, ensaiadas durante o mês de julho/1995 na 1ª fase do campo experimental serão designados por E e suas principais características estão resumidas na Tabela a seguir:

TABELA 9.8 - Descrição das estacas-brocas ensaiadas na UFLA.

Nº de Ensaio	Geometria		Tipo de Ensaio
	L (m)	D (m)	
E ₁	4,0	0,25	R
E ₄	6,0	0,20	R
E ₅	4,0	0,20	R
E ₈	4,0	0,20	R
E ₉	6,0	0,15	R
E ₁₀	6,0	0,25	R

b) Previsão de carga e resultados

Os métodos adotados para previsão de carga última são aqueles que se expressam em função do SPT, direta ou indiretamente (através de correlações CPT x SPT) e foram aplicados somente nos casos onde as estacas não possuem nenhuma característica diferenciadora.

Os valores previstos são apresentados na Tabela 9.9 e os observados na Tabela 9.10.

TABELA 9.9 - Valores de Q_u previstos para as estacas-broca.

Nº do ensaio	Previsão de Q_u (KN)							
	Poulos (1989)	Meyerhof (1976)	Milititsky & Alves (1985)	Chang & Broms (1991)	Aoki & Velloso (1975)	Décourt & Quaresma (1978)	Velloso (1981)	Ranzini & Alonso (1994)
E ₁	96	22	83	66	137	159	172	139
E ₄	87	26	83	66	108	165	160	167
E ₈	68	17	61	49	82	118	123	111
E ₉	60	19	59	47	72	116	110	125
E ₁₀	119	33	110	88	152	218	218	208

Alguns esclarecimentos são necessários a respeito destas previsões, como segue:

- 1) Chama-se de "Poulos, 1989" às sugestões expressas nas Tabelas 7 e 10 do referido artigo, combinando os métodos alfa e beta e fazendo uso de correlações entre CPT e SPT. Tomou-se para média dos SPTs na ponta os valores 3D acima e 1D abaixo.
- 2) A fórmula de Meyerhof (1976) é indicada para estacas escavadas de pequeno diâmetro, sem resistência de ponta.
- 3) Na fórmula de Chang & Broms (1991) o valor médio do SPT na ponta considera a região de 4 diâmetros acima e 1 diâmetro abaixo.
- 4) Nas fórmulas brasileiras, tem-se que:
 - a) em AOKI & VELLOSO (1975), $F_2 = 6$ e $F_1 = 3$ são adotados nos cálculos.
 - b) em Décourt & Quaresma (1978), adota-se $K = 140$ kPa/golpe, considerando-se $\bar{N}_p$ como a média de 3 valores do SPT na região da ponta (1 acima e 1 abaixo).
 - c) em Ranzini & Alonso (1994) adota-se $h = 0,48$ e a relação $T = -209 + 152,8 N$ do solo local.

Confrontando-se com estas previsões, estão os resultados observados na Tabela 9.10 abaixo interpretados pelo método de Van Der Veen (1953).

TABELA 9.10 - Resultados das provas de carga em estacas (Q_u)

Nº do ensaios	E_1	E_4	E_8	E_9	E_{10}
Q_u (KN)	137,0	174,0	123,3	139,6	186,6

As curvas carga-recalque constam das Figuras 9.10 a 9.13.

9.2.2 Previsão de recalques das estacas-broca

a) Método gráfico de POULOS & DAVIS (1980)

Os recalques, para um nível genérico de carregamento, podem ser obtidos através da previsão do comportamento carga-recalques de uma estaca, onde os pontos-chaves (1 e 2) são plotados através das coordenadas:

$$(1) \quad Q_1 = Q_s/(1-\beta); \quad \rho_1 = Q_1 I/E_s d$$

$$(2) \quad Q_2 = Q_s + Q_p = Q_u; \quad \rho_2 = (Q_p I/E_s d \beta) + (Q_p - Q_1 \beta/(1-\beta)) \cdot L/A_p E_p$$

onde:

Q_u , Q_s e Q_p podem ser estimados pela média entre valores previstos por vários métodos, considerados os mais precisos para a região; Q_u pode ser previsto por uma fórmula de capacidade de carga.

$\beta = \beta_o c_r c_v$ (para estacas flutuantes, com base nas figuras 5.11 a 5.13, p.86 em POULOS & DAVIS, 1980).

$I = I_o R_k R_v R_h$ (figuras 5.18 a 5.21, p.89 em POULOS & DAVIS, 1980).

E_s = módulo de elasticidade médio do solo ao longo do fuste.

E_p = módulo de Young do material da estaca, calculado em função de $f_{ck} = 48,45\text{MPa}$, pela expressão $E_p = 21.000 \cdot (f_{ck} + 35)^{0,5}$ em kgf/cm^2 .

A_p = área da ponta (seção) da estaca cilíndrica.

FIGURA 9.10 Resultados das provas de carga em estacas E1 a E3

FIGURA 9.11 Resultados das provas de cargas em estacas (E4 a E6).

FIGURA 9.12 Resultados das provas de carga nas estacas E8 a E10.

FIGURA 9.13. Resultados das provas de carga em E7.

Considerou-se a previsão para o nível de carga $Q_i = Q_u/1.5$, tomando-se $E_s = 27\text{MPa}$ e $E_p = 47,86\text{GPa}$. Os valores de Q_s são valores médios, como calculados pelos métodos de AOKI & VELLOSO (1975), DECOURT & QUARESMA (1978), P.P VELLOSO (1981) e pelo método baseado do ensaio SPT-T, denominado neste trabalho de método de RANZINI & ALONSO (1994); a constante $K = E_p/E_s = 1772$.

b) Método gráfico de GAMA E SILVA et al. (1981)

Neste método, os pontos 1 e 2, básicos para a obtenção do gráfico, são definidos, respectivamente, pelas coordenadas:

$$(1) \quad Q_1 = Q_s; \quad \Delta_1 = 0.25d/100$$

$$(2) \quad Q_2 = Q_u; \quad \Delta_2 = 10d/100$$

sendo Q_u e Q_s definidos como no método anterior pelo valor médio.

Os gráficos destes métodos estão apresentados a seguir nas Figuras 9.14 e 9.15.

FIGURA 9.14. Comportamento carga-recalque previsto por POULOS E DAVIS (1980).

FIGURA 9.15. Comportamento carga-recalque previsto por GAMA E SILVA et al. (1981).

Além da previsão da curva carga-recalque gelos métodos gráficos apresentados. foram feitas previsões por métodos teóricos e empíricos.

Os valores previstos por estes diversos métodos estão reunidos na Tabela 9.11.

TABELA 9.11 - Recalques (mm) previstos para as estacas-broca.

Nº do Ensaio	Alonso (1981)	Chang & Broms (1991) *	Poulos & Davis (1968) **	Poulos (1989)	Frank (1985)	Van Weele (1982)	Cooke (1979)
E ₁	1,9	2,5	4,5	1,2	1,5	1,8	0,9
E ₄	0,6	2,5	3,0	0,9	1,2	1,4	0,7
E ₈	0,4	2,5	3,3	0,9	1,2	1,4	0,7
E ₉	0,5	2,5	2,1	0,6	0,9	1,1	0,6
E ₁₀	0,8	2,5	4,0	1,2	1,5	1,8	0,9

Notas: 1) De um modo geral, os recalques foram previstos para o nível de carregamento correspondente a $Q_u/1,5$, adequado para esta pesquisa.
2) * O recalque previsto por este método corresponde à máxima mobilização do atrito lateral, restrição esta que cria dificuldade quando se trata de prova de carga não instrumentada.
3) ** O método aqui utilizado é uma adaptação do original, feita por Chang & Broms (1991).
4) Os métodos de Frank (1985), Van Weele (1982) e Cooke (1982) referem-se a correlações entre recalques e diâmetro das estacas.

Quanto aos valores observados, para $Q_u/1,5$, eles são mostrados na Tabela abaixo:

TABELA 9.12 - Recalques observados para $Q_u/1,5$ nas estacas-broca.

Nº do Ensaio	E ₁	E ₄	E ₈	E ₉	E ₁₀
Recalque (mm)	1,1	0,5	0,8	0,5	0,4

9.3. Tubulões instrumentados

9.3.1. Previsão de cargas e resultados

a) Descrição dos tubulões e características de ensaio.

Estas informações são sumariamente apresentadas na Tabela 9.13 abaixo:

TABELA 9.13 - Descrição dos tubulões instrumentados.

Nº do Ensaio	Geometria			Tipo de Ensaio	Características de ensaio
	L(m)	D _b (m)	D _f (m)		
T ₁ - 1	4,0	1,25	0,55	R	Em solo natural
T ₁ - 2	4,0	1,25	0,55	R	1º reensaio, com umidade natural
T ₁ - 3	4,0	1,25	0,55	R	2º reensaio, inundado
T ₂ - 1	4,0	1,25	0,55	R	Em solo natural
T ₂ - 2	4,0	1,25	0,55	R	1º reensaio, com umidade natural
T ₂ - 3	4,0	1,25	0,55	R	2º reensaio, inundado
T ₃ - 1	4,0	1,25	0,55	R	Em solo natural
T ₃ - 2	4,0	1,25	0,55	R	1º reensaio, com umidade natural
T ₃ - 3	4,0	1,25	0,55	R	2º reensaio, inundado

b) Comparação entre os resultados previstos e os observados

Os valores adotados para os parâmetros de cálculo são:

b.1) ALBIERO & CINTRA (1996); D'APPOLONIA et al. (1975)

Considerando o solo como argiloso

$$\alpha = 0,55; c_u = \frac{\bar{q}_u}{2} = 50 \text{ kPa}; N_c = 9$$

Considerando o solo como arenoso

$$k_s = 0,7; \text{tg} \delta = \text{tg} (\phi - 3^\circ) = 0,213; \gamma = 15,2 \text{ kN/m}^3$$

$$N_q = 4,4; N_\gamma = 2,5; \sigma_{v(b)} = 60,8 \text{ kPa}$$

D' APPOLONIA et al. (1975) desprezam a parcela de atrito lateral no caso de terrenos arenosos.

b.2) REESE et al. (1976); BOWLES (1988)

Considerando o solo como argiloso

$$\bar{s}_{u,s} = 50 \text{ kPa}; \alpha = 0,5; N_c = 9; s_{u,b} = 83 \text{ kPa}$$

Considerando o solo como arenoso

$$K = 0,7; \bar{\sigma}_n = 19,8 \text{ kPa}; \text{tg} \delta = 0,268; \alpha_b = 2,5$$

b.3) TENG (1962)

Considerando o solo como argiloso

$$c = \frac{\bar{q}_u}{2} = 50 \text{ kPa}; N_c = 9$$

Considerando o solo como arenoso

$$N(\text{SPT}) = 10; L = 13,1; R_w = 1$$

Em ambas as hipóteses. TENG (1962) não considera o atrito lateral.

b.4) SCHOUSBOE et al. (1972) ou fórmulas ACI

Considerando o solo como argiloso

$$c_b = 98 \text{ kPa}; \bar{c}_s = 44 \text{ kPa}; \gamma = 15,2 \text{ kN/m}^3; N_c = 12,9; N_q = 4,4$$

$$\gamma = 15,2 \text{ kN/m}^3; \alpha = 0,35 \text{ (SKEMPTON, 1959)}$$

Considerando o solo como arenoso

$$N(\text{SPT}) = 10; f_s = 31,5 \text{ kPa}$$

b.5) AOKI & VELLOSO (1975)

$$F_1 = 3; F_2 = 6; \alpha = 0,035; k = 350 \text{ kPa}$$

b.6) DÉCOURT & QUARESMA (1978); DÉCOURT (1982)

$$\bar{N}_s = 6; \bar{N}_p = 8; k = 200 \text{ kPa/golpe}$$

b.7) P.P. VELLOSO (1981)

$$\beta = 0,46; N(\text{SPT}) = 10$$

b.8) Nas fórmulas de POULOS (1989); MILITITSKY & ALVES (1985) e CHANG & BROMS (1991)

$$\bar{N}_s = 7; N_p = 10$$

Os resultados são apresentados na Tabela 9.14.

TABELA 9.14 - Relação entre valores previstos e observados em Q_u , Q_s e Q_p

	Referência	Hipótese	Valores Previstos (kN)			$Q_{u, \text{prev.}} / Q_{u, \text{obs}}$		
			$Q_{s,u}$	$Q_{p,u}$	Q_u	$Q_{s,u}$	$Q_{p,u}$	Q_u
(1)	Albiero & Cintra (1996)	Argilas	126	552	678	0,89	3,73	2,37
	D'Appolonia et al. (1975)	Areias	10	216	226	0,07	1,46	0,79
(2)	Reese et al. (1976)	Argilas	255	917	1172	1,81	6,20	4,10
	Bowles (1988)	Areias	38	60	98	0,27	0,41	0,34
(3)	Teng (1962) (*)	Argilas	-	554	450	-	3,04	1,57
		Areias	-	990	990	-	6,69	3,46
(4)	Schousboe et al. (1972)	Argilas	69	2345	2414	0,49	15,84	8,44
	(Fórmulas ACI)	Areias	141 (**)	1194	1335	1,00(**)	8,07	4,17
(5)	Aoki & Velloso (1975)	-	108	1432	1540	0,77	9,68	5,38
	Velloso (1991) (***)	-						
(6)	Décourt & Quaresma (1978)	-	135	1963	2098	0,96	13,26	7,34
	Décourt (1982)	-						
(7)	P. P. Velloso (1981)	-	256	1210	1466	1,82	8,18	5,12
(8)	Poulos (1989)	-	68	1227	1295	0,48	8,29	4,53
(9)	Milititsky & Alves (1985)	-	77	736	813	0,55	4,97	2,84
(10)	Chang & Broms (1991)	-	63	552	615	0,45	3,73	2,15
	Média		110	989	1085	0,78	6,68	3,76
	Desvio Padrão		77,0	617	646	0,55	4,17	2,25

(*) - Teng sugere $Q_{u(25)} = 233 \text{ kN}$

(**) - Na ref. (4) não é explicado como obter este valor; foi considerado idêntico ao observado.

(***) - Considerando-se a calibração de F_1 e F_2 para os solos locais (Teixeira & Albiero, 1996), com $F_1 = 13$ e $F_2 = 1,6$, obtém-se: $Q_{s,u} = 405 \text{ kN}$, $Q_{p,u} = 425 \text{ kN}$ e $Q_u = 830 \text{ kN}$

Os valores de Q_u observados individualmente, são apresentados na Tabela 9.15 e os de Q_{25} na Tabela 9.16.

TABELA 9.15 - Valores de Q_u (extrapolados) obtidos nos 3 tubulões, em diversas provas de carga.

Tubulão	Valores de Q_u , VDV (KN)		
	PC-1	PC-2	PC-3
T-1	270,0	420,0	490,0
T-2	370,0	450,0	410,0
T-3	217,0	290,0	290,0
$\bar{X}$	285,7	386,7	396,7
σ	63,4	69,4	82,2
$CV = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,22	0,18	0,21

TABELA 9.16. Valores de Q_{25} (KN) nas diversas provas de carga.

Tubulão	PC-1	PC-2	PC-3
T-1	176	372	447
T-2	299	381	380
T-3	193	244	250
$\bar{X}$	223	332	359
σ	54	63	82
$CV = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,24	0,19	0,23

A seguir, são apresentados estes resultados (comportamento carga-recalque) sob forma gráfica, através das Figuras 9.16 e 9.18.

FIGURA 9.16 - Resultados das 3 provas de cargas de T-1

FIGURA 9.17 - Resultados das 3 provas de carga de T-2.

FIGURA 9.18 - Resultados das 3 provas de carga de T-3.

9.3.2 Previsão de Recalques e resultados

Dos métodos utilizados para previsão de recalques utilizados nesta pesquisa, o mais específico para tubulões é o método de MEYERHOF (1965) modificado, tal como apresentado em ALBIERO & CINTRA (1996). Para sua aplicação, o valor do SPT foi corrigido para o padrão norte-americano, usando-se a relação $SPT_{USA} = 2SPT_{BR}$.

O método de POULOS & DAVIS (1968) adaptado por CHANG & BROMS (1991), também em função do SPT, não levou em conta esta correção.

Os cálculos pelos dois métodos anteriores foram feitos para as cargas de trabalho (com $FS = 1,5$) e às correspondentes aos recalques de 25mm.

Os métodos de COOKE (1979) e VAN WEELE (1982) são específicos para estacas escavadas e estabelecem correlações entre recalques nas cargas de trabalho e diâmetros, no caso considerados como os da base.

Os valores previstos são comparados com os observados na Tabela 9.17, considerando-se a média dos 3 tubulões, referindo-se apenas às primeiras provas de carga.

TABELA 9.17. Comparação entre recalques previstos e observados nos tubulões (em mm).

Referência	ρ_w	ρ_{25}	ρ_{obs}	ρ_w/ρ_{obs}	ρ_{25}/ρ_{obs}
POULOS & DAVIS (1968) adaptado por CHANG & BROMS (1991)	6	4	7	0,86	0,57
COOKE (1979)	4,4	-	7	0,63	-
VAN WEELE (1982)	8,8	-	7	1,26	-
MEYERHOF (1965) modificado (ALBIERO & CINTRA, 1996).	13,1	15,0	7	1,87	2,42

10. ANÁLISE, DISCUSSÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

10.1. Ensaios de placa

10.1.1. - Capacidade de carga das fundações rasas (1ª fase)

a) Ensaios ordinários

A discussão que se objetiva fazer neste item refere-se aos principais métodos utilizados na previsão da capacidade de carga do solo de fundação rasa. A tabela 12.1 compara os valores obtidos para Q_u pelos vários métodos utilizados com os valores extrapolados pela função de VAN DER VEEN (1953).

Tabela 10.1 - Comparação entre os métodos de previsão de Q_u .

Nº do Ensaio	Valores previstos (KN)(*)						Análise				
	Terzaghi (1943)	Meyerhof (1951)	B.Hansen (1970)	Meyerhof (1956)	Parry (1977)	Van den Veen (1953)	$Q_{a,T}/$ $Q_{a,VDV}$	$Q_{a,M}/$ $Q_{a,VDV}$	$Q_{a,H}/$ $Q_{a,VDV}$	$Q_{a,M}/$ $Q_{a,VDV}$	$Q_{a,p}/$ $Q_{a,VDV}$
P1	79,1	148,0	178,2	21,5	194	42,3	1,9	3,5	4,2	0,51	4,6
P2	49,0	92,0	116,4	13,4	121	28,0	1,8	3,3	4,2	0,48	4,3
P3	112,9	260,1	318,6	32,3	292	67,5	1,7	3,9	4,7	0,48	4,3
P4	50,6	73,9	84,2	21,5	194	43,0	1,2	1,7	2,0	0,50	4,5
P6	70,0	171,0	210,9	20,0	121	31,5	2,2	5,4	6,7	0,63	3,8
P7	70,6	98,0	108,5	28,8	271	55,8	1,3	1,8	1,9	0,52	4,9
P9	179,3	350,5	424,6	45,1	407	55,9	3,2	6,3	7,6	0,81	7,3
P-T (0,5)	31,4	46,9	53,8	13,4	121	32,0	1,0	1,5	1,7	0,42	3,8
P-T (2)	392,2	704,1	861,7	93,5	723	108,0	3,6	6,5	8,0	0,87	6,7
P-T (4)	377,1	912,8	1171,7	120,3	1206	177,6	2,1	5,1	6,6	0,68	6,8
P-T (6)	430,4	1656,8	1903,6	133,6	2226	222,6	1,9	7,4	8,6	0,60	10,0
$\bar{x}$							2,0	3,9	5,1	0,59	5,5
σ							0,76	1,78	2,43	0,14	1,8

(*) O método de MEYERHOF (1956) refere-se a cargas admissíveis.

Para a região Sul de Minas, nas profundidades entre 1 e 3 m, um valor bem representativo de SPT é $N=5$. Para sapatas com lado $B=1,20$ (no máximo) o emprego da fórmula empírica original de MEYERHOF (1956) levaria a pressões admissíveis de 100 kPa, o que é considerado satisfatório tendo em vista que os ensaios de placa no campo experimental da UFLA deram valor médio de $q_u = 230$ kPa, com desvio padrão de 40 kPa. Admite-se, implicitamente, que é utilizado $FS=2$.

Recalques médios de 9,6 mm e 17,1 mm são esperados para os $FS=2$ e $1,5$, respectivamente. Nestes termos, haverá situações específicas onde o maior deles não poderá ser tolerado para estruturas com vãos de 3,0 m ou mais, admitindo-se o limite de distorção angular de $1/300$. Assim, não seria prudente fornecer uma indicação geral onde $FS=1,5$ pudesse ser irrestritamente aceito.

Considere-se ainda que as construções de 2 pavimentos, que são as que mais frequentemente utilizam fundações diretas, podem ser projetadas para cargas médias unitárias por pilar da ordem de 240 kPa, se se tomar por base uma carga unitária de 12 kN/m^2 e 10 m^2 por pilar. Então, ao considerar que a pressão admissível de uma sapata de $1,2 \times 1,2 \text{ m}$ seria de 166 kPa, conclui-se que tais dimensões poderiam ser insuficientes para limitar os recalques diferenciais. Tal receio, no entanto, não é bem sustentado pelo que se observa de um modo geral. O bom comportamento das fundações na região pode ser meramente associado à generalizada prática de compactar o solo de fundação, de executar cintamento e da associação entre sapatas e estacas-broca de pequeno diâmetro.

Finalmente, volta-se os olhos para os métodos teóricos. A apresentação dos números fala por si mesma; os teóricos clássicos tomam sempre o método de TERZAGHI (1943) como conservador; no entanto, a comparação com as cargas últimas previstas por VAN DER VEEN (1953) mostra que, ainda assim, ele é muito arrojado, prevendo cargas que, na média, chegam ao dobro das cargas reais.

O que chama a atenção nesta análise, é a grande participação da parcela coesiva na carga total.

A busca de argumentos favoráveis a estes pontos de vista nos mais recentes eventos nacionais encontra alguma representação em CUDMANI et al. (1994) que relatam os resultados obtidos em 18 provas de carga (lentas) em placas circulares, com diâmetros de 0,30 m, 0,45 m, 0,60 m e quadrada com lado de 0,45 m, sendo realizadas em profundidades variáveis de 0,40 m a 1,6 m. Nesse trabalho (apesar da dificuldade de leitura da figura 2(a) por causa da reduzida escala) pode-se perceber que o efeito de profundidade é muito influente nos resultados, em termos de capacidade de carga. Digno de registro é a conclusão desses autores, segundo a qual quanto maior é o diâmetro da placa, menor é a dispersão dos resultados obtidos, e destacam também que o tipo de ruptura observado é de puncionamento (ruptura localizada). Para $c=25 \text{ kPa}$ e $\phi=25^\circ$ e usando as equações de capacidade de carga de TERZAGHI (1943), MEYERHOF (1951), BRINCH-HANSEN (1970) e VESIC (1973) os autores também concluem que os valores previstos sobrestimam as cargas obtidas nos ensaios de placa, considerando, porém, que a redução dos fatores de capacidade de carga, devido ao tipo de ruptura constatado, leva a resultados mais realistas.

Também AGNELLI & ALBIERO (1994) mostram os resultados de 6 ensaios (lentos) de placa, com diâmetro de 0,80 m e à profundidade de 1,0 m e 2,0 m, onde o valor de Q_u previsto por TERZAGHI (1943) supera em 1,6 a 2,0 vezes os valores obtidos nos ensaios nas

profundidades respectivas. Ainda neste trabalho, o aprofundamento do ensaio, de 1,0 m para 2,0m, acarreta um aumento da ordem de 20% no valor de Q_u observado.

Em um outro trabalho (FERREIRA et al., 1986) são apresentados resultados de 8 ensaios (lentos) de placa circulares e rígidas, com diâmetros de 0,7 m e 0,8 m. Comparando os valores previstos pela equação de TERZAGHI (1943) e os obtidos nesses ensaios, constatam que o método teórico superestima a capacidade de carga em cerca de 2 vezes; neste caso, os autores tentam explicar a diferença em termos da parcela de sobrecarga, alegando que os ensaios foram feitos em cava aberta (o que não é o caso da presente pesquisa), cujos diâmetros variam de 2 a 5 vezes os diâmetros das placas.

Numa tentativa de correlacionar a pressão de ruptura (q_u) com o SPT, projetando-se os valores de N para as profundidades de 0,5 m e 1,5 m na construção da tabela 10.2 abaixo,

TABELA 10.2 - Valores de q_u , N variáveis com a profundidade.

Prof. (m)	0,5	1,0	1,5	2,0	4,0	6,0
q_u (kPa)	221	217	260	215	354	443
$\bar{N}$	4	4	5	6	10	10

foi obtido:

$$q_u = 88 + 30 \bar{N} \text{ (kPa) com } r=0,908 \text{ para } 4 \leq \bar{N} \leq 10 \quad (10.1)$$

Sugere-se o emprego da equação 10.1, na faixa de SPTs de 4 a 10, com um FS = 2 tendo em vista os comportamentos carga-recalque observados.

Os dados da Tabela 10.1 podem ser melhor visualizados pela Figura 10.1 a seguir.

Nesta Figura, os valores calculados pelos diversos métodos são confrontados com os valores efetivamente observados nos ensaios de placa. As retas (0,5; 1; 2 , etc.) representam equações do tipo $q_{u, \text{calc}} = 0,5q_{u, \text{obs}}$ e assim por diante. A análise da Figura se completa pela Tabela 10.3 abaixo, que é auto-explicativa. Uma observação mais aguda dos dados apresentados, sugere que a fórmula empírica de Meyerhof (1956) pode ser regionalmente adaptada, usando-se:

$$q_{ad} = 27 \bar{N} \text{ (kPa) para FS = 1,5} \quad \text{ou} \quad q_{ad} = 20 \bar{N} \text{ (KPa) para FS = 2} \quad (10.2)$$

Pode-se observar, com base nos resultados dos ensaios de placa, que q_u é bem correlacionável com a relação D/B, cf. a Figura 10.2; porém este fato parece ser justificável de modo mais simples e realista através da lei de crescimento do SPT com a profundidade do que propriamente com o chamado efeito de embutimento.

FIGURA 10.1 Comparação dos vários métodos para previsão de Q_u em fundações rasas.

TABELA 10.3 - Posição relativa dos diversos FS para relação $q_{u, calc} / q_{u, obs}$.

Posição	% e número de pontos, para FS = 2				
	Terzaghi (1943)	Meyerhof (1951)	B. Hansen (1970)	Meyerhof (1956)	Parry (1977)
Abaixo de 0.5	-	-	-	-	63,7% - 7
entre 0.5 e 1	9,1% - 1	-	-	27,3% - 3	36,3 - 4
entre 1 e 2	54,5% - 6	27,3% - 3	27,3% - 3	72,7% - 8	-
entre 2 e 3	18,2% - 2	-	-	-	-
entre 3 e 4	18,2% - 2	36,3% - 4	-	-	-
entre 4 e 5	-	9,1% - 1	27,3% - 3	-	-
entre 5 e 6	-	9,1% - 1	-	-	-
acima de 6	-	18,2% - 2	45,4% - 5	-	-

b) Capacidade de carga da fundação melhorada com a introdução de pedras de mão compactadas

Confronte-se, para esta análise, os resultados correspondentes a P-5 (fundação melhorada) e P-T(0,5), ambas realizadas por meio de uma placa circular de 0,40 m de diâmetro e na profundidade de 0,5 m, sendo esta última no terreno natural. O lado mais visível desta comparação está no enrijecimento da fundação, traduzido pelo aumento sensível do módulo de deformabilidade e no prolongamento do trecho elástico; segue-se a isto um evidente ganho de capacidade de carga, traduzido numericamente pela relação $(P-5)/(P-T(0,5)) = 1.22$. Este ganho

de carga fica ainda mais significativo se a análise considerar as cargas correspondentes a um recalque convencional de 25 mm; neste caso, este valor passa para 1,52.

