

**MELHORAMENTO DE SOLOS ARENOSOS COM ESTACAS
DE AREIA E BRITA**

PAULA GRACINETE DE OLIVEIRA PASSOS

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**MELHORAMENTO DE SOLOS ARENOSOS COM ESTACAS DE
AREIA E BRITA**

PAULA GRACINETE DE OLIVEIRA PASSOS

ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS
CO-ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD - 032/05

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2005

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**MELHORAMENTO DE SOLOS ARENOSOS COM ESTACAS DE
AREIA E BRITA**

PAULA GRACINETE DE OLIVEIRA PASSOS

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**RENATO PINTO DA CUNHA, PhD (UnB)
(CO-ORIENTADOR)**

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PEDRO MURRIETA SANTOS NETO, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ALEXANDRE DUARTE GUSMÃO, DSc (UPE/CEFET-PE)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**ROBERTO QUENTAL COUTINHO, DSc (UFPE)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 12 DE DEZEMBRO DE 2005.

FICHA CATALOGRÁFICA

PASSOS, PAULA GRACINETE DE OLIVEIRA Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita [Distrito Federal] 2005.	
xvii, 141 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2005).	
Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Estacas de Compactação	2. Ensaio de Campo
3. Análise Numérica	4. Sapata Estaqueada
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PASSOS, P. G. O. (2005). Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-032/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Paula Gracinete de Oliveira Passos

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita.

GRAU / ANO: Doutor / 2005

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Paula Gracinete de Oliveira Passos
Rua Dr. Plínio Espínola, 85.
CEP: 50080-420 – João Pessoa/PB – Brasil
E-mail: ppassos3@yahoo.com.br

DEDICATÓRIA

“Não há ensino sem pesquisa
e pesquisa sem ensino”.

(Paulo Freire)

*Aos meus pais, Paulo e Gracinete, e ao meu irmão Plácido.
Com amor e carinho, por tudo.*

AGRADECIMENTOS

A Deus;

A minha família pelo constante incentivo e apoio;

Ao Professor Márcio Muniz de Farias pelos ensinamentos transmitidos, incentivo, confiança, profissionalismo, paciência, amizade e principalmente pela orientação, tanto para o desenvolvimento da tese, quanto para a vida;

Ao Professor Renato Pinto da Cunha pela co-orientação e apoio, principalmente na fase final da tese;

Ao Professor Feitosa, apesar do curto período de convivência, pelos valiosos ensinamentos, conselhos, incentivo, atenção, carinho e amizade...Saudade...;

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília;

Aos Professores Alexandre Gusmão, Roberto Coutinho, Camapum de Carvalho e Pedro Murrieta, pela gentileza de examinar este trabalho;

Ao Engenheiro Carlos Medeiros, diretor da empresa Embre Engenharia Ltda, que viabilizou os equipamentos para a execução das estacas;

Ao Geólogo Gustavo Mello, diretor da HGeo Tecnologia em Geociências, pelos ensaios com o GPR e ao Prof. Carlos Tadeu, do departamento de Geologia da UnB, pelos ensaios de eletrorresistividade;

Aos meus “escravinhos da graduação” Daniel “Sorriso” e Daniel “Casado” pela ajuda fundamental no início dos trabalhos de campo;

Ao Gérson, Moura, Héran, Fernando, Newtinho, Jairo, Rideci e Felipe pelo constante apoio nos ensaios de campo e laboratório;

Ao Luiz Guilherme e a Márcia Mascarenha pelo carinho, paciência e principalmente, pelo grande apoio na realização das provas de carga;

A Silvana Foá, Sandra e Adriano pelo carinho, amizade e ajuda nas análises numéricas com o Plaxis 3D;

A Aline, Luciana Medeiros, Daniele Sommer, Suzana, Luciana Dellabianca, David Américo, Zé Renato, Arilena, Renatinho, Petrucio, Fabrícia, Manoel, Silvrano, David Luz, Anna Karina, Dennys, Carlos Gustavo, Dorival e Paulo, pela amizade, em todos os momentos, e pelo constante incentivo;

A todos os colegas da Geotecnia pela convivência e amizade em todos os momentos do curso;

As meninas que me acolheram em Brasília: Maruska, Karina, Roberta e Daniele Quirino;

As minhas amigas, que dividem apartamento comigo, Elidiane, Márcia e Cláudia Mascarenha pela paciência, compreensão e incentivo, na fase final da tese;

Aos meus amigos do DNIT, especialmente a Karoline pelo apoio e amizade. Uma deferência especial, ao meu chefe Eduardo Calheiros pela compreensão na fase de fechamento da tese;

Aos técnicos do laboratório de Geotecnia da UnB, em especial ao Ricardo, Vanilson, Alessandro e Osvaldo;

Aos técnicos dos laboratórios de Materiais, Estruturas e Mecânica da UnB. Uma deferência especial aos amigos Xavier, Severino, Sr. Arthur e Sr. Léo, que nunca mediram esforços para colaborar;

A Valéria, Simone, Adélias e Nil, por toda atenção dispensada aos serviços burocráticos da Secretaria;

À empresa WRJ, na pessoa do diretor Renato Cortopassi, e ao Prof. Dickran Berberian pelo apoio nos trabalhos de campo;

Ao CNPq pelo auxílio financeiro durante o curso de doutorado;

A todos que direta e indiretamente colaboraram para a realização desta importante etapa da minha vida.

RESUMO

MELHORAMENTO DE SOLOS ARENOSOS COM ESTACAS DE AREIA E BRITA

Estuda-se, nesta pesquisa, o comportamento de um depósito arenoso melhorado com estacas de areia e brita, a partir de um extenso programa de ensaios de campo, ensaios de laboratório e análises numéricas simplificadas.

A pesquisa envolveu a construção de um depósito arenoso, em modelo reduzido em relação às condições de campo, cujo melhoramento foi feito de forma semelhante à técnica empregada na região Nordeste do Brasil, adaptando-se o equipamento do SPT (*Standard Penetration Test*) para tal fim.

A eficiência do melhoramento foi avaliada a partir de ensaios *in situ* realizados antes e após a execução das estacas. Tais ensaios incluíram SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*), DMT (*Dilatometer Test*), DPL (*Dynamic Probing Light*) e provas de carga sobre placas. Os resultados das provas de carga sobre placas foram analisados e comparados com as previsões feitas pelo método híbrido (GARP) e com o método dos elementos finitos usando o programa PLAXIS 3D, a partir da retroanálise dos ensaios. Este procedimento conseguiu prever, de forma razoável, os resultados de campo em termos de resposta carga x recalque do sistema de fundação.

Os resultados dos ensaios *in situ* aliados às análises numéricas mostraram que a deformabilidade das estacas é da mesma ordem de grandeza daquela do solo melhorado. Desta forma acredita-se que, para o caso estudado, as fundações superficiais assentes sobre este tipo de material podem ser tratadas como sapatas sobre um solo melhorado equivalente e não como sapatas estaqueadas.

Observou-se ainda que o melhoramento promove um aumento das tensões horizontais do maciço tratado e que o efeito da cravação do tubo é mais significativo na densificação do maciço do que a compactação durante a confecção da estaca.

ABSTRACT

IMPROVEMENT OF SANDY SOILS USING SAND AND GRAVEL COMPACTION PILES

The behavior of sand deposit is investigated by means of an extensive test program, which includes in situ and laboratory test, besides the use of simplified numerical analyses.

A model sand deposit was specially built for this research. The ground was improved by means of small diameter compaction piles, using sand and gravel. The model piles were constructed keeping similarity ratio with the real scale and the construction used the same technique actually employed in large scale in the Northeastern region of Brazil. The Standard Penetration Test equipment had to be adapted for this purpose.

The efficiency of the soil improvement was evaluated by means of in situ tests before and after the construction of the compaction piles. These tests comprised SPT (Standard Penetration Test), CPT (Cone Penetration Test), DMT (Dilatometer Test), DPL (Dynamic Probing Light) and load plate tests. The results of the load plate tests were back analyzed using a simple hybrid technique (Program GARP) and the Finite Element Method (program Plaxis). The simplified numerical procedures could match with good accuracy the field results in terms of the load – displacement curve of the foundation system.

The in situ test results, supported by the numerical analyses, showed that the deformability of the sand piles had the same order of magnitude as that of the improved granular soil. Therefore, it is believed that such a foundation, at least for the case investigated, could be treated as a shallow foundation over an equivalent improved ground, instead of a piled raft.

It was also observed that ground improvement is more effective in the horizontal direction. Besides ground improvement due to the introduction of the closed tip metal case was more significant than the improvement due to the compaction of the sand piles themselves.

ÍNDICE

CAPÍTULO	PÁGINA
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 - OBJETIVOS DA PESQUISA	3
1.2.1 - OBJETIVO GERAL.....	3
1.2.2 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3 - METODOLOGIA	4
1.4 - ESCOPO DA TESE	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	6
2.2 - ESTACAS GRANULARES COMPACTADAS.....	6
2.2.1 - CAPACIDADE DE CARGA DE GRUPOS DE ESTACAS GRANULARES	8
2.2.2 - MELHORAMENTO DE SOLOS ARENOSOS	9
2.2.3 – METODOLOGIA DE PROJETO DESENVOLVIDA POR ALVES (1998)	14
2.3 - TÉCNICA DE MELHORAMENTO EMPREGADA NO NORDESTE	19
2.3.1 - ESTACAS DE AREIA E BRITA	20
2.3.2 - ESTACAS DE ARGAMASSA.....	24
2.4 - FATORES QUE INFLUENCIAM O MELHORAMENTO.....	27
2.5 - SAPATA ESTAQUEADA.....	30
2.5.1 - PROGRAMA GARP	32
2.6 - ENSAIOS GEOFÍSICOS	33
2.6.1 - MÉTODO ELÉTRICO DE CORRENTE CONTÍNUA	34
2.6.2 - GROUND PENETRATION RADAR (GPR).....	36
2.7 - INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	38
2.7.1 - DYNAMIC PROBING LIGHT (DPL)	39
2.7.2 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT).....	40
2.7.3 - CONE PENETRATION TEST (CPT).....	41
2.7.4 - DILATOMETER TEST (DMT).....	42
3. METODOLOGIA EMPREGADA	48
3.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	48
3.2 - CONFECÇÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO TOTAL.....	49
3.3 - CONSTRUÇÃO DO DEPÓSITO ARENOSO.....	51
3.4 - CARACTERIZAÇÃO DO DEPÓSITO	54
3.5 - MELHORAMENTO DO DEPÓSITO.....	57
3.6 - ENSAIOS GEOTÉCNICOS IN SITU	62
3.6.1. - ENSAIOS ANTES DO MELHORAMENTO	63
3.6.2. – ENSAIOS DURANTE E APÓS O MELHORAMENTO	66
3.7 - MÉTODOS GEOFÍSICOS	77
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	81
4.1 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS IN SITU REALIZADOS ANTES DO MELHORAMENTO	81
4.2 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS IN SITU REALIZADOS DURANTE E APÓS O MELHORAMENTO	85

4.3 - CORRELAÇÕES COM PROPRIEDADES DO SOLO	92
4.4 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA APÓS O MELHORAMENTO.....	96
4.5 - ANÁLISES NUMÉRICAS	109
4.5.1. - PROGRAMA GARP6	109
4.5.2. - PROGRAMA PLAXIS 3D TUNNEL	115
4.6 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOFÍSICOS	125
5. CONCLUSÕES	131
5.1 – CONCLUSÕES	131
5.2 –SUGESTÕES	132
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	134

LISTA DE TABELAS

TABELA	PÁGINA
Tabela 2.1 – Resumo das densidades relativas e dos ângulos de atrito (Pacheco, 2002)	14
Tabela 2.2 - Acréscimo de tensões na camada inferior de um sistema de duas camadas (Fox, 1948 <i>apud</i> Alves <i>et al.</i> , 2000)	18
Tabela 3.1 – Ensaio geotécnicos realizados no depósito arenoso	63
Tabela 4.1 - Parâmetros utilizados na retroanálise do solo melhorado.....	110
Tabela 4.2 - Parâmetros do solo - placa sobre solo melhorado.....	116
Tabela 4.3 - Características da placa quadrada de 0,36 m	117
Tabela 4.4 - Parâmetros do solo	120
Tabela 4.5 - Características da estaca.....	120
Tabela 4.6 - Características da placa quadrada de 0,52 m	123

LISTA DE FIGURAS

FIGURA	PÁGINA
Figura 2.1 - Efeito de uma camada rígida sobre uma camada fraca (Gusmão Filho & Gusmão, 2000).....	9
Figura 2.2 - Ábaco para projeto da malha (Alves, 1998).....	15
Figura 2.3 - Ábaco para o cálculo do módulo equivalente - Eestaca = 100 MPa (Alves, 1998)	17
Figura 2.4 - Ábaco para o cálculo do módulo equivalente - Eestaca = 500 MPa (Alves, 1998).	17
Figura 2.5 - Coeficientes Fw (Burmister, 1943 apud Alves, 1998).	18
Figura 2.6 - Distribuição granulométrica de amostras de pó-de-pedra (Gusmão et al., 2002).21	
Figura 2.7 - Processo executivo das estacas de compactação (Gusmão Filho, 1995).....	23
Figura 2.8 – Variação do NSPT antes e após o melhoramento (Passos, 2001).	24
Figura 2.9 – Comparação de custos entre fundação superficial com melhoramento e fundação em estacas pré-moldadas de concreto (Gusmão, 2005).	27
Figura 2.10 – Efeito da compactidade inicial do solo no melhoramento (Gusmão Filho & Gusmão, 2000).	28
Figura 2.11 – Efeito da granulometria do solo no melhoramento (Gusmão Filho & Gusmão, 2000).....	29
Figura 2.12 - Efeito da energia de compactação no melhoramento (Gusmão Filho & Gusmão, 2000).....	29
Figura 2.13 – Arranjo gradiente (Schulz, 1985).....	35
Figura 2.14 – Linhas de deslocamento do dipolo MN em relação à linha AB (Orellana, 1972).	35
Figura 2.15 – Elementos usados no cálculo do fator de geometria do arranjo gradiente (Orellana, 1972).	36
Figura 2.16 – Propagação do sinal em subsuperfície (Mello et al., 1999).....	37
Figura 2.17 – Plotagem dos sinais (traços) em um gráfico distância versus tempo (profundidade) (Mello et al., 1999).....	37
Figura 2.18 – Esquema do DPL e da ponteira (cone) (Mota, 2003).	39
Figura 2.19 – Ilustração do SPT (Schnaid, 2000).	41
Figura 2.20 – Unidade de controle e membrana do DMT (Mota, 2003).	43
Figura 3.1 – Localização do Plano Piloto, da UnB e do campo experimental da Geotecnia (Google Earth, 2005).....	48
Figura 3.2 - Perfil característico do campo experimental de Geotecnia da UnB (Guimarães, 2002 e Mota, 2003).	49
Figura 3.3 - Célula de pressão total do tipo diafragma livre49	
Figura 3.4 - Calibração das células de pressão.....51	
Figura 3.5 – Curvas de calibração das células de pressão total.....52	
Figura 3.6 – Vala e células de pressão total.53	
Figura 3.7 - Caixa de madeira (de cabeça para baixo com tampa falsa) e trilhos.....53	
Figura 3.8 – Peneiramento e enchimento da caixa de madeira.53	
Figura 3.9 – Chuva de areia.54	
Figura 3.10 – Enchimento da vala.....54	
Figura 3.11 – Curva granulométrica.55	
Figura 3.12 – Ensaio de cisalhamento direto (areia em estado fofo).55	

Figura 3.13 – Ensaio de cisalhamento direto (areia em estado compacto).....	56
Figura 3.14 – Ensaio triaxial CD (areia em estado compacto).....	56
Figura 3.15 – Ensaio de compressão hidrostática (HC).....	56
Figura 3.16 – Densidade das camadas.	57
Figura 3.17 – Estacas executadas.....	58
Figura 3.18 – Teor de umidade da caixa de areia.....	59
Figura 3.19 – Comparação dos perfis de umidade do campo experimental ao longo dos anos de 1999 a 2001 (Mota, 2003).	59
Figura 3.20 – Execução das estacas.	60
Figura 3.21 – Relação de volumes para o grupo de duas estacas A ₁ e A ₂ – material/estaca. ..	60
Figura 3.22 – Relação de volumes para o grupo de quatro estacas – material/estaca.....	62
Figura 3.23 – Ensaio de campo antes do melhoramento.	63
Figura 3.24 - Dynamic Probing Light (DPL).....	64
Figura 3.25 - Standard Penetration Test (SPT).....	64
Figura 3.26 - Cone Penetration Test (CPT).....	65
Figura 3.27 - Dilatometer Test (DMT).....	65
Figura 3.28 - Prova de carga sobre placa.	66
Figura 3.29 – Sondagens com o DPL e com o DMT realizadas no grupo de duas estacas (A ₁ e A ₂).	67
Figura 3.30 – Sondagens com o DPL realizadas nas estacas C ₃ e C ₄ do grupo de quatro estacas.....	67
Figura 3.31 - Sondagens com o DPL realizadas nas estacas D ₁ e D ₂ do grupo de duas estacas.	68
Figura 3.32 – Desenho esquemático da célula de carga.....	69
Figura 3.33 – Spider 8.	69
Figura 3.34 – Calibração das células de carga.	70
Figura 3.35 – Provas de carga após melhoramento.....	71
Figura 3.36 – Prova de carga na estaca A ₁	72
Figura 3.37 – Ruptura da estaca A ₁	72
Figura 3.38 – Prova de carga no grupo de quatro estacas.	73
Figura 3.39 – Sistema de reação 1.....	73
Figura 3.40 – Sistema de reação 2.....	73
Figura 3.41 – Células de carga posicionadas nas estacas C ₂ e C ₄	74
Figura 3.42 – Segundo carregamento do grupo de quatro estacas.	74
Figura 3.43 – Aquisição de dados (Spider 8).....	75
Figura 3.44 – Medidor de deformação.	75
Figura 3.45 – Prova de carga no solo melhorado.	75
Figura 3.46 – Fissuras no solo ao redor da placa.	76
Figura 3.47 – Células de carga no grupo de duas estacas.	76
Figura 3.48 – Prova de carga no grupo de duas estacas.	77
Figura 3.49 – Aquisição das medidas de resistividade.....	78
Figura 3.50 – Local das medidas de resistividade elétrica.....	78
Figura 3.51 – Ground Penetration Radar (GPR).....	80
Figura 4.1 - Resultados dos ensaios DPL (N ₁₀) e SPT (N ₃₀) antes do melhoramento	82
Figura 4.2 - Resultados do CPT: (a) resistência de ponta, (b) atrito lateral e (c) razão de atrito	82
Figura 4.3 – Pressões P ₀ e P ₁ antes do melhoramento	83
Figura 4.4 – Índices dilatométricos: (a) módulo dilatométrico (b) índice de material (c) índice de tensão horizontal – antes do melhoramento	84