FIGURA 10.2 Relação entre q_u e D/B para os ensaios de placa.

Para analisar estas observações, basta recorrer tão-somente aos relatos brasileiros, remetidos ao já clássico trabalho de SILVEIRA & SILVEIRA (1958) realizando experimentos nos solos superficiais de São Carlos. Simplificadamente, porém, recorre-se aqui a trabalhos mais recentes, embora em todos eles note-se um certo refinamento na execução dos processos de compactação, como, por exemplo, analisar a granulometria do solo e observar a energia de compactação. Nesta fase da pesquisa, direcionada à observação do que é real na região, o procedimento dispensou todas estas preocupações, o que torna as comparações com os resultados de outras pesquisas um tanto ou quanto precárias.

GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1990, 1994) são autores que apreciam este tema e o tem trabalhado em termos práticos na cidade de Recife (PE). Por exemplo, em GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1990) encontra-se o relato de um caso de obra com melhoramento de uma camada superficial arenosa por meio de estacas de brita e areia para receber cargas da faixa de 300 a 500 kPa. No solo assim melhorado, foi feito um ensaio de placa (1,0 m x 1,0 m) onde é mais visível a preocupação dos projetistas em diminuir os recalques do que em revelar o ganho na capacidade de carga. Observam, porém, que o comportamento carga-deformação até a faixa de 12,5 mm é praticamente linear, atingindo-se uma carga de aproximadamente 780 kN (ou pressão de 780 kPa). A proporção entre o recalque elástico e o

permanente na descarga do ensaio de placa, (nesse estágio de carregamento), é de 0,50, o que significa dizer que o melhoramento, de fato, introduz uma grande rigidez no solo de fundação.

GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1994) retornam ao tema, desta vez para relatar um ensaio em placa circular de 0,80 m, no qual traduzem a melhoria da capacidade de carga em termos de ângulo de atrito, concluindo que o solo melhorado pelo processo descrito leva ϕ a valores da ordem de 40° .

Em outro trabalho (SOUZA & CINTRA, 1994) é relatado um estudo de ensaios (lentos) de placas, de dimensões não especificadas, em um solo superficial colapsível, nas condições de solo compactado seco e inundado. Concluem que a compactação aumenta em cerca de 2,1 vezes a carga admissível, tomando-se como tal aquela que extrapola o limite de deformação excessiva.

c) Caso do solo superficial inundado

Esta análise refere-se ao ensaio feito na fundação P-8. Para a determinação da carga de trabalho (ou estágio de inundação), equivalente a $Q_u/2$, o autor baseou-se nos ensaios anteriores, onde se podia prever, minimamente, uma pressão de ruptura de 200 kPa, resultando, então, uma pressão de inundação de 100 kPa. Na série dos ensaios de placa, este foi o único lento, tendo sido programados 4 estágios anteriores à inundação.

Alguns ensaios de placa com inundação e sob carregamento lento foram realizados em épocas recentes, como se apresenta a seguir.

O efeito da inundação relatado por AGNELLI & ALBIERO (1994) traduz-se pela redução, média, da carga última em 52% (ensaio realizado a 1,0 m de profundidade) e 43% (a 2,0 m de profundidade) em placas de 0,80 m de diâmetro, em solo colapsível de Bauru (SP).

SOUZA & CINTRA (1994) também relatam uma perda na pressão admissível de 115 para 60 kPa, em ensaios de placa realizados sob inundação em Ilha Solteira.

Na condição de solo inundado, pode-se inferir no trabalho de FERREIRA et al. (1986) uma redução de 54% na capacidade de carga nos ensaios de placa realizados na região de Ilha Solteira (SP).

Na presente pesquisa, tendo em vista a rapidez com que se processou o colapso, simultaneamente com a molhagem do terreno, fica a suspeita de que, mesmo sob pressões de inundação abaixo de 100 kPa, teria se verificado colapso, igualmente. A repetição do ensaio não pode ser realizada, porque todos os ensaios de placa já haviam sido feito e não havia mais estacas de reação disponíveis para abertura de novas cavas. Por conseguinte, fica sem sentido referir-se à perda da capacidade de carga neste caso, sendo mais correto afirmar que, na melhor das hipóteses, a carga última caiu para 50% de seu valor quando o solo foi inundado a $Q_u/2$.

d) Ensaios de placa em profundidade.

Refere-se aqui aos ensaios P-T (4) e P-T(6,0) feitos nas profundidades de 4,0 m e 6,0 m respectivamente. Um possível e desejável “efeito de profundidade” não transparece nesses ensaios porque, pelo que mostra a Tabela 12.2, o aumento de Q_u é muito provavelmente devido ao aumento da resistência do terreno, havendo uma boa proporcionalidade entre os q_u e os N_{SPT} desta tabela.

10.1.2 Ensaios confirmatórios: capacidade de carga das fundações rasas do 2º módulo (dezembro / 1996 e janeiro/1997)

As conclusões que podem ser obtidas a partir dos resultados e discussões das provas de carga do item 10.1.1 são passíveis de duas ressalvas: 1ª) as fundações não possuem nenhuma repetitividade, tanto na sua geometria, como nas profundidades de assentamento; 2ª) os ensaios foram realizados em condições climáticas muito favoráveis, com temperaturas amenas e ausência total de chuva.

Por estas razões, decidiu-se complementar as experimentações, introduzindo 3 novas fundações idênticas ($D = 0,8$ m; profundidade $z = 1,0$ m) ensaiadas através de provas de carga rápidas com 3 repetições para cada fundação; sendo: na 1ª PC, em condição de solo natural e na 3ª PC em condição de solo inundado. A inserção da 2ª PC tem por objetivo apenas a obtenção de um valor referencial de carga última, para avaliação do efeito de inundação do solo.

A preocupação com os aspectos econômicos de fundações é o motivo que conduziu à introdução de mais 3 fundações rasas com as mesmas características, porém submetendo-as a um melhoramento artificial do solo entre 1 e 2 m de profundidade, por meio de compactação (energia aproximadamente igual à do Proctor Normal).

São objetivos previamente declarados desta nova pesquisa:

- 1º) Qual a % de incremento sobre Q_u entre a 1ª e a 2ª PC?
- 2º) Qual a influência da inundação na capacidade de carga, tomando-se como base as provas de carga PC-2 e PC-3?
- 3º) Quais os valores das pressões admissíveis (q_a) tomando-se como referências os fatores de segurança iguais a 1,5 e 2 e o recalque padrão de 25 mm?
- 4º) Quais os recalques obtidos (a partir das curvas carga-recalque) para as pressões admissíveis anteriormente definidas?
- 5º) Qual é a eficiência, traduzida em percentual de ganho de capacidade de carga, do processo de melhoramento do solo de fundação?
- 6º) Qual o efeito exercido pela inundação do solo compactado previamente ?

Antes de dar início às análises e discussões destas proposições, deve-se recordar que, de acordo com os dados das provas de carga do 1º módulo do campo experimental, havia a

previsão de se obter valores de q_u da ordem de 200 kPa (os dados da Tabela 9.4, para as fundações P1 e P2, indicam um valor médio de 215,9 kPa, na profundidade de 1,0 m). Comparando-se este valor com os resultados da Tabela 10.4 (médias de 154,3 kPa para o terreno natural e de 180,5 kPa para o terreno compactado - ambas tomadas nas 1ªs provas) pode-se inferir que esta significativa diminuição pode ser atribuída às condições de umidade do solo.

Considerando a equação (10.1) e atribuindo-se o valor $\bar{N}_{SPT} = 4$ (a 1,0 m) no campo experimental, é plausível suspeitar que o solo local, estruturado e com o teor de umidade natural elevado em função das chuvas de dezembro de 1996, tenha valores de SPT igualmente afetados por estas condições.

Os diversos tipos de análises e discussões sugeridas por estas novas experiências serão agora apresentadas.

a) Capacidade de carga das fundações S-1, S-2 e S-3

De acordo com os dados da Tabela 10.4, a média de $q_u = 154,3$ kPa em 3 fundações idênticas ensaiadas em condição de solo natural, representa uma diminuição de 28,5% na capacidade de carga. Como o coeficiente de variação é muito pequeno (pequena medida de dispersão, o que pode ser confirmado pela Figura 10.3) pode-se considerar que a média de 154,3 pode ser aceita.

De acordo com a expressão 10.1 antes apresentada, pode-se concluir que o valor de N_{SPT} tenha baixado para um valor aproximadamente igual a 2. Neste caso, porém, o domínio de validade da fórmula ($4 \leq N \leq 10$) perde o seu significado. Faltam elementos de prova para o estabelecimento de conclusões mais substanciais, mas os resultados apresentados são algo preocupantes. No mínimo, proporcionam algumas dúvidas que somente pesquisas específicas poderiam esclarecer:

- 1ª) Os ensaios SPT deveriam ser feitos em épocas mais desfavoráveis? Correlações entre SPT e teor de umidade de grupos de solos idênticos não deveriam ser tentadas?
- 2ª) As fundações, quando feitas em períodos muito secos, não deveriam ser generosamente inundadas, levando o solo à sua pior situação possível?
- 3ª) A compactação do terreno de fundação atenuaria esta susceptibilidade à perda de capacidade de carga?
- 4ª) A constatação de que o procedimento anterior é eficaz, resolveria economicamente a questão?

TABELA 10.4 - Comparação dos resultados das diversas provas de carga.

Fundação	$Q_u, v_{DV} (KN)$			$q_u = \frac{Q_u}{0.5024} (KPa)$			$q_{ad} (KPa)$		
	PC-1	PC-2	PC-3	PC-1	PC-2	PC-3	$q_u/1,5$ (3PC)	$q_u/2$ (3PC)	$q_u.25$ (*) (3PC)
S-1	83,0	100,0 + (20,5%)	95,0 -(5%)	165,2	199,0	189,1	110,1 132,7 126,1	82,6 99,5 94,6	95,5 139,3 149,3
S-2	76,6	100,0 + (30,5%)	87 -(13%)	152,5	199,0	173,2	101,7 132,7 115,5	76,3 99,5 86,6	87,6 157,2 139,5
S-3	73,0	87,0 +(19,2%)	80,0 -(8%)	145,3	173,2	159,2	96,9 115,5 106,2	72,7 86,6 79,6	89,6 141,3 123,4
$\bar{X}$	77,5	95,7 +(23,4%)	87,3 -(8,7%)	154,3	190,4	173,8	115,3	86,4	124,7
σ	4,1	6,1	6,1	8,2	12,2	12,2	12,3	9,2	25,5
$CV = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,05	0,06	0,07	0,05	0,06	0,07	0,11	0,11	0,20
S-4	87,0	106,0	90,0	173,2	211,0	179,1	115,5 140,7 119,4	86,6 105,5 89,6	107,5 167,2 141,3
S-5	95,0	115,0	99,0	189,1	228,9	197,1	126,1 152,6 131,4	94,6 114,5 98,6	107,5 207,0 191,1
S-6	90,0	100,0	86,8	179,1	199,0	172,8	119,4 132,7 115,2	89,6 99,5 86,4	115,4 159,2 151,2
$\bar{X}$	90,7	107,0	91,9	180,5	213,0	183,0	128,1	96,1	149,7
σ	3,3	6,2	5,2	6,6	12,3	10,3	11,9	8,9	33,7
$CV = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,04	0,06	0,06	0,04	0,06	0,06	0,09	0,09	0,23

NOTA: (*) refere-se ao recalque de referência ($\rho = 25mm$).

FIGURA 10.3 - Comparação das curvas carga-recalque de 3 fundações (PC-1)

b) Efeito do recarregamento em fundações rasas (S-1, S-2 e S-3)

A Figura 10.4 serve de base a esta discussão. Pode ser notado que a *performance* de S-1, S-2 e S-3 é idêntica; os resultados numéricos (Tabela 10.4) mostram um aumento médio de 23,4% no valor de Q_u , referido às primeiras provas de carga das mesmas sapatas. A dispersão entre os resultados é também muito baixa, exprimindo-se pelo coeficiente de variação $CV = 0.06$.

Levando-se em consideração as médias de Q_u na PC-1 e na PC-2 e $FS = 1,5$ e 2 podem ser obtidos, das curvas carga-recalque, recalques médios das 3 fundações nas provas de carga 1 e 2 conforme a Tabela 10.5 abaixo.

TABELA 10.5 - Valores de recalques observados em S-1, S-2 e S-3

Prova de carga	$\overline{Q}_{u, VDV}$ (kN)	Recalques médios observados (mm) para	
		$Q_u/1.5$	$Q_u/2$
PC - 1	77,5	34,7	16,0
PC - 2	95,7	11,3	3,7

FIGURA 10.4 Comparação das curvas carga-recalque de 3 fundações (PC-2)

A análise destes resultados expõe duas conclusões já esperadas:

- 1ª) O $FS = 1.5$ é insuficiente para projetos de fundações rasas em solos de SPT baixo
- 2ª) O reensaio enrijece o solo de fundação, produzindo recalques máximos de $1/3$ daqueles observados no solo natural.

No entanto, uma análise mais rigorosa deste efeito é descabida neste trabalho; a única situação prática onde se visualiza qualquer aplicação desta 2ª conclusão refere-se ao bem improvável caso de demolição e posterior reconstrução com aproveitamento das mesmas fundações.

c) Efeito da inundação do solo de fundação

Este efeito pode ser analisado a partir das provas de carga PC-3 das fundações S-1, S-2 e S-3 (Figura 10.5).

FIGURA 10.5 Comparação das curvas carga-recalque de 3 fundações (PC-3)

A simples comparação entre as Figuras 12.4 e 12.5 permite concluir que o comportamento carga-recalque é muito semelhante nas 2 situações, ficando como diferença apenas a constatação da ligeira diminuição na capacidade de carga 8,7% na média das 3 fundações.

Este valor é muito pouco expressivo quando comparado com o que se obteve na fundação P-8 do 1º módulo do campo experimental e ensaiada em julho/1995, onde foi verificada uma redução de pelo menos 50% no valor de Q_u , em condição de inundação de solo virgem.

d) Efeitos de melhoramento do solo de fundação e do recensaio (fundações S-4, S-5 e S-6)

Estas duas análises serão feitas simultaneamente, já que não há praticamente diferença conceitual destes procedimentos. A análise da Figura 12.6 mostra que o melhoramento do solo pelo processo de compactação não modifica o aspecto geral do comportamento carga-recalque comparativamente às fundações S-1, S-2 e S-3 em solo natural, na 1ª prova de carga, exceto quanto ao ganho em termos de capacidade de carga. Este incremento de Q_u , traduzido em valores médios, é da ordem de 17% na 1ª PC e de 12% na 2ª PC. Quando comparadas entre si (Figuras 10.6 e 10.7) o efeito do recarregamento proporciona um incremento em Q_u de aproximadamente 18%.

FIGURA 10.6 Comportamento carga-recalque das fundações S-4, S-5 e S-6 (PC-1)

FIGURA 10.7 Efeito da repetição de carregamento em S-4, S-5 e S-6

Para efeito de discussão, é interessante fixar-se no ponto de maior interesse, que é o ganho na capacidade de carga decorrente da reposição, com compactação do solo situado até uma profundidade no mínimo igual à menor dimensão da fundação (no caso desta pesquisa, $D = 0,80$ m e a espessura da camada de solo melhorado é de 1,0 m).

No item 10.1.1.(b) foi verificado através de P-5 (fundação melhorada pela simples cravação de pedras de mão na cava) um ganho na capacidade de carga da ordem de + 22%. Embora esta tenha sido uma experiência isolada, este percentual não pode ser negligenciado porque é significativamente superior (comparado com a média de +17%) e porque é menos dispendioso. Nos experimentos relativos às fundações S-4, S-5 e S-6 ficou comprovada uma demanda média de mão-de-obra de 2 pessoas em uma jornada de 4 horas (totalizando o fator de custos de 8 H x h), para cada fundação. A operação de simples cravação de pedras de mão não excede o gasto de 0,5 H x h, e o custo das pedras é pequeno quando comparado com o da mão-de-obra.

Além disto, constata-se que a fundação P-5 apresenta recalques muito pequenos, mesmo a nível de $Q_u/1,5$, o mesmo não ocorrendo com as fundações S-4, S-5 e S-6, conforme se depreende da Tabela 10.6.

Por conseguinte, até mesmo a limitação de recalques criando um obstáculo à utilização de $FS < 2$, sugere a existência de uma nítida desvantagem desta solução (reposição com compactação do solo) em relação à tradicional no Sul de Minas (compactação por meio da cravação de pedras de mão).

TABELA 10.6 - Valores de recalques observados nas fundações S-4, S-5 e S-6 (1ª Prova de Carga)

Fundação	$Q_{u, VDV}$ (KN)	Recalques (mm) medidos	
		$Q_u/1,5$	$Q_u/2$
S - 4	87	30,0	15
S - 5	95	35,0	21
S - 6	90	26,0	16
Médias	90,7	30,3	17,3

Durante a realização dos ensaios de placa do 1º módulo do campo experimental, uma única, porém paciente e criteriosa, experiência foi realizada a este respeito. Após a realização de uma prova de carga sobre placa de fundação assentada a 1,0 m, foram coletadas 12 amostras do solo de fundação e calculados os seus índices físicos. Foi surpreendente verificar que além de 1,40 m abaixo da cota de assentamento da placa o índice de vazios praticamente coincidia com o valor de e_0 (no estado natural do solo).

Este estudo animou o autor a expandir a experiência no 2º módulo, quando da realização da prova de carga na fundação S-2. Neste caso, as amostras foram todas coletadas até a profundidade de 0,1 m abaixo da cota de assentamento da placa. Desejava-se verificar como a

seqüência de carregamentos (e a acumulação de pressões) afetava o índice de vazios (principalmente), bem como o teor de umidade e o grau de saturação. Os resultados destas observações estão registrados na Tabela 10.7. Na confecção desta tabela foi considerado, como hipótese, que a praticamente ausente recuperação de deformação do solo em todas as provas de carga, permitiria considerar que o estado de tensão do solo seria cumulativo.(Figura 10.8).

TABELA 10.7 - Variação dos índices físicos do solo da fundação S-2 com a repetição de Provas de Carga

Seqüência	w%	S _r (%)	e	p (kPa)
0 (estado inicial)	34,9	53,9	1,88	27,1
PC-1	40,1	81,4	1,43	206,4
PC-2	40,0	85,3	1,36	331,8
PC-3	42,3	91,7	1,34	485,3

Os pares (e,p) são ajustáveis a uma função potencial do tipo:

$$e = 2,8. p^{-0,123}, r = 0,994 \tag{10.3}$$

É interessante notar que a realização de uma primeira prova de carga aumenta significativamente o teor de umidade (a cava de fundação esteve protegida de intempéries através de barraca neste período) e diminui o índice de vazios. O prosseguimento das provas de carga parece não afetar estes valores de modo expressivo, sugerindo, inclusive, que o índice de vazios tenda a um valor-limite, mesmo para pressões bastante elevadas (Figura 10.8).

Um aspecto bastante singular acerca destas observações advém da constatação de que a compactação do solo de fundação pelo método de reposição não altera significativamente o comportamento carga-recalque na 1ª Prova de Carga (Tabela 10.5); comparados estes recalques com os das fundações em terreno natural, percebe-se uma certa identidade entre eles. É igualmente verificado que o nível de recalques sofre uma substancial diminuição na 2ª Prova de Carga, do que se pode deprender que o nível de tensões produzido pelo carregamento da placa de fundação só alcança valores expressivos em uma camada de pequena espessura (digamos a 0,25 B) abaixo da placa.

Ao encerrar esta discussão, é cabível questionar sobre a validade das inúmeras proposições que recomendam adotar-se parâmetros de cálculo de previsão de carga em sapatas obtidos como um valor médio dentro do bulbo de tensões, isto é, aproximadamente a 1,25 B.

e) Efeito da inundação do solo de fundação compactado previamente

Esta questão será discutida a partir dos resultados obtidos com as 3ªs provas de carga das fundações S-4, S-5 e S-6. A figura 10.9 a seguir pode ser comparada com a figura 10.7

e os dados estão apresentados na tabela 10.4. Na média das 3 fundações, há uma perda de carga (diminuição de Q_u) da ordem de 14%, valor sensivelmente superior aos aproximadamente 9% observados na média das 3 fundações não compactadas previamente (S-1, S-2 e S-3).

Como, em ambos os grupos, as dispersões são baixas ($CV = 0,06$ e $0,07$) tais resultados não podem ser explicados como devidos a uma mera casualidade.

Existem alguns bons argumentos para se fixar em uma discussão mais profunda a este respeito e passa-se a expô-los a seguir.

1º) Sensitividade das argilas

No trabalho de SKEMPTON (1953) é definido o índice de sensibilidade (IS) das argilas através da relação $I_s = R_s/R'_s$, onde R_s e R'_s são as resistências à compressão simples e após a remoldagem; quanto maior o valor de I_s , maior é a susceptibilidade da argila à remoldagem.

VARGAS (1977) acredita que qualquer argila estruturada (e é este o caso, embora o solo tenha fração silte bem mais elevada que a de argila) perde resistência por amolgamento, quando é manipulada no seu estado de umidade natural (e é também o caso). O porquê do fenômeno poderia estar relacionado com a destruição dos contactos intergranulares ou das células estruturais e, como consequências, gerando a destruição de vazios (recalques), da floclação e da orientação das partículas (dispersão) e aumento do teor de umidade (diminuindo a coesão e, portanto, uma parte da resistência).

Este argumento encontra respaldo em todas as observações anteriormente registradas.

FIGURA 10.8 Variação do índice de vazios com a pressão aplicada ao terreno pela placa (S-2).

FIGURA 10.9 Efeito da inundação do terreno compactado (S-4, S-5 e S-6)

2ª) Dispersão do solo compactado

A compactação dos solos com teores de umidade acima de w_{ot} é capaz de desfazer todas as forças atrativas (inter-moleculares) que prendem os grãos entre si e que formam a estrutura floculada, resistente aos pequenos esforços de compactação. Esta destruição das ligações é que produz a dispersão, que é dependente da energia de compactação; sendo esta baixa, o resultado é uma estrutura moderadamente dispersa, não havendo muita perda de resistência.

É possível, assim, explicar que as fundações S-4, S-5 e S-6 tenham apresentado grandes recalques com a realização das 1ªs provas de carga.

Justamente este segundo argumento poderia explicar a maior influência da inundação do solo previamente compactado na capacidade de carga.

Quanto aos recalques, não há diferença significativa observável na Figura 10.9 (3ª Prova de Carga) em relação à Figura 10.7 (2ª Prova de Carga), igualmente extensivo às fundações S-4, S-5 e S-6. Na realidade, este comportamento é bastante previsível. O aumento do grau de saturação constatado em S-2 (Tabela 10.7) com a sequência das provas de carga, combinado com o fato do teor de umidade natural do solo ter sido também aumentado em decorrência das chuvas, podem ter levado o solo a um estado de pré-colapso (o que explicaria as

perdas de capacidade de carga das fundações constatadas em todos os ensaios), onde os recalques processaram-se parcialmente na sequência dos carregamentos.

Estas discussões podem ser encerradas, mas de modo inconclusivo; na realidade, os fatores mais importantes que afetam os projetos de fundações rasas - capacidade de carga e recalques - mostram-se evidentemente sensíveis às variações sazonais.

As figuras 10.10; 10.11 e 10.12 são mostradas a seguir para possibilitar uma boa comparação visual do comportamento carga-recalque das 18 provas de carga realizadas em fundações superficiais no 2º módulo do campo experimental da UFLA.

FIGURA 10.10 Comparação das curvas carga-recalque de S-4, S-5 e S-6, com S-1, S-2 e S-3.

FIGURA 10.11 Comparação das curvas carga-recalque de S-4, S-5 e S-6 (PC-2) com S-1, S-2 e S-3.

FIGURA 10.12 Comparação das curvas carga-recalque de S-4, S-5 e S-6 (PC-3), com S-1, S-2 e S-3

10.1.3 Análise dos recalques das fundações rasas

Para a análise dos recalques das fundações rasas ensaiadas na 1ª fase, foi inicialmente elaborada a Tabela 10.8.

Uma tabela como esta é muito rica em informações sobre recalques e, como consequência, útil para análise. A começar pela coluna (4) onde, desde que se admita que o recalque de uma sapata isolada, da ordem de 25 mm, não é prejudicial à estrutura - embora, na prática, os problemas não gozem desta generalidade - observa-se que um $FS = 1,5$ (global) atenderia perfeitamente à condição de segurança quanto a recalques admissíveis. Neste caso, restaria saber, tão-somente, que método de previsão de Q_u , na ausência de provas de carga, seria o mais confiável. A este respeito a previsão pelo método empírico de MEYERHOF (1956) é bastante satisfatória.

Nas três colunas seguintes, são feitas comparações para os recalques obtidos nas curvas carga-recalque para três fatores de segurança distintos. O $FS = 3$ é muito conservador, porém, se a previsão tiver sido feita pela fórmula de TERZAGHI (1943) ele mostra-se razoável.

A previsão de capacidade de carga pelos métodos de MEYERHOF (1951) e B. HANSEN (1970) mostra-se inadequada quanto a recalques admissíveis até mesmo para $FS = 3$.

TABELA 10.8. Análise de recalques dos ensaios de placa executados.

Nº do Ensaio	Q_u (kN)	Q_{25} (kN)	FS para $\rho = 25 \text{ mm}$ (Q_u/Q_{25})	Recalques para FS=			Q_{s4} (kN) para FS=3		
				1,5	2,0	3,0	TERZAGHI (1943)	MEYERHOF (1951)	B.HANSEN (1970)
P1	42,3	29,0	1,46	23,2	11,7	7,45	26,4	49,3	59,4
P2	28,0	20,0	1,40	20,5	11,0	7,5	16,3	30,7	38,8
P3	66,4	30,3	2,21	46,2	28,5	15,9	37,6	86,7	106,20
P4	43,0	35,0	1,23	12,7	6,5	3,5	16,9	24,6	28,1
P5	39,1	37,3	1,05	7,0	4,9	2,1	-	-	-
P6	31,5	24,5	1,29	17,5	9,0	4,5	23,3	57,0	70,3
P7	55,8	48,5	1,15	13,7	6,5	4,0	23,5	32,7	36,2
P8	32,5	inund	-	-	-	-	-	-	-
P9	55,9	37,8	1,48	24,5	16,6	10,5	59,8	116,8	141,5
P-T(0,5)	31,4	24,5	1,38	17,5	9,8	5,9	10,5	15,6	17,9
P-T(2)	108,0	66,5	1,62	15,0	7,8	5,2	130,7	234,7	287,2
P-T(4)	177,6	161,0	1,10	12,3	8,2	5,9	125,7	304,3	390,6
P-T(6)	222,6	160,0	1,39	22,0	14,0	9,4	143,5	552,3	634,5
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
		$\bar{x}$	1,39	19,3	11,2	6,8			
		σ	0,29	9,5	6,1	3,6			

A respeito da fundação P-5 (solo compactado), é interessante recorrer uma vez mais às conclusões de GUSMÃO FILHO & GUSMÃO (1994), quando dizem que a estimativa feita pelo método empírico de PARRY (1978) em função do SPT conduz a uma previsão satisfatória de recalques em fundações rasas em solos melhorados. Cumpre aqui dizer que esses autores fizeram o ensaio SPT após o melhoramento do terreno, o que não acontece na presente pesquisa.

Também SOUZA & CINTRA (1994) mostram que a compactação reduz os recalques (referidos a uma pressão de 60 kPa) de 36,6 mm para 3,5 mm. Observe-se que, na presente pesquisa, para uma pressão de praticamente 104 kPa, corresponde o recalque de 3,1 mm.

Dentre os métodos de previsão de recalques utilizados nesta pesquisa (4 empíricos e 1 teórico), a melhor previsão é a que se consegue pela expressão de MEYERHOF (1976), a julgar não só pela média das relações entre os recalques estimados e os medidos nos ensaios de placa, mas também por causa da pequena dispersão. Todos os outros métodos apresentaram resultados bastante grosseiros. A Tabela 10.9 apresentada a seguir é sugestiva para uma comparação deste tipo.

CUDMANI et al. (1986) concluíram em seu trabalho que as melhores previsões de recalques foram as obtidas pelos métodos empíricos. No trabalho de AGNELLI & ALBIERO (1994), para pressão de 100 kPa, o método de BAZARRA (1967) fornece os melhores resultados, estando as previsões feitas por TERZAGHI & PECK (1948) muito abaixo dos valores encontrados e os de MEYERHOF (1976) muito acima.

Uma das possibilidades sugeridas por esta pesquisa nos ensaios de placa é a confirmação do efeito de escala (dimensões), podendo ser verificada, de modo aproximado, por meio da proporção.

$$\rho_f/\rho_p = B_f/B_p \quad (10.4)$$

onde os índices f,p significam fundação e placa (ou protótipo e modelo), respectivamente. No presente caso, a busca da confirmação será feita para alguns casos, tomando-se como B_f a placa de maior diâmetro (0,80m).

TABELA 10.9 - Comparação dos diversos métodos de previsão de recalques(*).

Nº do	Parry (1977)	Bazaraa (1967)	Meyerhof (1976)	Terzaghi & Peck (1948)	Método Teórico
Ensaio	ρ_p/ρ_{pc}	ρ_B/ρ_{pc}	ρ_n/ρ_{pc}	ρ_{TP}/ρ_{pc}	ρ_T/ρ_{pc}
P1	0,19	0,44	0,88	0,28	1,78
P2	0,19	0,40	0,93	0,28	1,12
P3	0,14	0,33	0,62	0,24	0,77
P4	0,23	0,39	1,07	0,34	3,64
P6	0,16	0,39	0,76	0,29	0,63
P7	0,31	0,48	1,22	0,41	6,14
P9	0,16	0,37	0,64	0,27	1,11
P-T(0,5)	0,24	0,40	1,14	0,34	3,18
P-T(2)	0,18	0,43	0,62	0,30	1,11
P-T(4)	0,44	1,62	1,51	0,73	1,01
P-T(6)	0,30	1,53	1,05	0,63	0,23
$\bar{x}$	0,23	0,62	0,95	0,37	1,88
σ	0,08	0,45	0,27	0,15	1,68

Nota(*) $\rho_{pc} = 25$ mm foi usado como referência

A equação (10.4), baseada em estudos dimensionais, pode ser ajustada empiricamente, podendo ser usada a correlação proposta por SOWERS (1962), considerando o modelo como sendo uma placa de aproximadamente 0,30m de diâmetro.

$$\rho_f/\rho_p = \left(\frac{B_f \left(B_p + 0,30 \right)}{B_p \left(B_f + 0,30 \right)} \right)^2$$

(10.5)

Foi escolhida uma pressão padrão de 150 kPa (supostamente aquela que representa de modo mais conveniente as pequenas construções) para confecção da Tabela 10.10, cujos dados servem para os cálculos apresentados a seguir, fazendo uso das expressões acima mencionadas.

Para evitar qualquer possível efeito de profundidade na obtenção dos resultados, teve-se a preocupação de relacionar pares de placas a uma mesma profundidade. Esta medida, entretanto, torna a análise um pouco mais difícil, pois exclui automaticamente a placa de maior dimensão (0,80 de diâmetro), que seria a que melhor representaria o protótipo.

TABELA 10.10 - Projeção da estimativa de recalques de fundações com base em ensaios de placa.

Nº do Ensaio	Boud (m)	Recalque da P. carga p/ q = 150 kPa (mm)	Resultados Obtidos		Análise ρ_{pe}/ρ_s
			Entre P _i e P _j	SOWERS (1962)	
P1	0,45	27,00	P1 e P2 (a 1 m)	23,16	1,17
P2	0,40	21,00	P3 e P6 (1,5 m)	14,33	1,47
P3	0,45	25,10	P4 e P7 (0,5 m)	13,00	1,93
P4	0,45	15,25	P7 e P-T1 (0,5 m)	17,83	0,86
P6	0,40	13,00	P6 e P9 (1,5 m)	22,40	0,58

10.2 Ensaios nas estacas-broca

10.2.1) Observações sobre as curvas carga-recalque

Observando-se as curvas carga-recalque (Figuras 9.10 a 9.13). parece muito claro que o comportamento dessas estacas é tipicamente de atrito lateral; que os recalques observados para cargas da ordem de $Q_u/1,5$ são extremamente pequenos, na faixa de uns poucos milímetros; e ainda que, provavelmente devido a fatores executivos (lembrando que a escavação por meio de brocas acionadas por trado motorizado, conjugado à vibração do concreto, pode melhorar o atrito relativo estaca-solo), este comportamento se repete em todas as provas de carga. Por conseguinte, com base nessas observações, em uma análise mais imprudente e superficial, parece não haver nenhum fundamento em se receiar uma recomendação de $FS = 1,5$.

Todos esses comentários estão sendo baseados na presunção de que o comportamento das estacas é resistir apenas por atrito lateral, o que parece óbvio pela análise das Figuras. Posteriormente, serão testados alguns métodos de obtenção de cargas laterais a partir de provas de carga não instrumentadas, para efeito de comparação.

10.2.2) A análise das principais fórmulas de estimativa de Q_u .

A Tabela 10.11 a seguir mostra os principais resultados das estimativas feitas por 8 métodos diferentes.

TABELA 10.11 - Comparação dos métodos de estimativa de Q_u (KN).

Nº do ensaio	Sugestões de POULOS (1989)	MILITSKY & ALVES (1985)	MEYERHOF (1956)	MEYERHOF (1976) cf. sugestão C&B (1991)	CHANG & BROMS (1991)	AOKI VELLOSO (1975)	DECOURT & QUARESMA (1978)	P.PV (1981)	VDV (1953)
E1	96,3	83,3	22,0	44,0	66,0	137,8	159,6	172,3	137,0
E4	87,7	83,3	26,4	52,8	66,7	108,3	165,1	160,3	174,0
E8	68,8	61,6	17,6	35,1	49,1	82,1	118,9	123,4	123,3
E10	60,6	59,3	19,8	39,6	47,7	72,6	116,4	110,6	139,6
E11	119,9	110,2	33,0	66,0	88,0	152,3	218,8	218,4	186,6
$\bar{X}$	86,7	79,5	23,8	47,5	63,5	110,6	155,8	157,0	146,6
σ	21,0	18,4	5,5	10,9	14,7	30,8	37,4	38,2	21,4

Exceto as sugestões de POULOS (1989), que misturam os métodos alfa e beta com correlações com SPT, os demais métodos são todos relativos às fórmulas estáticas, com ajustes experimentais para traduzir a capacidade de carga em função do SPT. As melhores previsões, em comparação com os resultados das provas de carga extrapolados pela função de VAN DER VEEN (1953), foram obtidos pelas chamadas "fórmulas brasileiras", das quais destaca-se os métodos de DECOURT & QUARESMA (1978) e P.P. VELLOSO (1981). Uma comparação gráfica entre as cargas últimas estimadas pelas fórmulas e as de provas de carga é mostrada através da Figura 10.13.

Da Tabela 10.11 foi excluída a comparação do que aqui está se denominando de "método de RANZINI-ALONSO", que resulta da estimativa da carga lateral última em função do torque. De fato, este "método" ainda não é de uso consagrado, havendo pouquíssimos experimentos que o utilizam. ALONSO (1994), em suas conclusões, enfatiza que a correlação entre f_s e N_{SPT} não é universal, dependendo do tipo de solo. Foi levando isto em conta que nos cálculos a correlação T- N_{SPT} proposta por DECOURT & QUARESMA FILHO (1991) foi substituída pela obtida com os dados do campo experimental da UFLA; pode-se dizer que, desprezando a contribuição de ponta destas estacas, a previsão foi muito bem sucedida com o emprego desta fórmula adaptada.

FIGURA 10.13 Comparação entre as cargas estimadas e as reais.

Mesmo considerando-se que os métodos brasileiros apresentam bons resultados, observa-se que o de AOKI & VELLOSO (1975) é mais conservador; GOLOMBEK (1985) sustenta que isto é verdadeiro (ressaltando a condição de diâmetros inferiores a 0,50m) e atesta que o método de DECOURT & QUARESMA (1978) é satisfatório. Estas conclusões concordam com as deste trabalho.

No entanto, algumas adaptações parecem ser pertinentes para as condições regionais.

Como a fórmula empírica de MEYERHOF (1976) apresenta resultados pouco dispersos (em relação aos observados), justifica-se uma correção visando sua recomendação para a prática regional. Através de uma retroanálise utilizando os resultados das provas de cargas e os SPTs médios da região para profundidades de até 7m, foi possível chegar-se à expressão:

$$Q_u = 58 + 3,7 \bar{N}_s A_s \text{ (kN)} \quad (10.6)$$

Com a utilização desta fórmula, resultados bem consistentes foram obtidos para os SPTs médios do campo experimental de fundações da UFLA.

A simples comparação dos resultados que se obtêm pela aplicação da fórmula anterior com os da equação de Meyerhof (1976), permite a obtenção de uma equação linear passando pela origem e cujos pontos tenham boa aderência para as duas equações, dentro do

intervalo de $\bar{N}$ entre os limites de 4 e 10. Disto resulta a fórmula adaptada de MEYERHOF (1976).

$$Q_u = 6,3 \bar{N}_s A_s \text{ (kN)}, \text{ válida para } 4 \leq \bar{N} \leq 10 \quad (10.7)$$

Ambas são fórmulas conservadoras para estacas escavadas de pequeno diâmetro, onde se despreza completamente a resistência de ponta e admitem implicitamente a aplicação de um FS = 1,5 para obtenção de Q_w . Seu emprego é sugerido para N entre 4 e 10.

Quanto aos métodos brasileiros, ressalvada a má distribuição entre Q_s e Q_p , fazem boa previsão de carga última, sendo o método de AOKI & VELLOSO (1975) sistematicamente conservador. Por isso, uma tentativa de racionalização da fórmula foi tentada, corrigindo-se os fatores F_1 e F_2 para: $F_1 = 13$ e $F_2 = 1,6$.

Estas correções foram feitas com base no comportamento carga-recalque das estacas, que sugere parcelas majoritárias de Q_s . Com base nisto, estes valores foram assumidos como uma média dos Q_s obtidos pelos processos de NEELY (1990), AURORA & REESE (1977), PERES & MILITITSKY (1990) e DECOURT & QUARESMA (1978), sendo $Q_p = Q_{u(VDV)} - Q_s$.

A relação $Q_{u(A\&V)}/Q_{u(VDV)}$, após a aplicação dos novos fatores, apresentou a média $\bar{x} = 1,06$, estabelecendo assim uma equivalência entre os métodos brasileiros.

10.2.3 - Os métodos de previsão de carga-recalque empregados na pesquisa

Não será feita aqui nenhuma apresentação dos muito conhecidos métodos de POULOS & DAVIS (1980) e GAMA e SILVA et al. (1981), julgando ser suficiente a simples apresentação dos resultados.

Os recalques previstos pelos dois métodos, para um mesmo nível de carregamento, não diferem substancialmente. Parece, entretanto, que o método de GAMA e SILVA et al. (1981) é mais adequado, não só pela sua óbvia simplicidade (é considerável o ganho de tempo quando comparado com o método de POULOS & DAVIS, 1980), mas também porque ele parece mais realista em relação às estacas escavadas.

Embora, os recalques em estacas sejam notavelmente menos influentes nos projetos de fundações do que em relação às fundações diretas - o que, ademais, se pode constatar através do comportamento carga-recalque mostrado através dos ensaios descritos no capítulo precedente - ainda assim serão discutidos alguns pormenores mais relevantes a respeito do que foi observado, procurando-se, de igual modo, argumentos para a discussão.

Um trabalho importante e que serve como a principal referência a este respeito é o de POULOS (1989). Eis alguns tópicos selecionados do referido artigo, confirmados, de um modo geral, pelos resultados:

- 1) “a maior parte do recalque final de uma estaca isolada é o imediato e ocorre na aplicação da carga, porque esta é transferida ao solo essencialmente por cisalhamento”.
- 2) “a teoria sugere que a relação entre os recalques inicial e o final de uma estaca em um solo homogêneo excede 0,85 e é quase independente da relação L/d ”.
- 3) “nas cargas normais de trabalho, da ordem de 40 a 50% da carga última, o comportamento não-linear do solo geralmente não tem uma influência substancial no recalque da estaca”.
- 4)- “o recalque de uma estaca isolada é enormemente governado pelos seguintes parâmetros adimensionais: a) L/d ; b) o fator de rigidez da estaca, definido por $K=E_p/E_s$; c) a relação entre os módulos da camada resistente e do solo, E_p/E_s ”

Esta última afirmação de POULOS (1989) não teve boa concordância com alguns cálculos efetuados, tomando-se por base $K=65$, levando a valores de recalques extremamente elevados.

Os recalques previstos pelo método de ALONSO (1981) estão em muito boa concordância com os resultados observados nas provas de carga; mas, em compensação, o processo de cálculo é muito trabalhoso. Por outro lado, as soluções baseadas em correlações com o diâmetro da estaca apresentam aproximações surpreendentemente boas (FRANK, 1985; VAN WEELE, 1982 e COOKE, 1979), principalmente a última. Pelo menos nos termos desta pesquisa, a sugestão de estimativa de recalques de estacas isoladas por COOKE (1979), através da relação de 0,35% do diâmetro está inteiramente aprovada, para o nível de carga de trabalho.

10.2.4. Análise da resistência lateral das estacas

Na ausência de instrumentação, existem uns tantos métodos para estimativa da parcela de resistência lateral das estacas e o objetivo da análise apresentada a seguir é distinguir dentre alguns o que melhor se adapta ao tipo de fundações aqui estudado; não obstante haver suficientes evidências de que o comportamento carga-recalques das estacas foi tipicamente por atrito lateral, será de interesse tentar uma confirmação através de modelos propostos por alguns autores.

a) O modelo de NEELY (1990)

Este autor propõe, partindo da função hiperbólica de CHIN (1969), que se tome a resistência lateral da estaca como o inverso da inclinação da reta ajustada aos pontos do primeiro trecho (mais íngreme) no gráfico de Δ/Q e Δ . Um exemplo deste método é apresentado na Figura 10.14, para a estaca E6.

FIGURA 10.14. Obtenção de resist. lateral pelo método de NEELY (1990).

b) Método de MEYERHOF (1976)

Este método, baseado em uma correlação simples com o SPT, (padrão USA) sugere que para estacas sem resistência de ponta, a resistência (lateral) pode ser obtida pela conhecida equação:

$$Q_s = A_s \cdot 2 \bar{N} \quad (\text{kN}) \quad (10.8)$$

O valor de $\bar{N}$, (padrão USA) média dos SPT ao longo do fuste, deve ser corrigido; porém, neste trabalho, buscando a coerência com os motivos já discutidos previamente (dificuldade de impor regionalmente uma medida como esta), não foi levado em consideração.

c) Métodos baseados na curva carga-recalque

AURORA & REESE (1977) entendem que a resistência lateral última é aquela que pode ser associada ao recalque de 5% do diâmetro e para PERES & MILITISTKY (1990), seguindo a prática inglesa, esta resistência resulta da intersecção entre as retas que tangenciam as fases elástica e plástica (final) da curva carga-recalque.

Como é óbvio, neste trabalho, devido ao tipo de ruptura observado, há uma certa dificuldade prática na definição desta reta, correspondente ao trecho final da curva carga-recalque, o que resulta em prejuízo para a qualidade da separação desta parcela pelo método sugerido por PERES & MILITITSKY (1990).

Uma correlação entre f_s e N é também sugerida por CHANG & BROMS (1991) semelhante à de MEYERHOF (1976), o que dispensa a sua verificação

Os resultados e a análise são apresentados na Tabela 10.12.

TABELA 10.12 - Análise de Q_s segundo vários métodos utilizados.

Nº do ensaio	L/d	Q_s (kN)				Média	$Q_{u,VDV}$	Análise			
		NEELY (1990)**	MEYERHO F (1976)	P&M (1990)*	A&R (1977)			$Q_{s,N}/Q_u$	$Q_{s,M}/Q_u$	$Q_{s,PM}/Q_u$	$Q_{s,AR}/Q_u$
E1	16	96	44	110	120	92,5	137	0,70	0,32	0,80	0,88
E4	30	indet	53	153	162	123	-	-	0,33	-	-
E5	30	74	35	90	97	74	112	0,66	0,31	0,80	0,87
E8	20	71	35	110	114	82,5	123	0,58	0,28	0,89	0,93
E9	40	indet	40	118	126	94,7	140	-	0,29	0,84	0,90
E10	24	indet	66	155	183	134,7	-	-	-	-	-
							$\bar{x}$	0,56	0,31	0,85	0,88
							σ	0,11	0,09	0,03	0,03

NOTAS: * = dificuldades no traçado da 2ª reta

** = indeterminação quando todos os pontos estão contidos numa só reta

A análise mostrada pelas relações entre Q_s (previsto pelos vários métodos) e $Q_{u,VDV}$ fica na faixa entre 80 e 90% para os métodos utilizando a curva carga-recalque, o que parece muito condizente com o que se espera do comportamento das estacas tipo broca de pequeno diâmetro. O método de NEELY (ressalvado que sua proposta original se baseia em resultados de estacas Franki) não parece muito adequado, embora seja bastante trabalhoso e, quanto ao de Meyerhof, suas correlações baseadas no SPT falharam completamente nesta pesquisa.

Alguns autores afirmam que os deslocamentos necessários para a mobilização inteira da resistência lateral são pequenos e podem ser citados: AURORA & REESE (1977): 5 a 6 mm; O'NEILL & REESE (1972): 5 a 10 mm; TOH et al. (1989): 3,5 a 9 mm. Em compensação, aqueles que se baseiam em relações com o diâmetro exageram um pouco; menciona-se WOODWARD et al. (1972) que estabelece 0,10d.

De qualquer modo, os autores antes referidos têm a convicção de que as cargas de ponta, para as cargas de trabalho, não chegam à faixa de 10-20% em relação à carga total. Na ruptura, TOH et al. (1989) sugerem uma faixa de variação que pode ser prevista em função do SPT, por:

$$Q_p = A_p (27 \text{ a } 60)N \quad (10.9)$$

Esta fórmula fornece valores muito condizentes com a realidade da presente pesquisa. Em outro ponto, BOWLES (1988) argumenta que a mobilização integral da resistência de ponta requer um deslocamento da estaca da ordem de 0,1 a 0,3d para etacas escavadas e tubulões. No presente caso, isto daria recalques variando de 15 mm (para a estaca de 15 cm) até 75 mm (para a estaca de 25 cm). Espera-se, por conseguinte, um deslocamento mínimo de 80 mm para um tubulão sem base alargada de 80 cm de diâmetro. Uma informação como esta é preocupante, caso ela possa ser confirmada em todos os casos reais, pois, ou os recalques a serem suportados pela supra-estrutura terão de ser necessariamente elevados ou então não haverá o pleno desenvolvimento da capacidade de carga das estacas de grandes diâmetros.

Finalmente, será interessante saber como as componentes de Q_s e Q_p obtidas pelas estimativas das fórmulas empíricas de capacidade de carga dos chamados métodos brasileiros podem ser analisadas. Isto é o que se mostra através dos números da tabela 10.13 a seguir.

TABELA 10.13- Relações $Q_{u,p}/Q_{u,s}$ e $Q_{u,p}/Q_u$ dos métodos brasileiros.

Nº do Ensaio	$Q_{u,p}/Q_{u,s}$			$Q_{u,p}/Q_u$		
	A&V	D&Q	PPV	A&V	D&Q	PPV
E1	1,14	0,53	1,23	0,53	0,34	0,55
E4	0,90	0,32	0,62	0,47	0,24	0,38
E8	1,31	0,42	1,00	0,57	0,30	0,50
E9	0,69	0,24	0,49	0,41	0,19	0,33
E10	1,13	0,39	0,77	0,53	0,28	0,43
$\bar{x}$	1,03	0,38	0,82	0,50	0,27	0,44
σ	0,22	0,10	0,27	0,06	0,05	0,08

10.3 Tubulões instrumentados

10.3.1 Introdução

Tubulões escavados manualmente e estacas-broca (isoladas ou agrupadas) são soluções de obras de até 5 pavimentos muito populares em boa parte da região sul de Minas - exceto naquelas onde o NA é raso.

Embora os projetos de fundações sejam feitos, comprovadamente, com o uso de conceitos bastante precários, percebe-se que o bom estado destas construções é uma evidência de super-dimensionamento.

A premissa fundamental desta tese é demonstrar esta suspeita. Para início, toma-se como base de informações uma pesquisa paralela onde foram analisados 43 projetos da região e, adicionalmente, 27 projetos da cidade de Lavras. A maior facilidade de contato com os projetistas de Lavras determinou a escolha destes projetos como elementos de análise e comprovação.

Foge ao escopo desta Introdução detalhar resultados e conclusões. Por isso, serão apresentados apenas alguns dados que servirão de suporte para as discussões e demonstrações. Julga-se de importância o seguinte resumo:

1º) Escolha do tipo de fundação

TABELA 10.14 - Tipo de fundação x nº de pavimentos

Fundação	Nº de Pavimentos												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Tubulões			3	8	3	2	1		2	2			1
E. strauss				2	1								
E. cravadas	1												
Sapatas		1											

2º) Foram analisados 471 tubulões e 87 estacas Strauss.

3º) A geometria dos tubulões analisados e a distribuição de cargas de projetos (Q_w) caracterizam-se por:

$$a) \frac{D_b}{D_f} : \bar{X} = 3,7; \sigma = 0,54$$

$$b) Q_w : \bar{X} = 1350 \text{ kN}; \sigma = 594 \text{ kN}$$

4º) Dos 27 projetos analisados, apenas 11 dispunham de SPT.

5º) O critério mais frequentemente adotado para a determinação do diâmetro necessário da base de tubulões é a adoção de taxas admissíveis variáveis de 300 a 400 kPa. Na previsão de carga, o atrito lateral é desprezado. A expressão $Q_a = (\sqrt{N_{SPT} + 1}) \times 100$ (kPa) também costuma ser utilizada. Nos projetos de stacas Strauss foram encontrados valores de atrito lateral unitário de 30 a 35 kPa, sendo desprezada a resistência de ponta.

6º) Os comprimentos médios das fundações analisadas são:

a) Tubulões = 7,5 m; b) Estacas Strauss = 11,0 m.

7º) Através de retro-análise dos dados para os projetos com SPT disponível, pode-se estabelecer uma relação entre q_a e N_{SPT} expressa por:

$$q_a = -25,2 + 21,7 N_{SPT} \text{ (kPa)}; r = 0,961 \quad (10.10)$$

Valores de SPT da ordem de 15 são frequentes nestas profundidades (7 a 9m).

Para $N = 15$, $q_a \cong 300$ KPa (pela fórmula 10.10) e $q_a = 400$ para a fórmula indicada no item 5.

8º) O “rendimento específico” destas fundações, traduzido por uma relação do tipo “somatório das cargas de projeto/volume total de concreto” pode ser expresso por:

a) Tubulões : $\bar{\eta} = 206 \text{ kN/m}^3$

b) Estacas Strauss: $\eta = 298 \text{ kN/m}^3$

9º) O volume do concreto das bases alargadas é de 1,5 vezes o do fuste, considerando válidas estas premissas:

a) carga média de cada tubulão: 1350 kN

b) a razão $V_{c,b} / V_{c,f}$ é linearmente correlacionável com a carga média de trabalho ($\bar{Q}_w$):

$$V_{c,b} / V_{c,f} = 0,4 + 0,0008 \bar{Q}_w ; r = 0,736$$

10.3.2 - Análise da transferência de carga dos tubulões para o solo

Recorde-se que os tubulões de prova T-1 e T-2 foram instrumentados, através de 4 barras, apenas na seção de transição entre o fuste e a base, à profundidade de 2,9m, enquanto que o tubulão T-3, além de ter sido também instrumentado nesta profundidade, o foi em uma seção de referência (a 0,3 m de profundidade) e em outra, intermediária, a 1,6 m de profundidade.

O que se passa entre a última seção instrumentada e a base do tubulão será, nesta pesquisa, um exercício especulativo. Por simplicidade e para fins ilustrativos, segue um exemplo na interpretação dos resultados do tubulão T-1. Considerando-se 2 hipóteses possíveis:

1ª) A superfície lateral da base alargada absorve carga por atrito lateral e, neste caso, admite-se linearidade no gráfico $Q_o \times z$ sendo a carga da ponta, Q_p , extrapolada por simples lei de proporcionalidade.

2ª) Não há nenhuma transferência de carga do tubulão para o solo ao longo de toda a altura da base alargada e, neste caso, a carga resistida pela base é numericamente igual à carga calculada na seção de transição.

Os dados obtidos com estas duas hipóteses constam da tabela 10.15 abaixo:

TABELA 10.15 - Valores de Q_p e Q_s relativos a T-1 (1ª prova de carga).

Q_o (kN)	1ª Hipótese		2ª Hipótese	
	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_s (kN)
40	9,9 (24,8%)	30,1	20,0 (50%)	20,0
80	30,3 (37,9%)	49,7	45,0 (56,3%)	35,0
120	55,0 (45,8%)	65,0	75,0 (62,5%)	45,0
160	79,8 (49,9%)	80,2	102,5 (64,0%)	57,5
200	101,4 (50,7%)	98,6	127,5 (63,8%)	72,5
240	124,8 (52%)	115,2	157,5 (65,6%)	82,5

A literatura técnica internacional não é pródiga em relatos sobre tubulões instrumentados e uma revisão sobre o tema indica poucos trabalhos a respeito. Na situação de tubulões curtos em solos homogêneos, como é o caso desta pesquisa, é provável que nada similar tenha sido feito, o que remete a algumas possibilidades de comparação com conclusões pouco convincentes. Mesmo assim, o trabalho de Reese & O'Neill (1988) é recomendável para esta análise, pois baseia-se em relato de 41 "case histories" entre os quais se incluem alguns tubulões de base alargada.

O mais ilustrativo refere-se a um tubulão instalado em uma argila homogênea, cuja resistência não drenada (S_u) é discretamente crescente com a profundidade, desde 100 kPa até aproximadamente 150 kPa ao longo do comprimento total do tubulão ($L \cong 7,0$ m), de relação $D_b/D_f = 3$, sendo $D_b \cong 2,3$ m. Este caso é destacável, sendo referência para outros autores (Bowles, 1988, cita-o como um exemplo pela clareza que se reflete nos dados de transferência de carga, p.875). Além do mais, o aspecto da curva carga-recalque não difere muito daquelas observadas no comportamento de T-1, também instalado em solo homogêneo (c, ϕ) de menor resistência.

Os autores encontraram valores de resistência lateral e de ponta iguais a 17% e 83% respectivamente em relação à carga máxima do ensaio.