Figura 4.5 – Relação entre valores de P_0 , P_1 e q_c	84
Figura 4.6 - Curva carga x recalque referente ao ensaio de placa.....	85
Figura 4.7 - Resultados dos ensaios DPL para o grupo de duas estacas A_1 e A_2	86
Figura 4.8 – Efeito tubo/estaca no processo de densificação (estaca C_3)	87
Figura 4.9 – Efeito tubo/estaca no processo de densificação (estaca C_4)	88
Figura 4.10 – Efeito tubo/estaca no processo de densificação (estaca D_1)	89
Figura 4.11 – Efeito tubo/estaca no processo de densificação (estaca D_2)	90
Figura 4.12 - Pressões (a) P_0 e (b) P_1 antes e após a execução das estacas A_1 e A_2	91
Figura 4.13 - Índices dilatométricos: (a) módulo dilatométrico (b) índice de material (c) índice de tensão horizontal.....	91
Figura 4.14 - Coeficiente de empuxo no repouso (K_0)	93
Figura 4.15 - Módulo M_{DMT}	95
Figura 4.16 – Módulo dilatométrico E_D e M_{DV}	95
Figura 4.17 - Ângulo de atrito (ϕ)	96
Figura 4.18 – Curva carga x recalque referente à estaca A_1	97
Figura 4.19 – Rigidez da estaca A_1	97
Figura 4.20 – Curva carga x recalque referente ao grupo de quatro estacas.....	98
Figura 4.21 – Curva carga x recalque em escala log referente ao grupo de quatro estacas	99
Figura 4.22 - Rigidez do grupo de quatro estacas (C_1 , C_2 , C_3 e C_4).....	99
Figura 4.23 – Recalque de cada extensômetro em função da carga aplicada no grupo de quatro estacas.....	100
Figura 4.24 – Parcela de carga absorvida pelas estacas C_2 e C_4 no grupo de quatro estacas.	101
Figura 4.25 – Curva carga x recalque do solo melhorado.....	102
Figura 4.26 – Curva carga x recalque do solo melhorado em escala log.....	102
Figura 4.27 - Curva carga recalque antes do melhoramento versus após melhoramento	103
Figura 4.28 Rigidez do solo antes e após melhoramento.....	104
Figura 4.29 – Curva carga x recalque referente ao grupo de duas estacas (D_1 e D_2).....	104
Figura 4.30 – Curva carga x recalque referente ao grupo de duas estacas (D_1 e D_2) em escala log.....	105
Figura 4.31 – Rigidez do grupo de duas estacas (D_1 e D_2)	105
Figura 4.32 - Recalque de cada extensômetro em função do incremento de carga aplicada no grupo de duas estacas	106
Figura 4.33 - Parcela de carga absorvida pelas estacas D_1 e D_2 no grupo de duas estacas....	107
Figura 4.34 – Curva carga x recalque para todos os ensaios realizados	107
Figura 4.35 – Curva tensão x recalque/Beq	108
Figura 4.36 – Curva tensão x recalque/Beq em escala log.....	108
Figura 4.37 – Comparação das curvas tensão x recalque/Beq	108
Figura 4.38 – Malha utilizada na retroanálise do solo melhorado	110
Figura 4.39 – Pressões de contato no radier sobre o solo melhorado	111
Figura 4.40 – Curva carga x recalque simulada via GARP6 – solo melhorado.....	111
Figura 4.41 – Pressões de contato no radier sobre o grupo de duas estacas	112
Figura 4.42 – Curva carga x recalque simulada via GARP6 – grupo de duas estacas.....	113
Figura 4.43 – Pressões de contato no radier sobre o grupo de quatro estacas	114
Figura 4.44 – Curva carga x recalque simulada via GARP6 – grupo de quatro estacas.....	114
Figura 4.45 – Geometria adotada para simulação das provas de carga.....	115
Figura 4.46 – Malha utilizada na simulação do solo melhorado.....	117
Figura 4.47 – Malha deformada – solo melhorado	117
Figura 4.48 – Curva carga x recalque simulada via Plaxis 3D – solo melhorado.....	118
Figura 4.49 – Deslocamento vertical – solo melhorado.....	118
Figura 4.50 – Distribuição de tensão vertical – solo melhorado.....	119

Figura 4.51 – Curva carga x recalque simulada via Plaxis 3D – grupo de duas estacas.....	121
Figura 4.52 – Deslocamento vertical – grupo de duas estacas.....	121
Figura 4.53 – Distribuição de tensão vertical – grupo de duas estacas.....	122
Figura 4.54 – Deformação vertical – grupo de duas estacas.....	122
Figura 4.55 – Curva carga x recalque simulada via Plaxis 3D – grupo de quatro estacas.....	124
Figura 4.56 – Deslocamento vertical – grupo de quatro estacas.....	124
Figura 4.57 – Distribuição de tensão vertical – grupo de quatro estacas.....	125
Figura 4.58 – Valores de resistividade antes da instalação das estacas.....	126
Figura 4.59 – Valores de resistividade após a instalação das estacas.....	126
Figura 4.60 – Radargramas referentes ao alinhamento LL01 correspondentes, respectivamente, a antes (a) e após a introdução das estacas (b).....	129
Figura 4.61 – Radargramas referentes ao alinhamento LL02 correspondentes, respectivamente, a antes (a) e após a introdução das estacas (b).....	129
Figura 4.62 – Caminhamento do GPR.....	130

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

A	Área
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
B	Menor dimensão da sapata
CPT	Ensaio de penetração de cone elétrico
C_c	Coefficiente de curvatura
CD	Ensaio de compressão triaxial consolidado e drenado
C_u	Coefficiente de uniformidade
d	Diâmetro das estacas
d	Diâmetro do diafragma da célula de pressão total
D	Diâmetro da célula de pressão total
DMT	Dilatômetro de Marchetti
DPL	Penetrômetro Dinâmico Leve
D_r	Densidade relativa
e	Índice de vazios do solo
e_{min}	Índice de vazios mínimo do solo
e_{max}	Índice de vazios máximo do solo
e_0	Índice de vazios inicial do solo
E	Módulo de Young do solo
E_D	Módulo dilatométrico
f_s	Atrito lateral
g	Aceleração da gravidade
Gs	Densidade dos grãos
GPR	Ground Penetration Radar
h	Espessura da camada de solo
H	Altura de queda do pilão
HC	Ensaio de compressão hidrostática
I	Corrente elétrica
I_D	Índice de material
K	Fator de melhoramento
K_D	Índice de tensão horizontal
kPa	Quilopascal
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
L	Espaçamento entre estacas
m	Metro
M	Massa do martelo
M	Módulo oedométrico ou confinado
M_{DMT}	Módulo dilatométrico
M_{DV}	Módulo oedométrico ou confinado na direção vertical
MPa	Megapascal
n_0	Porosidade inicial do solo
NA	Normalmente adensado
N_i	Número de golpes no ensaio SPT antes da cravação das estacas
N_f	Número de golpes no ensaio SPT após a cravação das estacas
N_{SPT}	Número de golpes medidos no ensaio SPT
N_0	Valores de N_{SPT} antes da cravação da estaca
N_{60}	Número de golpes com eficiência de 60%
OCR	Overconsolidation ratio

p_a	Pressão atmosférica
P_0	Pressão inicial do dilatômetro
P_1	Pressão requerida para expandir a membrana do dilatômetro em 1,1 mm
P_2	Pressão de despressurização da membrana do dilatômetro
q_c	Resistência de ponta do cone
r	Distância radial
R_f	Razão de atrito
s	Espaçamento de eixo a eixo das estacas
S	Nega do tubo
SA	Sobreadensado
SPT	Standard Penetration Test
t	Espessura do diafragma da célula de pressão total
T	Espessura da célula de pressão total
u_0	Pressão hidrostática no solo
V	Carga vertical de trabalho
w	Teor de umidade
W	Peso da placa
W_h	Peso do pilão
W_p	Peso da estaca
Z	Impedância
Z_M	Pressão lida quando o dilatômetro está à pressão atmosférica
ΔA	Pressão requerida para vencer a rigidez da membrana e expandi-la por 0,05 mm
ΔB	Pressão requerida para vencer a rigidez da membrana e expandi-la por 1,10 mm
Δn	Redução na porosidade do solo
ϵ_r	Constante dielétrica relativa do meio
ϕ	Ângulo de atrito do solo
γ	Peso específico do solo
μ_r	Permeabilidade magnética relativa do meio
ν	Coefficiente de Poisson
σ'_{h0}	Tensão horizontal efetiva <i>in situ</i>
σ'_v	Tensão vertical efetiva
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva <i>in situ</i>
ρ_a	Resistividade elétrica aparente

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Existem vários processos para o melhoramento de solos cujo principal objetivo é viabilizar técnica e economicamente a construção de uma obra. Dentre estes estão aqueles que promovem um aumento da densidade do solo, tais como: compactação superficial; compactação pesada (ou profunda); vibro-compactação profunda (“vibro-flotation”); compactação por cravação de estacas; drenos de areia; utilização de sobrecarga; pré-saturação (para solos colapsíveis ou expansivos); utilização de explosivos; entre outros.

A seleção de um método de compactação particular para um projeto, depende do tipo de solo e seu estado natural, tipo e utilização da estrutura projetada, além da profundidade da camada a ser melhorada e grau de compactação exigido, localização do nível d'água, riscos envolvidos, disponibilidade de equipamentos e tempo, experiência local e custos.

Em particular, o aumento da densidade do solo devido à compactação por estacas pode ser obtido com o uso de estacas pré-moldadas ou de madeira; estacas granulares de areia e/ou brita compactadas; estacas de areia, brita e cimento compactadas; etc. Porém o efeito da compactação e a extensão da densificação ainda não são claros. Algumas indicações podem ser obtidas por meio de ensaios *in situ*, mas o processo de densificação poderia ser melhor compreendido utilizando-se de análises numéricas avançadas. A principal dificuldade neste caso é que a maioria dos modelos constitutivos disponíveis necessitam de parâmetros distintos para solos com diferentes densidades e tensões de confinamento.

No Brasil, a técnica de melhoramento de solos arenosos através da introdução de estacas granulares compactadas ainda é um tema bastante peculiar. Poucos pesquisadores (Gusmão Filho & Gusmão, 1994; Gusmão Filho, 1995; Alves, 1998; Passos, 2001; Pacheco, 2002; Passos *et al.*, 2002; Farias *et al.*, 2003; Passos *et al.*, 2004; Gusmão, 2005) têm estudado o comportamento desses maciços melhorados, justificando um número pequeno de artigos publicados na literatura nacional.

As estacas granulares, que consistem de materiais granulares compactados em forma de cilindros, têm sido bastante utilizadas em várias cidades do Nordeste como uma técnica de melhoramento de solos arenosos para aumento da capacidade de carga e redução dos recalques de fundações superficiais. Essa técnica tem possibilitado o aumento da tensão admissível do solo em até cinco vezes, segundo Gusmão Filho & Gusmão (1994).

Existe uma zona de influência ao redor da estaca, dentro da qual há compactação. O efeito da cravação da estaca diminui com o aumento da distância ao eixo da estaca, segundo alguma lei ainda não definida. No caso de uma malha de estacas próximas, supõe-se que os efeitos se superpõem entre as estacas cravadas.

Acredita-se que as sapatas assentes nesse solo melhorado comportam-se de maneira semelhante a “sapatas estaqueadas”, em que parte da carga é absorvida pela sapata, e parte pelas estacas. Porém, a análise desse tipo de fundação não é feita de forma simples e direta, pois se trata de um problema eminentemente tridimensional, no qual o mecanismo de transferência de carga e a resposta carga-recalque de uma sapata estaqueada apresentam natureza complexa, por envolver diversos tipos de interação entre as partes constituintes dos elementos de fundação. Desta forma não há uma solução fechada de fácil manuseio para o problema, mesmo para configurações simples, necessitando-se, então, de ferramentas numéricas para uma análise mais rigorosa.

A melhor maneira de se obter subsídios para modelos e teorias que tentam explicar o comportamento de um determinado tipo de fundação é por meio da observação do desempenho das partes constituintes do sistema de fundação. Essa observação geralmente é feita por ensaios de campo e/ou laboratório.

Os ensaios de laboratório não são rotineiramente usados nos estudos e projetos de fundações. A utilização de ensaios de campo está, muitas vezes, atrelada à experiência regional, sem que se leve em conta fatores importantes quanto ao tipo de solo e às peculiaridades do ensaio.

Nas últimas décadas verifica-se uma tendência crescente de utilização, em nível mundial, dos métodos geofísicos superficiais, tanto para a identificação do subsolo como para aplicações na área ambiental.

No Brasil, em particular, a avaliação do solo melhorado geralmente é feita a partir de ensaios de SPT (*Standard Penetration Test*) e, em alguns casos, utilizam-se também provas de carga

sobre placa. Porém, ensaios mais avançados, tais como: CPT (*Cone Penetration Test*) e DMT (*Dilatometer Test*), podem e devem ser utilizados na avaliação do melhoramento, uma vez que estes ensaios são menos sensíveis a outros erros e falhas (humanas, de equipamentos, etc.). Por exemplo, segundo Marchetti *et al.* (2001), o DMT tem sido frequentemente utilizado na avaliação do melhoramento de solos por meio da comparação de resultados obtidos antes e após o tratamento, sendo a eficiência do melhoramento geralmente detectada pelo aumento brusco do índice de tensão horizontal (K_D) e do módulo dilatométrico (M_{DMT}).

Segundo Massarch & Fellenius (2002), a razão de atrito, obtida do CPT, reflete a mudança do K_0 em um depósito de solo, podendo ser usada para investigar o efeito da compactação no estado de tensões do maciço tratado.

1.2 - OBJETIVOS DA PESQUISA

1.2.1 - OBJETIVO GERAL

Diante do contexto apresentado, pretende-se nesta pesquisa analisar, em um modelo reduzido das condições de campo, o comportamento de solos arenosos melhorados com estacas de areia e brita. Ensaios de campo e de laboratório, além de métodos geofísicos superficiais, foram utilizados na caracterização do maciço antes e após o melhoramento. Ferramentas numéricas foram utilizadas para simular o comportamento carga x recalque do solo melhorado.

1.2.2 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS

O trabalho tem como objetivos específicos os seguintes aspectos:

- Verificar a variação da compacidade da areia com a profundidade, antes e após o melhoramento;
- Verificar o ganho de capacidade de carga com o melhoramento do solo;
- Verificar o aumento da densidade do maciço devido à cravação apenas do tubo;
- Determinação da parcela de carga suportada pela(s) estaca(s) e pela sapata;
- Verificar a influência da quantidade de estacas no comportamento da sapata;
- Obter parâmetros do solo e da estaca por meio de retroanálises utilizando-se ferramentas numéricas;
- Comparar diferentes metodologias de execução das estacas;

- Verificar a possibilidade do uso de métodos geofísicos na avaliação de solos arenosos melhorados com estacas de areia e brita.

1.3 - METODOLOGIA

Para que os objetivos desse trabalho fossem alcançados, um modelo reduzido foi construído no campo experimental do programa de pós-graduação em Geotecnia da UnB (Universidade de Brasília). Inicialmente, uma vala foi escavada e preenchida com areia, com compacidade fofa. O melhoramento do depósito foi feito de forma semelhante à técnica empregada no Nordeste, adaptando-se o equipamento do SPT (*Standard Penetration Test*) para tal fim.

Ensaio de laboratório e ensaios de campo, tais como provas de carga sobre placas, SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*), DPL (*Dynamic Probing Light*) e DMT (*Dilatometer Test*), além de métodos geofísicos superficiais como o da corrente contínua e o GPR (*Ground Penetration Radar*), foram feitos antes e após o melhoramento do solo com estacas de areia e brita, para avaliar o efeito do melhoramento.

Finalmente, ferramentas numéricas simplificadas foram utilizadas na retroanálise das provas de carga, com o objetivo de verificar a relação existente entre o módulo do depósito arenoso densificado e o das estacas de areia e brita.

1.4 - ESCOPO DA TESE

Esta tese foi estruturada em cinco capítulos, cujos conteúdos estão dispostos a seguir:

- Capítulo 1 - Introdução: Faz-se uma apresentação do tema a ser abordado e objetivos almejados no presente trabalho;
- Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: Consiste numa revisão bibliográfica, basicamente sobre melhoramento de solos por meio de estacas de compactação, apresentando-se a técnica de melhoramento empregada no Nordeste, os fatores que influenciam no melhoramento, além de uma descrição sucinta dos ensaios geofísicos e geotécnicos utilizados nesta pesquisa;
- Capítulo 3 – Metodologia Empregada: Descreve-se neste capítulo a forma de preparação e execução de todos os ensaios realizados no decorrer desta pesquisa, enfocando, principalmente, a construção, caracterização e melhoramento do depósito arenoso;
- Capítulo 4 – Resultados e Discussão: Todos os resultados obtidos nos diversos ensaios realizados são apresentados de uma forma gráfica. Especificamente, com relação às provas de carga sobre placas, estas são analisadas e comparadas às previsões numéricas;

- Capítulo 5 – Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas: Finaliza-se a tese ressaltando as principais conclusões alcançadas e apontadas durante todo o texto. Sugestões quanto a novas pesquisas são apresentadas, no sentido de contribuir para o prosseguimento da investigação do tema.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo apresenta-se uma revisão das características gerais das estacas de compactação e da metodologia de melhoramento empregada no Nordeste, além de uma descrição sucinta dos ensaios geofísicos e geotécnicos utilizados nesta pesquisa.

2.2 - ESTACAS GRANULARES COMPACTADAS

Segundo Minette *et al.* (1994) a demanda por estacas granulares, nas quais se emprega como material de construção areias, britas, escórias de siderurgia, seixos rolados ou misturas destes, tem crescido muito nas últimas décadas. Ainda segundo estes autores, o emprego dessas inclusões granulares no tratamento de solos tornou-se conhecido a partir do ano de 1830.

O princípio de funcionamento das estacas granulares está no deslocamento do solo natural, pela introdução, em pontos localizados, de volumes de materiais granulares compactados, geralmente sob a forma de cilindros irregulares e muito semelhantes às estacas clássicas, reduzindo os recalques e aumentando a capacidade de carga do maciço tratado.

No caso específico de terrenos arenosos, o aumento de compacidade do material devido à compactação com estacas de areia e brita, promove uma melhoria nas propriedades de resistência do solo e uma diminuição de sua deformabilidade, conferindo à camada melhorada uma grande rigidez, assegurando melhor estabilidade à fundação, e evitando, assim, recalques que possam causar danos à obra.

De acordo com Broms (1991), essas estacas podem ser usadas para compactar solos granulares até 25 m de profundidade, e o seu diâmetro depende principalmente da resistência ao cisalhamento e da compressibilidade do solo que as envolve, podendo ser estimado a partir do volume de material adicionado para sua confecção e dos recalques do solo em volta das estacas durante a compactação. O espaçamento depende da densidade relativa inicial do depósito e do grau de compactação requerido, além do tamanho das partículas e do teor de

finos. Segundo o autor, em geral, o espaçamento decresce com a diminuição do tamanho das partículas.

Mitchell (1970), quando descreve os principais processos de melhoramentos de solos para fundações, sugere que o uso de estacas de compactação em solos saturados é limitado a uma profundidade de 15 m e que este deva apresentar um percentual máximo de finos igual a 20 %.

Segundo Mitchell (1981), o diâmetro usual das estacas varia entre 0,6 e 1,0 m, para espaçamentos entre estacas variando entre 1,5 e 3,5 m, distribuídas em malhas de forma retangular ou triangular.

Ainda segundo o autor, o espaçamento entre as estacas granulares pode ser determinado em função de um certo aumento médio na densidade relativa do solo, conforme a Equação (2.1), para o caso de malhas quadradas.

$$L = \sqrt{\frac{\pi(1 + e_0)}{e - e_0}} d \quad (2.1)$$

Onde:

L = espaçamento entre estacas;

e_0 = índice de vazios inicial do solo;

e = índice de vazios que se deseja atingir;

d = diâmetro das estacas.

Porém, Alves (1998) acredita que se deve introduzir um fator de redução igual a 2 na equação proposta por Mitchell (1981), conforme mostrado na Equação (2.2).

$$L = \sqrt{\frac{\pi(1 + e_0)}{e - e_0}} \frac{d}{2} \quad (2.2)$$

Onde:

L = espaçamento entre estacas;

e_0 = índice de vazios inicial do solo;

e = índice de vazios que se deseja atingir;

d = diâmetro das estacas.

2.2.1 - CAPACIDADE DE CARGA DE GRUPOS DE ESTACAS GRANULARES

Segundo Vesic (1974) a capacidade de carga de um grupo de estacas em solos granulares é bem superior à soma da capacidade de carga individual das estacas. Contudo, devido à complexidade para a correta avaliação deste aumento de resistência, a prática mundial considera que, nesse caso, a capacidade de carga seja dada pela soma das capacidades de carga das estacas isoladamente.

Bergado *et al.* (1984), apud Bergado & Lam (1987), investigaram em escala natural a capacidade de carga última de estacas granulares compactadas, na argila mole de Bangkok, Tailândia, e verificaram que a capacidade de carga última do maciço tratado era de três a quatro vezes maior que no maciço não tratado.

Bergado & Lam (1987) observaram por meio de provas de carga sobre placas o comportamento de estacas granulares construídas com diferentes proporções de brita e areia compactadas, com diferentes números de golpes por camada. Foram analisadas várias configurações de grupo. Segundo os autores, para o mesmo material granular, a capacidade de carga última é proporcional ao número de golpes por camada.

Ainda segundo os autores, o grupo de cinco estacas produziu a mais alta capacidade de carga última para diferentes proporções de areia-brita, e a brita foi o material mais eficiente com maior ângulo de atrito para um menor número de golpes por camada.