Igualmente notável é o trabalho de Whitaker & Cooke (1966) estudando o comportamento de 6 tubulões de base alargada, instalados em camada homogênea da argila de Londres; porém as dimensões destes tubulões afastam-se bastante das condições ideais para comparação (acima de 10,0 de comprimento), embora com relações D_b/D_f mais semelhantes aos tubulões do campo experimental da UFLA. Tomando-se os valores médios de Q_s e Q_p destes tubulões citados, encontra-se: $\bar{Q}_s \cong 40\%$ e $\bar{Q}_p \cong 60\%$ (em relação à carga total).

Em síntese, esta é a base de discussão da Tabela 10.16, onde se chega aos percentuais indicados, entre parênteses.

Fazendo-se uma correlação linear entre Q_p e Q_o para as 2 hipóteses, chega-se a percentuais (Q_p/Q_o) da ordem de 48% e 63% respectivamente, para carga de trabalho $Q_w = Q_u/FS$, com $FS = 2$ e $1,5$. A 4,0 m de profundidade, transição do solo laterítico colapsível para o saprolítico derivado de gnaiss observa-se uma moderada tendência de aumento da resistência à penetração, o que leva ao pressuposto de que a resistência de ponta deve ser significativamente maior do que a resistência lateral.

Tendo em vista a boa concordância do valor percentual de Q_p/Q_o com a média encontrada nas pesquisas de Whitaker & Cooke, é racional que a 2ª Hipótese deva ser adotada, produzindo-se então os gráficos de transferência de carga dos 3 tubulões (Figura 10.15 a 10.17).

A observação destes gráficos, especialmente os referentes a T-3 (Figura 10.17) mostra alguns aspectos destacáveis:

- 1º) A presença de carga residual no fuste e retida pela base de T-3 após o descarregamento da 1ª prova de carga transparece nitidamente na 2ª prova de carga, onde valores de Q_1 (no nível 1, instrumentado) são sensível e sistematicamente superiores aos valores de carga, Q_o , aplicadas na cabeça do tubulão.
- 2º) Este efeito é atenuado na 3ª prova de carga (após a inundação do solo), também em correspondência com menores valores aprisionados pelo fuste e pela base após a descarga do 2º ensaio.

Quantitativamente, estas cargas aprisionadas traduzem-se nos valores da Tabela 10.16 abaixo:

TABELA 10.16 - Cargas aprisionadas em T-3 (KN) logo após descarregamento

Q_o	PC	Nível 1 (SR)	Nível 2	Nível 3
0	1	16	21	34
0	2	8	16	26
0	3	11	21	17
Médias		11,7	19,3	25,7

- 3º) A manutenção do equipamento ligado, seguindo-se leituras 24 horas após o descarregamento, demonstrou o desaparecimento destas cargas residuais, em todas as provas de carga.

Isto sugere, por conseguinte, que o reinício de uma prova de carga, após um período de 1 dia, não afeta os resultados obtidos, deixando de fazer sentido a preocupação com o atrito negativo e com tensões residuais, para o caso destes tubulões.

- 4º) As curvas de transferência de carga mostram que é mais acentuada a transferência na parte superior do tubulão.

A propósito, vale comparar esta observação com os resultados relatados por Vésic (1967) no campo experimental de Savannah (Georgia, U.S.A.), pesquisando o comportamento de estacas cravadas em solos arenosos (Figura 12.18).

A estaca H-11, curta (3,0 m de comprimento), pelo menos nos últimos estágios de carregamento, exibe alguma semelhança com o que foi observado no campo experimental da UFLA.

A seguir, serão apresentados os dados (Tabelas 10.17 a 10.19) que possibilitaram o traçado dos gráficos correspondentes de separação das cargas laterais e de ponta (Figuras 10.19 a 10.21).

Dentre os diversos modos possíveis de interpretar os resultados obtidos com a separação das parcelas laterais e de ponta, mostra-se particularmente interessante traduzir estes dados em um gráfico mostrando as relações (em %) de $Q/Q_o \times Q_o/Q_u$ (onde Q pode ser Q_p ou Q_s).

FIGURA 10.15 - Gráficos de transferência de carga ($Q \times z$) de 3 provas de carga em T-1.

FIGURA 10.16 - Gráficos de transferência de carga ($Q \times z$) de 3 provas de carga em T-2.

FIGURA 10.17 - Gráficos de transferência de carga ($Q \times z$) de 3 provas de carga em T-3.

FIGURA 10.18 - Curvas de transferência de carga em estacas cravadas em areias (Apud Vésic, 1967).

TABELA 10.17 - Valores de Q_p e Q_s das 3 provas de carga do tubulão T-1.

Q_o (kN)	1ª Prova de Carga			2ª Prova de Carga				3ª Prova de Carga			
	Q_p (kN)	$(Q_p/Q_o) \%$	Q_s (kN)	Q_o (kN)	Q_p (kN)	$(Q_p/Q_o) \%$	Q_s (kN)	Q_o (kN)	Q_p (kN)	$(Q_p/Q_o) \%$	Q_s (kN)
40	20	50	20	30	12,5	41,7	17,5	60	35	58,3	25
80	45	56,3	35	60	30,0	50	30	120	70	58,3	50
120	75	62,5	45	90	52,5	58,3	37,5	180	112,5	62,5	67,5
160	102,5	64,1	57,5	150	97,5	65	52,5	240	150	62,5	90
200	127,5	63,4	72,5	210	140	66,7	70	300	182,5	60,8	117,5
240	157,5	65,6	82,5	270	172,5	63,9	97,5	360	222,5	61,8	137,5
-	-	-	-	330	217,5	65,9	112,5	420	252,5	60,1	167,5
-	-	-	-	420	282,5	67,3	137,5	480	292,5	60,9	187,5

TABELA 10.18 - Valores de Q_p e Q_s das 3 provas de carga do tubulão T-2.

Q_o (kN)	1ª Prova de Carga			2ª Prova de Carga				3ª Prova de Carga			
	Q_p (kN)	$(Q_p/Q_o) \%$	Q_s (kN)	Q_o (kN)	Q_p (kN)	$(Q_p/Q_o) \%$	Q_s (kN)	Q_o (kN)	Q_p (kN)	$(Q_p/Q_o) \%$	Q_s (kN)
30	12,5	41,7	17,5	40	17,5	43,8	22,5	40	15	37,5	25
90	40,0	44,4	50,0	120	52,5	43,8	67,5	80	40	50,0	40
150	55,0	36,6	95,0	200	92,5	46,3	107,5	160	82,5	51,6	77,5
210	82,5	39,3	127,5	280	137,5	49,2	142,5	240	140,0	58,3	100,0
270	115,0	42,6	155,0	360	180,0	50,0	180,0	320	190,0	59,4	130,0
330	162,5	49,2	167,5	400	207,5	51,9	192,5	360	210,0	58,3	150,0
360	182,5	50,7	177,5	440	232,5	52,8	207,5	400	237,5	59,4	162,5

TABELA 10.19 - Valores de Q_p e Q_s das 3 provas de carga de T-3.

Q_o (kN)	1ª Prova de Carga			2ª Prova de Carga				3ª Prova de Carga			
	Q_p (kN)	$(Q_p/Q_o) \%$	Q_s (kN)	Q_o (kN)	Q_p (kN)	$(Q_p/Q_o) \%$	Q_s (kN)	Q_o (kN)	Q_p (kN)	$(Q_p/Q_o) \%$	Q_s (kN)
40	17,5	43,8	22,5	40	27,5	68,8	12,5	40	25,0	62,5	15,0
80	35,0	43,8	45,0	80	50,0	62,5	30,0	80	50,0	62,5	30,0
120	52,5	43,8	67,5	120	70,0	58,3	50,0	120	77,5	64,5	42,5
160	77,5	48,4	82,5	160	95,0	59,4	65,0	160	102,5	64,1	57,5
200	115,0	57,5	85,0	200	117,5	58,8	82,5	200	127,5	63,4	72,5
207	130,0	62,8	77,0	-	-	-	-	-	-	-	-

FIGURA 10.19 - Parcelas de carga de ponta e de atrito lateral em T-1.

FIGURA 10.20 - Parcelas de carga de ponta e de atrito lateral de T-2.

Para a Figura 10.22 a seguir foram utilizados apenas os pontos correspondentes às 1^{as} provas de carga dos 3 tubulões. Daí resulta a divisão em duas regiões, a saber: a região I, abaixo da reta ajustada, corresponde à parcela Q_s . Para se ter uma idéia comparativa, foi plotada neste gráfico a curva obtida por Vésic (1967), relativa a uma estaca curta (3,0 m de comprimento) cravada em solo arenoso.

Tomando-se agora uma outra referência (Kézdi, 1975) são exibidos 2 gráficos onde se mostra a influência do carregamento na participação percentual de Q_p e Q_s (Figura 10.23a) e do comprimento da estaca nesta participação (Figura 10.23b).

Pela Figura 10.23(a) nota-se que a imposição de pequenos carregamentos implica na maior participação do atrito lateral. Este fato também foi observado nos experimentos de Vésic (1967). Ele nota que:

- 1) O atrito lateral é rapidamente mobilizado a pequenos deslocamentos, mais do que a resistência de ponta (tomando como exemplo uma estaca onde, a nível de 1/3 da carga última, ela carrega 40% do total pela ponta, subindo para 60% nas vizinhanças da carga de ruptura).
- 2) A participação da carga lateral (em relação à carga aplicada Q_o) é relativamente grande durante os primeiros estágios de carregamento.
- 3) Durante o carregamento das estacas as resistências de ponta e atrito lateral variam em relativa intensidade destas idealizações extremas, para casos intermediários. É provável que este caminho leve a resultados bem frustrantes.

O próprio Vésic, no capítulo final de seu reverenciado relatório de 1967, afirma que “há pouca informação sistematizada sobre o comportamento de fundações profundas em siltes e praticamente nenhuma informação sobre tipos intermediários de solos, tais como argilas arenosas. Porém, experiências com ensaios CPT em siltes confirmam a crença de que eles respondem ao carregamento em fundações profundas de modo similar ao de areias”.

E acrescenta: “Contudo, sua grande compressibilidade provavelmente exerça um expressivo efeito sobre os fatores de capacidade de carga e os coeficientes de forma e de atrito. De acordo com análises teóricas a resistência de ponta em siltes compressíveis pode ser apenas uma fração da capacidade de carga de uma fundação em areias, embora ambos os solos possam ter o mesmo ângulo de atrito interno”.

Pesquisas em fundações escavadas, de pequeno comprimento e instaladas em siltes residuais de gnaisses, inexistem para referência, não restando outra alternativa senão a comparação com estes modelos.

O silte de Lavras e do Sul de Minas - e em particular do campo experimental da UFLA - é muito compressível em sua camada superior, tendo ainda as características de solo c, ϕ (de baixa resistência, com $c \cong 50$ KPa e $\phi \cong 15^\circ$). Sob estas condições, pode-se discutir, sob fundamentos mais teóricos, os resultados obtidos.

FIGURA 10.21 - Parcelas de carga de ponta e de atrito lateral em T-3.

FIGURA 10.22 - Participação percentual das parcelas de ponta e atrito lateral em 3 tubulões.

FIGURA 10.23 - (a) Influência do nível de carregamento na distribuição das parcelas de Q_p e Q_s ; (b) influência do comprimento da estaca nesta distribuição. (Apud Kézdi, 1975).

Para uma análise de Q_s pode-se admitir que esta parcela traduz-se como a resistência ao escorregamento de um corpo rígido em contato com o solo, sendo constituída de uma parcela de adesão, independente das tensões geostáticas efetivas, e do atrito (friccional) estaca-solo, dependente destas tensões. É de se esperar que o atrito cresça com a profundidade, pois a parcela c_a permanece constante em solos homogêneos (independente da profundidade) e a parcela de atrito ($\sigma \tan \delta$) é crescente com a profundidade (também considerando a homogeneidade do meio). Mas, como se observará adiante, os maiores valores de Q_s estão mobilizados na parte superior dos tubulões. Em experimentos (na mecânica) feitos para estudar o atrito seco, tem-se chegado à conclusão que o atrito unitário desenvolve-se mais intensamente nas vizinhanças do ponto de aplicação da carga porque aí as tensões normais são também maiores. Tais conclusões são obtidas em modelos reduzidos e o efeito de escala pode levar a resultados diferentes em protótipos de grandes dimensões.

Esta é, portanto, uma possível explicação para o fato observado (em tubulão curto) do atrito ser mais efetivo nas proximidades do ponto de aplicação das cargas.

Em areias, é fato indiscutível que as resistência de ponta e de atrito lateral crescem de modo aproximadamente linear até uma profundidade limite (geralmente 10 vezes o diâmetro do fuste, e que abaixo da profundidade de 20 vezes o diâmetro ambas permanecem constantes. O que se passa no trecho entre 10 e 20 vezes o diâmetro não é fato estabelecido. Além do já mencionado trabalho de Vésic (1976). Meyerhof e outros deram contribuições significativas a respeito (como por exemplo, Meyerhof, 1976 e Meyerhof, 1982). Esta conclusão é confirmada em protótipos e ensaios de cone.

As observações de VÉSIC (1967) são contrariadas pelos resultados obtidos na UFLA.

Entretanto, outros registros localizados nesta mesma referência estão em conformidade com o que foi observado em nossos experimentos. São os seguintes:

- 1) As curvas de transferência de carga, relativas ao carregamento e à descarga são bem diferentes indicando a presença de atrito negativo na porção superior do fuste.
- 2) A participação de Q_p na carga total (Q_o) é menos acentuada nas estacas longas (e exemplifica com a já mencionada estaca de 3,0 m de comprimento, onde $Q_p \cong 80\%$ de Q_o , enquanto que em uma estaca de 15,0 m de comprimento esta proporção baixo para 60% - a este respeito, há mais semelhança de nossos resultados com esta última).
- 3) Em estacas curtas, as maiores transferência de carga são na parte superior, para carregamentos próximos de Q_u .

Estas observações encontram respaldo na Figura 10.23 (KÉZDI, 1975).

Se for levada em conta a hipótese de que o comportamento dos siltes é idêntico ao das areias, tomando-se como base os resultados das provas de carga PC-1 a PC-3 nos 3 tubulões (9 ensaios) pode ser verificada esta linearidade.

Esta linearidade é extremamente favorável para a criação de proposições (ou hipóteses iniciais) sobre capacidade de carga, como se verá posteriormente.

No entanto, as expressões sugeridas por Meyerhof (1956) - adaptadas para o SI (com SPT nos padrões americanos):

$$f_{p,a} = 383,2 \text{ N (kPa)} \quad (10.11)$$

$$f_{s,u} = 1,92 \bar{N} \text{ (kPa)} \quad (10.12)$$

forneem resultados completamente discrepantes neste caso, tomando-se $N = 10$ (a 4,0 m de profundidade) e $\bar{N} = 6$ ao longo do fuste.

Com efeito, para a área da base igual a $1,227 \text{ m}^2$ e área lateral (efetiva) igual a $4,49 \text{ m}^2$ os valores obtidos através destas expressões seriam $Q_p \cong 4700 \text{ KN}$ e $Q_s \cong 52 \text{ KN}$.

O comportamento dos tubulões T_2 e T_3 é, visualmente, bastante parecido; a grande dispersão de resultados observada na Figura 10.19 pode ser reflexo das chuvas intensas que ocorreram no período de 2 a 8/1/97 (o tubulão foi ensaiado no período de 6 a 10/1/97).

Do ponto de vista prático, o comportamento dos tubulões que mais interessa refere-se às primeiras provas de carga e é sob este aspecto que o tubulão T-2 exhibe um comportamento bastante singular (Figura 10.20) apresentando resistência de ponta inferior à lateral até valores de carga muito próxima à de ruptura. Este é um comportamento muito mais representativo de estacas flutuantes do que de tubulões, mormente os curtos.

Diretamente decorrentes das tabelas anteriores, são apresentados os gráficos Q_p x Q_o e $(Q_p / Q_o) \times Q_o$ para as 3 provas de carga de cada um dos 3 tubulões (Figuras 10.24 a 10.29).

FIGURA 10.24 - Variação da carga de ponta com o carregamento de T-1 nas 3 provas de carga.

FIGURA 10.25 - Variação da carga de ponta com o carregamento de T-2 em 3 provas de carga.

FIGURA 10.26 - Variação da carga de ponta com o carregamento de T-3 nas 3 provas de carga.

FIGURA 10.27 - % da carga de ponta em relação ao carregamento de T-1 nas 3 provas de carga.

FIGURA 10.28 - % da carga de ponta em relação ao carregamento de T-2 nas 3 provas de carga.

FIGURA 10.29 - % da carga de ponta em relação ao carregamento de T-3 nas 3 provas.

Uma análise mais acurada destes dados deve ser feita separando-se a influência individualizada de algumas variáveis, como segue.

a) Crescimento da carga de ponta com o carregamento

Para esta análise é conveniente estabelecer correlações lineares entre Q_p e Q_o , como sugerem os próprios gráficos. Será julgado conveniente, para utilização posterior, individualizar estas correlações para as 1ªs provas de carga dos tubulões e em seguida, trabalhar com o universo de todos os valores para cada tubulão.

Chega-se assim aos resultados expressos pela tabela 10.20.

TABELA 10.20 - Correlação do tipo $Q_p = A + B \cdot Q_o$ (kN) para T-1, T-2 e T-3.

Análise	Fundação	1ª prova de carga			Conjunto das 3 provas de carga		
		A	B	r	A	B	r
Individual	T-1	-8.33	0.688	0.9997	-3.17	0.640	0.9968
	T-2	-11.87	0.509	0.9866	-11.43	0.558	0.9780
	T-3	-16.85	0.655	0.9803	-3.71	0.613	0.9750
T-1, T-2 e T-3	-	-0.194	0.521	0.9474	-0.228	0.575	0.9692

A análise desta tabela permite algumas conclusões com base no coeficiente angular (parâmetro B):

1ª) A análise individual revela uma boa concordância dos parâmetros B, tanto na situação das 1ªs provas de carga dos tubulões como no conjunto das 3 provas de carga: os valores médios são da ordem de 62% e 60% respectivamente.

2ª) A diminuição sistemática de r no conjunto das 3 provas de carga indica que a resistência de ponta tem lei de crescimento mais afastada da condição linear, traduzindo-se em discreta (porém aceitável) dispersão. Pode-se estabelecer, dentro das tolerâncias usuais da Engenharia Civil, que a análise de T-1, T-2 e T-3 para as primeiras provas de carga somente, representa bem a relação média entre Q_p e Q_o .

3ª) Tomando-se o valor médio dos Q_u (obtidos das primeiras de carga) como

$$\overline{Q}_u = \frac{270 + 217 + 370}{3} \cong 286 \text{ kN e,}$$

para os parâmetros $A = -0,194$; $B = 0,521$ da Tabela 10.21 encontra-se os seguintes valores de Q_p (fazendo $Q_o = \overline{Q}_u / 1,5$ e $Q_o = \overline{Q}_u / 2$ respectivamente).

$$Q_p \cong 99,0 \text{ kN (para } Q_o = \overline{Q}_u / 1,5)$$

$$Q_p \cong 74 \text{ kN (para } Q_o = \overline{Q}_u / 2)$$

$$\text{Considerando que } A_b = \frac{\pi 1,25^2}{4} \cong 1,227 \text{ m}^2, \text{ tem-se :}$$

$$q_{p,u} \cong 121 \text{ kPa}$$

$$q_{p(1,5)} \cong 81 \text{ kPa}$$

$$q_{p(2,0)} \cong 60 \text{ kPa}$$

Nos ensaios de placa das fundações S - 1, S - 2 e S - 3 analisadas em 10.1.2 foi verificado que $\overline{q}_u = 154 \text{ kPa}$.

Isto significa que a resistência unitária de ponta dos tubulões (q_u) representou aproximadamente 78% dos valores de q_u das placas, não se esquecendo, obviamente, de considerar que as placas foram ensaiadas à profundidade de 1,0 e a base dos tubulões assentada a 4,0 m, em terreno mais resistente.

Pode-se, à vista destes argumentos, apresentar uma proposição, desde que sejam consideradas as reservas de prudência que a situação requer:

“Tubulões curtos em siltes homogêneos, compressíveis, trabalham como sapatas em profundidade com resistência de ponta reduzida de 40% a 50% em relação aos

valores previstos em função do SPT por fórmulas simples de capacidade de carga, como as expressões: 10.1 e 10.2; a capacidade de carga total do tubulão deve levar em conta a resistência lateral”.

b) Efeito da repetição de ensaios e da inundação do solo

Quanto aos efeitos de recarregamento e de inundação, pouca influência exerceram na relação Q_p / Q_0 nesta pesquisa. Na realidade, o conjunto das provas de carga dos 3 tubulões, expressas nas curvas das figuras 10.27 a 10.29 mostram ligeira tendência de aumento percentual da resistência de ponta, mesmo após a inundação.

Tendo sido constatado uma ligeira diminuição na capacidade de carga com a inundação, pode-se aceitar esta constatação como sendo devida a um mero acaso (insuficiência de dados não permite estabelecer a hipótese nula neste caso) ou então pode ser explicado como decorrência de uma também pequena desmobilização do atrito lateral.

Na realidade, este é um aspecto intrigante desta pesquisa; em estacas escavadas em solo colapsível em São Carlos, sucessivamente ensaiadas, mas ainda com plena capacidade de mobilização de ponta, Teixeira (1993) observou consideráveis recalques por colapso em cargas ligeiramente superiores às cargas de trabalho. Por que os tubulões, no presente caso, não demonstraram aptidão de entrar em colapso após a inundação do solo, permanece inexplicável, exigindo pesquisas futuras nestes mesmos tubulões, em condições climáticas diferentes daquelas em que foram feitas as provas de carga.

Quanto à variação dos valores unitários de ponta com as deformações (no presente caso confundidas com os recalques) os resultados podem ser vistos através das figuras 10.30 a 10.32 para análise e discussão. Nota-se que a mobilização da ponta é simultânea com a do atrito lateral, havendo uma significativa % de ponta para recalques muito pequenos.

Das Figuras 10.30 e 10.31 pode-se tirar partido do “paralelismo” nos trechos finais das curvas, a partir de uma certa deformação. Esta deformação, variável em amplos limites nos 3 tubulões sugere que um valor limite típico é $\delta = 10$ mm (equivalente, portanto, a aproximadamente a $0,008 D_b$). Pode-se dizer, com base nestes resultados, que a reação de ponta apresenta as seguintes evidências:

- 1ª) é mobilizada menos intensamente (cresce cerca de 0,4 kPa para cada mm de deslocamento da base).
- 2ª) Cerca de 35% da resistência de ponta é mobilizada para pequenos deslocamentos, (da ordem de 1 mm ou menos)

(Tal observação é bastante racional; este fato está em absoluta coerência com uma simultânea diminuição do atrito lateral, pois, ao iniciarem-se os deslocamento, o coef. de atrito deve baixar de valor, de modo que a manutenção da carga total obriga a uma transferência para a base).

FIGURA 10.30 - Variação de q_p com as deformações (recalques) em T-2, nas 3 provas de carga.

FIGURA 10.31 - Variação de q_p com as deformações em T-3, nas 3 provas de carga.

FIGURA 10.32 - Outro aspecto na variação de q_p com δ em T-3, evidenciando a recuperação elástica do solo.

Uma relação de q_p e de q_s (ou f_p e f_s) com N_{SPT} é obviamente interessante, devendo apenas ser calibrada adequadamente para solos típicos, o que se fará oportunamente.

BOWLES (1988) considera que f_p é inteiramente mobilizada para deslocamentos de 0,1 a 0,3 diâmetros. Para $D_b = 1,25$ m, isto levaria a deslocamentos de 125 a 375 mm. Na tabela 10.21 abaixo são mostrados os deslocamento em todas as provas de carga nos 3 tubulões.

TABELA 10.21. Deslocamento (*) (mm) nos tubulões de prova.

Prova de carga	T_1	T_2	T_3
PC-1	63,8	55,9	59,2
PC-2	51,4	59,8	59,9
PC-3	51,2	40,6	70,0

Nota: (*) Já descontada a recuperação elástica após o descarregamento, da ordem de 6,8% (média).

A simples observação destes números sugere que os limites recomendados por Bowles (1988) estão em boa concordância com os resultados desta pesquisa.

Os valores médios de deslocamentos ($0,05 \times D_b$) recomendados por ALBIERO & CINTRA (1996) levariam a 62,5 mm, o que se mostra insuficiente nesta pesquisa para a

mobilização total da base, embora, para solos arenosos, estes autores ressalvem que a resistência continua a crescer mesmo após a mobilização daquela que seria a resistência “última”.

c) Variação do atrito lateral unitário (f_s)

De modo idêntico ao que se observou no comportamento da resistência unitária de ponta, também a resistência de atrito lateral apresenta uma dependência (aproximadamente) linear com o carregamento dos tubulões. No caso da inundação, verifica-se discreta tendência de desmobilização da mesma maneira que o efeito do recarregamento (Figuras 10.33 a 10.35).

No cálculo dos valores de f_s destas figuras foram utilizadas os valores de Q_s das Tabelas 10.18 a 10.20 divididos pela área lateral de $4,49\text{m}^2$ correspondente à parte efetiva do fuste considerada na mobilização do atrito, isto é, desprezando-se o segmento livre até a seção de referência e toda a superfície lateral da base alargada.

É interessante de se observar que o atrito se mantém praticamente constante durante todos os estágios de carregamento e repetitivos em todas as provas de carga, exceto na PC-1 do tubulão T-3 onde aconteceu algo de diferente, mas não exatamente anormal. É um princípio bem estabelecido em Mecânica (como por exemplo em Higdon et al., 1979, Engineering Mechanics, Prentice - Hall Inc.) que o atrito seco (sólido-sólido) mobiliza o crescimento do coeficiente de atrito até um valor máximo, que corresponde ao início do movimento. Se este movimento for associado a uma medida de deslocamento linear, surge aqui a 1ª divergência; admite-se na Mecânica que o atrito cai bruscamente de valor (atrito cinemático) e que depois permanece constante, a não ser no caso onde o deslocamento se procede em grande velocidade. E é sob esta ótica que o comportamento de PC-1, T-3 (Figura 10.35) é o melhor justificado.

No entanto, julgando-se que a instrumentação dos tubulões foi muito bem sucedida, não se pode questionar as evidências (fatos) e então os dados obtidos serão utilizados para a confecção de uma Tabela semelhante à Tabela 10.20.

TABELA 10.22 - Correlações do tipo $f_s = A + B \cdot Q_o$ (kPa) para T_1 , T_2 e T_3 .

Análise	Fundação	1ª Prova de Carga			Conjunto das 3 provas de carga		
		A	B	r	A	B	r
Individual	T-1	1,87	0,07	0,09984	0,72	0,08	0,9898
	T-2	2,65	0,11	0,9855	2,40	0,01	0,9706
	T-3	3,75	0,08	0,9329	1,02	0,08	0,9485
T-1, T-2 e T-3	-	0,05	0,11	0,9386	0,97	0,09	0,9498

FIGURA 10.33 - Variação do atrito lateral com o carregamento de T-1 em 3 provas de carga.

FIGURA 10.34 - Variação do atrito lateral com o carregamento de T-2 em 3 provas de carga.

FIGURA 10.35 - Variação do atrito lateral unitário com o carregamento de T-3 em 3 provas de carga.

FIGURA 10.36 - Variação de f_s com as deformações axiais em T-1 nas 3 provas de carga.

FIGURA 10.37 - Variação de f_s com as deformações axiais em T-2 em e provas de carga.