Para verificar a forma das estacas, após as provas de carga, as estacas foram exumadas, verificando-se que o “embarrigamento” máximo ocorria próximo à superfície do maciço, na profundidade aproximada de 1,5 a 1 diâmetro da estaca.

As estacas de compactação promovem um aumento significativo da capacidade de carga das sapatas assentes sobre o solo melhorado. Gusmão Filho & Gusmão (1994), baseando-se em retroanálises de provas de carga sobre placas em solo melhorado na cidade de Recife/PE, afirmam que o ângulo de atrito do maciço tratado pode ser tomado igual a 40°, projetando-se, naquela região, as sapatas com taxa de trabalho entre 400 e 600 kPa para cargas permanentes.

Ainda segundo os autores, o método de estimativa de recalques em solos granulares proposto por Parry (1978) conduz a uma satisfatória previsão para taxas de trabalho de 400 kPa.

Para estimativa do recalque de camadas argilosas em profundidade, o acréscimo de tensões na camada compressível é normalmente calculado a partir da formulação de Boussinesq, ou seja, assumindo-se a hipótese de o maciço ser homogêneo. A presença de uma camada superficial significativamente mais rígida, conforme Figura 2.1, faz com que as tensões transmitidas às camadas subjacentes sejam menores que no caso de o maciço ser homogêneo. Para o caso de melhoramento de solo no Recife, têm-se como valores típicos $(E1 / E2) = 10$ e $(B / H) = 3$; sendo B a menor dimensão da sapata.

Canetta & Nova (1989) apresentaram uma metodologia para análise de solos melhorados com estacas granulares. Um problema de uma fundação circular sobre solo arenoso melhorado foi analisado e mostrou que a eficiência do melhoramento na redução dos recalques depende do estado de tensões do maciço, gerado devido ao tratamento.

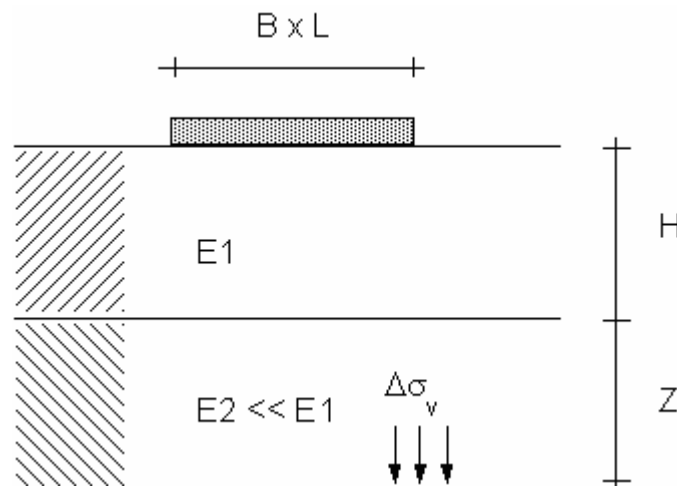


Figura 2.1 - Efeito de uma camada rígida sobre uma camada fraca (Gusmão Filho & Gusmão, 2000).

2.2.2 - MELHORAMENTO DE SOLOS ARENOSOS

Segundo Costa (1956) *apud* Pacheco (2002), a capacidade de carga de solos arenosos fofos pode duplicar após o melhoramento com estacas de compactação. Ainda segundo o autor, quando o solo já é denso, a execução das estacas promove um efeito contrário, ou seja, há uma diminuição na capacidade e elevação do nível do terreno.

Robinsky & Morrison (1964), *apud* Pacheco (2002), analisaram, por meio de técnicas radiográficas, o deslocamento e a compactação ao redor de estacas-modelo em uma caixa contendo areia. Segundo os autores, o raio de influência ao redor das estacas é de 3,5 a 4,5

diâmetros em solo fofo e de 5 a 6 diâmetros em solo medianamente compacto. Ainda segundo os autores, abaixo da ponta a zona compactada é de 2,5 a 4,5 diâmetros em solo fofo e de 3 a 4,5 diâmetros em solo medianamente compacto.

2.2.2.1 - ESTIMATIVA DA DENSIDADE RELATIVA

Shublaq (1992) investigou, por meio de um equipamento de condutividade térmica, a mudança que ocorre na densidade de solos arenosos durante e após a cravação de estacas. O autor enfatiza que a dinâmica de impacto devido à cravação da estaca é extremamente complicada, sendo o solo afetado por um mecanismo complexo que incluem a vibração, ondas de impacto e o avanço da base e do fuste da estaca.

Ainda segundo o autor, a mudança da densidade devido à cravação da estaca depende dos seguintes fatores:

- Técnica de instalação;
- Densidade e estado de tensões inicial do solo;
- Rugosidade, tipo e forma da base e do fuste da estaca;
- Espaçamento entre as estacas;
- Ordem de cravação;
- Dimensões das estacas;
- Técnica de medida de densidade usada.

Alves (1998) salienta que, em solos arenosos, o processo de deformação se dá sob condições drenadas com uma redução no volume de vazios do solo circundante igual ao volume da estaca, sendo esta redução no volume de vazios máxima junto à estaca, decrescendo com o aumento da distância ao eixo, até se anular. O autor afirma que neste caso, as deformações serão predominantemente horizontais, com exceção das regiões próximas ao topo e à base.

Tradicionalmente, o N_{SPT} tem sido usado para detectar variações de densidade em solos arenosos. Segundo Kelley & Lutenegeger (2004), Terzaghi & Peck (1948) foram, aparentemente, os primeiros a sugerir uma correlação para a densidade de solos granulares baseada no N_{SPT} . Kishida (1967) propôs uma equação para estimativa do N_{SPT} após a compactação, que é função da distância até a estaca, diâmetro da estaca e N_{SPT} inicial, conforme a Equação (2.3):

$$N_f = \left(\frac{140d - r(25 - \sqrt{20N_0}) + 3,5d\sqrt{20N_0} - 52,5d}{7d\sqrt{20}} \right)^2 \quad (2.3)$$

Onde:

N_f = número de golpes no ensaio SPT após a cravação da estaca;

r = distância do ponto considerado ao eixo da estaca;

d = diâmetro da estaca;

N_0 = valores de N_{SPT} antes da cravação da estaca.

Gibbs & Holtz (1957) apresentaram uma correlação aplicada a areias normalmente adensadas para estimar a densidade relativa em função do N , medido no ensaio SPT, e da tensão vertical efetiva, conforme Equação (2.4):

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT}}{0,234\sigma'_v + 16} \right)^{0,5} \quad (2.4)$$

Onde:

N_{SPT} = número de golpes medidos no ensaio SPT;

σ'_v = tensão vertical efetiva (kN/m^2).

Peck & Bazaraa (1969) apresentaram uma correlação para areias grossas densas que também estima a densidade relativa em função do N e da tensão vertical efetiva, conforme Equações (2.5) e (2.6).

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT}}{0,773\sigma'_v + 22} \right)^{0,5} \quad (\text{para } \sigma'_v < 75\text{kPa}) \quad (2.5)$$

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT}}{0,193\sigma'_v + 66} \right)^{0,5} \quad (\text{para } \sigma'_v \geq 75\text{kPa}) \quad (2.6)$$

Onde:

N_{SPT} = número de golpes medidos no ensaio SPT;

σ'_v = tensão vertical efetiva (kN/m^2).

Skempton (1986) também apresentou uma correlação aplicada a areias normalmente adensadas. Porém, nesse caso, a densidade relativa é estimada em função do N_{60} (que corresponde ao N_{SPT} corrigido para uma eficiência de 60%) e da tensão vertical efetiva, conforme a Equação (2.7):

$$D_r = \left(\frac{N_{60}}{0,30\sigma'_v + 30} \right)^{0,5} \quad (2.7)$$

Onde:

N_{60} = número de golpes com eficiência de 60 %;

σ'_v = tensão vertical efetiva (kN/m^2).

Segundo Chow *et al.* (1992) a densidade relativa da areia estimada da correlação de Peck & Bazaraa (1969) é geralmente mais baixa do que a estimada da correlação de Gibbs & Holtz (1957), devido às diferentes condições de compactidade para as quais foram estabelecidas.

Ainda segundo os autores, a correlação de Gibbs & Holtz (1957), estabelecida para areias normalmente adensadas, conduzirá, provavelmente, a uma superestimação da densidade se aplicada a depósitos de areia densificada por processos dinâmicos, visto que estes são provavelmente sobreadensados. Sugerem ainda que seja factível a aplicação dessa correlação antes da compactação, quando o depósito arenoso poderia ser considerado como normalmente adensado.

Já a correlação de Peck & Bazaraa (1969), estritamente aplicável a areias densas como àquelas densificadas por compactação dinâmica, se aplicada a depósitos de areia fofa, antes da compactação, conduziria, provavelmente, a uma subestimação da densidade relativa (Chow *et al.* 1992).

Outros pesquisadores têm desenvolvido correlações mais complicadas com a inclusão de um fator de correção para considerar o efeito das tensões geostáticas para estimar a densidade relativa (D_r) em função do N_{SPT} . Porém, não há uma única expressão que possa ser usada para descrever a relação entre valores do N_{SPT} e D_r para todas as areias, especialmente considerando diferenças na distribuição granulométrica, história de tensões, etc., (Kelley & Lutenecker, 2004).

A densidade relativa também pode ser estimada de correlações empíricas usando a resistência de ponta do cone (q_c), mas os resultados de D_r são bastante variados. Baldi *et al.*, (1986) apresentaram a Equação (2.8) que estima D_r em função de q_c .

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}} \quad (2.8)$$

Sendo q_c e σ'_{v0} expressos em tf/m^2 .

Segundo Schnaid (2000) esta correlação proposta por Baldi *et al.* (1986) fornece uma estimativa da densidade relativa com uma precisão de $\pm 20\%$ e, sendo estabelecida em

câmaras de calibração, deve ser corrigida para as condições de contorno e tamanho da câmara. Geralmente é aceitável para solos normalmente adensados (NA), enquanto para depósitos sobreadensados (SA) o valor de σ'_{v0} deve ser substituído pela tensão efetiva horizontal σ'_{h0} .

Segundo Robertson & Campanella (1983) não há uma única relação entre D_r , tensão efetiva *in situ* e resistência do cone para todas as areias. Variáveis tais como: OCR, mineralogia, distribuição granulométrica, influenciam nos resultados dos ensaios e afetam as correlações.

Há ainda um ábaco proposto por Marchetti *et al.* (2001) para obtenção de D_r a partir do índice de tensão horizontal (K_D) obtido de ensaios dilatométricos, válido para areias NA não cimentadas.

2.2.2.2 - ESTIMATIVA DO ÂNGULO DE ATRITO

Devido à grande dificuldade na obtenção de amostras de solos arenosos indeformadas, o uso de correlações que utilizam dados de ensaios de campo são frequentemente utilizadas na previsão do ângulo de atrito interno de solos granulares.

Existem várias correlações desenvolvidas para estimar a resistência ao cisalhamento de solos granulares usando dados do SPT, tais como: Dunham (1954), Meyerhof (1956), Kishida (1967), Natarajan & Tolia (1972), Murimachi *et al.* (1974), Shioi & Fukui (1982), Hatanaka & Uchida (1996).

Já a determinação do ângulo de atrito usando dados do CPT, tem sido extensivamente investigada por vários pesquisadores e por meio de várias abordagens. Segundo Kelley & Lutenecker (2004) o uso das correlações empíricas para estimar o ângulo de atrito de areias deve ser feito com cautela, pois fatores como história de tensões, angularidade, compressibilidade, etc., influenciam na resistência à penetração do equipamento e podem causar dispersões consideráveis nos parâmetros estimados.

De acordo com Chow *et al.* (1992), o ângulo de atrito da areia após a compactação pode ser estimado a partir da densidade relativa melhorada, segundo a correlação proposta por Meyerhof (1976), conforme Equação (2.9):

$$\phi = 28^\circ + 15^\circ D_r \quad (2.9)$$

Pacheco (2002) a partir de resultados de sondagens a percussão, feitas antes e após o melhoramento de um solo arenoso com estacas de compactação, estimou os valores de densidade relativa pela correlação proposta por Skempton (1986) e os valores do ângulo de atrito com base na equação de Meyerhof (1956). Para comparar os valores estimados do ângulo de atrito com valores reais de campo tal autor coletou seis amostras indeformadas na profundidade de 2 m e determinou o ângulo de atrito por meio de ensaios de cisalhamento direto. Os resultados de densidade e ângulo de atrito obtidos estão apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Resumo das densidades relativas e dos ângulos de atrito (Pacheco, 2002).

Prof. (m)	Correlações de Skempton (1986) e Meyerhof (1956)				Ensaio de Cisalhamento
	Antes do Melhoramento		Depois do Melhoramento		Depois do Melhoramento
	Dr (%)	ϕ	Dr (%)	ϕ	ϕ
0,5			50 - 65	35° - 38°	
1,0	36 - 41	33° - 34°	55 - 75	36° - 39°	
1,5			58 - 83	37° - 40°	
2,0	42 - 51	34° - 36°	66 - 78	38° - 40°	42° - 46°
2,5			71 - 82	39° - 40°	
3,0	36 - 43	33° - 34°	66 - 91	38° - 42°	
3,5			79 - 91	40° - 42°	
4,0	38 - 63	34° - 37°	78 - 94	40° - 42°	
4,5			78 - 92	40° - 42°	
5,0	74 - 82	39° - 40°	71 - 92	39° - 42°	

2.2.3 – METODOLOGIA DE PROJETO DESENVOLVIDA POR ALVES (1998)

Alves (1998) baseando-se em resultados de sondagens realizadas antes e após a cravação de estacas de compactação na cidade de Recife, propôs um método de projeto de fundações superficiais em solo granular fofo melhorado por estacas de compactação, dispostas em malha quadrada, que além de prever as propriedades de deformação do solo melhorado, determina o espaçamento das estacas e/ou previsão do N_{SPT} final e estima os recalques das fundações superficiais assentes no terreno melhorado.

Segundo o autor, a redução na porosidade do solo devido à cravação de uma estaca, em um ponto situado a uma dada distância da estaca, é dado pela Equação (2.10):

$$\Delta n = \frac{1}{8} n_o^2 e^{-\frac{1}{2} \frac{r^2 n_o^2}{d^2}} \quad (2.10)$$

Sendo:

Δn = redução na porosidade do solo;

r = distância a estaca;

d = diâmetro da estaca;

n_0 = porosidade inicial do solo.

No caso de uma malha de estacas, os efeitos se superpõem entre duas estacas.

Conhecendo-se Δn , calcula-se o acréscimo da densidade relativa (D_r) ao redor da estaca e, por meio de alguma correlação $N_{SPT} \times D_r$, o acréscimo do N_{SPT} .

A partir do modelo representado pela Equação (2.10), associado à correlação $N_{SPT} \times D_r$ desenvolvida por Gibbs & Holtz (1957), o autor propõe um ábaco destinado ao projeto de uma malha quadrada de estacas e/ou previsão do N_{SPT} final, conforme mostrado na Figura 2.2, onde s é o espaçamento (de eixo a eixo) das estacas e d é o diâmetro das estacas. O ábaco admite como índices de vazios máximo e mínimo os valores de 0,9 e 0,5, respectivamente. Valores de $N_{original}$ podem ser interpolados, sendo que para um mesmo valor de $N_{original}$, o valor adequado de σ'_v deve ser considerado para a escolha de uma curva (na faixa de σ'_v entre 30 e 70 kN/m²).

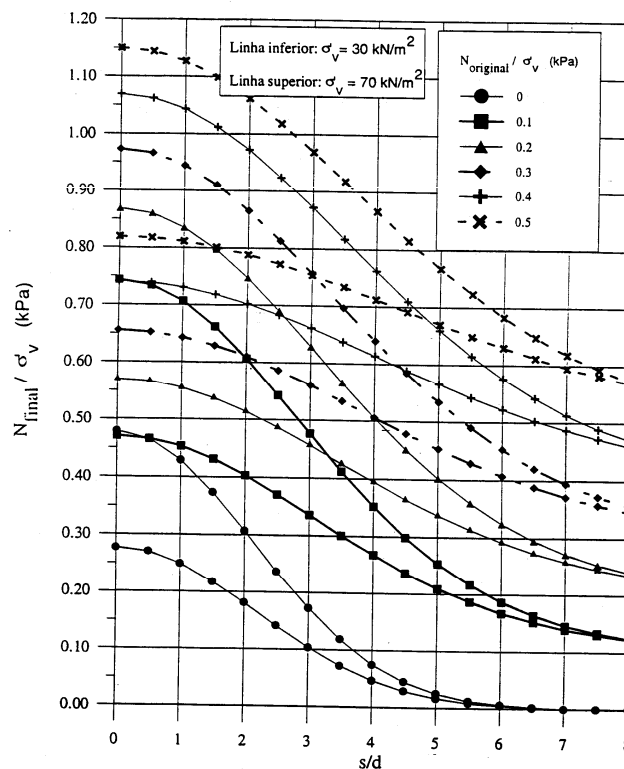


Figura 2.2 - Ábaco para projeto da malha (Alves, 1998).

Segundo Alves (1998), o módulo do terreno melhorado (E) em MPa, pode ser estimado a partir da Equação (2.11):

$$E = \alpha N_{SPT} \quad (2.11)$$

Sendo:

$\alpha = 1,5$ para solos arenosos; $3,0$ para solos finos e $2,5$ para areias finas ou siltosas ou argilosas;

N_{SPT} = valor previsto pelo modelo proposto pelo autor.

Ainda segundo o autor, o módulo das estacas tem um valor em torno de 500 MPa quando há adição de cimento na sua confecção e 100 MPa para estacas executadas sem adição de cimento.

Os recalques da fundação podem ser estimados a partir do módulo de elasticidade equivalente da camada melhorada, cujo valor pode ser estimado a partir dos ábacos da Figura 2.3 e da Figura 2.4, considerando as duas possibilidades de módulo de elasticidade da estaca.

Os recalques instantâneos podem ser calculados pela Equação (2.12), proposta por Burmister (1943), que fornece o recalque de uma placa circular de raio r submetida a uma tensão uniforme q assente sobre duas camadas de solo cujos módulos de elasticidade são, respectivamente, E_1 e E_2 , sendo h_1 a espessura da camada superior:

$$w = \frac{1,5qr}{E_2} F_w \quad (2.12)$$

Onde F_w é função das relações E_2/E_1 e r/h_1 , obtido no ábaco da Figura 2.5.

Esta solução é baseada na hipótese do meio deformável semi-infinito, portanto, indicada quando a espessura da segunda camada é grande, comparada à largura da fundação.

No cálculo do recalque por adensamento de camadas argilosas (situadas abaixo da camada arenosa melhorada), Alves (1998) sugere a utilização da Tabela 2.2 desenvolvida por Fox (1948), que fornece o acréscimo de tensão vertical e horizontal na camada inferior menos rígida, como percentagem da tensão aplicada por uma placa circular na superfície, onde r é o raio da placa, h é a espessura da camada superior mais rígida, E_1 é o módulo de elasticidade da camada superior e E_2 é o módulo de elasticidade da camada inferior.

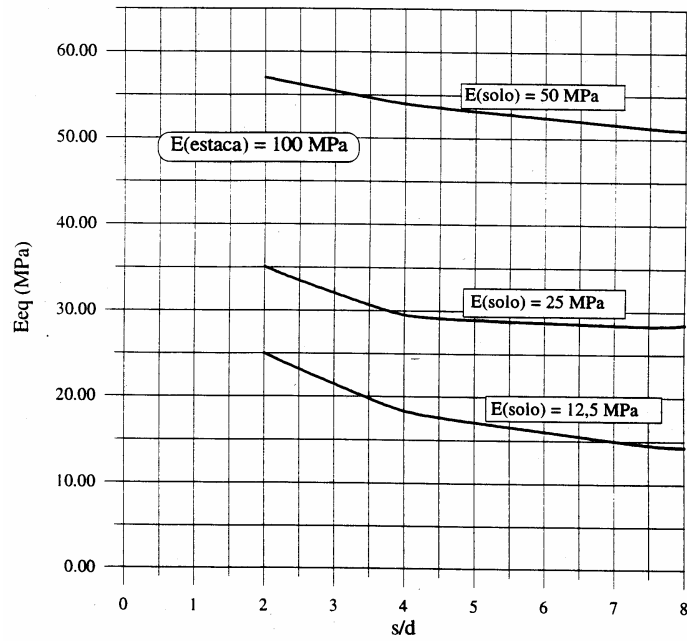


Figura 2.3 - Ábaco para o cálculo do módulo equivalente - $E_{estaca} = 100 \text{ MPa}$ (Alves, 1998).