FIGURA 10.38 - Variação de f_s com as deformações axiais em T-3 em 2 trechos de fuste (PC-1).

FIGURA 10.39 - Variação de f_s com as formações axiais em T-3 nos 2 trechos do fuste (PC-2).

Tomando-se valores médios das 1ª provas de carga, pode-se dizer que a função que representa a variação de f_s com Q_o é do tipo:

$$f_s = 0,05 + 0,11 Q_o \text{ (kPa)} \quad (10.13)$$

Fazendo $Q_o = \frac{\bar{Q}_u}{1,5}$ e $\frac{\bar{Q}_u}{2}$ tem-se, respectivamente, os seguintes valores

particulares de f_s para $\bar{Q}_u = 286 \text{ KN}$:

$$f_{s,u} = 31,5 \text{ kPa}$$

$$f_{s(1,5)} \cong 21,0 \text{ kPa}$$

$$f_{s(2)} \cong 15,8 \text{ kPa}$$

Os valores obtidos podem ser considerados aproximadamente como 2/3 daqueles observados nas estacas broca de pequeno diâmetro, trabalhando exclusivamente por atrito lateral. Conforme relatado por ALBIERO & CINTRA (1996) os valores medidos nos campos experimentais de São Carlos e de Bauru são da ordem de $f_{su} \cong 30 \text{ kPa}$, em boa

concordância com o valor obtido em Lavras. TERZAGHI & PECK (1968) admitem valores de 7 a 30 kPa para siltes e argilas moles.

De modo idêntico, devido à consistência dos dados observados, pode-se fazer uma segunda proposição:

“Tubulões curtos, com relação D_b / D_f entre 2 e 3, instalados em siltes homogêneos, mobilizam atrito lateral unitário linearmente crescente com o carregamento, podendo ser previsto pela expressão (12.19). Para pequenos deslocamentos, correspondentes ao valor de $\bar{Q}_u / 1,5$ é sugerido adotar $f_s = 20$ kPa, desprezando a contribuição da superfície lateral da base alargada”.

O desenvolvimento de f_s , com os deslocamentos é mostrado nos gráficos das figuras 10.36 a 10.40. Os deslocamentos (ou deformações) δ foram tomados como idênticos aos recalques lidos na cabeça dos blocos de apoio, já que as deformações elásticas calculadas são muito pequenas em tubulões curtos de grande rigidez estrutural, expressa pelo fator EA.

A idealização do gráfico $f_s \times \delta$ deve-se a SEED & REESE (1957), mas após a publicação dos trabalhos de COYLE & REESE (1966) e COYLE & SULAIMAN (1967) para previsão de recalques em fundações profundas, este procedimento (método da transferência de carga) tornou-se uma rotina em provas de carga de estacas instrumentadas, não mais para cálculo de recalques, mas para provisão de informação.

No clássico artigo de COYLE & SULAIMAN (1967), em areias, aparece a Figura a seguir reproduzida (Figura 10.41).

FIGURA 10.40 - Variação de f_s com as deformações axiais em T-3 nos 2 trechos do fuste (PC-3).

FIGURA 10.41 - Curvas de transferência de carga (função $f_s / s \times S$), APUD COYLE & SULAIMAN (1967).

Uma boa quantidade de gráficos deste tipo têm sido encontrados em muitos artigos, embora mostrem aspectos bem diferentes. O que mais chama a atenção na Figura 10.41 é o fato do atrito lateral atingir o seu máximo para deslocamentos pequenos (5 a 7 mm). No Brasil, um dos trabalhos mais interessantes com este conteúdo é o de FONTOURA (1982), pois trata-se de uma estaca longa (> 20 m) e instrumentada em 7 níveis e, deste modo, espelha-se neste estudo, além da variação $f_s \times \delta$, o efeito da profundidade e dos vários tipos de solos existentes no perfil atravessando (solo residual de gnaiss, siderúrgica de Tubarão (ES)). Neste trabalho, o que se observa é que:

- 1) Na seção mais próxima do topo, o máximo atrito mobilizado verifica-se para deslocamentos inferiores a 1 mm e depois cai de modo significativo (mais de 60%) de forma quase repentina e em seguida continua a diminuir, mesmo para grandes deslocamentos (20 mm ou mais).
- 2) Nas seções mais próximas da base registram-se atritos muito pequenos, mas crescem de valor com os deslocamentos, de modo sistemático.

O próprio artigo de COYLE & SULAIMAN (1967) já citado, além de REESE et al. (1976) mostram gráficos deste tipo onde se deduz que a crença no total esgotamento do atrito lateral após um pequeno deslocamento (5 mm ou menos) não tem fundamento.

Os resultados obtidos no campo experimental da UFLA mostram que mesmo após grandes deslocamentos (60 mm ou mais) o atrito lateral unitário continua crescente; e mais: continua a ser mobilizado mesmo após o “descolamento” da superfície lateral dos tubulões do solo envolvente com a repetição de provas de carga (com apenas 24 horas de intervalo entre uma prova de carga e a seguinte). Apenas nota-se que é possível verificar a influência da inundação na

diminuição do atrito (Figuras 10.37 e 10.40), embora a exceção da PC-3 no tubulão T-1 (Figura 10.36) indique o contrário.

Nas Figuras 10.38 a 10.40 denomina-se por (1) o trecho superior do fuste, situado entre a seção de referência e a seção intermediária e por (2) o trecho correspondente ao segmento entre a seção intermediária e a transição fuste-base alargada. Conforme justificativa anterior, foi adotada a hipótese de que o desenvolvimento de atrito lateral no trecho da base alargada é nulo.

Estes gráficos devem ser complementados com as Figuras 10.42 a 10.44 que mostram os valores de f_s em cada trecho, para cada estágio de carregamento de T-3, nas 3 provas de carga.

Tratando-se de segmentos de pequeno comprimento, admite-se como válida a hipótese de que f_s permanece constante em cada trecho.

Chama a atenção nas Figuras 10.42 a 10.44 o fato do atrito lateral ser sistematicamente decrescente do topo para a base nas 3 provas de carga. Provavelmente, esta seja uma característica intrínseca de tubulões curtos em solos homogêneos, pois está em franca contradição com o princípio mecânico de que o atrito deveria ser proporcionalmente crescente com as tensões normais, isto é, com a profundidade. Os efeitos de ponta, do ângulo α (da base alargada) e do ponto de aplicação do carregamento são os mais prováveis motivos deste comportamento.

FIGURA 10.42 - Variação de f_s (kPa) com o carregamento em T-3, na 3ª prova de carga, ao longo da profundidade.

FIGURA 10.43 - Variação de f_s (kPa) com o carregamento em T-3, na 2ª prova de carga, ao longo da profundidade.

FIGURA 10.44 - Variação de f_s (kPa) com o carregamento em T-3, na 1ª prova da carga, ao longo da profundidade.

10.3.3 Previsão de carga em tubulões

A discussão dos resultados deve começar pelos dados da Tabela 9.14. Analisando-se primeiramente as médias das relações $Q_{u, \text{prev.}} / Q_{u, \text{obs}}$ pode-se rapidamente concluir que:

- 1º) Os valores de carga previstos pelas fórmulas são muito superiores aos valores experimentais (3,76 vezes)
- 2º) Os valores previstos para as parcelas de ponta estão em drástico desacordo com os valores observados (6,68 vezes), sendo responsáveis pelas grandes diferenças observadas nas cargas últimas totais
- 3º) As melhores previsões são aquelas que se referem à parcela de atrito lateral.

Porém, as grandes dispersões, nos resultados, sugerem que uma avaliação mais profunda destes dados deve ser feita separando as fórmulas em 2 grupos, isto é, as referências 1 a 4 que tratam de fórmulas estáticas, baseando-se em conceitos clássicos de ruptura plástica de solos ou de adesão, e as referências 5 a 10, que expressam relações empíricas de Q_s e Q_p com o SPT, direta ou indiretamente (correlação SPT x CPT).

Já havia sido demonstrado, anteriormente, uma nítida superioridade das fórmulas empíricas em relação às teóricas, na previsão da capacidade de carga das sapatas e estacas broca de pequeno diâmetro. Esta superioridade, não é aqui evidente.

Para as fórmulas empíricas (ref. 5-10 na Tabela 9.14) o valor $\bar{Q}_{s,u} = 118 \text{ kN}$ (com desvio padrão de 66 kN) indica previsões menos dispersas e aproximando-se mais da média observada, $\bar{Q}_{s, \text{obs}} = 141 \text{ kPa}$ (aproximadamente 84%) e o valor de $\bar{Q}_{p,u} = 1186 \text{ kN}$ (com desvio padrão de 460 kN) aumenta em relação à média geral de 989 kN, afastando-se ainda mais do valor $\bar{Q}_{p, \text{obs}} = 148 \text{ kN}$.

Quanto às fórmulas teóricas, é preciso notar que o estado de solo intermediário não é aceito por nenhuma delas. E, ao tratar o silte argiloso homogêneo onde os tubulões estão instalados ($\bar{c} = 50 \text{ kPa}$; $\bar{\phi} = 15^\circ$) como argilas puras, observa-se que $\bar{Q}_s = 150 \text{ kN}$ (com desvio padrão de 77 kN) e $\bar{Q}_p = 1066 \text{ kN}$ (com desvio padrão de 759 kN) praticamente não diferenciam muito dos resultados obtidos pelas equações empíricas.

Por outro lado, ao serem tratadas como areias puras, $\bar{Q}_s = 63 \text{ kN}$ (com desvio padrão de 56 kN) e $\bar{Q}_p = 759 \text{ kN}$ (com desvio padrão de 486 kN), evidencia que os modelos teóricos são superiores e que erram menos na previsão de carga de fundações em solos intermediários, tratando siltes como areias - questão esta já levantada por VÉSIC (1967).

Fica claro que a dicotomia “solo argiloso x solo arenoso” é fundamental nesta discussão. E, sob estes aspectos, as fórmulas teóricas são as grandes perdedoras, pois é extremamente difícil acertar as previsões tomando-se como modelo o solo c, ϕ . Não é por mera casualidade que as fórmulas ACI, inspiradas na teoria de capacidade de carga de TERZAGHI (1943), apresentam péssimos resultados.

No entanto, as fórmulas brasileiras, que forneceram boas previsões de carga no caso de estacas - broca, também falham no caso de tubulões (pesa, a seu favor, o fato de nenhuma delas ter o propósito de previsão de carga em tubulões). Estenda-se a estas fórmulas, as demais que se expressam como função do SPT. Com certeza, a calibração dos parâmetros em condições regionais é uma saída para o impasse. É com base nisso, que se cogita de confirmar uma previsão anterior (TEIXEIRA & ALBIERO, 1996) sugerindo a adoção de $F_1 = 13$ e $F_2 = 1,6$ para as condições de solo do campo experimental da UFLA.

Ora, utilizando estes valores (AOKI & VELLOSO, 1975 e VELLOSO, 1991) são encontrados:

$$Q_{s,u} = 405 \text{ kN (49\%)}$$

$$Q_{p,u} = 425 \text{ kN (51\%)}$$

$$Q_u = 830 \text{ kN (100\%)}$$

Estes valores continuam ainda bastante afastados das observações, mas pelo menos têm o mérito de equalizar as participações percentuais de Q_s e Q_p , levando-as a comparações muito favoráveis.

Ao defenderem o uso da parcela de atrito lateral na previsão de carga, ALBIERO & CINTRA (1996) estabelecem, sensatamente, que “... é provável que na carga de trabalho o tubulão tem um comportamento bem diferente da previsão. Sugere-se, portanto, considerar a parcela de atrito lateral”.

Supondo, agora, que esta carga de trabalho seja definida como a carga que produz recalques de 25 mm, compare-se os resultados: $\bar{Q}_{(25)} = 230 \text{ kN}$ (observado nas 3 1^{as} provas de carga de T-1, T-2 e T-3) e $Q_{a(25)} = 233 \text{ kN}$, aplicando-se a fórmula de Teng para a hipótese de solo de comportamento arenoso.

A fim de verificar a possibilidade de se fazer uma proposta regional para cálculo da capacidade de carga de tubulões curtos, em siltes homogêneos e muito compressíveis, deve-se desenhar um quadro sumário concentrando as conclusões ou evidências mais relevantes registradas até então:

1^a) Siltes aparentam ter comportamento de areias neste local

2ª) As parcelas de ponta e de atrito lateral são praticamente proporcionais às cargas e podem ser previstas pelas equações (aproximadas):

$$Q_p = 0,521 Q \quad (\text{kN}) \quad (10.14)$$

$$Q_s = 0,494 Q \quad (\text{kN}) \quad (10.15)$$

3ª) As cargas que produzem recalques de 25mm, da ordem de 230 kN, podem ser relacionadas com o SPT e com as parcelas Q_s e Q_p obtidas nesta pesquisa, através de relações anteriormente estabelecidas para fundações rasas e estacas-broca.

4ª) Admite-se como válidas as premissas:

- a) O tubulão tem um comportamento interativo de estaca flutuante e de sapata, quando totalmente instalado em um solo (c, ϕ) homogêneo
- b) A resistência SPT é linearmente crescente com a profundidade, do mesmo modo que a resistência de base.

Então, usando-se as relações

$$Q_s = 6,3 \bar{N}_s A_s \quad (10.16)$$

$$Q_p = (88 + 30 \bar{N}_b) A_p \quad (10.17)$$

É trivial propor uma solução do tipo:

$$Q = \frac{Q_s}{A} + \frac{Q_p}{B}$$

onde A e B são números adimensionais que representam as proporções em que Q_s e Q_p participam da carga total.

Deste modo, se chegaria à expressão geral:

$$Q_u = Q_{s,u} + Q_{p,u} = 3,28 \bar{N}_s A_s + (43,6 + 14,85 N_p) A_p \quad (10.18)$$

A validade desta fórmula, provisoriamente, aplica-se somente a tubulões curtos ($\leq 5\text{m}$).

Utilizando os valores, relativos aos dados desta pesquisa,

$$A_s = 4,49 \text{ m}^2$$

$$A_p = 1,227 \text{ m}^2$$

$$\bar{N}_s = 7$$

$$N_p = 10$$

tem-se, pela aplicação da equação

$$Q_s = 103 \text{ kN}$$

$$Q_p = 235 \text{ kN}$$

$$Q = 338 \text{ kN}$$

Constata-se, pois, que a previsão de carga feita por esta fórmula, é muito consistente com os valores observados. Além do mais, o erro pode ser reflexo de se adotar os mesmos valores de $\bar{N}_{\text{SPT}}$ obtidos em sondagens feitas em época de estiagem, onde os valores encontrados, provavelmente são mais elevadas do que os que seriam obtidos por ocasião das provas de carga.

É muito provável que esta equação possa ser utilizada também para a previsão de cargas de estacas curtas ($L_{\text{max}} = 5 \text{ m}$) em solos homogêneos de SPT crescente com a profundidade e relação $\frac{L}{D}$ entre 3 e 20.

11 DEMONSTRAÇÃO DA TESE. PROPOSIÇÕES

11.1 - Quanto à inadequação ou ausência de critérios em projetos de fundações

Para não se ficar limitado ao simples testemunho pessoal ou suspeição, vale-se neste trabalho dos resultados constantes das Tabelas 4.2 e 4.3 (item 4.4, com base em pesquisa direta com grande quantidade de Engenheiros das cidades estudadas).

Constata-se que os valores de tensões admissíveis adotados em projetos de fundações rasas e tubulões variam amplamente no domínio de 50 a 400 kPa, segundo as informações dos Engenheiros consultados. Igualmente grande é a faixa de variação dos fatores de segurança utilizados nestes projetos - e, em nenhum dos casos, foi feita qualquer argumentação racional em defesa destes números.

Entrevistas com executantes de fundações (pequenos empreiteiros, poceiros, etc), em Lavras, Passos, Alfenas, Varginha, Três Corações e Pouso Alegre, desenharam um quadro desanimador: a) muitas construções são feitas sem o projeto de fundações; a fixação das dimensões e das profundidades fica a critério de quem executa com base na sua própria experiência; b) quando é feito o "projeto", é freqüente observar-se a grande repetição das dimensões e profundidades, havendo muitos casos onde todas as fundações de uma mesma construção são rigorosamente iguais; c) o número de obras executadas com auxílio de sondagem SPT é muito pequeno.

Alguns dos Engenheiros consultados mencionam os seguintes critérios de projeto para sapatas e tubulões:

1) Fórmula de Terzaghi (sem fazer nenhuma referência ao modo de obtenção dos parâmetros γ , c , ϕ)

$$2) q_a = \frac{N_{SPT}}{0,05} \text{ (kPa)}$$

$$3) q_a = 100 \sqrt{N_{SPT} + 1} \text{ (kPa)}$$

Não há critérios revelados para projeto de estacas; diâmetro e comprimentos são fixados pelo executante, com base em valores tabelados e sem nenhuma relação com a natureza

do solo e as propriedades do perfil atravessado. Há um nítido interesse dos executantes em exagerar as dimensões Ø , L por questões puramente comerciais.

A descrição acima serve de base para comprovar os aspectos de ausência de critérios. Quanto à inadequação de critérios, a argumentação a ser exposta aplica-se tanto aos casos onde eles mostram-se muito seguros quanto àqueles em que se mostram muito arrojados.

A demonstração será feita com base em exemplos recorrendo às hipóteses assumidas e/ou validadas previamente:

- a) a carga média dos pilares é $\overline{Q} = 131 \text{ n (kN)}$ (n = nº de pavimentos)
- b) o SPT é linearmente crescente com a profundidade e pode ser previsto por $N = 2,85 + 1,18z$ ou, de modo mais simples, por $N = 1,6z$ para profundidades de 4 a 8 metros.
- c) em sapatas e tubulões deve-se adotar $FS=2$ e em estacas de pequeno diâmetro (Strauss e broca), $FS = 1,5$.
- d) a previsão de carga de sapatas, estacas e tubulões, com validade regional, é dada (de forma algo conservadora) por:

d.1) $q_a = 44 + 15N \text{ (kPa)}$ (sapatas) (11.1)

d.2) $Q_a = 38,7 + 2,5 \overline{N}_s A_s \text{ (kN)}$ (estacas) (11.2)

d.3) $Q_a = 1,64 \overline{N}_s A_s + (21,8 + 7,43 N_p) A_p \text{ (kN)}$ (tubulões) (11.3)

onde $\overline{N}_s$ é função da profundidade z e pode ser tabelado:

TABELA 11.1 - Valores de $\overline{N}_s$ em função da profundidade.

z (m)	4	5	6	7	8	9	10
$\overline{N}_s$	5,8	6,4	7,0	7,6	8,2	8,8	9,4

- e) A massa específica do solo pode ser prevista por $\rho = 1,183 \times N^{0,1398} \text{ (g/cm}^3\text{)}$

Tomando-se como exemplos 2 caso típicos de construções, sendo uma de 2 pavimentos (sapatas) e outra de 5 pavimentos (estacas ou tubulões), ambas com área de projeção igual a 180 m^2 , tem-se:

1º caso) Construção de 2 pavimentos

$$\overline{Q} = 131 \times 2 = 262 \text{ kN}$$

A 1,0 m de profundidade, $N \cong 4$ e então $q_a = 104 \text{ kPa}$ e a sapata quadrada deve ter $B = 1,6 \text{ m}$ ($FS = 2$).

Comparando-se este resultado com os critérios mencionados pelos engenheiros da região, vemos que:

Na aplicação da fórmula de Terzaghi, se a previsão for feita com base somente nos resultados de SPT pode-se obter, para $N = 4$, $\rho = 14,36 \text{ kN/m}^3$ e (ver Apêndice 3), $c = 25 \text{ kPa}$ e $\phi' = 30^\circ$. Para solo compressível, com $\tan \phi' = 0,67 \tan \phi$, $\phi' = 21^\circ$. Daí, $N_c = 19$, $N_q = 8,5$ e $N_\gamma = 5,5$.

Para sapata quadrada $c/FS = 2$ (comparável com a solução anterior) a fórmula de Terzaghi fornece:

$$q_a = 0,5 (1,3 \times 25 \times 19 + 0,5 + 14,36 \times 1,6 \times 5,5 \times 0,8 + 14,36 \times 1 \times 8,5 \times 1) = 395 \text{ kPa}$$

Conclui-se que a fórmula de Terzaghi leva a valores arrojados (e também o seria para $FS = 3$). Se esta fórmula é de fato utilizada na região, o “segredo” deve estar contido na escolha de parâmetros do solo - o que também redundaria em inadequação de critérios.

Quanto às demais fórmulas, vê-se que:

$$q_a = \frac{4}{0,05} = 80 \text{ kPa} \text{ e } q_a = (\sqrt{4+1}) \times 100 \cong 224 \text{ kPa}$$

Conclui-se que apenas a primeira delas mostra-se razoavelmente consistente com os valores observados.

2º caso) Construção de 5 pavimentos

$$\overline{Q} = 131 \times 5 = 655 \text{ kN}$$

Serão verificadas as possibilidades de utilização de estacas (Strauss ou broca) ou de tubulões. No caso de estacas admite-se que a fórmula de capacidade de carga (d.2) tenha validade para estacas broca e Strauss. O 1º problema a ser enfrentado, consiste na escolha das dimensões compatíveis com a carga média. Para resolver este problema, são propostos os 2 gráficos apresentados a seguir (Figuras 11.1 e 11.2).

FIGURA 11.1 - Escolha das dimensões $\varnothing$, L de estacas em função da carga do pilar (caso de estacas isoladas, sem considerar a influência do bloco de apoio).

FIGURA 11.2 - Escolha das dimensões $\varnothing$, L de estacas em função da carga do pilar (caso onde se considera a influência do bloco de coroamento).

Na construção dos gráficos das figura 11.1 e 11.2 foram calculados os valores de Q usando a expressão (d.2) - com $FS = 1,5$ - e os valores médios do SPT ao longo do fuste em função da profundidade, cf. Tabela 11.1. No caso da figura 11.2, todos os valores calculados foram multiplicados por 1,3 para considerar a contribuição do bloco de apoio e na figura 11.1 esta contribuição foi desprezada a fim de compensar o efeito de grupo.

O ajuste dos pares (Q, L) para os diferentes diâmetros, feito por regressão, apresenta um comportamento quase linear no intervalo de 4 a 10 m, a partir do qual esta condição perde completamente a validade.

Vê-se, por estes gráficos, que a solução consiste na adoção de 2 estacas; pela figura 11.1, entrando-se com $Q = 655 \div 2 \cong 330$ kN, podem ser adotadas 2 estacas com $\varnothing = 0,45$ m e $L = 9,3$ m (a outra alternativa, usando-se 2 estacas com $\varnothing = 0,55$ m e $L = 8,0$ m, do mesmo gráfico, seria anti-econômica, como se verá posteriormente).

A análise de muitos projetos de fundações em estacas Strauss, em Lavras e outras cidades da região, mostra que um valor médio $\bar{f}_s = 30$ kPa é bem representativo, não se considerando a resistência de ponta.

Calculando-se o comprimento necessário de acordo com este dado, tem-se:

$$L_{nec} = \frac{Q}{\pi \times \varnothing \times f_s} = \frac{655}{\pi \times 0,45 \times 30} \cong 16 \text{ m ou } 2 \times 8,0 \text{ m}$$

No caso de estacas, conclui-se, portanto, que a previsão é razoavelmente comparável com os valores adotados na prática regional.

Para a demonstração dos tubulões, é necessário relatar, preliminarmente, que a prática regional JAMAIS adota a solução de tubulões curtos ($L \leq 5,0$ m), exceto naqueles raros casos onde se encontra alteração de rocha. Nos muitos casos estudados, destacam-se as conclusões de que a profundidade média dos tubulões é de 7,5 m, com relação $D_b/D_f > 3,5$, sendo $D_f = 0,60$ ou 0,70 m.

Como, em tubulões, a parcela de custo mais influente é a do concreto, foram calculados, para diversas relações D_b/D_f e $FS = 1,5$ e $FS = 2$ os rendimentos específicos, traduzidos pelo parâmetro.

$$\eta = \frac{\text{capacidade de carga}}{\text{consumo de concreto}} \quad (\text{kN/m}^3)$$

onde a capacidade de carga foi prevista pela equação 11.3.

Como resultado é apresentada a figura 11.3 onde se demonstra que, para $FS = 2$ (como se está assumindo neste capítulo, para tubulões e sapatas) a relação $D_b/D_f = 3$ com $D_f = 0,70$ é a de menor rendimento.

FIGURA 11.3 - Variação da relação (carga/volume de concreto) com a carga do pilar em tubulões.

Para a escolha do comprimento do tubulão, compatível com a sua carga de trabalho, foi preparada a figura 11.4, consistente com a figura 11.5.

A figura 11.5 é básica para a construção da figura 11.4. Ela foi preparada com base nestes princípios:

1º) $N_s = \frac{\sum N}{z}$ (onde z é a profundidade)

2º) $N = 1,6z$ (forma simplificada da relação entre SPT e profundidade, representativa da região)

3º) $f_s = 6,3 N_s$ e f_p (ou q_b) = $88 + 30 N_b$, onde N_b é o SPT à profundidade correspondente à cota de assentamento do tubulão.

4º) As escalas de N_b e N_s no gráfico não se correspondem (a escala de N_s é compatível com a condição $N = 1,6 z$).

FIGURA 11.4 - Variação da carga de trabalho com o comprimento de tubulões

FIGURA 11.5 - Valores de f_s e q_p obtidos em função do SPT

Embora a validade deste estudo restrinja-se ao caso de tubulões curtos (curvas confinadas na área ABCD da figura 11.4), o $FS = 2$ permite a extrapolação deste limite, extendendo esta validade a todo o domínio da figura.

Das várias opções nesta Figura 11.4, para a carga correspondente a 65 kN, adota-se $L = 4,8$ m ($D_f = 0,7$; $D_b/D_f = 3$, $FS = 2$).

Aproximando-se para $L = 5$ m, nesta profundidade, tem-se $N_b = 1,6 \times 5 = 8$.

Para $N = 8$, obtém-se da Figura 11.5, $f_s = 14$ kPa e $q_p = 155$ kPa.

Sendo $A_p = 3,46 \text{ m}^2$ e $A_s = 8,13 \text{ m}^2$, vem:

$$Q_a = 14 \times 8,13 + 3,46 \times 155 = 650 \text{ kN}$$

O valor obtido, fazendo uso dos gráficos, é semelhante a 655 kN, demonstrando assim a sua consistência.

Para a demonstração formal de que o critério dado pela fórmula $Q_a = A_p \times 100 \sqrt{N+1}$ é inadequado, tem-se o resultado.

$$Q_a = 3,46 \times 100 \sqrt{8+1} = 1038 \text{ kN}$$

Daí se conclui que esta prática seria insegura para o uso de tubulões curtos.

Poucos são os casos conhecidos de acidentes em obras na região, devido a problemas com tubulões. Provavelmente, isto se deve a uma série de fatores favoráveis e o erro na avaliação de cargas (no caso seria superavaliação) poderia ser uma explicação.

No entanto, um caso recente (Mercado Municipal de Lavras) de sérios danos estruturais é uma ilustração deste risco.

11.2 - Quanto à viabilidade econômica dos tipos de fundações adotados

A maioria dos Códigos de Obras municipais nesta região, permite construções de 4 pisos mais sub-solo ou lojas. Esta é a razão principal para explicar a grande concentração de edificações na faixa de 2 a 5 pavimentos, cujas soluções racionais para projetos de fundações foram motivo deste estudo.

É bem verdade que o abuso no uso de tubulões para construções de pequeno porte, todos de dimensões exageradas, vai sendo rapidamente substituídos pela alternativa de estacas, principalmente Strauss.