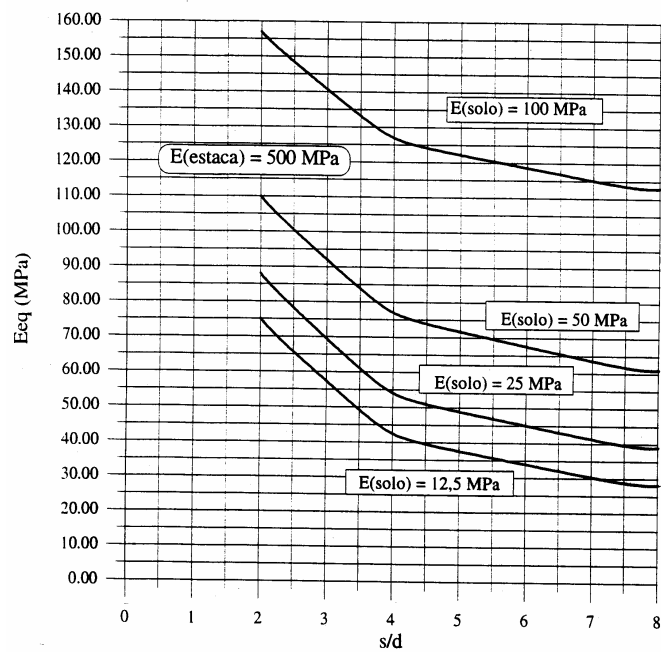


Figura 2.4 - Ábaco para o cálculo do módulo equivalente - $E_{estaca} = 500 \text{ MPa}$ (Alves, 1998).

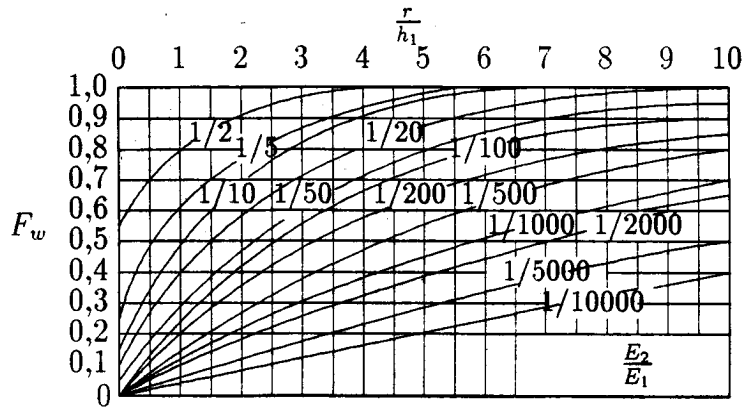


Figura 2.5 - Coeficientes F_w (Burmister, 1943 *apud* Alves, 1998).

Tabela 2.2 - Acréscimo de tensões na camada inferior de um sistema de duas camadas (Fox, 1948 *apud* Alves *et al.*, 2000).

$\frac{E_1}{E_2}$	σ_z				$\sigma_z - \sigma_r$			
	1	10	100	1000	1	10	100	1000
Profundidade abaixo da interface	$\frac{r}{h} = 1/2$				$\frac{r}{h} = 1/2$			
0	31,0	10,5	2,41	0,51	0,00	0,00	0,00	0,00
h	14,1	6,3	1,83	0,45	11,5	4,32	0,96	0,16
$2h$	6,4	3,67	1,36	0,38	5,9	3,03	0,91	0,18
$3h$	3,46	2,35	1,05	0,33	3,32	2,08	0,79	0,19
$4h$	2,12	1,61	0,83	0,29	2,07	1,37	0,66	0,18
	$\frac{r}{h} = 1$				$\frac{r}{h} = 1$			
0	72,2	30,5	8,2	1,90	0,00	0,00	0,00	0,00
h	43,7	21,7	6,8	1,72	33,1	14,2	3,41	0,59
$2h$	22,5	13,6	5,25	1,51	20,2	11,0	3,47	0,74
$3h$	12,8	8,9	4,09	1,33	12,1	7,8	3,05	0,77
$4h$	8,1	6,2	3,26	1,17	7,8	5,7	2,61	0,75
	$\frac{r}{h} = 2$				$\frac{r}{h} = 2$			
0	102,5	67,7	24,9	6,7	0,00	0,00	0,00	0,00
h	86,9	57,6	22,5	6,3	52,6	32,0	9,9	1,96
$2h$	59,6	42,1	18,6	5,7	48,3	31,7	11,6	2,68
$3h$	39,6	30,2	15,0	5,10	35,3	25,4	10,9	2,86
$4h$	27,1	22,0	12,2	4,54	25,7	19,6	9,6	2,86

Uma outra pesquisa relacionada a melhoramento de depósitos arenosos com estacas de compactação foi desenvolvida pela área de Geotecnia da Universidade Federal da Paraíba, tendo o apoio de empresas privadas da região. Nessa pesquisa Passos (2001) e Passos *et al.* (2002) apresentaram resultados de algumas provas de carga sobre placas realizadas em Recife em um terreno melhorado com estacas de areia, brita e cimento. Os resultados das provas de carga permitiram uma análise da rigidez do solo, bem como do mecanismo de transferência de carga de uma fundação assente no solo melhorado.

Na mesma época, Gusmão *et al.* (2002) apresentaram uma série de resultados de ensaios de campo e laboratório em estacas de compactação, tais como a caracterização tecnológica dos materiais empregados nas estacas e ensaios de compressão axial simples em corpos de prova extraídos de estacas utilizadas em Recife/PE.

2.3 - TÉCNICA DE MELHORAMENTO EMPREGADA NO NORDESTE

Segundo Gusmão Filho (1998), a prática atual de fundações no Nordeste é fortemente direcionada pelas características geológico-geotécnicas do subsolo, ainda que outros fatores influenciem na escolha e sejam, assim, encontrados diversos tipos de fundação nas cidades, inclusive a técnica de melhoramento com estacas de compactação, bastante utilizada em Recife, João Pessoa, Aracaju e Natal.

No caso específico da cidade de João Pessoa, a faixa litorânea apresenta um subsolo constituído por camadas de areia fina e média, de compactidade fofa a pouco compacta, intercaladas com depósitos de argila mole. O material arenoso fofo a pouco compacto apresenta uma baixa capacidade de carga e uma alta instabilidade volumétrica. Para suportar as cargas das construções de edifícios nestes locais, geralmente utilizam-se fundações profundas, as quais atravessam o material de baixa resistência e são assentes em camadas subjacentes de maiores capacidades de suporte. Tal solução técnica pode inviabilizar a execução de pequenos edifícios nos quais o investimento na execução das fundações pode representar uma grande parcela do investimento da obra. É num caso como esse que a adoção da técnica de compactação de camadas superficiais com estacas de areia e brita torna-se uma solução viável.

Segundo Soares (2000), 90% das obras de fundações no litoral de João Pessoa são projetadas em sapatas com melhoramento prévio do solo por meio da compactação com estacas de areia

e brita, permitindo a construção de edifícios variando de 6 (seis) a 30 (trinta) pavimentos sobre esse tipo de fundação.

Em Recife, essa técnica vem sendo utilizada com sucesso desde a Década de 70. Sendo importante salientar o papel do Engenheiro Dirceu Pereira que introduziu a técnica na região, e começou a projetar e executar as estacas de compactação com base em relações empíricas e na própria experiência acumulada, não havendo, portanto, normalização de procedimentos.

Em Aracaju já existem vários casos de melhoramento de solos com estacas de areia e brita, como por exemplo o Hotel Íbis e o edifício Porto Cale. Em quase todos os casos fez-se o acompanhamento de recalques nos pilares das obras, porém nenhum desses dados foi divulgado e publicado na literatura (Cavalcante, 2005).

A implantação da solução de melhoramento da camada superficial utilizando-se estacas de compactação pode viabilizar o uso de fundações superficiais, e reduzir de forma significativa os custos da fundação. O melhoramento possibilita uma elevação da taxa de trabalho do terreno, permitindo uma substancial diminuição nos volumes de escavação e de concreto das fundações projetadas (Gusmão Filho, 1998). O objetivo de melhorar a camada arenosa superficial é assegurar estabilidade à fundação e evitar recalques excessivos que possam causar danos à obra.

Para se ter uma idéia da evolução nesses mais de 30 anos, os primeiros prédios eram projetados com taxas de trabalho de 250 kPa, enquanto hoje já há prédios com mais de 30 pavimentos e taxas de até 700 kPa. Atualmente há várias empresas no Nordeste que executam este tipo de melhoramento (Gusmão, 2005).

2.3.1 - ESTACAS DE AREIA E BRITA

As estacas de areia e brita são muito utilizadas em projetos de fundações de edificações na região Nordeste, especialmente em João Pessoa, quando se deseja obter apenas a densificação do solo arenoso, isto é, considera-se que a estaca não deverá trabalhar como uma estaca convencional e, portanto, não deverá receber carga concentrada, e a sua função será apenas de compactar o solo. Em alguns casos, como por exemplo, em fosso de elevadores (escavações mais profundas), a estaca poderá até ser cortada totalmente, visto que o objetivo de densificação do solo já foi alcançado.

O material geralmente utilizado para a confecção das estacas é uma mistura de areia e brita, sendo o traço usual 3 (areia) e 1 (brita) em volume. Em Recife utiliza-se, geralmente, o pó-de-pedra lavado ao invés da areia por se tratar de um material de menor custo naquela região e brita 50 ou 75 mm. A Figura 2.6 apresenta algumas curvas granulométricas do pó-de-pedra utilizado em obras de Recife.

Em João Pessoa, segundo Soares (2000), o material utilizado na confecção das estacas é uma mistura de areia e brita ou de areia e cimento, sendo 1 (cimento) : 20 (areia) o traço em volume geralmente utilizado no melhoramento com estacas de areia e cimento e 4 (areia) : 1 (brita 38 ou 50 mm) no caso de estacas de areia e brita.

O equipamento básico utilizado para melhoramento em pequenas profundidades (até 5 m) consta de um tripé com um martelo de 13 a 18 kN de peso, caindo de uma altura de 3 a 5 m. Um outro equipamento também utilizado é um bate estacas tipo Franki com um martelo de 15 a 25 kN de peso, caindo de uma altura de 3 a 7 m. O diâmetro usual do tubo é de 300 mm.

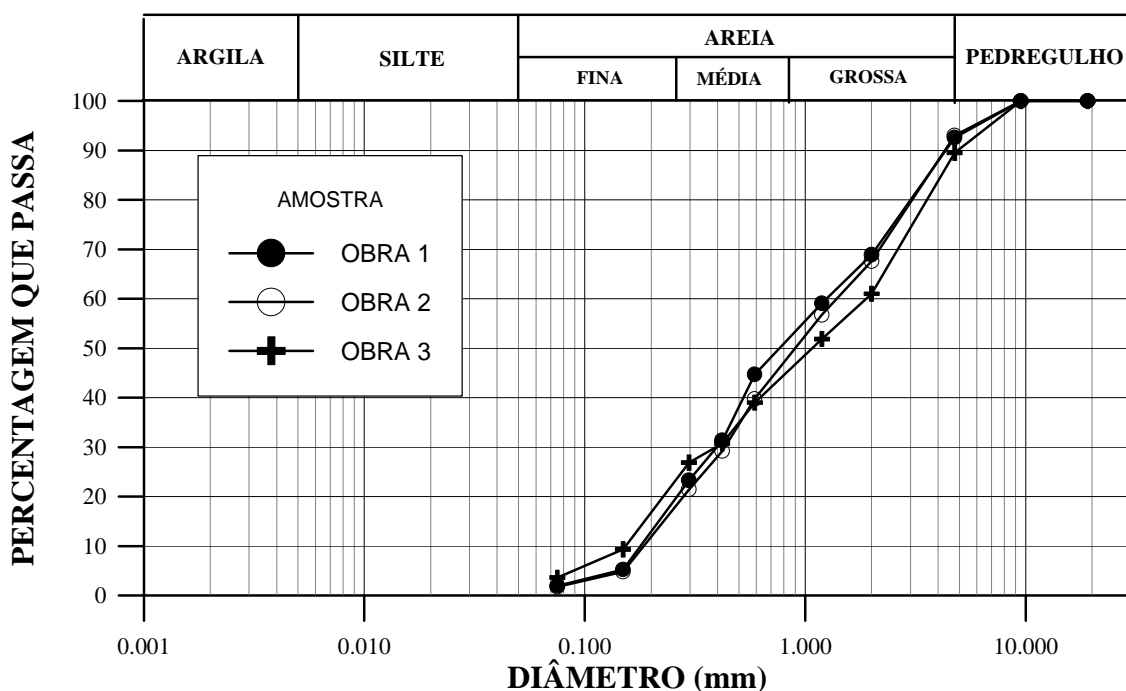


Figura 2.6 - Distribuição granulométrica de amostras de pó-de-pedra (Gusmão *et al.*, 2002).

As estacas são executadas segundo uma malha quadrada ou triangular, com espaçamento de 2 a 3 vezes o diâmetro das mesmas. Em Recife, geralmente as estacas são executadas nos vértices de uma malha quadrada de 90 cm de lado. Já em João Pessoa, o espaçamento entre as estacas varia de 80 a 100 cm. A malha deve se estender uma ou duas linhas além da projeção da área da edificação (anel de reforço).

Durante a cravação da estaca, devem ser feitos os controles da sua locação, profundidade atingida, equipamento e energia utilizados, diagrama de cravação do tubo, quantidade de material introduzido na base (se houver) e no fuste.

Segundo Pacheco (2002), à medida que aumenta o número de estacas executadas, é comum ocorrer uma redução de material introduzido para a confecção dessas, visto que quanto maior a compacidade do solo, maior será a resistência que ele oferece à compactação e menor o volume de material adicionado.

Posterior à execução do estaqueamento, deve ser realizado o controle por meio de sondagens à percussão. A partir das sondagens antes e após o melhoramento, estima-se a densidade relativa da areia a partir do N_{SPT} obtido e da tensão vertical na cota do ensaio. Eventualmente, realizam-se provas de carga vertical à compressão em placas. Finalmente, durante a construção do prédio, aconselha-se o monitoramento dos recalques (Gusmão, 2005).

Segundo Gusmão (2005), a produtividade pode variar bastante em função da resistência inicial do terreno, comprimento da estaca, peso do pilão, manutenção do equipamento, entre outros. Podendo-se, no entanto, admitir uma variação entre 30 e 90 m/dia. O preço típico é de US\$ 10 por metro, mais uma taxa de mobilização da ordem de US\$ 1000 por equipamento.

O processo executivo das estacas de areia e brita na região Nordeste do Brasil consiste na cravação dinâmica de um tubo metálico de ponta fechada, com bucha seca, até uma certa profundidade especificada do terreno, em um processo semelhante ao da execução de uma estaca Franki. A bucha consiste de um “concreto seco”, isto é, de uma mistura de areia, brita e cimento. O volume da bucha é definido pelo executor, tomando-se por base uma altura de bucha seca equivalente a uma vez e meia o diâmetro do tubo. Em seguida, prende-se o tubo, expulsa-se a bucha e introduz-se a areia e a brita no tubo. A compactação é feita a partir da queda livre de um martelo. À medida que o material vai sendo compactado, o tubo vai sendo levantado até ser atingida a superfície do terreno, conforme mostrado na Figura 2.7.

A densificação da camada é resultante, basicamente, do deslocamento de material do terreno igual ao volume da estaca; da introdução de material adicional compactado no terreno e da vibração devido ao processo executivo.

De acordo com Alves (1998), a vibração é, na maioria das vezes, desprezada nos estudos teóricos por ser de difícil modelagem. Porém, Selig (1963) afirma que a vibração tem um efeito significativo na resistência e densidade de materiais granulares sem coesão.

Segundo Chow *et al.* (1992), a resposta do solo a altas energias de impacto durante uma compactação dinâmica é muito complexa, e essa seria a razão para um progresso lento no desenvolvimento de métodos racionais para análise de comportamento de solos submetidos a compactação dinâmica.

Ainda segundo o autor, modelos unidimensionais como o de Scott & Pearce (1975) tem pequena aplicação prática, e o de Mayne & Jones (1983) assim como o de Holeyman (1985) servem apenas para estimar tensões de impacto.

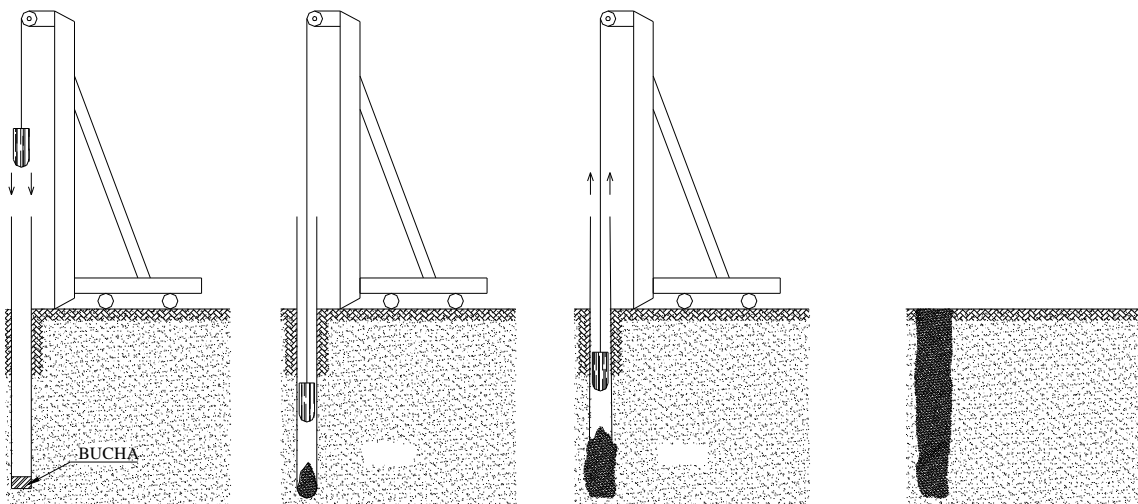


Figura 2.7 - Processo executivo das estacas de compactação (Gusmão Filho, 1995).

Recentemente Farias *et al.* (2003, 2005) simularam numericamente o processo executivo das estacas de compactação utilizado no Nordeste, assumindo os parâmetros da areia de Toyoura (Japão) e o modelo de Nakai & Hinokio (2003, 2004). Esse modelo (Subloading t_{ij}), apesar de usar poucos parâmetros, pode descrever aspectos importantes do comportamento do solo, tais como: influência da tensão principal intermediária na deformação e resistência dos solos; dependência entre trajetória de tensões e a direção das deformações plásticas e influência da densidade e tensão confinante na deformação e resistência dos solos. De acordo com as simulações numéricas a cravação do tubo é mais eficiente na densificação de regiões abaixo da ponta da estaca.

Um perfil real mostrando o acréscimo no número de golpes do ensaio SPT após a instalação de estacas de areia e brita num solo arenoso localizado na cidade de João Pessoa, é mostrado na Figura 2.8. O traço, em volume, utilizado para a confecção das estacas, com 3,5 m de comprimento e 30 cm de diâmetro, foi 4 (areia) : 1 (brita). Nesse local foi construído um edifício de 12 pavimentos.

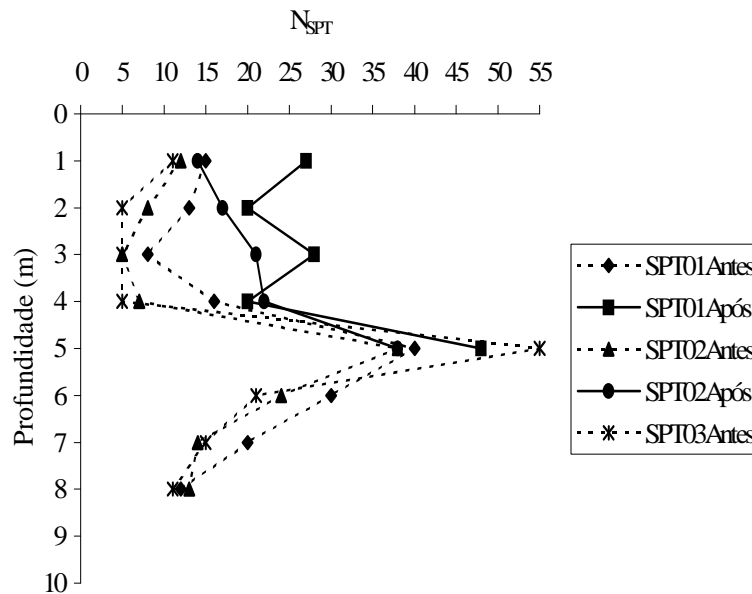


Figura 2.8 – Variação do N_{SPT} antes e após o melhoramento (Passos, 2001).

2.3.2 - ESTACAS DE ARGAMASSA

Existe ainda a técnica de melhoramento com estacas de argamassa que é uma variante do uso de estacas de areia e brita, e foi desenvolvida em virtude das difíceis condições do subsolo do Recife. O processo apresenta uma concepção inovadora para projetos de fundações, tendo conseguido pleno êxito de segurança e custo (Gusmão, 2005).

O processo de melhoramento de solos, conhecido como “estacas de argamassa”, na verdade se trata de uma estaca constituída de concreto simples, com traço usual de 1 (cimento) : 8 (areia ou pó-de-pedra) : 4 (brita 38 mm) e um fator água cimento variando de 0,25 a 0,30, que, segundo Pacheco (2000), conduz a um f_{c28} em torno de 5 MPa, apresentando um módulo secante da ordem de 1500 MPa para esse nível de tensões.

O emprego dessas estacas é determinado em função da granulometria do terreno superficial e da presença de camadas argilosas moles superficiais, que devem ser ultrapassadas para redução de recalques.

O processo executivo é semelhante ao empregado às estacas de areia e brita, ou seja, crava-se o tubo pelo processo de bucha seca até a profundidade de abertura da base, medindo-se a nega ao final da cravação do tubo (10 golpes, com o martelo caindo de uma altura de 1 m). Segundo Gusmão (2005), a base da estaca deve ser aberta com volume usual de 105 litros e compactada com uma energia mínima de 1750 kNm.

As estacas de argamassa são geralmente executadas nos vértices de uma malha quadrada com 80 cm de lado sob a projeção da sapata. O espaçamento das estacas define a geometria da sapata, a qual deve ter todas as estacas contidas na sua projeção, transmitindo uma tensão total menor do que a admissível do solo. A produtividade varia entre 30 e 60 m/dia e o preço típico é de US\$ 13 por metro, mais uma taxa de mobilização da ordem de US\$ 1000 por equipamento.

Durante a execução da estaca, devem ser realizados cinco controles: diagrama de cravação do tubo, controle dinâmico da cravação, energia de base, volume de fuste e resistência do concreto.

No diagrama de cravação do tubo, é feita a contagem do número de golpes necessários à sua cravação de 0,5 m no solo, tendo como principais objetivos a sua comparação com as sondagens realizadas, e a verificação do efeito de compactação do solo.

Segundo Pacheco (2000), o controle da cravação do tubo pode ser feito por meio de fórmulas dinâmicas de cravação, que permitem estimar a capacidade de carga da estaca do ponto de vista da resistência do solo. Para determinação do valor da nega admissível, o autor recomenda a utilização da Fórmula de Brix, conforme Equação (2.13):

$$S = \frac{(Wh)^2 WpH}{5V(Wh + Wp)^2} \quad (2.13)$$

Onde:

S = nega do tubo;

V = carga vertical de trabalho;

Wh = peso do pilão;

Wp = peso da estaca;

H = altura de queda do pilão.

Como a energia obtida para a abertura de base é proporcional à resistência do solo na profundidade da ponta do tubo, normalmente é utilizado o critério semelhante ao da Norma 6122/96 da ABNT para estacas tipo Franki de 300 mm de diâmetro, ou seja, sugere-se uma energia de base mínima de 1.750 kNm para os últimos 105 litros. O controle para determinar o número mínimo de golpes para a compactação da base é função do peso do pilão e de sua altura de queda. Em geral a base utilizada varia de 70 a 105 litros (Gusmão, 2005).

O controle do volume do fuste tem como objetivos principais a verificação de eventual estrangulamento do fuste, bem como a verificação do efeito de compactação do solo. Vale salientar que é comum ocorrer uma redução do volume de material para as estacas, à medida que aumenta o número de estacas executadas no solo.

No controle da resistência do concreto, deve-se considerar que o fator água cimento é muito baixo (entre 0,25 e 0,30), influenciando a moldagem de corpos de prova, que deve ser feita de modo semelhante ao utilizado em concreto compactado a rolo (Pacheco, 2000).

Posteriormente à execução do estaqueamento, devem ser realizados três controles: sondagens a percussão; ensaios de placa; e monitoramento de recalques. Os novos furos de sondagens a percussão, para verificação do aumento da compacidade do terreno, devem ser realizados preferencialmente próximos aos antigos, para uma melhor comparação.

Eventualmente são realizadas provas de carga vertical a compressão em placas, com o objetivo de se confirmar a tensão admissível do solo.

Gusmão (2005) chama a atenção ao fato de que nem sempre as fundações superficiais são menos onerosas do que as fundações em estacas, portanto, deve-se sempre analisar a relação custo benefício das diferentes opções tecnicamente viáveis.

O autor apresenta uma comparação de custos entre uma solução com solo melhorado e outra com estacas pré-moldadas de concreto (1 US\$ = R\$ 2,80), conforme mostrado na Figura 2.9 onde, observa-se que em solos com opções de melhoramento ou estacas pré-moldadas de concreto com até 12 m, os custos da solução em estacas são altamente competitivos, desmistificando a idéia de que as fundações superficiais são sempre mais baratas que as fundações profundas. Já para o caso de estacas de maior comprimento (acima de 12 m), a solução é normalmente mais cara que o melhoramento.

Nessa comparação consideraram-se os custos referentes ao melhoramento (ou estaqueamento) e ao concreto das sapatas (ou blocos de coroamento).

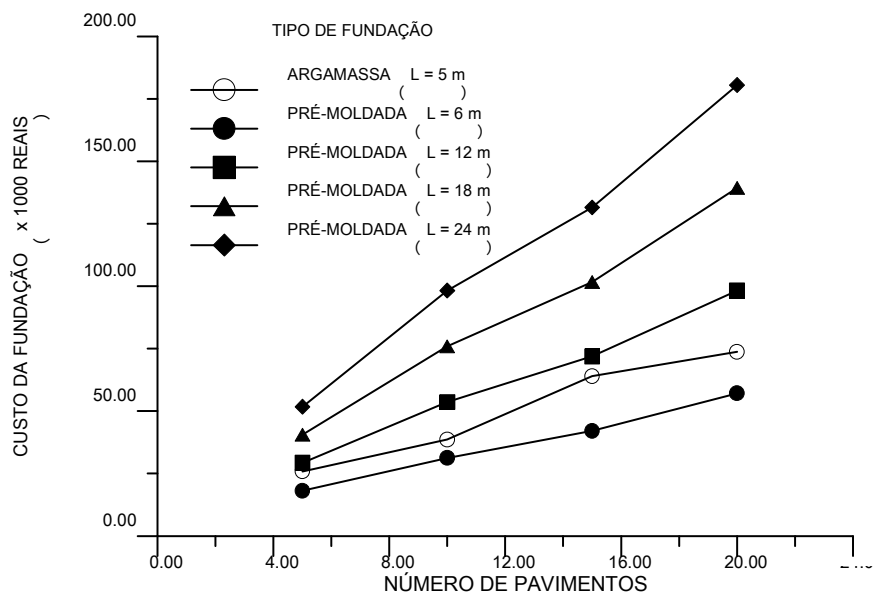


Figura 2.9 – Comparação de custos entre fundação superficial com melhoramento e fundação em estacas pré-moldadas de concreto (Gusmão, 2005).

2.4 - FATORES QUE INFLUENCIAM O MELHORAMENTO

A eficiência do melhoramento é função da compacidade inicial do solo, da granulometria, da energia de compactação e do volume de material adicionado ao solo.

O fator de melhoramento (K), definido pela relação entre o N_{SPT} após (N_f) e antes (N_i) do melhoramento, diminui à medida que a compacidade inicial do solo aumenta e aproxima-se da unidade para solos com N_i entre 20 e 25 (Gusmão Filho & Gusmão, 1994; Gusmão Filho, 1995; Passos, 2001).

A Figura 2.10 mostra a variação do fator de melhoramento (K), onde estão plotados pontos de mais de 20 diferentes obras da cidade do Recife. Esse gráfico tem sido bastante utilizado em anteprojetos de fundações de edificações no Recife e em outras capitais nordestinas.

Conforme mostrado na Figura 2.11, o teor de finos diminui a eficiência do melhoramento. Segundo Gusmão Filho & Gusmão (1994), Mitchell (1968) recomenda que os finos do solo a ser compactado não excedam 20 %. Ainda segundo os autores, a presença de solo coesivo, ou de uma fração de finos no solo a compactar, cria reação às vibrações impostas ao terreno. Há um maior efeito de amortecimento nos solos finos sobre as vibrações horizontais induzidas,

reduzindo bastante a eficiência do melhoramento. Alves (1998) destaca que a baixa permeabilidade, devido às partículas finas, impede a água de fluir instantaneamente, portanto, as deformações que ocorrerão no solo, devido à cravação da estaca, serão a volume constante (cisalhamento não drenado). Como não há redução do volume de vazios, não há compactação. Esta só ocorrerá depois de decorrido certo tempo (adensamento).

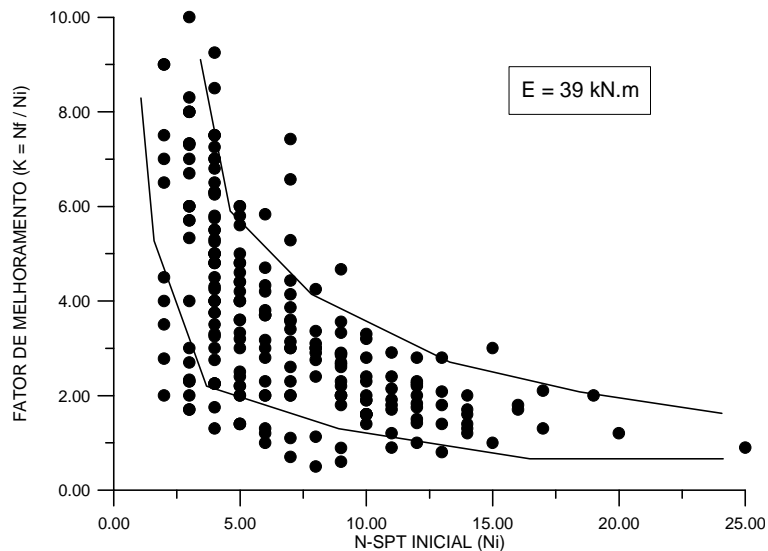


Figura 2.10 – Efeito da compactidade inicial do solo no melhoramento (Gusmão Filho & Gusmão, 2000).

Conforme observado na Figura 2.12, o aumento da energia de compactação leva a uma maior eficiência do melhoramento. Porém, equipamentos mais pesados, que levariam a um aumento de energia, têm sido pouco utilizados devido à excessiva vibração, provocada durante a execução das estacas, que pode causar danos em obras vizinhas. Segundo Meyerhof (1956), a energia requerida é aquela necessária para ultrapassar a resistência do solo, que depende, entre outros fatores, da granulometria e densidade relativa inicial do mesmo.

Alves (1998) destaca um outro fator importante na eficiência do melhoramento: o volume de material adicionado ao solo. Quanto maior for o volume de material adicionado ao solo, maior será a compactação, não se podendo ultrapassar o limite representado pelo índice de vazios mínimo ou pelo peso específico seco máximo do solo.

Um outro fator que influencia no melhoramento do solo é o espaçamento entre as estacas (Gusmão, 2005).

Segundo vários autores, a compactação é ineficiente até 1,0 – 1,5 m de profundidade, devido a falta de confinamento do solo próximo à superfície (Mitchell, 1981; Broms, 1991; Gusmão

filho & Gusmão, 1994; Alves, 1998; Passos, 2001). Deve-se, portanto, deixar as sapatas com um embutimento mínimo de 1,5 m em relação à superfície melhorada.

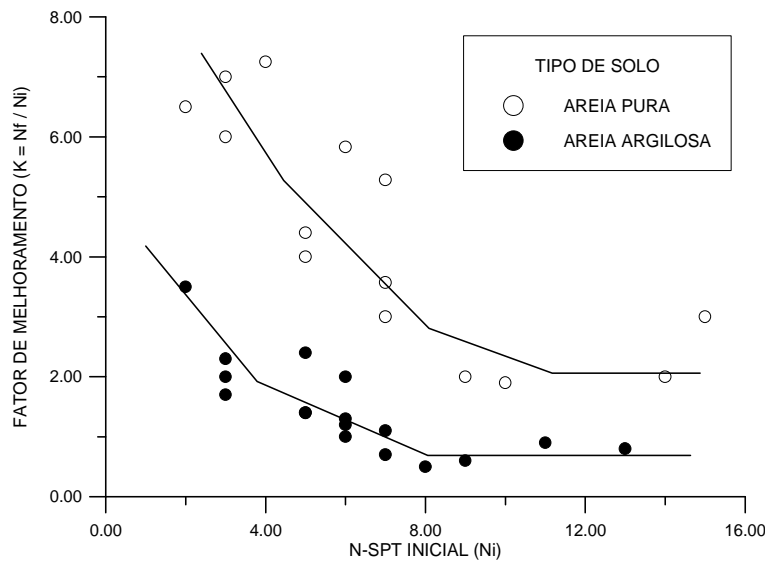


Figura 2.11 – Efeito da granulometria do solo no melhoramento (Gusmão Filho & Gusmão, 2000).

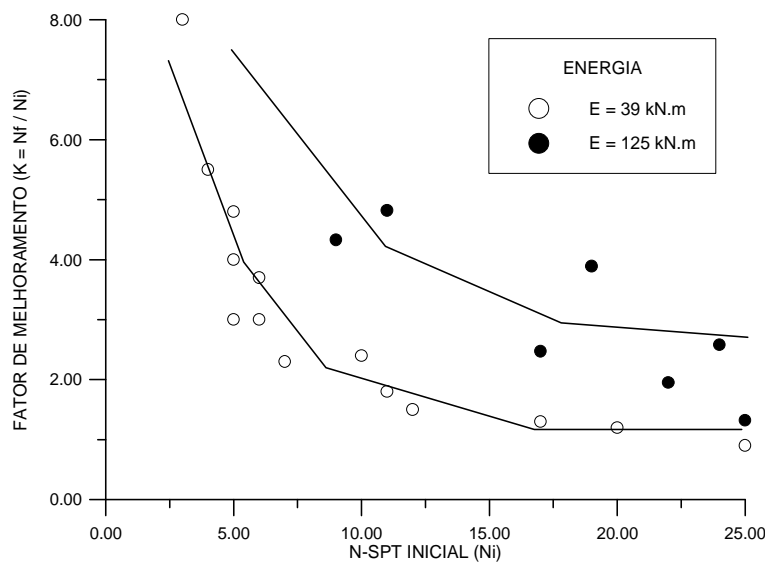


Figura 2.12 - Efeito da energia de compactação no melhoramento (Gusmão Filho & Gusmão, 2000).

Segundo Gusmão Filho (1995), este trecho inicial pode ser melhorado injetando-se, entre as estacas de compactação executadas, estacas de argamassa de cimento e areia no traço 1:12 em volume.

Alguns autores afirmam que as propriedades de solos puramente arenosos continuam melhorando durante várias semanas e meses após a compactação inicial, sem qualquer

mudança de volume, porém pouco se sabe sobre as reações responsáveis por esse comportamento (Mitchell & Solymar, 1984; Mitchell, 1986; Solymar *et al.*, 1984; Solymar *et al.*, 1986).

2.5 - SAPATA ESTAQUEADA

Os termos “sapata estaqueada”, assim como “radier estaqueado”, surgiram para especificar os sistemas de fundações que envolvem a associação de um elemento de fundação superficial (radier ou sapata) com uma estaca ou grupo de estacas, sendo ambas as partes responsáveis pelo desempenho da fundação quanto a capacidade de carga e recalques.

O termo “sapata estaqueada” é utilizado quando o elemento de fundação é composto por uma sapata ligada a uma ou mais estacas com o intuito de suportar os esforços de um único pilar. Quando a fundação é composta por um radier associado a uma ou mais estacas para suportar os esforços de todos os pilares de uma obra, trata-se de um radier estaqueado. Entretanto, do ponto de vista de projeto, estes dois tipos de fundação podem ser tratados da mesma forma.

Ainda não há uma grande quantidade de trabalhos enfocando grupos de estacas com o contato bloco/solo, sapatas estaqueadas ou radiers estaqueados, principalmente em solos arenosos.

Segundo Sales (2000), Akinmusuru (1973) realizou uma série de testes em laboratório com modelos reduzidos de sapatas estaqueadas em areia e observou que a capacidade de carga de uma sapata estaqueada é superior à soma algébrica da capacidade de carga da sapata e do grupo de estacas.

Ainda segundo Sales (2000), Millan *et al.* (1987a; 1987b) realizaram vários ensaios de centrífuga em estacas isoladas em grupo de duas e cinco estacas, com e sem o contato do bloco na superfície, em solo arenoso cuja densidade relativa foi variada nos diferentes ensaios. Tais autores verificaram que:

- O contato do bloco com a superfície da areia implicou em um aumento da capacidade de suporte de 5 a 7 % para os grupos de estacas;
- O contato do bloco com o solo aumentou as tensões laterais na metade superior do fuste das estacas. Esses autores creditaram o aumento da capacidade de suporte das estacas a esse aumento das tensões totais;

- Até a carga de trabalho, com um fator de segurança igual a 2, o contato do bloco com o solo pouco alterou a resposta carga x recalque do grupo de estacas, mas ao se aproximar da ruptura a diferença de comportamento acentuou-se;
- Em um grupo de cinco estacas, a estaca central absorveu mais carga do que as demais e teve uma menor parcela de carga atingindo a ponta;
- Para estacas isoladas, o recalque em ensaios em centrífuga foi de 10 a 15 vezes maior do que as previsões elásticas. Já para o grupo de estacas, os recalques medidos ficaram em média 3 vezes menores do que as previsões teóricas.

A análise de uma sapata estaqueada não é simples pois se trata de um problema tridimensional que envolve a associação de vários elementos com diferentes respostas carga *versus* recalque, havendo ainda uma interação entre as partes constituintes. Portanto, não há uma solução fechada para o problema, mesmo para configurações simples.

Existem vários métodos de previsão do comportamento desses tipos de fundação, tais como:

- Métodos empíricos, que são geralmente baseados em ensaios de laboratórios ou de campo, tendo como principais vantagens a praticidade e simplicidade, além da confiabilidade do seu uso em fundações similares àquelas ensaiadas para elaboração das correlações empíricas. Todavia, há o risco de estender o método a outras situações diferentes daquelas para as quais o método foi desenvolvido;
- Métodos baseados na Teoria da Elasticidade, que geralmente são utilizados em uma fase preliminar de projeto, para avaliar a viabilidade do uso de radier estaqueado, bem como o número de estacas que satisfaça os critérios de projeto;
- Métodos detalhados que utilizam ferramentas numéricas, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método das Diferenças Finitas (MDF) e o de elementos de Contorno (MEC), que representam melhor o comportamento dos sistemas, uma vez que a não linearidade do solo, sua heterogeneidade e total interação entre os elementos podem ser consideradas.

Segundo Sales (2000), a tendência atual tem sido o desenvolvimento de métodos numéricos aproximados para a análise específica do comportamento de um radier estaqueado. A maioria destes métodos combina o MEF, na análise do radier, com o MEC, na análise das estacas, via fatores de interação.

2.5.1 - PROGRAMA GARP

O GARP (Poulos, 1994) é um programa híbrido bastante utilizado na previsão de comportamento de radier estaqueado (Russo, 1998; Yamashita, 1998; Sales *et al.* 1999; Cunha *et al.* 2000a; Sales, 2000).