O argumento mais contundente que vem sendo utilizado é o de que as fundações por estacas Strauss custam 30% menos em relação aos tubulões. Desta forma, diante da generalizada omissão dos Engenheiros em levantar custos de diversas alternativas igualmente

seguras, os clientes são relegados ao papel de quem paga as contas sem ser devidamente assessorado.

A demonstração de que as fundações regionais são anti-econômicas é uma tarefa demasiado complicada e só pode ser feita com base em algumas evidências numéricas tomadas de casos estudados. Considere-se por conseguinte a validade das seguintes hipóteses:

- 1ª) a geometria típica dos tubulões é : $L = 7,5 \text{ m}$; $D_f = 0,65 \text{ m}$; $D_b = 2,25$; $\alpha = 60^\circ$ e $L_f = 6,20 \text{ m}$.
- 2ª) a geometria típica das estacas Strauss é: $L = 11,5 \text{ m}$; $\varnothing = 0,38 \text{ m}$.
- 3ª) as sapatas são geralmente assentadas a $1,0 \text{ m}$ de profundidade em cavas compactadas mediante a cravação de pedras de mão, tendo dimensões típicas de $1,20 \text{ m} \times 1,20 \text{ m}$.

A grande utilização de tubulões, presumidamente super-dimensionadas, conjugada à constatação prévia de que as estacas estão sendo utilizadas de modo razoável, leva a crer que o problema resume-se a 2 comparações:

- entre tubulões curtos e os tubulões tradicionais;
- entre tubulões e estacas de pequeno diâmetro.

Com este objetivo, foi preparada a Figura 11.6, onde se pode comparar o custo unitário de vários elementos de fundação (R\$/kN). Esta figura, embora proporcione uma valiosa referência para a seleção de tipos de fundação em pequenas construções, tem as suas inevitáveis limitações; tais limitações restringem-se às peculiaridades regionais de materiais e mão-de-obra, condicionantes de custo, e que invalidam a sua generalização para as situações onde estes fatores fogem muito dos padrões adotados, como se apresenta a seguir:

Para a composição dos custos unitários das sapatas foram consideradas 3 profundidades possíveis (1; 1,5 e 2,0m) e tomadas respectivamente as seguintes cargas admissíveis: 104 kPa, 113 kPa e 122 kPa. Portanto, o dimensionamento das sapatas, foi feito estritamente nestas condições. Admite-se também que a natureza do solo regional permite cortes verticais, como é constatável, o que reduz substancialmente os custos de escavação e reaterro. Não se considera bota-fora, nestes cálculos. A forma é considerada sem reaproveitamento e a taxa de armadura adotada é de $50 \text{ kg}/(\text{m}^3 \text{ de concreto})$.

Os valores unitários utilizados são: R\$ 3,95 por m^3 de escavação ou reaterro; R\$ 125,6/ m^3 de concreto usinado, incluindo lançamento e vibração; R\$ 1,35 por kg de ferro, incluindo corte e armação e R\$ 14,6 por m^2 de forma, incluindo o material.

Na composição de custos das estacas, estas foram sempre consideradas ao custo de R\$ 8,00/m de escavação, independente do diâmetro (é a realidade dos valores praticados regionalmente). O custo de concretagem, inclusive do bloco, é idêntico ao das sapatas, mas a armação tem um custo fixo de R\$ 18,00 por estaca.

Finalmente, no cálculo dos custos unitários dos tubulões, foram considerados 2 tipos apenas, daqueles estudados através da figura 14.4. Sendo estes tubulões calculados conforme

as proposições apresentadas nesta tese, o único modo de demonstrar a sua economicidade seria fazendo a comparação de custos unitários entre eles e um tubulão de referência, considerado como padrão, de acordo com a geometria típica descrita anteriormente. Os custos de escavação foram considerados como sendo R\$ 7,00/m e R\$ 8,00/m para fustes de 0,6 m e 0,7 m, respectivamente. A base alargada tem preço fixo, considerado como equivalente a 2 m de fuste. Devido ao grande volume de material escavado, considerou-se neste caso o custo de bota-fora (50% do volume escavado, ficando o restante como aterro na própria construção) a R\$ 20,0/m³. Considera-se um custo fixo de R\$ 16,20 para armadura por tubulão e o preço unitário do concreto estrutural é o mesmo adotado anteriormente.

Comparando-se as curvas 13, 14 e 15 da Figura 11.6, verifica-se facilmente a veracidade do que se pretendia demonstrar, isto é: de fato, os tubulões utilizados nos projetos nesta região são sensivelmente mais caros que aqueles projetados conforme preconizado neste trabalho.

A tendência das curvas 13 e 14 é também a de fornecerem custos unitários superiores aos de estacas isoladas e possivelmente de grupos de estacas de diâmetro iguais e inferiores a 0,25 m.

No entanto, é bastante surpreendente que os custos unitários de sapatas tenham se mostrado tão elevados, sugerindo então que novas alternativas de fundações para pequenas construções sejam possíveis.

11.3. Quanto à disposição das camadas de solo

Trata-se de comprovar a hipótese inicialmente assumida de que em solos residuais de rochas metamórficas, a provável erraticidade das camadas deve produzir grandes dispersões nos parâmetros do solo e no SPT.

Pelo caminho inverso, constatada a grande variabilidade espacial do SPT e a total falta de coerência dos resultados de laboratório, principalmente em relação aos parâmetros de resistência, das amostras coletadas no poço exploratório do campo experimental de fundações da UFPA, é possível encontrar as justificativas para a ocorrência de um grande número de camadas nos perfis de sondagens das cidades analisadas (conforme Tabela 5.2), podendo-se enfocar este assunto sob dois aspectos:

1º) no caso de solos transportados (aluvionares) as camadas são múltiplas e pouco espessas, alternando texturas grossas e finas, com inclusões de cascalho. Os perfis neste tipo de solo são claramente observados nas cidades localizadas nas bacias sedimentares dos rios Verde (São Lourenço e Caxambu) e Sapucaí (Itajubá e Pouso Alegre).

2º) no caso dos solos residuais de gnaisses, como é freqüente na região (Lavras, Varginha, Três Pontas, Boa Esperança, Alfenas, Machado e Três Corações), os solos residuais jovens (saprolíticos) exibem estrutura reliquiar de mesma complexidade da rocha original, com estratificações sub-verticais características.

Estas feições descritas em AOKI (1985b) são utilizadas como justificativa para a variabilidade de SPTs em uma mesma profundidade, oferecendo dificuldades no projeto de fundações estacadas (“il faut remarquer que existent souvent dans le sol saprolitique des veines verticales ou sousverticales”). São características marcantes na região, podendo ser comprovadas freqüentemente nos taludes rodoviários em mais de 4000 km de extensão (no item 5.5 é feita esta descrição, da zona saprolítica dos perfis de alteração observados em taludes).

No item 5.6, é mostrado que a complexidade litológica da região, associada à grande extensão das bacias de captação que contribuem para a formação dos depósitos sedimentares, justifica esta erraticidade, tendo em vista que as matrizes e os solos depositados guardam entre si apenas remotas correlações.

Ainda no item 5.6, através de análise estatística, foi demonstrado que os histogramas de freqüência dos valores de SPT não podem ser ajustados a curvas normais, mesmo considerando-se amostras grupadas, apresentando forte assimetria e caráter bi-modal. Nestas condições, a grande dispersão de valores dificulta a análise probabilística e impossibilita fixar um limite inferior confiável, a partir do qual se tenha uma certa probabilidade de encontrar valores de SPTs em uma determinada faixa de valores.

11.4 Proposições

De acordo com as hipóteses previamente assumidas (ausência/inadequação de critérios de projetos e escolha anti-econômica dos tipos de fundação) e com os elementos de prova descritas ao longo deste trabalho (levantamento de dados sobre a prática regional de fundações, estudos estatístico de dados de SPT e provas de carga) a necessidade de estabelecer um confronto PROBLEMA x SOLUÇÃO leva o autor a formular as seguintes proposições finais:

1ª) PROPOSIÇÃO: a previsão de carga de sapatas, estacas escavadas de pequeno diâmetro e tubulões curtos pode ser feita em função do SPT (entre 4 e 10) por meio as seguintes equações:

$$q_u = 88 + 30 N \text{ (kPa)} \quad (\text{sapatas}) \quad (11.4)$$

$$Q = 58 + 3,75 \bar{N}_S A_s \text{ (kN)} \quad (\text{estacas}) \quad (11.5)$$

$$Q_u = 3,28 \bar{N}_S A_s + (43,6 + 14,85 N_p) A_p \quad (\text{tubulões}) \quad (11.6)$$

Observando-se que a equação (11.6) pode ser substituída pelos gráficos das figuras 11.4 e 11.5.

2ª PROPOSIÇÃO: a previsão de SPT, para dados de toda a região, pode ser feita por:

$$N = 2,85 + 1,18z \text{ ou } N = 1,6 z \quad (11.7)$$

3ª PROPOSIÇÃO: Usar $FS = 2$ nas equações (11.4) e (11.6) e $FS = 1,5$ na equação (11.5).

4ª PROPOSIÇÃO: De acordo com a Figura 11.6, é recomendável o emprego de estacas em projetos com $Q \leq 500 \text{ kN}$ e de tubulões para cargas superiores a 500 kN .

5ª PROPOSIÇÃO: Não se pode dispensar a realização de sondagens de SPT em construções de 2 ou mais pavimentos, cabendo aos Códigos de Obras Municipais a regulamentação do assunto.

6ª PROPOSIÇÃO: Devido à comprovada dispersão de valores em áreas muito restritas e à grande heterogeneidade dos solos, deve ser observado que, mesmo a existência de sondagens e fundações bem sucedidas nas vizinhança, não dispensam a exigência do SPT.

7ª PROPOSIÇÃO: Os latossolos da região são sempre suspeitos de serem colapsíveis. Na falta de ensaios específicos para este fim, deve-se majorar o FS para 3 em sapatas e tubulões curtos e para 2 em caso de estacas-broca, além de tomar precauções para evitar a inundação do solo de fundação

FIGURA 11.6 - Comparação de custos unitários (R\$/kN) de diversos tipos de fundação e níveis de carregamento.

12 CONCLUSÕES GERAIS

- 1ª) Os métodos empíricos de previsão de carga em fundações rasas testados (MEYERHOF, 1956; PARRY, 1977), em função do SPT, apresentam baixa dispersão. Com base nos resultados dos ensaios de placa, o autor sugere, para a faixa de SPTs entre 4 e 10, a adaptação da fórmula de MEYERHOF (1956) para $q_u = 40N$ (kPa) aplicando-se a ela $FS = 2$ para projetos. É observado ainda que, sendo boas as correlações lineares entre SPT e profundidade e entre q_u e profundidade, na mesma faixa de SPTs, pode ser formulada a equação $q_u = 88 + 30 \overline{N}$ (kPa), que deve ser também usada com $FS = 2$.
- 2ª) O efeito de profundidade nos ensaios rápidos em placas, até 2,0m abaixo da superfície, com SPT constante, não transparece nesta pesquisa. Valores de q_u próximos de 200 kPa, podem ser considerados como representativos para as fundações assentes a 0,5m, 1,0m e 2,0m e as pequenas variações observadas podem ser atribuídas a questões casuísticas. Nas profundidades de 4,0m e 6,0m, as pressões de ruptura praticamente dobram de valor, o que pode ser explicado por uma equivalente majoração nos valores do SPT.
- 3ª) Constatou-se que o melhoramento do terreno de fundações a 0,5m de profundidade, feito pela cravação de pedras de mão com diâmetro médio de 15 cm com um soquete manual, pode ser traduzido pelo aumento na capacidade de carga, sendo esta 22% superior, no estado de ruptura, e 52% para um recalque convencional de 25mm. Esta prática é nitidamente vantajosa em relação à compactação do material de escavação reposto na cava de fundação.
- 4ª) No ensaio de placa com o solo inundado na pressão de 100 kPa, observou-se colapso significativo, com registro de um recalque de aproximadamente 26 mm em 40 minutos, tendo sido consumidos na inundação do solo cerca de 480 litros de água. Este recalque representa 1,45 vezes o que a placa havia experimentado, sob a mesma pressão, antes da inundação, em um período de 16 horas. Em laboratório, nessa pressão, não foi observado colapso da amostra coletada à mesma profundidade (1,0m). A perda de carga, neste caso, pode ser considerada como sendo, no mínimo, igual a 50%, semelhante aos valores relatados por AGNELLI & ALBIERO (1994), SOUZA & CINTRA (1994) e FERREIRA et al. (1986). Deste modo, em cada projeto deve ser avaliado o potencial de colapsibilidade do

solo, a fim de decidir se o $FS = 2$ recomendado no item (1) destas conclusões não é perigoso para a segurança da construção.

- 5ª) A previsão de recalques em fundações rasas, feita por métodos empíricos (PARRY, 1978; BAZARAA, 1967; MEYERHOF, 1976 e TERZAGHI & PECK, 1967) e por um método teórico, apresenta os melhores resultados para o método de MEYERHOF (1976). Os demais subestimam exageradamente os recalques, com a ressalva de que o método teórico superestima-os em alguns casos e subestima-os em outros, sem nenhuma regularidade. Pela ordem, com base na eficácia e na simplicidade, são recomendáveis os métodos de MEYERHOF (1976) e BAZARAA (1967).
- 6ª) As "fórmulas brasileiras" de previsão da capacidade de carga de estacas escavadas mostram resultados considerados bons. A fórmula de AOKI & VELLOSO (1975), mostra-se mais conservadora, mas pode tornar-se equivalente às demais mediante a correção de F_2 para 1,6 e de F_1 para 13. A fórmula de P. P. VELLOSO (1981) é compatível com a de DÉCOURT & QUARESMA (1978).
- 7ª) Dentro da faixa de SPTs variando de 4 a 10, o autor sugere que a carga última de estacas broca de pequeno diâmetro possa ser prevista pelas fórmulas, para relações L/D entre 15 e 50.

$$Q_u = 58 + 3,7 \overline{N}_s A_s \text{ (kN)} \quad (12.1)$$

ou

$$Q_u = 6,3 \overline{N}_s A_s \text{ (kN)} \quad (12.2)$$

aplicando-se a ambas $FS = 1,5$ para projetos, desde que esteja fora de suspeição a colapsibilidade do solo.

- 8ª) O solo do local pesquisado representa de modo conservador a região Sul de Minas, porém a grande dispersão de valores de SPT, em todos os níveis de profundidade, sugere que a existência de sondagens ou de fundações bem sucedidas nas vizinhanças não podem servir de pretexto para dispensar nem estas investigações e nem projetos específicos para cada caso.
- 9ª) A proporção média de carga absorvida pela base, na média dos 3 tubulões, é de 63% (para cargas de trabalho, indiferentemente de se adotar $FS = 1,5$ ou $FS = 2$ em $Q_w = Q_u/FS$). Esta proporção é ligeiramente menor na carga última (60%).

10ª) As cargas residuais verificadas em tubulões após o descarregamento são significativas, crescendo do topo para a base (onde chegam a 9% da carga última, na média de 3 provas de carga) indiferentemente de se adotar $FS = 1,5$ ou $FS = 2$ em Q_w/FS). Esta proporção é ligeiramente menor na carga última (60%).

11ª) As cargas residuais verificadas em tubulões após o descarregamento são significativas, crescendo do topo para a base (onde chegam a 9% da carga última, na média de 3 provas de carga). No entanto, observações feitas após 24 horas da descarga, demonstram a sua total extinção.

12ª) No caso de tubulões as variações de Q_p e Q_s com Q_o são lineares e este comportamento permanece constante em todas as provas de carga e em qualquer nível de carregamento. Em termos de média, tais variações são bem descritas pelas equações:

$$Q_p = -0,194 + 0,521 Q_o \text{ (kN)} \quad (12.3)$$

$$Q_s = A_s (0,05 + 0,11 Q_o) \text{ (kN)} \quad (12.4)$$

13ª) Na ruptura e em cargas de trabalho, para $FS = 2$ e $FS = 1,5$ os valores unitários (médios) encontrados (em kPa) foram:

TABELA 12.1 - Valores de q_p e f_s observados (kPa) nas 1ªs provas de carga.

$q_{p(u)}$	$q_{p(1,5)}$	$q_{p(2,0)}$	$f_{s(u)}$	$f_{s(1,5)}$	$f_{s(2,0)}$
121	81	60	31,5	21,0	15,8

Para fins de projeto, a indicação de $q_{p(1,5)}$ e $f_{s(1,5)}$ parece segura, com base nos recalques observados (Tabela 12.2).

TABELA 12.2 - Recalques observados (mm) para diversos níveis de carregamento.

Fundação	Q_u (kN)	Q_{25}/Q_u (*)	Recalques (mm)	
			$Q_u/2$	$Q_u/1,5$
T-1	270	0,69	7	13,0
T-2	370	0,86	0,5	5,5
T-3	217	0,92	0	2,5
Médias	286	0,82	2,5	7,0

(*) Q_{25} significa a carga que produz recalques de 25 mm

14ª) A mobilização da ponta em tubulões é simultânea com a do atrito lateral; ambas atingem valores expressivos para pequenos deslocamentos, mas continuam crescendo para grandes deslocamentos e até mesmo em recarregamentos posteriores (Tabela 12.3).

- 15ª) A previsão de Q_u em tubulões pelas fórmulas analisadas, desde as estáticas (que idealizam o solo como argiloso ou arenoso) até as fórmulas empíricas, em função do SPT, superestimam estes valores. Em média, a relação $Q_{u,prev.}/Q_{u,obs}$ é da ordem de 3,76 vezes, mas os erros concentram-se sobretudo na avaliação da carga de ponta (6,68 vezes).

TABELA 12.3 - Relações $q_p/q_{p \text{ máx}}$ e $f_s/f_{s \text{ máx}}$ para pequenos e médios deslocamentos (1ªs provas de carga).

Fundação	$\delta < 1,0 \text{ mm} = (0,002 D_t)$ (0,0008 D_b)		5 mm $< \delta < 15 \text{ mm}$ (0,009 D_t) (0,004 D_b)	
	f_s	q_p	f_s	q_p
T - 1	42,4%	28,6%	54,5%	47,6%
T - 2	53,5%	30,1%	64,8%	63,0%
T - 3	87,7%	45,6%	97,1%	67,4%
Médias	61,2%	34,8%	72,1%	59,3

- 16ª) Quando se convencionou o comportamento do silte local como semelhante ao de areias, a análise é muito mais realista, fazendo com que a relação $Q_{u,prev.}/Q_{u,obs}$ baixe para 2,65.

- 17ª) Com base em todos os estudos feitos neste trabalho, é apresentada uma proposta de estimativa de Q_u para tubulões curtos ($\leq 5\text{m}$) em solos homogêneos e compressíveis:

$$Q_u = 3,28 \bar{N}_s A_s + (43,6 + 14,85 N_p) A_p \quad (12.5)$$

Os valores obtidos pela aplicação desta fórmula no entanto, devem ser conservadores, pois os experimentos foram realizados em condições climáticas muito desfavoráveis.

- 18ª) Os recalques observados nos tubulões ensaiados, para cargas de trabalho, $Q_u/1,5$, são pequenos (7,0 mm em média) e não podem ser considerados decisivos em projetos de tubulões.

13 BIBLIOGRAFIA

ABDRABBO, F.M. & MAHMOUD, M.A. (1988): A practical note on the evolution of a pile load using cone penetration test results. In: PENETRATION TESTING, 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed.), Balkema, Rotterdam, vol.2, p.599-605.

AGNELLI, N. (1992): Estudo da colapsividade do solo de Bauru através de provas de carga diretas. Dissertação de Mestrado, São Carlos, 1992, EESC-USP, 1992, 172p.

AGNELLI, N. & ALBIERO, J.H. (1994): Efeito da colapsividade no resultado de provas de carga diretas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, X. Foz do Iguaçu, 1994. Anais. São Paulo. ABMS, v.1:167-174.

AITCHISON, G.D. & WOODBURN, J.A. (1969): Soil suction in foundation design. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7th, Mexico, 1969, Proceedings..., vol.2, p.1-8.

ALBIERO, J.H. & CINTRA, J.C.A. (1996): Tubulões e Caixões. In: FUNDAÇÕES, TEORIA E PRÁTICA (HACHICH, W. et al. ed.). Ed. Pini Ltda. São Paulo, 1996. p.302-327.

ALMEIDA, S.H.S.; EBERT, H.D.; HASUI, Y. & NEVES, M.A. (1992): A zona de sutura de Alterosa na região de Alfenas (MG). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, XXXVII, São Paulo, 1992, Anais... São Paulo, 1992, SBG, p.137-138. (Boletim de Resumos Expandidos)

ALONSO, U.R. (1981): Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir dos resultados de sondagens a percussão. *SOLOS & ROCHAS*, São Paulo, 1981, vol. 4(3), dez. 1981, p.19-32.

ALONSO, U.R. (1983): Estimativa de transferência de carga de estacas escavadas a partir do SPT. *SOLOS & ROCHAS*, São Paulo, 1983, vol.6, n.1.

ALONSO, U.R. (1989): Dimensionamento de fundações profundas. São Paulo. Ed. Edgard Blücher Ltda. 169p.

- ALONSO, U.R. (1994): Correlação entre o atrito lateral medido com o torque e o SPT. *SOLOS E ROCHAS*, 17(3):191-194.
- ANDRADE, H. (1979): Caracterização genética, morfológica e classificação de dois solos do município de Lavras em correlação com a geomorfologia da área. Dissertação de Mestrado, ESAL-Lavras, 1979, 84p.
- AOKI, N. & LOPES, F.R. (1975): Estimating stresses and settlements due to foundations by the theory of elasticity. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, V, Buenos Aires, 1975, Proc..., vol.I, p.377-386.
- AOKI, N. & VELLOSO, D.A. (1975): An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, V, Buenos Aires, 1975, Proc., vol. I, p.367-376
- AOKI, N. (1982): Prática de fundações no Brasil (relatório geral): In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VII, Olinda/Recife, 1982, Anais... São Paulo, ABMS, 1982, vol. 1, p.101-147.
- AOKI, N. (1985a): Critérios de projetos de estacas escavadas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE), I, São Paulo, 1985, Anais..., São Paulo, ABMS, 1985, Vol. I, p.23-38.
- AOKI, N. (1985b): Discussion on "Building Foundations", by Golombek, S. (1985). In: International Conference on Geomechanics in tropical lateritic and saprolitic soils, 1st, Brasília 1985, ABMS, vol. 4, p.33-38.
- ARNOLD, W. (1985): Essai de description geotechnique de caracteristiques qui determinent le comportement des sols residuels tropicaux en vue de leur classification. In: TROPICAL'S 85, 1985, Brasília. Anais..., São Paulo, ABMS, 1985, vol.2, p.19-27.
- AURORA, R.P. & REESE, L.C. (1977): Field tests of drilled shafts in clay shales. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, IX, Tokyo, 1977, Proceedings..., vol.1, p.371-
- BAHIA, V.G. (1975): Gênese e classificação de um solo do município de Lavras (MG). Tese de Doutorado, Piracicaba, 1975, ESALQ-USP.

- BAKER, Jr., C.N. & KHAN, F. (1971): Caisson construction problems and correction in Chicago. *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings ASCE, nº 97, SM2, p.417-440.
- BALIGH, M.M. (1976): Cavity expansion in sands with curved envelopes. *Journal of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings... ASCE, vol.2, nº GT11, nov. 1976, p.1131-1146.
- BALLA, A. (1962): Bearing capacity of foundations. *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.88, nº SM5, p.13-34.
- BARA, J.P. (1975): Precollapsing foundation soils by wetting. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, V, Buenos Aires, 1975, Proceedings..., vol.1, p.261-270.
- BARATA, F.E. (1962): Tentativa de racionalização do problema da taxa admissível de fundações diretas. Tese de Docência Livre, EE-UFRJ, 1962.
- BARATA, F.E. (1966): Ensaio de placa para fixação de taxa admissível de fundações diretas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, III, Belo Horizonte, 1962, Anais... São Paulo, ABMS, 1966, vol.1, p.III-1 a III-37.
- BARATA, F.E. (1967): Contribution to a better application and more correct analysis of bearing-plate tests. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, III, Caracas, 1967, Proceedings..., vol.I, p.591-
- BARATA, F.E. (1970): Correlações importantes entre alguns módulos de deformação do terreno. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, IV, Rio de Janeiro, 1970, Anais... Rio de Janeiro, AMBS, Rio de Janeiro, 1970, vol.I-I, p.I-100 a I-116.
- BARATA, F.E.; CORTES, H.M. & SANTOS, L.A.C.B. (1970): Aplicação do cone holandês ao projeto de fundações diretas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, IV, Rio de Janeiro, 1970, Anais... Rio de Janeiro, ABMS, Rio de Janeiro, 1970, vol. I, p.I-1 a I-41.

- BARATA, F.E. (1973): Prediction of settlements of foundations on sand. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 8th, Moscow, 1973, Proceedings..., vol.1-3, p.7-14.
- BARATA, F.E. (1982): Uma visão de engenheiro sobre o significado dos métodos matemáticos de avaliação da capacidade de suporte das fundações rasas. In: SIMPÓSIO SOBRE COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES, Rio de Janeiro, 1982, Anais... PUC/Rio de Janeiro, p.62-73.
- BARATA, F.E. (1984): Propriedades mecânicas dos solos: uma introdução ao projeto de fundações. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora, S.A., 152 p.
- BARBER, E.S. (1964): Discussion on "Settlement response caused by footing groups", by KRIZEK, R.J. & KONDNER, R.L. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, Sept. 1964, vol.90, n° SM5, p.352-353.
- BARDEN, L. (1962): Distribution of contact pressure under foundations. *GEOTECHNIQUE*, 12,3 p.181-198.
- BARKSDALE, R.D.; INTRAPRASART, S. & CRISP, Jr., R.L. (1975): Settlement of footings on a saprolite soil. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, V, Buenos Aires, 1975, Proceedings..., vol.3, p.125-134.
- BEGEMANN, H.K. (1965): The maximum pulling force on a single tension pile calculated on the basis of results of the adhesion jacket cone. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6th, Montreal, 1965, Proceedings..., vol.2, p.229-233.
- BERBERIAN, D. (1982): A prática de fundações na região Centro-Oeste do Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VII, Olinda/Recife, 1982, Anais... São Paulo, ABMS, 1982, v.1, p.149-188.
- BITTAR, S.M.B. (1992): Estratigrafia do complexo Barbacena na região de Caxambu-MG. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, XXXVII, Anais... São Paulo, SBG, p.133-135 (Boletim de Resumos Expandidos).

- BJERRUM, L. (1973): Problems of soil mechanics and construction on soft clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, VIII, Moscow, 1973, Proceedings..., 1973, vol.3, p.111-159.
- BOTELHO, H.C. (1986): Fundações de pontes em tubulões a ar comprimido com base alargada. *SOLOS E ROCHA*, São Paulo, v.9(3):13-25.
- BOWLES, J.E. (1988): Foundation, analysis and design (4th ed.). New York, McGraw-Hill, Inc. 1004p.
- BRACAMONTE, L.T. (1992): Un caso de mejora de terreno por compactación dinámica para cimentacion superficial. In: *BOLETIN DE LA SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECANICA DE SUELO y CIMENTACIONES*, nº 106, p.3-10.
- BRIAUD, J.L. & TUCKER, L.M. (1984): Piles in sand: a method including residual stresses. In: Journal of the *GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.110, p.1666-1680.
- BRINCH-HANSEN, J. (1961): A general formula for bearing capacity. In: Bulletin Nº 11, *DANISH TECHNICAL INSTITUTE*, Copenhagen, 1961, p.38-46.
- BRINCH-HANSEN, J. (1970): A revised and extended formula for bearing capacity. Bulletin n. 28, *DANISH GEOTECHNICAL INSTITUTE*, Copenhagen, 21p.
- BROMS, B.B. (1981): Pile foundations - general report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, X, Stockholm, 1981, Proceedings..., vol.4, p.427-439,.
- BROMS, B.B. & SILBERMAN, J.O. (1964): Skin friction resistance for piles in cohesionless soils. In: *SOILS & SOILS*, nº 10, spt. 1964, p.33-41.
- BUENO, C.R.P.; BAHIA, V.G.; CURI, N. & DIAS Jr. M.S. (1990): Unidades litológicas do município de Lavras (MG). *Ciência E Prática*, Lavras, 14(3), dez. 1990. p.352-365.
- BURLAND, J.B.; BROMS, B.B. & DE MELLO, V.F.B (1977): Behavior of foundations and structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, IX, Tokyo, 1977, Proceedings..., vol.2, p.495-546.

- BURLAND, J.B. & WROTH, C.P. (1974): Settlement of buildings and associated damage. State-of-the-art review. In: CONFERENCE SETTLEMENT OF STRUCTURES, Cambridge, 1974, Pentech-Press, London, p.611-654 (tradução nº 6, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, jun/1982).
- BUTTON, S.J. (1953): The bearing capacity of footings on a two-layer cohesive subsoil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3th, Zurich, 1953, Proceedings..., vol.1, p.332-335.
- CAMBEFORT, H. (1965): Pieux et groupes de pieux en terrain homogène. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, VI, Montreal, 1965, Proceedings..., vol.2, p.238-242.
- CAQUOT, A. & KÉRISEL, J. (1953): Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Zurich, 1953, Proceedings..., vol.1, p.336-337.
- CARVALHO, D. & SOUZA, A. (1990): Análise do efeito de umidecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, VI, CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, IX, Salvador, 1990, Anais... São Paulo, ABMS, vol.2, p.109-114.
- CARVALHO, D.; MANTILLA, J.N.R.; ALBIERO, J.H. & CINTRA, J.C.A. (1991): Provas de carga à tração e à compressão em estacas instrumentadas do tipo raiz. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II, São Paulo, 1991, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.1, p.79-87.
- CHANG, M.F. & BROMS, B.B. (1991): Design of bored piles in residual soils based on field-performance data. *CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL*, vol.28, nº 2, p.200-209.
- CHANG, M.F. & GOH, A.T.C. (1989): Design of bored piles considering load transfer. In: *GEOTECHNICAL ENGINEERING JOURNAL*, Proceedings..., SOUTHEAST ASIAN GEOTECHNICAL SOCIETY, vol.20, 1989, p.1-18.
- CHEN, W.F. & DAVIDSON, H.L. (1973): Bearing capacity determination by limit analysis. *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.99, nº SM6, p.433-449.

- CHIN, F.K. (1969): Size and load effect on settlement of footings in clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7th, Mexico, 1969, Proceedings..., vol.2, p.53-57.
- CHULA, A.M.D.; MASOTTI, F.S.; GOUVÊA, P.H.V. & BATISTA, S.A.P. (1992): Mapeamento geológico da serra de Bicas e adjacências - município de Carrancas (MG). MONOGRAFIA TG-386, agosto/92, Instituto de Geologia, UFMG, 1992.
- CLEMENCE, S.P. & FINBARR, A.O. (1981): Design considerations for collapsible soils. In: Journal of *GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.107, nº GT3, p.305-317.
- COOKE, R.W. & WHITAKER, T. (1961): Experiments on model piles with enlarged bases. *GEOTECHNIQUE*, vol.10, mar/1961, p.1-13.
- COOKE, R.W. (1979): Influence of residual installation forces on the stress transfer and settlement under working loads of jacked and bored piles in cohesive soils. In: BEHAVIOR OF DEEP FOUNDATIONS, Proceedings ASTM, Special Technical Publication, 670, 1979, p.321-249.
- CÔRREA, J.B.D. & FREIRE, J.C. (1986): Variabilidade espacial e número de amostras representativas de alguns parâmetros físicos de latossolo roxo do município de Lavras-MG. *CIÊNCIA E PRÁTICA*, Lavras, 10(3), set/dez 1986, p.315-324.
- COSTA NUNES, A.J. & FERNANDES, C.E.M. (1982): Aspectos relativos à interpretação de provas de carga em estacas instrumentadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VII, Recife, 1982, Anais... São Paulo, ABMS, vol.3, p.201-209.
- COYLE, H.M. & REESE, L.C. (1966): Load transfer for axially loaded piles in clay. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.92, nº SM2, mar/66, p.1-26.
- COYLE, H.M. & SULAIMAN, I. (1967): Skin friction for steel-piles in sand. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, nº SM6, p.261-277.

- CRUZ, P.T. (1970): Propriedades mecânicas de solos residuais compactados. In: *PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS SOLOS RESIDUAIS* (ed. JAQUES DE MEDINA), SEMINÁRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS DO PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL, Rio de Janeiro, 1970, Publicação nº 2/70, UFRJ, p.19-26.
- CUDMANI, R.O.; SCHNAID, F. & CONSOLI, N.C. (1994): Comportamento de sapatas assentes em um solo estruturado através de ensaios de placa. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, X, Foz do Iguaçu, 1994. Anais, São Paulo, ABMS, v.1: 127-134.
- CURI, N. & FRANZMEIER, D.P. (1987): Effect of parent rocks on chemical and mineralogical properties of some oxisols in Brazil. *SOIL SCIENCE SOCIETY AMERICAN JOURNAL*, nº 51, p.153-158.
- CURI, N.; LIMA, J.M.; ANDRADE, H. & GUALBERTO, V. (1990): Geomorfologia física, química e mineralógica dos principais solos da região de Lavras (MG). *CIÊNCIA E PRÁTICA*, Lavras, nº 14(3), set/dez, 1990, p.297-307.
- D'APPOLONIA, D.J. (1971): Effects of foundation construction on nearby structures. In: *PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS*, 4th, Puerto Rico, 1971, vol.1, p.189-236.
- D'APPOLONIA, E. & ROMUALDI, J.P. (1963): Load transfer in end-bearing steel-H piles. In: *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.89, nº SM2, p.1-25.
- D'APPOLONIA, E.; D'APPOLONIA, D.J. & ELLISON, R.D. (1975). Drilled Piers, in: *Foundation Engineering Handbook*, ed. by WINTERKORN, H.F. & FANG, H.Y., 1975, Van Nostrand Reinhold Co, N. York.
- DARRAG, A.A. & LOVELL, C.W. (1989): A simplified procedure for predicting residual stresses for piles. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, XII, Rio de Janeiro, 1989, Proceedings., vol.1, p.1127-1129.

- DE BEER, E.E. (1957): The influence of the width of a foundation raft on the longitudinal distribution of the soil reactions. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4th, London, 1957, Proceedings..., vol.1, p.269-274.
- DE BEER, E.E. (1963): The scale in transposition of the results of deep-sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations. *GEOTECHNIQUE*, XIII.13, n° 1, p.39-75.
- DE BEER, E.E. (1970): Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *GEOTECHNIQUE*, XX, n° 4, p.387-411.
- DÉCOURT, L. (1982): Prediction of the bearing capacity of piles. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, II (ESOPT II), Amsterdam, 1982, Balkema, p.29-34.
- DÉCOURT, L. (1991): Ultimate bearing capacity of large bored piles in a hard São Paulo clay. In: DE MELLO volume, 1990, Ed. Edgard Blücher, São Paulo, 1992, p.89-120.
- DÉCOURT, L. & QUARESMA, A.R. (1978): Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VI, Rio de Janeiro, 1978, Anais... São Paulo, ABMS, vol. I, p.45-53.
- DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, A.R. (1991): The SPT-CF an improved SPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II (SEFE II), São Paulo, 1991, Anais... São Paulo, ABMS, vol.1, p.106-119.
- DE MELLO, V.F.B. (1971): The standard penetration test (state-of-the-art report). In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, IV, Puerto Rico, 1971, Proceedings..., vol.1, p.1-86.
- DE MELO, C.E. & GUADALUPE E SILVA, L.T. (1981): Comparative analysis of four methods for the design of mats. *SOLOS E ROCHAS*, São Paulo, vol.4(2) p.3-22
- DIAS, C.R.R. (1979): Comportamento das estacas de fundação dos silos do terminal de trigo e soja do superporto do Rio Grande. *SOLOS E ROCHAS*, São Paulo, 1979, vol. 2(2), dez. 1979, p.27-37.

- DIAS, R.D.; GEHLING, W.Y.Y. & GOLBERT, R. (1985): Utilization of a new methodology for the study of the foundations soils of transmission lines. In: TROPICAL'S 85, Brasília, 1985, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.2, p.75-85.
- DUDLEY, J.H. (1970): Review of collapsing soils. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol 96, nº, SM3, p.925-947.
- ELLISON, R.D.; D'APPOLONIA, E. & THIERS, G.R. (1971): Load-deformation mechanism for bored piles. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.97, nº SM4, p.661-678.
- EVANGELISTA, A.; PELEGRINO, A. & VIGGIANI, C. (1977): Variability among piles of same foundation. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, IX, Tokyo, 1977, Proceedings..., vol.1, p.493-500.
- FELD, J. (1965): Tolerance of structures to settlement. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.91, n. SM3, p.63-77.
- FERREIRA, R.C.; PERES, J.E.E. & OGNEBENE, W. (1986): A determinação da capacidade de carga de solos porosos através da resistência à penetração do cone (CPT), para projeto de fundações rasas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VIII, Porto Alegre, 1986, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.6, p.201-212.
- FERREIRA, R.C.; PERES, J.E.E. & BENVENUTO, C. (1990): Uma análise de modelos geotécnicos para a previsão de recalques em solos colapsíveis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA VI / CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, IX, Salvador, 1990, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.2, p.73-79.
- FLEMING, W.G.K. (1992): New method for single pile settlement prediction and analysis. *GEOTECHNIQUE*, vol.42, p.411-425.
- FOCHT Jr., J.A.; LYTTON, R.L. & JIMENEZ SALAS, J.A. (1967): Discussion on "Load transfer for axially loaded piles in clay", by COYLE & REESE, 1966. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings ASCE, vol. 93, n SM1, p.133-147.

- FONTOURA, S.A.B.; VELLOSO, P.P.C & PEDROSA, M.G.A. (1982): Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada com instrumentação no fuste. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VII, Olinda/Recife, 1982, Anais..., São Paulo, AMBS, v.1, p.221-235.
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. (1976). Constitutive relations for volume change in insaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 13:261-276.
- GAMA E SILVA, R.L.; MORI, M. & CASTRO, G.R. (1982): Estimativa do comportamento das estacas escavadas de grande diâmetro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VII Recife, 1982, Anais..., São Paulo, ABMS, v.3:276-287.
- GARGA, V.K. & ABOIM COSTA, C. (1977): Stress compressibility characteristics of a residual soil from gneiss. *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 9th, Tokyo, 1977, Proceedings..., Tokyo vol.1, p.105-108.
- GENEVOIS, B.B. (1991): Efeito da variabilidade espacial dos parâmetros do solo na capacidade de carga de uma fundação superficial. *SOLOS E ROCHAS*, São Paulo, 1991, vol.14(1), p.55-58.
- GODOY, N.S. (1985): Estacas escavadas: controle de execução. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, I (SEFE I), São Paulo, 1985, Anais... São Paulo, ABMS, vol.I, p.39-68.
- GOLDER, H.Q. (1971): The allowable settlement of structures. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, IV, Puerto Rico, 1971, Proceedings..., vol.1, p.171-187.
- GOLOMBEK, S. (1985). Peculiarities of in situ behaviour of tropical lateritic and saprolitic soils in their natural conditions: building foundations. In: *International Conference on Geomechanis in tropical lateritic and saprolitic soils*, 1st, Brasília, 1985. ABMS, vol. 4. p.13-29.
- GRANDE, L. & NORDAL, S. (1980): Pile-soil interaction analysis on effective stress basis. In: *RECENT DEVELOPMENTS IN THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF PILES*, London, 1980, Institute of Civil Engineers, 1980, p.365-375.

- GRAY, H. (1964): Discussion on "Settlement response caused by footings groups", by KRIZEK, R.J. & KONDNER, R.L. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, sept. 1964, vol.90, n. SM5, p.354-360.
- GRIM, R.E. (1959): Physico-chemical properties of soils; clay minerals. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings... ASCE, vol.85, n. SM2, ap/1959, p.1-17.
- GUSMÃO, A.D. & LOPES, F.R. (1990): Um método simplificado para consideração da interação solo-estrutura em edificações. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA/IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, 1990, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.2, p.447-454.
- GUSMÃO FILHO, J.A. (1982): Prática de fundações nas capitais nordestinas. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VII, Olinda/Recife, 1982, Anais... São Paulo, ABMS, vol. 1, p.189-206.
- GUSMÃO FILHO, J.A. & GUSMÃO, A.D. (1990): Contribuição ao estudo do melhoramento de terrenos arenosos. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, 1990. Anais..., São Paulo, ABMS, v.2:395-402.
- GUSMÃO FILHO, J.A. & GUSMÃO, A.D. (1994): Estudo de casos em fundações em terrenos melhorados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, X. Foz do Iguaçu, 1994. Anais. São Paulo, ABMS, v.1:191-198.
- HANSEN, B. (1969): Bearing capacity of shallow strip footings in clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7th, México, 1969, Proceedings..., vol.2, p.107-113.
- HANSEN, B.; CHRISTENSEN, N.H. & KARAFIATH, L.L (1969): Theoretical bearing capacity of very shallow footings. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.95, n. SM6, p.1568-1573.
- HIRAYAMA, H. (1990): Load-settlement analysis for bored piles using hiperbolic transfer functions. *SOILS AND FOUNDATIONS*, vol.30, n.1, p.55-64.

- HORIUCHI, T. (1985): Bearing capacity of cast-in-situ piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, XI, San Francisco, 1985, Proceedings..., vol.3, p.1393-1396.
- HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N. & SPADOLA, D.J. (1988): Prediction of field collapse of soils due to wetting. In: Journal of the *GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.114, n. GT1, p.40-58.
- HUNTER, A.H. & DAVISSON, M.T. (1969): Measurement of pile load transfer. In: PERFORMANCE OF DEEP FOUNDATIONS, ASTM 1969, Special Technical Publication STP 444, p.106-117.
- IRELAND, H.O.; MORETTO, O. & VARGAS, M. (1970): The dynamic penetration test: a standard that is not standardized. *GEOTECHNIQUE*, XX, n.2, p.185-192.
- JANASI, V.A. (1992): Sienitos potássicos neoproterozóicos da região de Caldas (MG): aspectos petrológicos e tectônicos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, XXXVII, São Paulo, 1992, Anais... Sociedade Brasileira de Geologia/SP, p.390-391 (Boletim de Resumos Expandidos).
- JANBU, N. & SENNESET, K. (1981): Settlements due to drained, cyclic loads. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, X, Stockholm, 1981, Proceedings..., Rotterdam, A.A. Balkema, vol.1, p.165-170.
- JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1957): The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 4th, London, 1957, Proceedings..., Vol.1, p.316-319.
- JIMENEZ SALAS, J.A. (1987): Problemas de geologia para el ingeniero en las cimentaciones sobre suelos. *BOLETIN DE LA SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECANICA DE SUELO Y CIMENTACIONES*, n. 86, abril/jun. 1987, p.3-21.
- KAY, J.N. (1976): Safety factor evaluation for single piles in sand. In: *Journal of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.102, n. GT10, p.1093-1108.

- KÉRISEL, J. (1975): Old structures in relation to soil conditions. *GEOTECHNIQUE*, XXV, n.3, p.433-483.
- KÉZDI, Á. (1975): Pile Foundations. In: *FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK*, H.F. WINTERKORN & H-Y FANG (ed.). Van Nostrand Reinhold Co., N. York, 1975.
- KLOSINSKI, B. (1977): Bearing capacity of large diameter bored piles. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, IX, Tokyo, 1977, Proceedings... vol.1, p.609-612.
- KO, H.-Y & DAVIDSON, L.W. (1973): Bearing capacity of footings in plane strain. In: *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.99, n. SM1, p.1-23.
- KO, H.-Y. & SCOTT, R.F. (1973): Bearing capacities by plasticity theory. In: *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings ASCE, vol.99, n. SM1, jan/73, p.25-43.
- KOTZIAS, P.C. & STAMATOPOULOS, A.C. (1969): Preloading for heavy industrial installations. In: *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.95, n. SM6, p.1335-1355.
- KRIZEK, R.J. & KONDER, R.L. (1964): Settlement response caused by footings groups. In: *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol. 90, n. SM5, sept/64, p.333-351.
- LADANYI, B. (1963): Expansion of a cavity in a saturated clay medium. In: *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings... ASCE, n. SM4, p.127-161.
- LEITE, E.C.; RAMOS, M.C.D. & PIRES, M.A. (1993): Mapeamento geológico da região de Itumirim (Minas Gerais). MONOGRAFIA TG-401, jul/1993, Instituto de Geologia, UFMG, 1993.
- LLOYD, T. & GOWAN, M.J. (1975): The effect of the variation of consistency in residual soils on load transfer by bored piles. In: *REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 6th, Durban (South Africa), 1975, Proceedings..., vol. , p.177-182.

- LOBO, A.S. (1991): Colapsividade do solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte. Tese de Doutorado, São Carlos, EESC-USP, 1991.
- LOBO, A.S.; ALBIERO, J.H.; FERREIRA, C.V. (1991): Comparação entre carga última prevista por diversas fórmulas e obtidas em provas de carga executadas em estacas de pequeno porte. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II (SEFE II), São Paulo, 1991, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.1, p.197-206.
- LUNDGREN, H. (1953): Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3th, Zurich, 1953, Proceedings..., vol.1, p.409-412.
- MACCARINI, M. (1990): Comportamento mecânico de solos residuais, In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA/IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, 1990, Anais..., São Paulo, ABMS/ABGE, vol.2, p.87-93.
- MACKECHNIE, W.R. (1980): Foundation investigation on design techniques for volumetrically active clays and collapsing sands. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA IN SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1980, Proceedings..., vol.2, p.801-810.
- MARQUES Jr., J.; CURI, N. & LIMA, J.M. (1992): Evolução diferenciada de latossolo vermelho-amarelo e latossolo vermelho-escuro em função da litologia gnáissica na região de Lavras (MG). *REVISTA BRASILEIRA DA CIÊNCIA DO SOLO*, Campinas, 1992, nº.16, p.235-240.
- MARTIN, R.E. (1977): Estimating foundation settlements in residual soils. In: *Journal of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.103, nº.GT3, p.197-212.
- MASSAD, E. (1985): Provas de carga e acompanhamento de recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, I (SEFE I), São Paulo, 1985, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.2, p.9-72.

- MASSAD, F. (1982): Método gráfico para acompanhamento da evolução dos recalques com o tempo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VIII, Olinda/Recife, 1982, Anais... São Paulo, ABMS, vol.2., p.321-331.
- MASSAD, F. (1986a): Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests. *SOLOS E ROCHAS*, São Paulo, vol.9(1), p.33-36.
- MASSAD, F. (1986b): Propriedades dos solos à luz de sua gênese: uma reflexão crítica sobre alguns aspectos da experiência brasileira. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VIII, Porto Alegre, 1986, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.VIII, p.8-44.
- MASSAD, F. (1991a): Análise de transferência de carga em duas estacas instrumentadas, quando submetidas à compressão axial. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II (SEFE II), São Paulo, 1991, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.1, p.235-244
- MASSAD, F. (1991b): Comportamento de estacas escavadas de elevada compressibilidade. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II (SEFE II), São Paulo, 1991, Anais..., São Paulo, ABMS, Vol.1, p.245-254.
- MASSAD, F. (1991c): Estacas escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros, visando a estimativa dos recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II (SEFE II), São Paulo, 1991, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.,1, p.255-264.
- MASSAD, F. (1992): Sobre a interpretação de provas de carga em estacas considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: solos relativamente homogêneos. *SOLOS E ROCHAS*, São Paulo, vol.15(2), p.103-115
- MAZURKIEWICZ, B.K. (1972): Test loading of piles according to Polish regulations. *ROYAL SWEDEN ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES COMM. ON PILE RESEARCH*, Report n°. 35, Stockholm, 1972, 20p.
- McCLELLAND, B. (1972): Design and performance of deep foundations. In: PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, Proceedings..., ASCE, vol.11, p.111-144

- MEYERHOF, G.G. (1951): The ultimate bearing capacity of foundations. *GEOTECHNIQUE*, vol.2., p.301-332
- MEYERHOF, G.G. (1953): The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3rd, Zurich, 1953., Proceedings..., v.1, p.440-445.
- MEYERHOF, G.G. (1955): Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. *GEOTECHNIQUE*, nº.5, p.227-242
- MEYERHOF, G.G. (1956): Penetration test and bearing capacity of a cohesionless soils. In: *Journal of GEOTECHNICAL ENGINEERING*, Proceedings..., ASCE, SM1, vol.82, p.8-66
- MEYERHOF, G.G. (1957): The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4th, London, 1957, Proceedings..., vol.1, p.384-386.
- MEYERHOF, G.G. (1959): Compaction of sands and bearing capacity of piles. In: *JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING*, Proceedings..., ASCE, vol.85, nº.SM1.
- MEYERHOF, G.G. (1965): Shallow foundations. In: *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.91, nº SM2, mar/65, p.507-517
- MEYERHOF, G.G. (1976): Bearing capacity and settlement of pile foundation In: *Journal of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol. 102, nº GT3, p.195-228
- MEYERHOF, G.G. (1982): Bearing capacity and settlement of foundations in sand based on static cone penetration tests. In: AMICI ET ALUMNI, EM. PROF. DR. IR. E. DE BEER 1982, p.217-222
- MILITITSKY, J. (1986): Relato do estado atual de conhecimento: fundações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VIII, Porto Alegre, 1986, Anais..., São Paulo, ABMS, vol. VII, p.191-260
- MILITITSKY, J. & CLAYTON, C. (1981): Efeitos da execução de estacas escavadas em solos argilosos nas propriedades do sistema solo-estaca. *SOLOS E ROCHAS*, São Paulo, vol. 4(1), abril/81, p.15-28.

- MILOVIC, D.M. & STEVANOVIC, S. (1989): Deformation modulus determined by pile load test. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, XIII, Rio de Janeiro, 1989, Proceedings., vol.2, p.1163-1166.
- MOHAN, D.; JAIN, G.S. & KUMAR, V. (1963): Load bearing capacity of piles. *GEOTECHNIQUE*, vol. XIII, nº.1, p.76-86
- MOLL, L.L. (1975): Analisis del problema de los suelos colapsibles. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, V, Buenos Aires, 1975, Proceedings..., vol. V. , p.359-368.
- NADEO, J.R. & VIDELA, E.P. (1975): Comportamiento de pilotes en suelos colapsibles. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, V, Buenos Aires, 1975, Proceedings..., vol. V., p.303-312.
- NAKAO, H. & RICCÓ, M.F. (1986): Cravação de estacas em solos saprolíticos de gnaise. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VIII, Porto Alegre, 1986., Anais., São Paulo, ABMS, vol. VI, p.3-13
- NEELY, W.J. (1990): Bearing capacity of expanded-base piles with compacted concrete shafts. In: *Journal of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol. 116, nº. GT9, sept/1990., p.1309-1324
- NEVES, M. (1987): Estudos da permeabilidade do solo colapsível da região de São Carlos. Dissertação de Mestrado, 1987, São Carlos. EESC - USP, 139p.
- NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1981): Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, Rio de Janeiro, 1982, Anais..., COPPE/UFRJ, ABMS, setembro/81, p.30-41.
- NOGAMI, J.S. (coordinator) (1985): Characterization, identification and classification of tropical lateritic and saprolitic soils for geotechnical purposes. In: PROGRESS REPORT (1982-1985), São Paulo, 1985, Anais..., São Paulo, ABMS, p.3-8
- NOGUEIRA, J.B. (1988): Mecânica dos solos. Publicação 028/91. EESC/USP. São Carlos. 197p.

- NÚÑEZ, E. (1975): Suelos colapsibles y preconsolidados por desecación. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, V, Buenos Aires, 1975, Proceedings..., vol. IV, p.45-73
- O'NEILL, M.W. & REESE, L.C. (1972): Behavior of bored piles in Beaumont Clay. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, Proceedings...ASCE, nº.SM2, fev/1972, p. 195-
- PACHECO SILVA, F. (1970): Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, IV, Rio de Janeiro, 1970, Anais..., Rio de Janeiro, ABMS, vol.1.,p.219-223.
- PARRY, R.H.G. (1977): Estimating bearing capacity in sand from SPT values In: *Journal of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol. 103, nº. GT9, p.1014-1019
- PARRY, R.H.G. (1978): Estimating foundation settlements in sand from plate bearing test. *GEOTECHNIQUE*, XXVIII, nº. 1, p.107-118
- PENHA, U.C. (1992): Prospecção geoquímica em terreno transcorrente. O exemplo do sul de Minas Gerais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, XXXVII, São Paulo, 1992, Anais... Sociedade Brasileira de Geologia/SP, p.239-240 (Boletim de Resumos Expandidos)
- PERES, M.C. & MILITITSKY, J. (1990): Contribuição ao estudo do comportamento à compressão de estacas escavadas em solos parcialmente saturados. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA/IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, 1990, Anais..., São Paulo, ABMS/ABGE, vol.2 , p.535-543
- PINTO, C.S. & NADER, J.J. (1991): Ensaio de laboratório em solos residuais. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II (SEFE II) , São Paulo, 1991, Anais..., São Paulo, ABMS, vol. 2, p.166-202
- POLIDO, U.F. & CASTELLO, P.R. (1982): Densificação de areia com rolo vibratório para fundação direta. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VIII, Olinda/Recife, 1982, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.3, p.226-238

- POLSHIN, D.E. & TOKAR, R.A. (1957): Maximum allowable non-uniform settlement of structure. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4th, London, 1957, Proceedings..., vol.1., p.402-405
- POTYONDY, J.G. (1962): Skin friction between various soils and construction materials. *GEOTECHNIQUE*, vol. XI, nº.4, p.
- POULOS, H.G. (1989): Pile behaviour-theory and application . In: *GEOTECHNIQUE*, XXXIX, nº.3, p.365-415.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1968): The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. *GEOTECHNIQUE*, XVIII, p.351-371
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1980): Pile foundation analysis and design. New York, 1980., John Wiley & Sons, 397p.
- RANZINI, S.M.T. (1994): SPTF-2ª Parte. *SOLOS & ROCHAS*, 17(3):189-190
- REDDY, A.S. & SRINIVASAN, R.J. (1967): Bearing capacity of footings on layered clays. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.93, nº.SM2, mar/67, p.83-99
- REESE, L.C.; TOUMA, F.T. & O'NEILL, M.W. (1976): Behavior of drilled piers under loading. In: *Journal of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.102, nº.GT5, may/76, p.493-510
- REESE, L.C. & O'NEIL, M.W. (1988): Field load tests of drilled shafts. In: *DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES*, VAN IMPE (ed.), 1988, Balkema, Rotterdam, p.145-191.
- ROBERTSON, P.K. (1986): In-situ testing and its application to foundation engineering. *CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL*, vol.23, nº.4, p.573-594
- ROCHA FILHO, P.; ANTUNES, F.S. & FALCÃO, M.F.G. (1985): Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of an young gneiss residual soil. In: *TROPICAL'S 85*, Brasília, 1985, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.1, p.281-294

- ROCHA FILHO, P. & COSTA, N.L. (1982): Revisão e análise crítica dos diversos métodos de previsão de capacidade de suporte de placas superficiais e profundas. In: SIMPÓSIO SOBRE COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES, Rio de Janeiro, 1982, Anais..., DEC / PUC - Rio de Janeiro, 1982, 61p.
- ROCHA, R. & DANTAS, F.A.S. (1986): Análise do comportamento da argamassa de preenchimento e das provas de carga instrumentadas em estacas tipo raiz. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VIII, Porto Alegre, 1986, Anais..., São Paulo, ABMS, vol.VI, p.181-192
- RODIN, S.; CORBERT, B.O.; SHERWOOD, D.E. & THORNBURN, S. (1974): Penetration testing in United Kingdom (state-of-the-art report). In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTINT, I (ESOPT I), 1974, Stockholm., vol.1, p.139-146
- SCHMERTMANN, J.H. (1983): A simple question about consolidation. In: *Journal of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.109, n. GT1, jan/83, p.119-122.
- SCHOUSBOE, I. (coordinator) (1972): Suggested design and construction procedures for pier foundations. In: *Journal of the AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI)*, aug/72, Committee 336, title 69/42, p.461-480.
- SEARLE, I.W. (1979): The design of bored piles in overconsolidated clays using effective stress. In: RECENT DEVELOPMENTS IN THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF PILES, Proceedings..., Institute of Civil Engineers, London, 1980, p.355-363.
- SEED, H.B.; WOODWARD, R.J. & LUNDGREN, R. (1964a): Fundamental aspects of the Atterberg limits. In: *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, nov/64, vol.90, n. SM6, p.75-105.
- SEED, H.B.; WOODWARD, R.J. & LUNDGREN, R. (1964b): Clay mineralogical aspects of the Atterberg limits. In: *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, jul/64, n. SM4, p.107-131.