A versão GARP6 (Small & Poulos, 1998), associa o MEF na análise do radier com um processo simplificado para considerar as interações entre os elementos de fundações, baseados em coeficientes de interação entre dois elementos, provenientes de análises pelo MEC. Esse programa permite simular a heterogeneidade de um perfil de solo, limitar as pressões máxima e mínima no solo sob o radier, considerar estacas com resposta não-linear e limite da capacidade de carga na tração e compressão.

O radier é discretizado em elementos finitos, do tipo “elementos planos de placa”, e pode ter qualquer formato retangular, inclusive com elementos vazados.

Os elementos podem ter espessuras diferentes e sobre estes, podem-se aplicar combinações de esforços verticais (concentrados e distribuídos) e momentos fletores nas duas direções do plano da placa. No caso de carregamentos distribuídos, estes devem ser constantes dentro de um certo elemento, podendo variar entre elementos.

Assume-se o solo como um meio elástico contínuo e os deslocamentos abaixo dos elementos do radier podem ser provenientes de duas fontes:

- Das pressões de contato desenvolvidas entre o radier e o solo;
- Dos “campos de deslocamentos” impostos ao solo, como adensamento, colapso, expansão, etc.

Para melhor representar a heterogeneidade do solo, este pode ser dividido em várias camadas que podem ser subdivididas em 5 ou 10 subcamadas. Pode-se ainda limitar as tensões máximas e mínimas nos elementos do solo sob o radier, para simular o limite da capacidade de suporte, elemento por elemento, e para evitar tensões de tração nos elementos do solo.

Com o objetivo de simplificar as análises, cada estaca ou grupo de estacas sob um mesmo radier é modelado por uma mola de rigidez equivalente. A rigidez da estaca pode ser obtida por outros programas, como o DEFPIG, ou estimada por equações aproximadas desenvolvidas por Randolph e apresentadas em Fleming *et al.* (1985).

A consideração das estacas como uma mola equivalente simplifica bastante a resolução do sistema. Torna-se possível usar esse artifício se forem utilizados fatores de interação representativos da influência da proximidade de duas estacas ou entre uma estaca e um elemento do radier. Esses fatores de interação podem ser fornecidos ao programa (calculados em programas como o DEFPIG) ou calculados no programa, usando as fórmulas aproximadas sugeridas por Randolph & Wroth (1979).

Informações mais detalhadas sobre o programa são encontradas em Poulos (1994) e Small & Poulos (1998).

2.6 - ENSAIOS GEOFÍSICOS

Geofísica pode ser definida como a ciência que estuda os fenômenos físicos que afetam a terra, tais como os efeitos da gravidade, do magnetismo, da sismicidade e do estado elétrico do planeta. Estuda ainda as propriedades físicas da crosta que condicionam tais fenômenos, sendo os métodos geofísicos mais importantes os gravimétricos, os magnéticos, os sísmicos e os elétricos (Leinz & Mendes, 1963).

Os métodos geofísicos possibilitam obter informações sobre a subsuperfície de forma indireta e não invasiva. Durante o trabalho com estes métodos fazem-se medições de propriedades físicas do meio, como a condutividade elétrica, a susceptibilidade magnética e a densidade. As medições possibilitam, inicialmente, caracterizar o local de estudo. Posteriormente, no caso em que são detectadas variações das propriedades medidas, é possível identificar e delimitar zonas anômalas na subsuperfície. A etapa final da análise geofísica é a construção de um modelo para as estruturas subsuperficiais que sejam compatíveis com os valores medidos.

As vantagens da utilização de métodos geofísicos em estudos geológicos, hidrogeológicos, geotécnicos e ambientais se relacionam com a possibilidade de obter uma grande quantidade de informações em grandes extensões de área, num curto espaço de tempo e a um custo proporcionalmente mais baixo do que aquele associado com sondagens mecânicas e escavações. A principal desvantagem é a incerteza no que diz respeito à causa da anomalia detectada, ou seja, é possível obter diferentes modelos compatíveis com os valores medidos. Deste modo, cabe ao intérprete complementar sua análise com outras informações disponíveis sobre a área de estudo de modo a escolher o modelo mais adequado àquela situação.

Em um levantamento geofísico, a principal preocupação deve ser a presença de contrastes nas propriedades físicas entre o alvo e o meio, tais como velocidade sísmica, resistividade, suscetibilidade magnética e densidade. A escolha do(s) método(s) deve levar em consideração essa concepção, uma vez que, não havendo contraste, o resultado obtido não apresentará mudança ou anomalia que caracterizem o alvo procurado.

Considera-se que o levantamento geofísico deva se constituir na primeira etapa de investigação de campo, definindo áreas de interesse geotécnico que, em etapa posterior possam ser analisadas por meio de técnicas de escavação ou cravação (Schnaid, 1998).

O método elétrico de corrente contínua e o radar de penetração no solo (GPR - ground penetrating radar), descritos a seguir, são dois métodos geofísicos que podem ser utilizados para a caracterização geológica, geotécnica e ambiental durante a execução de um plano de prospecção.

2.6.1 - MÉTODO ELÉTRICO DE CORRENTE CONTÍNUA

No método elétrico de corrente contínua efetuam-se medidas da resistividade elétrica da subsuperfície, uma propriedade que se relaciona com a maior ou menor dificuldade do meio de transmitir corrente elétrica. O processo de medição consiste, inicialmente, da cravação de quatro eletrodos na superfície do terreno. Em seguida, empregando-se dois eletrodos, aplica-se um potencial elétrico ao solo, e deste modo faz-se circular uma corrente elétrica contínua na subsuperfície. Finalmente, usando-se o segundo par de eletrodos, mede-se o potencial elétrico que se estabelece no solo durante a passagem da corrente. Conhecendo-se a corrente que está circulando, o potencial que se estabeleceu no solo, e a geometria da distribuição dos eletrodos, é possível calcular a resistividade elétrica (Telford *et al.*, 1985).

Os principais fatores que condicionam os valores de resistividade em solos e rochas são essencialmente o volume e a composição da água subsuperficial. Quanto maior o volume de água e quanto maior o volume de material em solução na água, menor a resistividade elétrica. A presença de argilominerais também tende a diminuir a resistividade do meio devido à sua capacidade de adsorção de íons metálicos, e pelo fato de que uma textura mais fina favorece a retenção de água (Telford *et al.*, 1985).

O arranjo gradiente caracteriza-se por empregar 4 eletrodos, dois de corrente (A e B) e dois de potencial (M e N), conforme ilustrado na Figura 2.13. Os alinhamentos definidos pelos

dipolos de corrente e de potencial são paralelos, mas não necessariamente colineares. A distância entre A e B situa-se entre 25 e 50 vezes a distância entre M e N. Uma vez instalada a linha AB, movimenta-se exclusivamente o dipolo MN, dentro da área de abrangência das linhas de corrente. Tendo como referência a linha AB, considera-se que a área de abrangência corresponda a um retângulo cujas dimensões podem ser vistas na Figura 2.14.

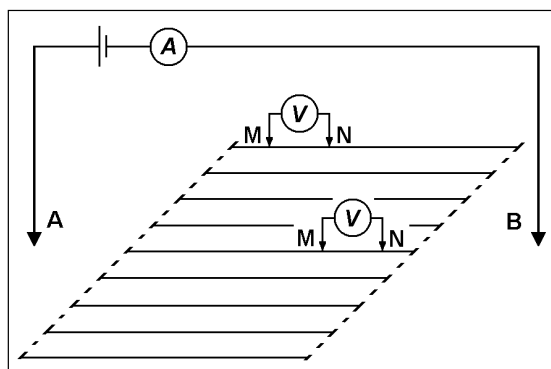


Figura 2.13 – Arranjo gradiente (Schulz, 1985).

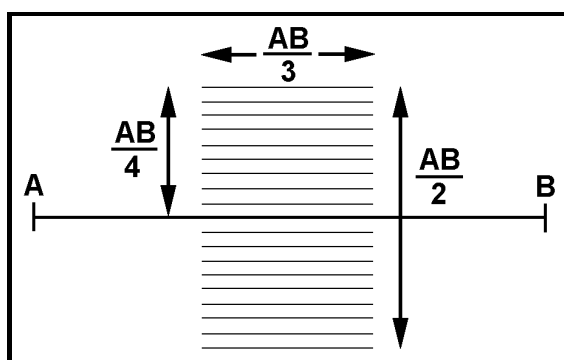


Figura 2.14 – Linhas de deslocamento do dipolo MN em relação à linha AB (Orellana, 1972).

Os valores de resistividade elétrica aparente (ρ_a) são calculados, de acordo com as Equações (2.14) e (2.15), a partir da corrente (I) que circula entre A e B, do potencial (ΔV) medido entre M e N e de um fator de geometria (K) para o arranjo, que inclui a distância MN e as distâncias do centro deste dipolo até os eletrodos A e B, conforme ilustrado na Figura 2.15. Recentemente, Gallas *et al.* (2001) empregaram o arranjo gradiente na delimitação de área (teto de túnel urbano) sujeita a desmoronamento na cidade de São Paulo.

$$\rho_a = K \frac{\Delta V}{I} \quad (2.14)$$

$$K = \frac{2\pi}{MN} \left(\frac{\cos \alpha}{(OA)^2} + \frac{\cos \beta}{(OB)^2} \right)^{-1} \quad (2.15)$$

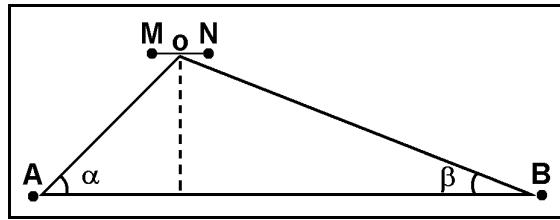


Figura 2.15 – Elementos usados no cálculo do fator de geometria do arranjo gradiente (Orellana, 1972).

2.6.2 - GROUND PENETRATION RADAR (GPR)

O radar de penetração de solo, georadar, *ground penetrating radar*, ou ainda simplesmente GPR, é um termo geral aplicado à técnica de prospecção eletromagnética em geofísica de investigação. Caracterizada principalmente por ser não-invasiva, não-destrutiva, emprega ondas de rádio com frequências entre 1 e 1200 MHz para mapear feições na subsuperfície, sejam elas naturais ou artificiais.

Por intermédio de uma antena transmissora (tx), são induzidos pulsos eletromagnéticos que se propagam em subsuperfície. Ao encontrar uma interface entre materiais de propriedades elétricas diferentes (refletores), parte deste sinal é refletida e, parte refratada. O sinal refletido é detectado na superfície por uma antena receptora (rx), colocada a uma distância apropriada, próximo à transmissora, conforme ilustrado na Figura 2.16. A diferença de tempo entre a emissão e a recepção do sinal (10 - 2000 nanosegundos) depende da velocidade de propagação do mesmo à medida que esse passa através dos materiais em subsuperfície.

A frequência tem um papel importante para a profundidade de penetração da onda eletromagnética e a resolução a ser obtida. Em geral, aumentando-se a frequência há uma melhor resolução do sinal e menor profundidade de penetração, enquanto que o uso de baixas frequências permite a exploração a profundidades maiores, porém com menor nível de resolução.

As reflexões se originam das heterogeneidades no subsolo, tais como estruturas geológicas, vazios, cimentações, mudanças na umidade, fraturas, intrusões. Esses sinais são processados e plotados em um gráfico de distância *versus* tempo (profundidade), conforme ilustrado na Figura 2.17. Assim, à medida que as antenas são deslocadas pela superfície, um contínuo corte transversal (“imagem”) das condições de subsuperfície são gerados, possibilitando a sua visualização em tempo real.

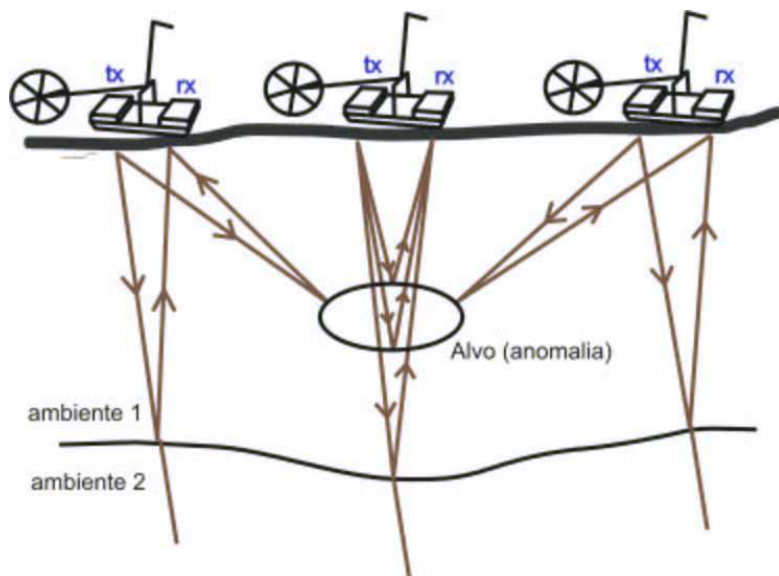


Figura 2.16 – Propagação do sinal em subsuperfície (Mello *et al.*, 1999).

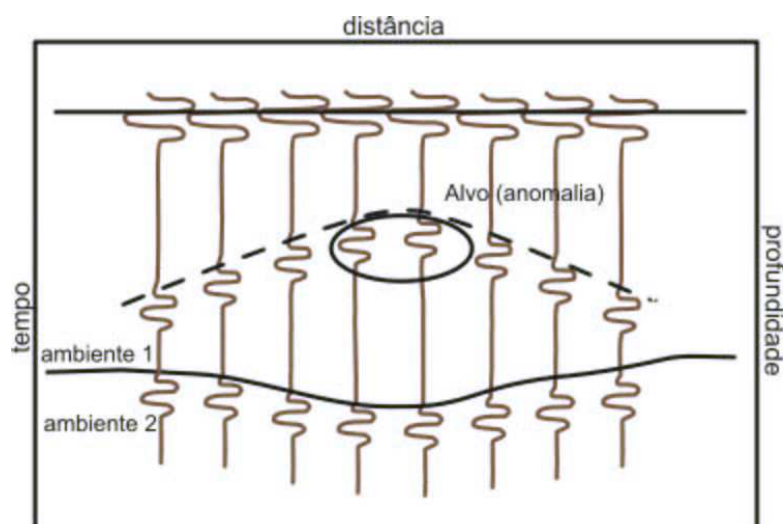


Figura 2.17 – Plotagem dos sinais (traços) em um gráfico distância *versus* tempo (profundidade) (Mello *et al.*, 1999).

De uma maneira geral, as propriedades elétricas dos materiais em subsuperfície estão relacionadas à condutividade elétrica, à permissividade dielétrica e à susceptibilidade magnética dos mesmos, fatores estes que exercem o principal controle na velocidade de propagação e na atenuação das ondas eletromagnéticas nos materiais.

Uma condutividade elétrica elevada tende a absorver ou atenuar os pulsos da onda de rádio. Conseqüentemente zonas condutivas como folhelhos, intrusões de água salgada, ou plumas de contaminação industrial causam um decréscimo na penetração do sinal, de modo que um perfil em tal sistema pode mostrar uma baixa amplitude ou zona de sombra. Materiais de condutividade muito baixa, tais como rochas ígneas, areias da zona vadosa e cascalhos, rocha

salina e geleiras permitem uma penetração desde centenas até milhares de metros. Por outro lado, uma argila superficial condutiva pode evitar qualquer penetração e apenas provocar reverberação entre o plano da antena e a superfície do solo condutivo.

A constante dielétrica relativa do meio (ϵ_r) é uma medida da habilidade de um material se tornar polarizado por um campo elétrico externo. Para o ar ϵ_r é 1, para materiais silicatados é 4-6, para solos úmido é 8-12, para areias saturadas é 20-25 e para 100 % de água é 81. O efeito principal do aumento de ϵ_r é diminuir a velocidade da onda de rádio.

A permeabilidade magnética relativa do meio (μ_r), aproximadamente igual a 1 para o ar, geralmente não é um fator relevante nos estudos geológicos ou hidrogeológicos porque tipicamente é baixa e lateralmente uniforme. As exceções são depósitos minerais que contêm magnetita em quantidade satisfatória, depósitos de praia de areia negra e locais onde a atividade humana tenha deixado considerável quantidade de ferro e aço. Para a maioria das aplicações esta propriedade é ignorada ou insignificante, simplificando, assim, as expressões matemáticas.

As reflexões de radar requerem que haja um contraste em uma ou mais das três propriedades acima citadas ao se atravessar a interface. A expressão para o coeficiente de reflexão é complexa, mas análoga àquela da sísmica de reflexão. Em sismologia é definida em termos da “impedância acústica”, enquanto que em GPR ela é definida em termos da “impedância eletromagnética”, e a expressão final é a mesma, conforme Equação (2.16):

$$CR = \frac{(Z2 - Z1)}{(Z2 + Z1)} \quad (2.16)$$

em que Z é a impedância da camada. Esta pode assumir valores entre -1 e +1.

2.7 - INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

A determinação de propriedades de solos arenosos, tais como densidade, resistência e estado de tensões é inerentemente complicada devido à dificuldade na obtenção de amostras de solo indeformadas para ensaios de laboratório. Para suprir esta dificuldade, utilizam-se, freqüentemente, ensaios *in situ*.

Os ensaios *in situ* têm sido usados para complementar investigações do solo na prática geotécnica por cerca de 80 anos (Kelley & Lutenecker, 2004). Porém, a maioria dos ensaios

de campo não fornece os parâmetros do solo e sim alguns índices que são convertidos em parâmetros de projeto por meio de correlações empíricas. Portanto, a qualidade dos projetos está diretamente atrelada à qualidade das correlações empíricas.

As investigações geotécnicas representam um papel importante para o planejamento, implementação e verificação do desempenho de projetos de compactação de solos. Por meio de ensaios *in situ* podem-se avaliar as características do solo antes e após a compactação.

2.7.1 - DYNAMIC PROBING LIGHT (DPL)

O ensaio de DPL (*Dynamic Probing Light*) ou penetrômetro (cone) dinâmico leve (martelo de 10 kg), especificado na Referência Internacional para Procedimentos de Ensaio para sondagem Dinâmica (DP) (ISSMFE, 1989), é um equipamento de campo manual de pequeno porte, projetado para uso em sondagens com profundidade máxima de 21 m, e essencialmente utilizado em solos não coesivos. O ensaio tem como objetivo medir o esforço necessário para se cravar um cone (ver Figura 2.18) através do solo e, então, obter valores de resistência que correspondem ao seu comportamento mecânico. O fator limitador da cravação é a resistência do solo, que define a energia necessária a ser aplicada nas hastes. A energia de um golpe é igual à massa do martelo vezes a aceleração da gravidade vezes a altura de queda ($M \times g \times H$). É considerado um ensaio muito adequado para projetos de pequeno e médio porte, para complementação e correlação com outras sondagens. É ideal para ser utilizado em locais de difícil acesso, tais como: várzeas, taludes e lugares fechados. Trata-se de um método *in situ* muito econômico e fácil de usar.

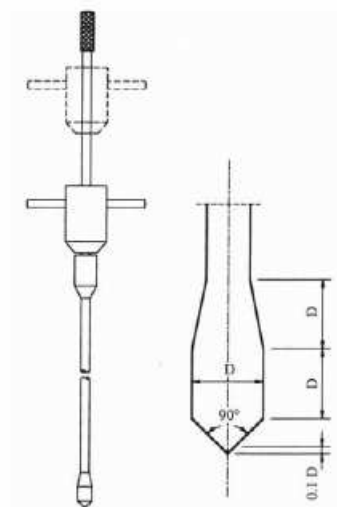


Figura 2.18 – Esquema do DPL e da ponteira (cone) (Mota, 2003).

Após calibração adequada, os resultados de sondagens com o DPL podem ser usados para estimar alguns parâmetros do solo, tais como: densidade relativa, compressibilidade, resistência ao cisalhamento e consistência. Porém, na literatura nacional e internacional, ainda estão sendo desenvolvidas correlações para esses fins.

Segundo Mota (2003), o DPL pode ser classificado entre o *Cone Penetration Test* (CPT) e o *Standard Penetration Test* (SPT), pois, devido à baixa energia (aproximadamente 50 Joules, que corresponde a um martelo de 10 kg e uma altura de queda de 50 cm) o ensaio é considerado semi-estático. Ainda segundo a autora, referências internacionais sobre este ensaio podem ser encontradas em Cestari (1990) e Taschenbuch (1991).

No Brasil, a utilização do DPL ainda é muito restrita. Além de Mota (2003) que apresenta resultados de ensaios realizados na argila porosa de Brasília, sabe-se ainda do uso deste ensaio em São Paulo, por Castello *et al.* (2001), para detectar a ocorrência de bolsões de areia argilosa pouco compacta.

2.7.2 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

A sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) é o processo de investigação mais comum empregado na maioria dos países do continente americano. O N_{SPT} tem sido correlacionado empiricamente com muitos parâmetros geotécnicos. No Brasil o ensaio está normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), pela Norma Brasileira – NBR 6484 (ABNT, 1980).

O SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é feita por tradoagem e, quando necessária, circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador, usando um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm (Figura 2.19). O valor do N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm.

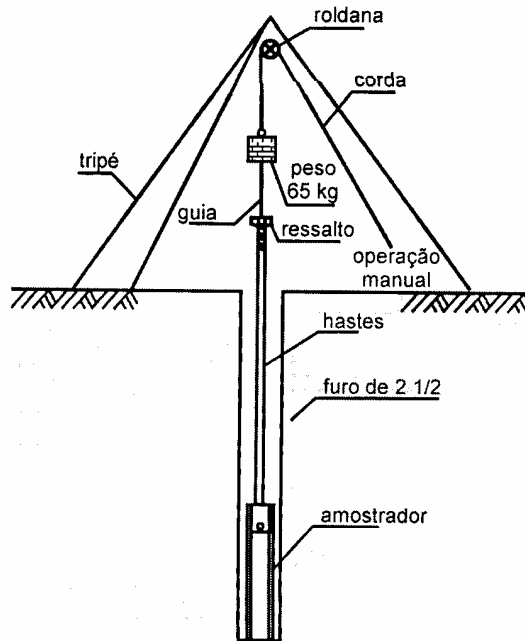


Figura 2.19 – Ilustração do SPT (Schnaid, 2000).

2.7.3 - CONE PENETRATION TEST (CPT)

Nos últimos anos, o ensaio de cone (*Cone Penetration Test*) tem adquirido grande projeção no meio geotécnico por se tratar de um ensaio de execução simples e que oferece resultados contínuos de excelente qualidade e repetibilidade.

Segundo Fellenius & Massarch (2002) o *Cone Penetration Test* (CPT) é uma ferramenta eficiente para avaliar as características de solos arenosos e tem se tornado um dos métodos de investigação de campo mais largamente utilizados para projetos de compactação. Ele vem substituindo gradualmente o SPT que, anteriormente, era o ensaio de campo dominante para este propósito. Porém, no Brasil ainda é o SPT o ensaio mais utilizado na avaliação de solos melhorados com estacas de compactação.

Segundo Yu (2004), devido às características dilatantes da areia durante o cisalhamento, é muito mais difícil analisar resultados de ensaios de cone em areia do que em argila não drenada. Ainda segundo o autor, nas últimas duas décadas houve um bom progresso no entendimento do CPT em argila, porém tem sido lento o progresso no desenvolvimento de métodos rigorosos para análise em solos sem coesão.

O ensaio de penetração de cone elétrico consiste na cravação no solo de uma ponteira padronizada, a velocidade contínua, fornecendo medidas da resistência de ponta (q_c) e de atrito lateral (f_s). Estas medidas são utilizadas na estimativa de propriedades de resistência e

deformabilidade do solo. Uma boa revisão bibliográfica sobre esse ensaio pode ser encontrada em Mota (2003).

2.7.4 - DILATOMETER TEST (DMT)

O uso do dilatômetro para a obtenção de parâmetros do solo tem aumentado na prática geotécnica (Marchetti *et al.*, 2001). Segundo Quaresma *et al.*, (1998) este ensaio vem sendo utilizado no Brasil com sucesso em diversas obras de engenharia desde 1986, porém ainda não há normalização específica para este ensaio no País. A interpretação dos ensaios tem sido feita exclusivamente por meio de métodos empíricos. Pouquíssimos trabalhos sobre análises de ensaios dilatométricos em areia têm sido publicados.

O dilatômetro de Marchetti (DMT) é constituído de uma lâmina de aço inoxidável de 235 mm de comprimento, 94 mm de largura e 15 mm de espessura, com a ponta formando um ângulo de 20°. Em uma das faces apresenta uma membrana metálica de 60 mm de diâmetro, que durante a realização do ensaio é expandida utilizando-se gás nitrogênio. A lâmina é conectada a uma unidade de controle e leituras localizada na superfície do terreno, conforme ilustrado na Figura 2.20.

O ensaio é geralmente realizado a cada 20 cm de penetração, quando se interrompe a cravação, injeta-se gás comprimido, e registram-se três valores de pressão na unidade de controle e leituras: leitura A (correspondente a 0,05 mm de deslocamento horizontal da membrana), leitura B (correspondente a 1,1 mm de deslocamento horizontal da membrana) e leitura C (correspondente a despressurização do sistema, quando a membrana retorna ao deslocamento correspondente à pressão A). Estas leituras são posteriormente corrigidas para as pressões P_0 , P_1 e P_2 , a partir das Equações (2.17), (2.18) e (2.19) respectivamente.

$$P_0 = 1,05(A - Z_M + \Delta A) - 0,05(B - Z_M - \Delta B) \quad (2.17)$$

$$P_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (2.18)$$

$$P_2 = C - Z_M - \Delta A \quad (2.19)$$

Sendo:

ΔA e ΔB = correção da rigidez da membrana;

Z_M = desvio de zero do manômetro.



Figura 2.20 – Unidade de controle e membrana do DMT (Mota, 2003).

Após as correções, considera-se que a pressão P_0 correlaciona-se à tensão horizontal *in situ*, a diferença entre P_1 e P_0 é associada ao módulo de Young e, finalmente, a pressão P_2 é relacionada ao excesso de poro-pressão gerado pela cravação da lâmina (Schnaid, 2000).

Segundo Campanella & Robertson (1991), em solos puramente arenosos, não há geração de poro-pressão durante a penetração e expansão da membrana do dilatômetro. Ainda segundo os autores, um pequeno atrito é desenvolvido nas hastes durante a cravação em depósitos de areias puras quando a verticalidade é mantida. Porém, para inclinações da lâmina maiores do que cerca de 15° , o atrito nas hastes pode tornar-se excessivo.

As pressões P_0 e P_1 são posteriormente utilizadas na estimativa dos parâmetros intermediários do dilatômetro: I_D (índice do material), E_D (módulo dilatométrico) e K_D (índice da tensão horizontal), conforme Equações (2.20), (2.21) e (2.22), os quais são posteriormente empregados nas correlações para a estimativa de parâmetros geotécnicos.

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (2.20)$$

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (2.21)$$

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad (2.22)$$

Sendo:

u_0 = pressão hidrostática no solo;

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva.

Lehane & Fahey (2004), baseando-se em dados da areia de Perth na Austrália, sugerem que o E_D seja estimado a partir da Equação (2.23):

$$E_D = 70 \left[q_c^{0,25} K_D^{0,5} \sigma'_{vo}{}^{0,5} p_a^{0,25} \right] \quad (2.23)$$

Onde:

q_c = resistência de ponta medida no ensaio de CPT;

K_D = índice da tensão horizontal, medido no DMT;

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva;

p_a = pressão atmosférica (= 100 kPa).

Segundo Konrad (1988) os índices dilatométricos K_D e E_D referem-se, respectivamente, ao estado de tensões horizontais e às deformações características das areias. Ainda segundo o autor, antes de usar algum dado do DMT é importante compreender e considerar o fato de que se trata de uma sondagem onde há deslocamento do solo durante a inserção da lâmina. Portanto, o estado de tensão inicial do solo é alterado em decorrência disso. A magnitude dessa mudança depende de vários fatores, tais como: o tipo de areia, a densidade relativa, história de tensão e deformação, estado, estrutura, anisotropia e ângulo de dilatância.

Ainda segundo Konrad (1988), em solos sem coesão fofos a medianamente compactos, P_0 pode ser muito maior do que a tensão horizontal inicial *in situ* (σ_h). De acordo com Bellotti *et al.* (1979) *apud* Konrad (1988), P_0 é cerca de 10 (dez) a 11 (onze) vezes maior do que σ_h ; e é de 4 (quatro) a 6 (seis) vezes maior do que a tensão vertical efetiva no caso de areias normalmente consolidadas (NC), depositadas em uma câmara de calibração.

Com relação ao módulo de deformação, sabe-se que este aumenta com o aumento da tensão confinante. Porém, na maioria dos problemas práticos as tensões não são isotrópicas. O efeito do estado de tensões no módulo não é claro, mas, sabe-se que o módulo depende do valor médio das tensões principais iniciais (Lambe & Withman, 1969 *apud* Konrad, 1988). Portanto

uma distribuição de tensões não uniforme no solo próximo ao DMT acarreta numa distribuição de módulos não uniforme.

Deve-se esperar também que durante a penetração ocorram perturbações ao redor do equipamento. No caso das areias, caso se apresentem em estado fofo, a penetração do equipamento, provavelmente, promoverá uma densificação do material e no caso de areias densas poderá ocorrer o fenômeno da dilatância, ou seja, a penetração promoveria um estado mais fofo na areia. A extensão da zona perturbada é função do estado de tensões inicial, do tipo de areia e do arranjo dos grãos para areias normalmente consolidadas (Konrad, 1988).

O módulo de deformação também é afetado pela densidade relativa da areia. Conforme esperado, quanto mais fofo for o solo menor será o módulo. Percebe-se então que a inserção do dilatômetro em areias fofas resultará, geralmente, em um aumento significativo no módulo próximo a lâmina por causa do efeito combinado do aumento da densidade e do aumento da tensão horizontal na vizinhança da membrana. Porém, a inserção do equipamento do DMT em areias densas provavelmente produzirá uma redução significativa no módulo do solo imediatamente ao redor da membrana (Konrad, 1988).

O módulo oedométrico, ou módulo confinado (M) é estimado usando uma correlação empírica desenvolvida por Marchetti (1980). Esta correlação aplica um fator (R_m) nos valores de E_D , sendo para a maioria das areias conforme o mostrado na Equação (2.24).

$$M = R_m E_D = (0,5 + 2 \log_{10} K_D) E_D \quad (2.24)$$

Considerando que a cravação da lâmina do DMT causa distúrbios significantes no estado de tensões do solo e conseqüentemente no módulo estimado, conforme comentado anteriormente, Lehane & Fahey (2004) sugeriram uma correção no E_D , se este for utilizado para prever comportamento do solo. Além disso, como o E_D é uma medida de rigidez horizontal, os autores afirmam que este deve ser corrigido para a obtenção de um módulo vertical apropriado, necessário na previsão de recalques.

Portanto, os autores sugerem que a Equação (2.23) seja modificada para prever o módulo confinado na direção vertical, conforme mostrado na Equação (2.25).

$$M_{DV} = E_D / K_D^{0,5} ; I_D \geq 3 \quad (2.25)$$

Baseando-se em análises numéricas da expansão da membrana do DMT, os autores concluíram que o módulo operacional medido em um DMT é cerca de 1,3 vezes o valor de E_D calculado usando a Equação (2.22). A Equação (2.25) deveria então ser modificada conforme Equação (2.26).

$$M_{DV} = 1,3 E_D / K_D^{0,5} \quad (2.26)$$

Segundo Baligh & Scott (1975) *apud* Cruz *et al.* (2004), o DMT provoca menos distúrbios nos solos do que o CPT.

De acordo com Cruz *et al.* (2004) a relação M/q_c tem sido uma ferramenta proveitosa para a definição do OCR em solos granulares. Ainda segundo os autores, o M apresenta maior sensibilidade para perceber um aumento na compactação do que q_c .

Marchetti (1997), analisando trabalhos de vários autores, sugeriu que valores de M/q_c entre 5 e 10 correspondem a solos normalmente consolidados e entre 12 e 24 a solos sobre consolidados.

O dilatômetro é reconhecido como uma ferramenta concebida para medir K_0 . As correlações existentes, desenvolvidas inicialmente para argilas, foram posteriormente adaptadas também para depósitos arenosos, porém carecem ainda de validação, uma vez que nesses solos K_D é controlado simultaneamente pela tensão horizontal efetiva e pela densidade relativa, sendo idealmente necessário isolar os efeitos destes dois fatores nas correlações propostas (Schnaid, 2000).

Marchetti (1985) desenvolveu um gráfico para estimar K_0 em solo arenoso em função da resistência de ponta do cone (q_c) e do índice de tensão horizontal (K_D). Baldi *et al.* (1986) atualizaram esse gráfico incorporando trabalhos subsequentes, convertendo-o na Equação algébrica (2.27) para solos arenosos:

$$K_0 = 0,376 + 0,095 K_D - 0,0017 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (2.27)$$

Powell & Uglow (1988) sugeriram a Equação (2.28) para depósitos de argila de formação recente (argilas jovens < 70.000 anos):

$$K_0 = 0,34K_D^{0,55} \quad (2.28)$$

Porém, é difícil estabelecer a precisão dos valores estimados por estas e outras correlações existentes na literatura devido às dificuldades em se medir K_0 ou σ'_h diretamente. Recomenda-se a validação das correlações em condições locais, a partir da comparação com outras técnicas de ensaio (Schnaid, 2000).

Outro parâmetro geotécnico estimado pelo DMT é o ângulo de atrito efetivo do solo (ϕ). De acordo com Marchetti (1997) e Marchetti *et al.* (2001), dois métodos podem ser usados para estimar ϕ dos resultados do DMT. Ambos têm desvantagens e ambos requerem mais estudos. O primeiro método estima simultaneamente ϕ e K_0 derivados dos valores de K_D e q_c . Já o segundo estipula ϕ em função apenas de K_D .

Marchetti (1997) propôs uma simples correlação conforme mostrado na Equação (2.29):

$$\phi_{DMT} = 28^\circ + 14,6^\circ \log K_D - 2,1^\circ \log^2 K_D \quad (2.29)$$

METODOLOGIA EMPREGADA

3.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como o objetivo principal desse trabalho é estudar o comportamento de solos arenosos melhorados com estaca de areia e brita, fez-se necessária a construção de um depósito de areia fofa, de pequenas dimensões. Esse depósito foi construído no Campo Experimental de Ensaio de Campo e Fundações do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB), situado no Campus Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília (Figura 3.1), cuja posição geográfica é determinada pelas coordenadas 15° 45' 56" de latitude sul, e 47° 52' 20" de longitude oeste, em uma área de aproximadamente 1000 m².

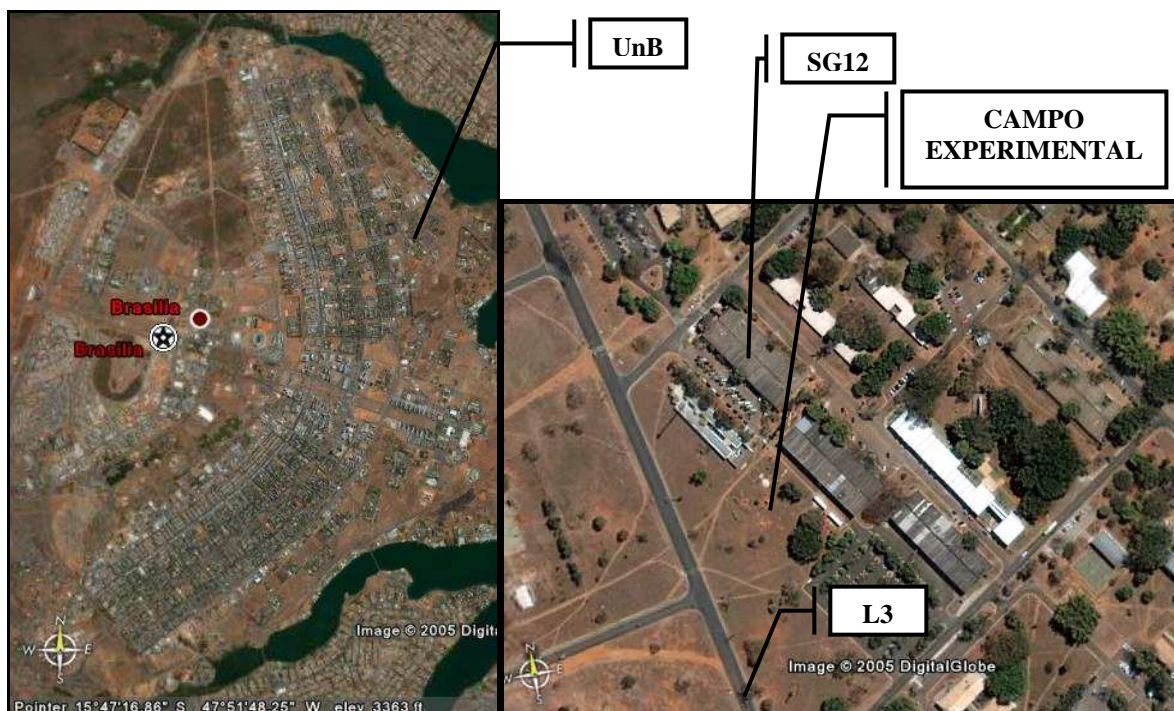


Figura 3.1 – Localização do Plano Piloto, da UnB e do campo experimental da Geotecnia (Google Earth, 2005).

Com base nos dados de SPT, SPT-T e CPT apresentados, os dois primeiros por Guimarães (2002) e o último por Mota (2003), o subsolo do campo experimental pode ser dividido nas seguintes camadas, conforme mostrado na Figura 3.2:

0 a 3,5 m – camada de areia argilo-siltosa porosa;

3,5 a 8,5 m – camada de argila areno-siltosa;

8,5 m – profundidade a partir da qual o solo assume textura mais siltosa.

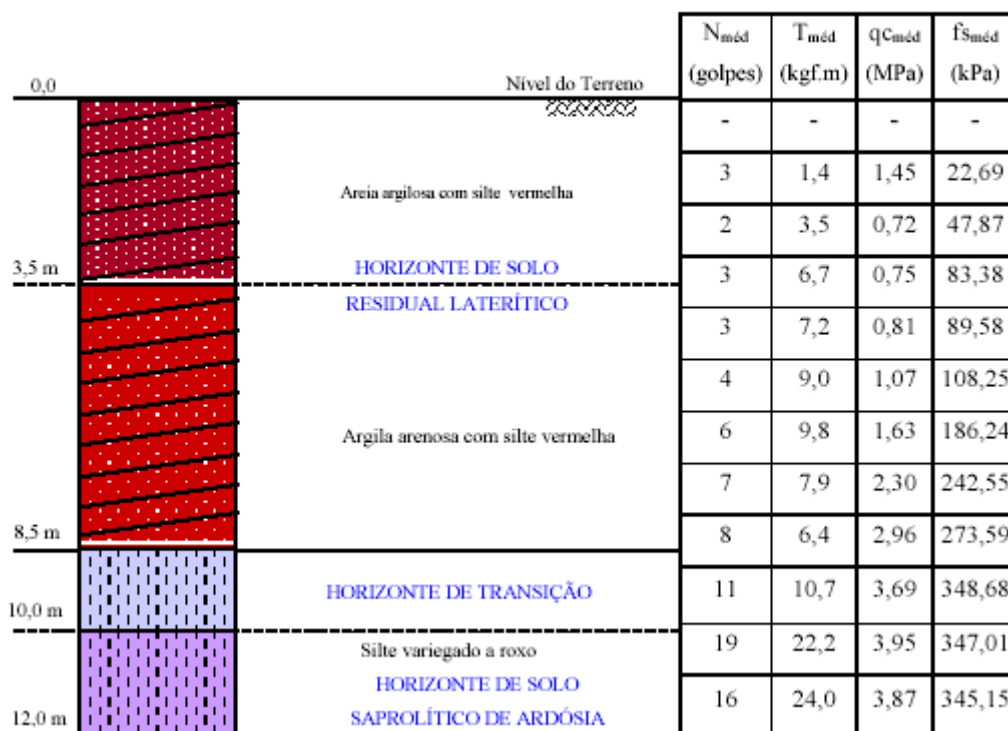


Figura 3.2 - Perfil característico do campo experimental de Geotecnia da UnB (Guimarães, 2002 e Mota, 2003).