SILVA, J.C.B.J. (1990): Análise dos resultados de provas de carga em estacas de pequeno diâmetro em solo colapsível. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA/IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, 1990, Anais..., São Paulo, ABMS/ABGE, vol. 1, p.125-131.

SILVEIRA, E.B.S. & SILVEIRA, A. (1958): Investigação do arenito decomposto de São Carlos, para fundação de pequenas construções. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, II, Recife/Campina Grande, v.1:77-110

SIMONS, N.E. & MENZIES, B.K. (1981): Introdução à Engenharia de Fundações (tradução de "A short course in foundation engineering", 1977, London, Butterworth & Co. Ltd.), Rio de Janeiro, 1981, Ed. Interciência, 199p.

SKEMPTON, A.W. (1951): The bearing capacity of clays. Proceedings of BUILDING RESEARCH CONGRESS, Division 1, part III

SKEMPTON, A.W. (1953): The colloidal activity of clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3rd, Zurich, 1953, Proceedings..., vol.1, p.57-61

SKEMPTON, A.W. & MacDONALD, D.H. (1956): Allowable settlement of buildings. Proceedings... INSTITUTE OF CIVIL ENGINEERS, part 3, vol.5, p.727-768.

SKEMPTON, A.W. & BJERRUM, L. (1957): A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *GEOTECHNIQUE*, vol. VII, n. 4, p.168-178.

SKEMPTON, A.W. (1959): Cast-in-situ bored piles in London clay. *GEOTECHNIQUE*, vol. IX, p.153-173.

SOKOLOVSKY, V.V. (1960): Statics of soil media. Butterworths Sc. Publ., 2nd ed. London, 1960.

SOUZA, A. & CINTRA, J.C.A. (1994): Fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira-SP. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, X, Foz do Iguaçu, 1994. Anais. ABMS, São Paulo, v.1:223-230.

- SOWERS, B.F. (1962): Shallow foundations. In: Foundations Engineering, ed. by G. LEONARDS, 1962, p.525-632.
- SOWERS, G.F. (1963): Engineering properties of residual soils derived from igneous and metamorphic rocks. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2nd, Brazil, vol.1, p.39-62.
- SPANOVICH, M. & GARVIN, R.G. (1979): Field evaluation of caisson-shale interaction. In: BEHAVIOR OF DEEP FOUNDATIONS, 1979, Proceedings..., ASTM, Special Technical Publication STP 670, p.537-557.
- STANCATI, G.; NOGUEIRA, J.B. & VILAR, O.M. (1981): Ensaio de laboratório em Mecânica dos Solos. Publicação 004/87, EESC/USP, São Carlos, 1987. 208p.
- STUART, J.G. (1962): Interference between foundations with special reference to surface footings in sand. *GEOTECHNIQUE*, vol. XII, n.1, p.15-22.
- SUGUIO, K. (1973): Introdução à sedimentologia. São Paulo. Ed. Edgard Blücher Ltda./EDUSP. 317p.
- SÜSSEKIND, J.C. Curso de Análise Estrutural, v.2, Porto Alegre, 1987, Ed. Globo.
- SZABÓ, G. A. J.; PEREIRA, R. G. F. A. & CÂNDIDA, M. A. F. (1992): Rochas básicas/metabásicas de várias regiões no Complexo Campos Gerais a sul de Alpinópolis, MG. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, São Paulo, 1992, Anais... Sociedade Brasileira de Geologia, SP, 1992, p.510-511 (Boletim de Resumos Expandidos).
- TADEPALLI, R. & FREDLUND, D. G. (1991): The collapse behavior of a compacted soil during inundation. *CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL*, vol. 28, p.477.
- TEIXEIRA, C. Z. (1993): Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis. Dissertação de Mestrado, São Carlos, 1993. EESC - USP, 156p.
- TEIXEIRA, C.Z. & ALBIERO, J.H. (1996): A viabilidade de estacas-broca de pequeno diâmetro para construções de pequeno e médio porte na região Sul de Minas. *SOLOS E ROCHAS*, v.19, n.3. (1996).

- TEIXEIRA, C. Z. & ANDRADE, H. (1994): Uma contribuição geotécnica sobre base pedológica de alguns solos de Lavras - MG. In: 28ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Belo Horizonte. Anais, ABPv, Rio de Janeiro: 27-47.
- TEIXEIRA, C.Z.; ALBIERO, J.H. & CARVALHO, D. (1996): Capacidade de carga de fundações rasas na região Sul de Minas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE III). São Paulo, 1996. ABMS, São Paulo, 1997, v.1, p.309-316.
- TEIXEIRA, N. A. (1992): Contribuição à geologia do "greenstone belt" Itumirim-Nazareno (MG). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, XXXVII, São Paulo, 1992, Anais..., SBG/SP, São Paulo, 1992, p.476-477 (Boletim de Resumos Expandidos).
- TEJCHMAN, A. & GWIZDALA, K. (1987): Determination of the load-settlement curve for large diameter piles based on CPT results. In: PENETRATION TESTING 1988 (ISOPT-1), De Ruiter (ed.) Balkema, Rotterdam, vol.2, p.1015-1020.
- TENG, W. C. (1962): Foundation Design. Prentice-Hall Englewood Cliffs, N. J.
- TERZAGHI, K. (1943): Theoretical Soil Mechanics. John Wiley, 1943, New York, 510p.
- TERZAGHI, K. & PECK, R. B. (1948, 1967): Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley, New York, 1948 (566p.), 1967 (728p.)
- TORRES, A.; NICHOLSON, R. E. & MORAES, P. P. (1982): Considerações sobre execução de provas de carga de médio a grande porte. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VII, Olinda/Recife, 1982, São Paulo, Anais..., ABMS, vol.III, p.298-307.
- TOUMA, F. T. & REESE, L. C. (1974): Behaviour of bored piles in sand. In: *Journal of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.100, no.GT7, p.749-761.
- TROW, R. A. J.; RIBEIRO, A. & PACIULLO, F. V. P. (1980): Evolução estrutural e metamórfica de uma área a SE de Lavras - Minas Gerais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, XXXI, Camboriú, 1980, Anais..., Sociedade Brasileira de Geologia/SP, vol. 5, p.2773-2789.

- VAN DER VEEN, C. (1953): The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3rd, Zurich, 1953, Proceedings..., vol.2, p.84-90.
- VAN DER VEEN, C. & BOERSMA, L. (1957): The bearing capacity of a pile predetermined by a cone penetration test. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4th, London, 1957, Proceedings, vol.2, p.72-75.
- VAN WEELE, A.F. (1957): A method of separating the bearing capacity of a test pile into skin friction and point resistance. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4th, London, 1957, Proceedings..., vol.2, p.76-80.
- VAN WEELE, A.F. (1982): Which load is allowable on a given foundation pile when its actual load settlement behavior is available through a load test?. In: AMICI ET ALUMNI, EM. PROF. DR. IN. E.E. DE BEER, 1982, p.287-296.
- VARGAS, M. (1970): Origem, propriedades e natureza de solos residuais indeformados. Pontos ainda não esclarecidos e pesquisas necessárias. In: *PROPRIEDADES MECÂNICAS DE SOLOS RESIDUAIS*, SEMINÁRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS DO PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL, Rio de Janeiro, 1970, publicação n.2/70 da UFRJ (ed. JAKES DE MEDINA, 1970), p.1-13.
- VARGAS, M. (1973): Structurally unstable soils in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8th, Moscow, 1973, Proceedings..., vol.2.2, p.239-246.
- VARGAS, M. (1977): Introdução à mecânica dos solos. Ed. McGraw-Hill do Brasil, São Paulo, 263p.
- VARGAS, M. (1981): Interação solo-estaca. *SOLOS E ROCHAS*, São Paulo, 1981, vol.4(1), p.3-14.
- VARGAS, M. (1985): A análise do comportamento de estacas verticais isoladas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, I (SEFE I), São Paulo, 1985, Anais..., São Paulo, ABMS, 1985, vol.4, p.81

- VAUGHN, P.R. & KWAN, C.W. (1984): Weathering structure and in-situ stress in residual soils. *GEOTECHNIQUE*, XXIV, n.1, p.43-59.
- VELLOSO, D.A. (1991): Capacidade de carga por meio do SPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, SEFE II, São Paulo, 1991. ABMS, São Paulo, 1991, v.2, p.293-312.
- VELLOSO, D.A.; AOKI, N. & SALAMONI, J.A. (1978): Fundações para o silo vertical de 100.000 ton do Porto de Paranaguá. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VI, Rio de Janeiro, 1978, Anais..., São Paulo, ABMS, vol. III, p.125-151.
- VELLOSO, P.P. (1981): Dados para a estimativa do comprimento de estacas em solo. CICLO DE PALESTRAS SOBRE ESTACAS ESCAVADAS. Clube de Engenharia, Rio de Janeiro.
- VELLOSO, P.P.C. (1982): Fundações: aspectos geotécnicos. PUC-Rio de Janeiro, 1982, 3 volumes.
- VÉSIC, A.S. (1967a): General report on shallow foundations, deep foundations without piles, piles foundations. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3rd, Caracas, 1967, Proceedings..., vol. III, p.181.
- VÉSIC, A.S. (1967b): A study of bearing capacity of deep foundations, Final Report B-189, Georgia Institute of Technology, Atlanta 1967, 273p.
- VÉSIC, A.S. (1970): Tests on instrumented piles, Ogeechee River site. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.96, n. SM2, p.561-583.
- VÉSIC, A.S. (1973): Analysis of ultimate loads of shallow foundations. In: Journal of the *SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, Proceedings..., ASCE, vol.99, n. SM1, jan/73, p.45-73.
- VÉSIC, A.S. (1975): Principles of pile foundation design. DUKE UNIVERSITY SOIL MECHANICS SERIES, n.38.

- VÉSIC, A.S. (1977): On significance of residuals loads for load response of piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, IX, Tokyo, 1977, Proceedings..., vol.3, p.374-379.
- VIEIRA, T.G.C. (1991): Fotointerpretação de atributos de drenagem e relevo na diferenciação de solos do município de Lavras-MG. Dissertação de Mestrado, ESAL-Lavras, 1991, 76p.
- VILAR, O.M. (1979): Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, 105p.
- XU He & ZHUCGHANG, C. (1991): The prediction of load-displacement characteristic for axially loaded piles. In: INTERNATIONAL DFI CONFERENCE, 4th, 1991, Balkema, Rotterdam, vol.1, p.673-678.
- YAMASHITA, K.; TOMOMO, M. & KAKURAI, M. (1987): A method for estimating immediate settlement of piles and pile groups. *SOILS AND FOUNDATIONS*, n.1, p.61-76.
- YASSUDA, C.T. (1985): Problemas executivos em provas de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, I (SEFE I), São Paulo, 1992, Anais..., ABMS, São Paulo, vol.2, p.147-160.
- ZANARDO, A.; MORALES, N. & DEL LAMA, E.A. (1992): Evolução metamórfica do Grupo Araxá-Canastra na região de Passos (MG). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, XXXVII, São Paulo, 1992, Anais..., Sociedade Brasileira de Geologia/SP, p.408-409 (Boletim de Resumos Expandidos)
- WERNICK, E.; HORMANN, P.K. & ARTUR, A.C. (1992): Caracterização geoquímica de "gray gneisses" policíclicos dos arredores de Monte Sião (MG). in: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, XXXVII, São Paulo, Anais..., Sociedade Brasileira de Geologia, SP, p.41 (Boletim de Resumos Expandidos).
- WHITAKER, T. & COOKE, R.W. (1966): An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London clay. In: LARGE BORED PILES, Proceedings..., Institute of Civil Engineers, London, 1966, p.7-50.
- WHITE, R.E. (1962): Caissons and cofferdams. In: Foundations Engineering, ed. by LEONARDS, 1962, p.894-964.

GLOSSÁRIO

ANFIBOLITO - Rocha metamórfica xistosa, de granulação média a grossa, composta principalmente de hornblenda e plagioclásio. Produzida por metamorfismo regional de grau médio a alto.

BIOTITA-GRANULITO - Granulito basicamente constituído pela biotita, que é um mineral máfico, do grupo das micas, com larga ocorrência em rochas ígneas ácidas e em gnaisses e xistos (metamórficas).

CATACLASADO - Deriva da CATACLASE, que é a deformação tectônica de uma rocha por trituração, moagem e fragmentação de rochas pré-existentes.

CLORITÓIDES - Rochas com alto teor de clorita (mineral secundário, que pode ser encontrado em rochas ferromagnesianas).

FÁCIES - Aspecto geral de uma rocha, refletindo o ambiente em que ela foi formada.

FILITO-PSAMÍTICAS - Termo que engloba as rochas filíticas (metamórficas, de granulação fina, intermediária entre micaxisto e ardósia, apresentando forte foliação e aspecto sedoso, originada por metamorfismo dinâmico e recristalização) e os psamitos (rochas sedimentares consolidadas formadas por partículas de dimensões da areia, como arenito).

FRIÁVEIS - Materiais facilmente desagregáveis.

GABRO EPIMETAMÓRFICO - Rocha ígnea básica, granular, em cuja constituição estão o plagioclásio cálcico e a augita em maiores proporções, tendo sido formada por um metamorfismo de baixa pressão (epizona).

GRANULITO - Rocha metamórfica equigranular, sem minerais micáceos ou anfibólios (portanto, sem xistosidade nítida). É produzida por metamorfismo regional do mais alto grau.

LEUCOCRÁTICO - Adjetivo relacionado com rochas ígneas de constituição clara (exemplo: granito) com menos de 30% de minerais ferromagnesianos (escuras).

MÁFICOS - Qualidade dos minerais ferromagnesianos, de cor escura, que constituem as rochas ígneas.

METAMORFISMO DINÂMICO - Metamorfismo envolvendo grandes áreas regionais, produzido por efeitos orogénéticos e tensões diferenciais na crosta terrestre. As rochas formadas por este processo resultam de mudanças estruturais e mineralógicas, com recristalização.

MIGMATITO - Rocha mista, geralmente gnáissica, composta de um material hospedeiro metamórfico, com faixas e veios de material ígneo, quartzo-feldspático (granito).

MILONÍTICO - Refere-se à ação trituradora devido a movimentos tectónicos (o adjetivo provém da analogia com o milonito, rocha finamente triturada, laminada e cristalizada).

NAPPE - Dobra falhada invertida ou maciço rochoso de grandes proporções que sofreu deslocamento superior a 1 km de sua posição original devido a acavalamento.

OROGÊNICA - Relativo a OROGÊNESE, que é o processo de formação de montanhas por dobramento, arqueamento e acavalamento.

PEGMATITOS - Rocha ígnea de granulação extremamente grosseira, encontrada sob a forma de diques irregulares, lentes ou veios, caracterizada por grandes cristais.

SERICÍTICO - Qualidade de uma rocha que foi sericitizada, isto é, recebeu, por metamorfismo, adição de sericita, mineral do grupo das micas, variedade microcristalina da muscovita.

SIENITO - Rocha ígnea granular, cujos minerais essenciais são feldspatos alcalinos e os secundários são os ferromagnesianos.

APÊNDICE 1 - FL.1

QUESTIONÁRIO NÚMERO 1: INFORMAÇÕES GERAIS

Devolver a:

Prof. Cornélio Zampier Teixeira

DEG/ESAL - Caixa Postal 37

37.200-000 - Lavras-MG

1) Nome do Informante: _____

2) Endereço Completo (Rua, Nº, CEP, Cidade): _____

3) Trabalha em Construção Civil? ☐ Sim ☐ Não

4) Se positiva a resposta anterior:

4.1. Há quanto tempo? _____ anos

4.2. Em tempo integral? ☐ Sim ☐ Não

4.3. Como projetista? ☐ Sim ☐ Não

4.4. Em administração de obras ou executante? ☐ Sim ☐ Não

4.5. Especialidade como projetista ☐ arquitetonico

☐ cálculo estrutural ☐ fundações

5) Tem interesse em receber, sem ônus, o jornal informativo? ☐ Sim ☐ Não

6) Gostaria de fazer cursos de extensão e atualização em temas específicos da Engenharia, nesta área?

☐ Sim ☐ Não

7) Caso afirmativo, assinale os temas de mais interesse:

7.1. ☐ execução de sondagens

7.2. ☐ atualização em Normas

7.3. ☐ ensaios de laboratório em Mecânica dos Solos

7.4. ☐ provas de carga em fundações (placas e estacas)

7.5. ☐ escolha do tipo de fundação mais conveniente

7.6. ☐ capacidade de carga de sapatas, estacas e tubulões

7.7. ☐ estruturas de arrimo (muros de contenção, crib-wall, gabiões, estacas-prancha, etc.)

7.8. ☐ sustentação de valas escavadas (escoras, tirantes)

7.9. ☐ rebaixamento do N.A.

7.10. ☐ aterros (barragens, aterros industriais, etc.)

8) Indique, no verso, nome e endereço de algum colega que eventualmente não tenha recebido este questionário, nesta ocasião.

APÊNDICE 1 - FL.2

QUESTIONÁRIO Nº 2: INFORMES ESPECÍFICOS PARA O BANCO DE DADOS

(Não declare o seu nome neste questionário)

1. Cidade:
2. Porte das construções onde você atua como **PROJETISTA**:
 - 2.1. Até 2 pavimentos: ☐ Sim ☐ Não
 - 2.2. De 3 a 5 pavimentos: ☐ Sim ☐ Não
 - 2.3. Mais de 6 pavimentos: ☐ Sim ☐ Não
3. As fundações destas construções são:
 - 3.1. SAPATAS, para edificações até _____ pavimentos
 - 3.2. ESTACAS, tipo: _____ para edificações com mais de _____ pavimentos.
 - 3.3. TUBULÕES: a céu aberto (☐); a ar comprimido (☐) para edificações com mais de _____ pavimentos.
4. Qual dos tipos acima é a fundação predominante nessa cidade?
Indique sua geometria e dimensões mais freqüentes.

5. É comum haver exigência de sondagens a percussão (SPT) para projeto de fundações?
(☐) Sim ☐ Não
6. Qual(is) a(s) empresa(s) que atua(m) no setor de sondagens executando este serviço nessa Cidade?
 - 6.1. Nome:
Endereço:
 - 6.2. Nome:
Endereço:
7. É freqüente encontrar-se o lençol freático pouco profundo (até o máximo de 5 m) em sua cidade?
(☐) Sim ☐ Não
8. Matacões, rocha aflorante, impenetrável em pequenas profundidades são freqüentes na cidade?
(☐) Sim ☐ Não
9. Você dispõe de RELATÓRIOS DE SONDAgens em seus arquivos e poderia fornecer-nos uma cópia dos mesmos?
(☐) Sim ☐ Não
10. Qual a estimativa da taxa admissível do terreno de fundação (pressão de ruptura/F.S.) mais freqüente na cidade? _____ kg/cm² (ou KPa) mencionando o FS utilizado.
11. Você utiliza algum método de cálculo, freqüente na prática, para cálculo da capacidade de carga das fundações?
(☐) Sim ☐ Não

APÊNDICE 1 - FL.3

12. Em caso positivo poderia mencionar qual(is)?

13. Em caso negativo (projetos baseados em simples experiência local e/ou regional), mencione o critério adotado:

14. Há algum livro-texto especializado em Solos e Fundações que você utiliza? Indique-o(s) em caso afirmativo:

15. Há empresas especializadas na execução de estacas atuando nessa cidade?

() Sim () Não

16. Se positivo, mencione-a(s):

17. Mencione nome (ou Codinome) e endereço de algum poceiro com larga experiência em escavação de tubulões que seja de seu conhecimento.

18. Você conhece alguma(s) obra(s) cujos danos ocasionados por recalques de fundações tenham produzido graves prejuízos estéticos ou estruturais?

19. Você sabe da existência de Provas de Carga em fundações nessa cidade?

() Sim () Não

20. Universidade/Escola onde você graduou-se:

APÊNDICE 2 - F.1

TIPOS DE ROCHAS COM OCORRÊNCIA NO MUNICÍPIO DE LAVRAS (MG)

FONTE: PROJETO SAPUCAÍ/CPRM (1977) - FOLHA VARGINHA, VOL. IV

PONTO	ALT. (m)	TIPO DE SOLO	ROCHA	COMP. MINERALÓGICA
1	890	Podzólico amarelo arenoso-argiloso	GABRO OFÍTICO EPIMETAMÓRFICO E HIPERSTÊNIO-GABRO	a) plagioclásio saussuritizado/augita sub-cálcica/opacos/apatita/uralita/biotita/quartzo/sericita/epídoto/carbonato/clorita b) labradorita/augita/hiperstênio/hornblenda/opacos/epídotozoisita/apatita
2	830	Latossolo amarelo-avermelhado	GRANULITO COM CATACLASE e XISTO BÁSICO	Não consta
3	780	Latossolo avermelhado	METABASITO e LEPTITO	a) tremolita/epídoto-zoisita/pulcellyita/titanita/apatita/plagioclásio/carbonato/óxido de ferro b) Quartzo/plagioclásio/microclina/ biotina/muscovita/epídoto-zoisita/apatita/opacos/zircão /sericita
4	820	Localmente, podsol raso	BIOTITA-GNAISSE GRANITIZADO	Não consta
5	870	Latossolo, passando a podzólico	PIROXÊNIO-GRANULITO e HORNBLENDA-MELANOGABRO	a) quartzo/plagioclásio/microclina / diopsidio/uralita/opacos/apatita/ biotita/zircão/epídotozoisita/sericita/carbonato b) hornblenda/plagioclásio saussuritizado/augita/opacos/olivina/hiperstênio/apatita/talco/sericita
6	800	Localmente podsol cinza e colúvio-aluvial	BIOTITA-GNAISSE MILONITIZADO	Não consta
7	820	Podzólico a litossolo	MIGMATITO FACOIDAL e BIOTITA-GNAISSE	Quartzo/feldspato alcalino/plagioclásio/biotita/muscovita/epídoto-zoisita/titanita/opacos/apatita/zircão/sericita
8	910	Latossolo vermelho-amarelo	ANFIBOLITO e BIOTITA-HORNBLENDA-GNAISSE GRANÍTICO (GRANULITO)	Não consta

APÊNDICE 2 - F.2

9	960	Areno-argiloso raso	EMBRECHITO GRANITÓIDE	Não consta
10	860	Variação de latossolo a podzol	ANFIBÓLIO-XISTO	Não consta
11	900	Latossolo avermelhado	MIGMATITO FACOIDAL e BIOTITA GNAISSE	Não consta
12	980	Latossolo vermelho amarelo	FLASER-GNAISSE MIGMATITO FACOIDAL	Quartzo/microclina/plagioclásio/ biotita/hornblenda titanita/epídoto-zoisita/apatita/zircão/alanita/opacos/sericita
13	830	Latossolo e podzólico amarelo-avermelhado	ANFIBÓLIO-BIOTITA-GNAISSE CATACLASADO e GABRO OFÍTICO EPIMETAMÓRFICO	Labradorita/augita/uralita/opacos/apatita/biotita/quartzo/epídoto-zoi-sita/sericita/carbonato/clorita
14	880	Latossolo vermelho-amarelado	MILONITO-GNAISSE	Plagioclásio saussuritizado/ quartzo/muscovita e sericita/ epídoto-zoisita/biotita/hornblenda/ clorita/titanita/ apatita/zircão/óxido de ferro/leucóxênio
15	880	Latossolo vermelho-amarelado	FILONITO e XISTO CATACLÁSTICO	Não consta
16	860	Hidromórfico	MILONITO-GNAISSE	Não consta
17	920	Latossolo amarelo-avermelhado	MIGMATITO FACOIDAL DEFORMADO	Não consta
18	900	Latossolo vermelho	METAMORFITO XISTOSO CATACLÁSTICO	Não consta
19	970	Latossolo vermelho-amarelado	FILONITO	Não consta
20	960	Rocha aflorante	GRANITO DEFORMADO	Microclina/oligoclásio/biotita/ quartzo/epídoto-zoisita/muscovita/ titanita/apatita/opacos/rútilo/ zircão/sericita/carbonato
21	900	Latossolo	MIGMATITO BANDADO	Não consta

APÊNDICE 2 - F.3

22	1000	Latossolo	GNAISSE GRANO-DIORÍTICO	Plagioclásio saussuritizado/microclina/quartzo/biotita/muscovita/epídotozoisita/sericita/carbonato/titanita/apatita/clorita/zircão
23	850	Latossolo avermelhado	MIGMATITO BANDADO (ANFIBÓLIO-XISTO)	Microclina/quartzo/plagioclásio/biotita/opacos/epídoto-zoisita/alanita/titanita/muscovita/fluorita/apatita/rútilo/zircão/carbonato/sericita
24	970	Latossolo avermelhado	XISTO FILONÍTICO	Não consta
25	1080	Latossolo vermelho-amarelado	CALCÁRIO e QUARTZITO	Não consta
26	940	Latossolo em meio a rochas aflorantes	QUARTZITO e QUARTZO-MUSCOVITA-XISTO	Não consta
27	880	Latossolo amarelo-avermelhado	MIGMATITO BANDADO	Microclina/quartzo/plagioclásio/biotita/opacos/epídotozoisita/alanita/titanita/muscovita/fluorita/apatita/rútilo/zircão/carbonato/sericita
28	980	Latossolo	SERPENTINITO e ESTEATITO	a) serpentina/opacos/talco/clorita/óxido de ferro/sílica b) talco/opacos/óxido de ferro/clorita
29	970	Latossolo amarelo	SEDIMENTOS NEOCENOZÓICOS	Não consta
30	990	Latossolo amarelo	QUARTZO-MICAXISTO-FELDSPÁTICO	Quartzo/muscovita/biotita/plagioclásio ácido/clorita/óxido de ferro/carbonato/opacos/turmalina/apatita/zircão