3.2 - CONFECCÃO DAS CÉLULAS DE PRESSÃO TOTAL

Para avaliar a distribuição de pressões, devido à execução das estacas de compactação dentro da massa de solo e nas paredes do depósito, fez-se necessária a construção de 7 (sete) células de pressão total do tipo diafragma livre, conforme esquematizado na Figura 3.3.

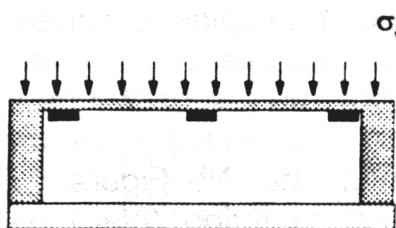


Figura 3.3 - Célula de pressão total do tipo diafragma livre.

As células de pressão total são unidades mecânicas que transformam força aplicada por área (tensão) em grandezas elétricas de pequena voltagem, por meio das propriedades específicas dos extensômetros elétricos (“*strain gauges*”) instalados internamente na parte sensível da célula.

Os extensômetros elétricos são resistores elétricos onde o fato de a resistência ser função do comprimento de um fio metálico é aproveitado para medir deformações.

O projeto das células de pressão total consistiu no dimensionamento estrutural da célula, instalação dos extensômetros elétricos e calibração. O material escolhido para a confecção da célula foi o alumínio, cujo módulo de elasticidade foi adotado igual a 75 GPa. A forma e dimensões das células foram definidas de modo a satisfazer as relações de espessura/diâmetro sugeridas na literatura (Dunnicliff & Green, 1998), sendo o diâmetro da célula (D) igual a 100 mm, a espessura da mesma (T) igual a 15 mm, o diâmetro do diafragma (d) igual a 80 mm e espessura deste (t) igual a 5 mm.

As células foram dimensionadas para suportar uma pressão máxima de 800 kPa (valor arbitrado), com o diafragma sendo solicitado na sua fase linear elástica. O tipo de extensômetro utilizado foi o PA-06-062AB-120-L, fabricado pela Excel Sensores, sendo utilizada ponte completa de Wheatstone como circuito interno.

Após o adequado preparo da superfície ativa do diafragma que incluiu lixamento, aplicação de condicionador e neutralizador, para obter pH da superfície aproximadamente igual a 7 (sete), e locação dos extensômetros (dois na região de tração e dois na região de compressão), iniciou-se o processo de colagem dos extensômetros. O adesivo utilizado foi o Kyowa CC – 33A. Para a adequada adesão dos extensômetros à superfície do diafragma, fez-se necessária a aplicação de uma pressão distribuída uniformemente sobre cada extensômetro de 5 kgf/cm². Essa pressão foi aplicada por uma almofada de borracha de silicone. Em seguida, fez-se a instalação da fiação e soldas. Por fim, os extensômetros foram protegidos por uma camada de adesivo epóxi Araldite e por uma camada de silicone. Utilizaram-se anéis inativos, cujas frestas foram preenchidas com silicone para evitar a ação da pressão normal atuante na lateral da célula, garantindo, assim, deformações apenas na parte sensível da célula (diafragma).

A calibração das células foi feita na câmara do equipamento para ensaios triaxiais, aplicando-se pressões conhecidas e medindo-se as deformações devido à aplicação das pressões. Para

isso, as células foram envolvidas em membranas de látex para que ficassem protegidas contra possíveis infiltrações, conforme mostrado na Figura 3.4.

É importante salientar que embora as células de pressão tenham sido projetadas para suportar uma pressão máxima de 800 kPa, estas foram calibradas apenas até 400 kPa porque o compressor que alimenta o equipamento para ensaios triaxiais não tinha capacidade para gerar pressões maiores.



Figura 3.4 - Calibração das células de pressão.

Cada célula foi submetida a três ciclos de carregamento e descarregamento. As curvas de calibração de todas as células construídas estão apresentadas na Figura 3.5.

3.3 - CONSTRUÇÃO DO DEPÓSITO ARENOSO

Inicialmente, conforme mostrado na Figura 3.6, escavou-se uma vala de 1,50 m x 3,00 m x 2,5 m de profundidade. Nas faces dessa vala (laterais e fundo) foram instaladas células de pressão total para verificar a ocorrência de mudança no estado de tensões nas fronteiras deste problema.

Para o enchimento da vala, construiu-se um sistema composto de uma caixa de madeira (1,5 m x 0,5 m x 0,5 m) com fundo perfurado e fechado com uma tampa “falsa”, e um sistema de trilhos, instalados a 3,5 m do fundo da vala (Figura 3.7). A areia seca ao ar era peneirada em uma peneira de 2 mm, e colocada na caixa de madeira (Figura 3.8). Abria-se o fundo desta, deslizando-a pelos trilhos, promovendo, assim, uma chuva de areia (Figura 3.9).

Repetiu-se este procedimento até encher toda a vala, obtendo-se, dessa forma, um perfil arenoso fofo (Figura 3.10).

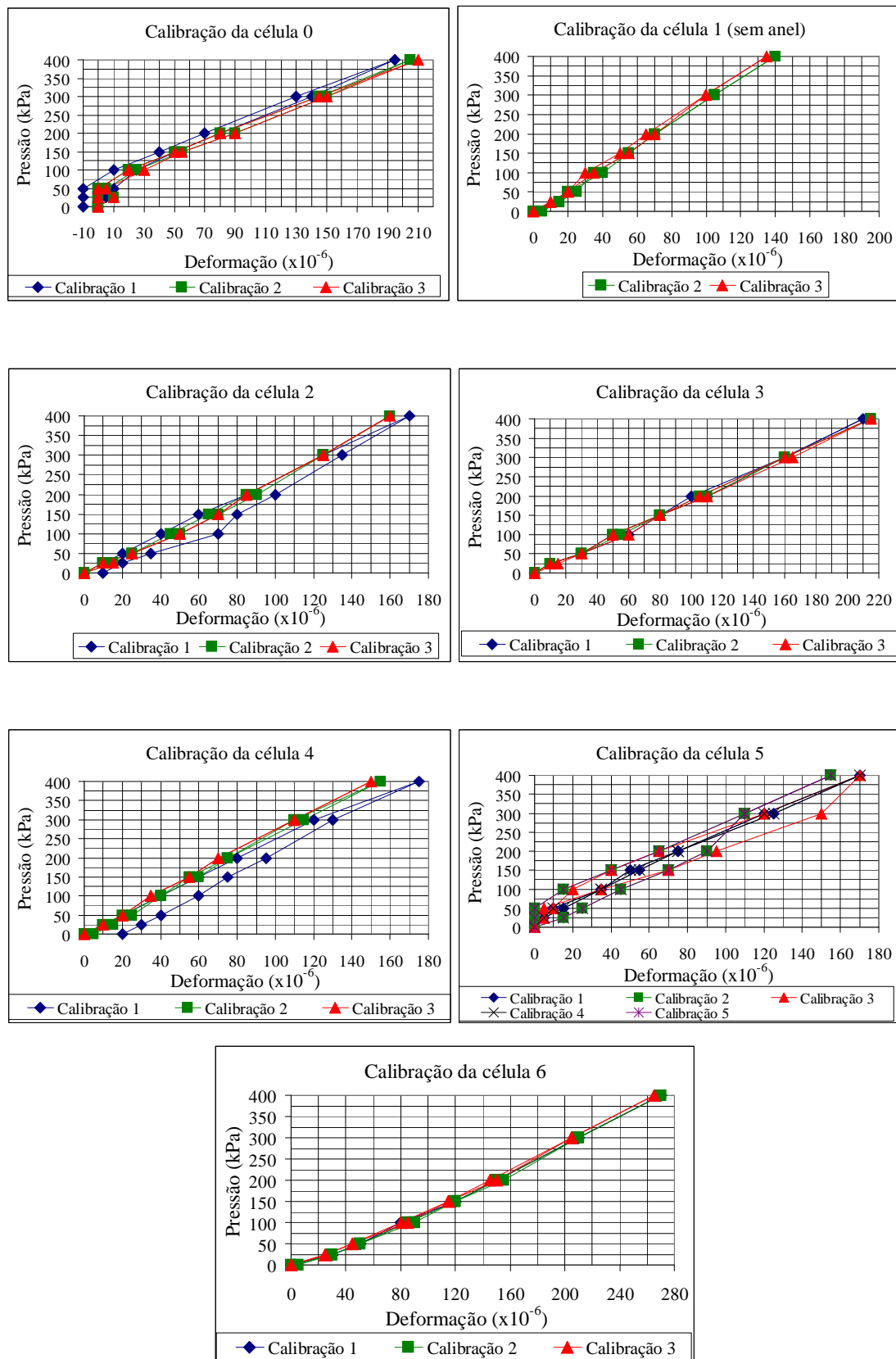


Figura 3.5 – Curvas de calibração das células de pressão total.



Figura 3.6 – Vala e células de pressão total.



Figura 3.7 - Caixa de madeira (de cabeça para baixo com tampa falsa) e trilhos.



Figura 3.8 – Peneiramento e enchimento da caixa de madeira.



Figura 3.9 – Chuva de areia.



Figura 3.10 – Enchimento da vala.

3.4 - CARACTERIZAÇÃO DO DEPÓSITO

De acordo com a curva granulométrica, mostrada na Figura 3.11, trata-se de uma areia muito uniforme ($C_u = 2,0$ e $C_c = 0,89$), sendo o diâmetro máximo dos grãos igual a 2,0 mm, com $d_{60} = 0,3$ mm, $d_{30} = 0,2$ mm e $d_{10} = 0,15$ mm.

Os grãos são basicamente de quartzo com densidade G_s de 2,67 (estimado de acordo com a NBR-6508 MB-28, 1994). Os índices de vazios mínimo (e_{min}) e máximo (e_{max}), iguais a 0,57 e 0,89 foram estimados, respectivamente, de acordo com as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1990 e 1991).

A partir de ensaios de cisalhamento direto, obteve-se para o estado mais fofo ($e = 0,89$) $\phi' = 27^\circ$ (Figura 3.12), e para um estado mais denso ($e = 0,68$) $\phi' = 36^\circ$ conforme apresentado na Figura 3.13.

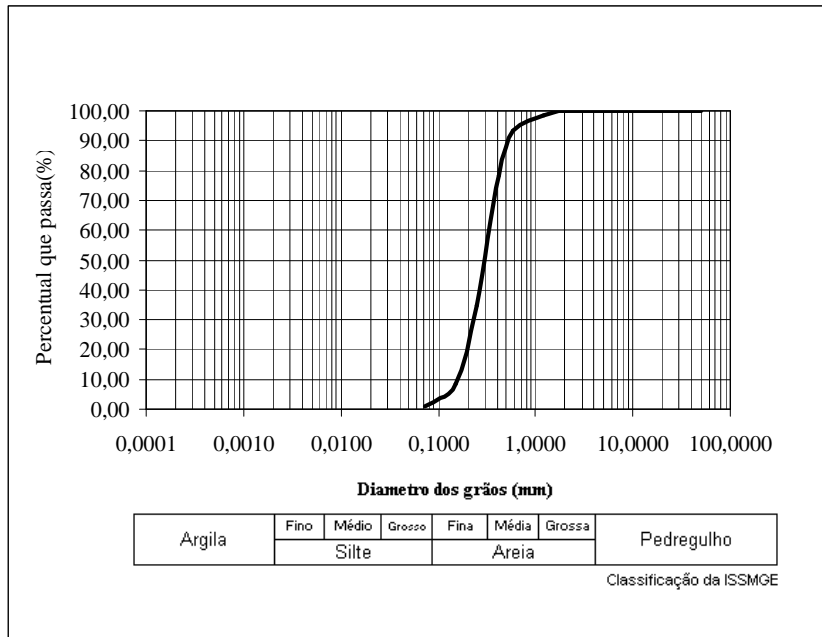


Figura 3.11 – Curva granulométrica.

A partir de ensaios triaxiais convencionais (CD) e de compressão hidrostática (HC), obtiveram-se, para o estado mais denso ($e = 0,62$) $\phi' = 40^\circ$ (Figura 3.14), $\lambda = 0,0302$ e $\kappa = 0,0158$. Sendo λ o coeficiente de curvatura do trecho de compressão e κ o de descarregamento no ensaio HC, conforme a Figura 3.15. Não foi possível a obtenção de parâmetros no estado mais fofo devido à dificuldade de se moldar corpos de prova nessas condições.

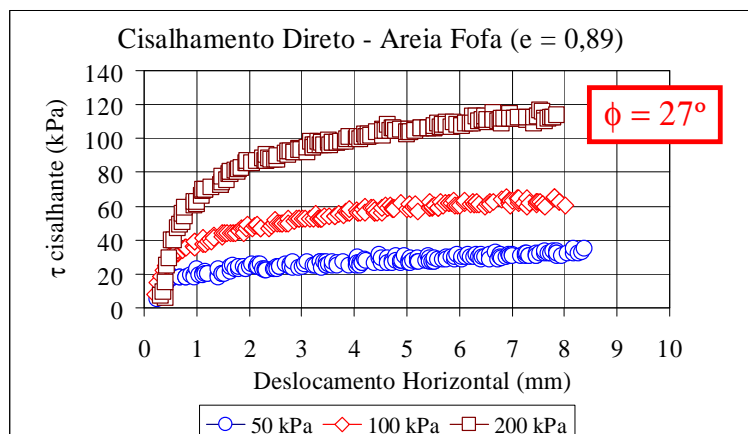


Figura 3.12 – Ensaio de cisalhamento direto (areia em estado fofo).

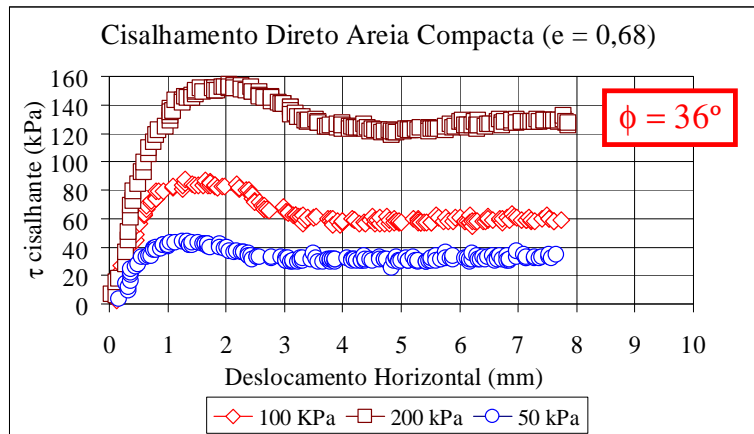


Figura 3.13 – Ensaio de cisalhamento direto (areia em estado compacto).

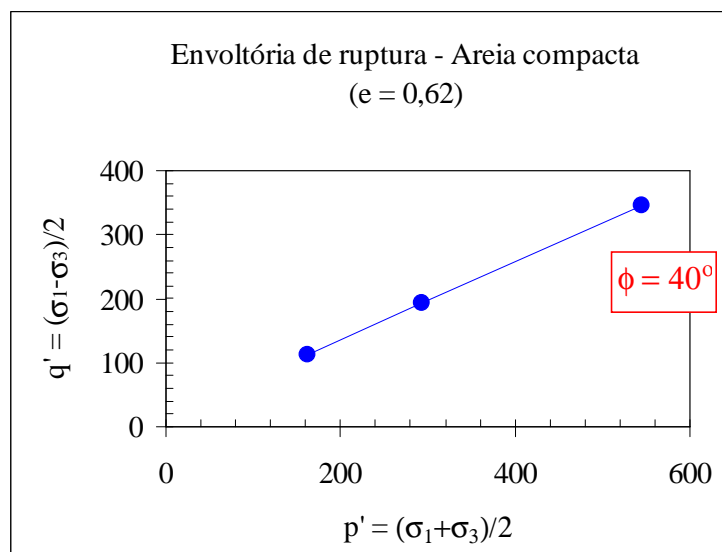


Figura 3.14 – Ensaio triaxial CD (areia em estado compacto).

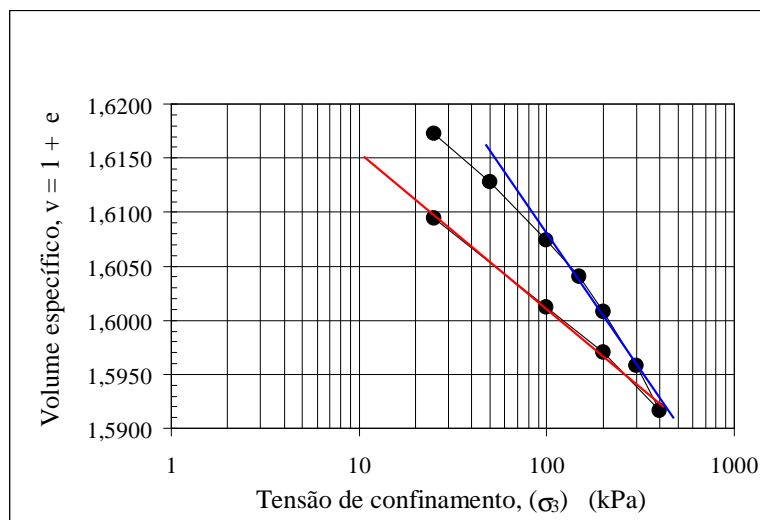


Figura 3.15 – Ensaio de compressão hidrostática (HC).

Conforme descrito anteriormente, o depósito arenoso foi construído em camadas horizontais. Durante a construção, o peso específico de cada camada, de aproximadamente 30 cm, era estimado a partir de três cilindros de volume e peso conhecidos, dispostos no sentido longitudinal da vala. De acordo com a Figura 3.16 as propriedades do depósito variaram linearmente com a profundidade. Os índices de vazios são maiores na superfície ($e = 0,87$ em 0,4 m) e diminuem com a profundidade ($e = 0,67$ em 2,5 m). Os valores médios observados foram de $\gamma_d = 15,0 \text{ kN/m}^3$ para o peso específico seco, índice de vazios $e = 0,78$ e densidade relativa de $D_r = 34 \%$, caracterizando, assim, um estado inicialmente fofo. A densidade relativa mínima foi de 5 % na profundidade de 0,4 m e a máxima de 69 % em 2,5 m.

Nesse momento, após o enchimento da vala, pretendia-se medir as tensões horizontais por meio das células de pressão instaladas nas paredes e no fundo da vala, porém, verificou-se que o “zero” das células, medido antes do enchimento havia mudado e a diferença de leitura (antes e após o enchimento) não era representativa das condições reais.

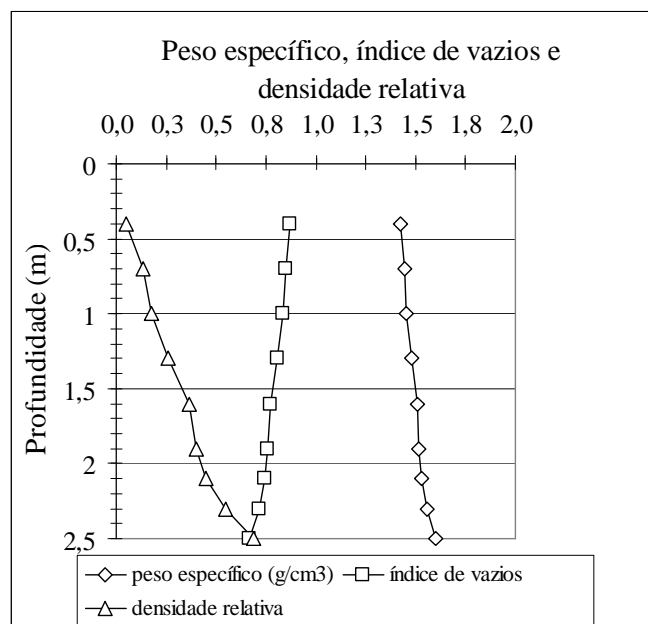


Figura 3.16 – Densidade das camadas.

3.5 - MELHORAMENTO DO DEPÓSITO

Um total de 09 (nove) estacas, conforme esquematizado na Figura 3.17, foi construído, sendo numa primeira campanha 3 (três), uma isolada (B) e um grupo de duas estacas (A_1 e A_2) em Novembro de 2003 e, posteriormente, mais 6 (seis), um grupo de quatro (C_1 , C_2 , C_3 e C_4) e

um grupo de duas estacas (D_1 e D_2) em Julho de 2004. A numeração das estacas, apresentadas na Figura 3.17, corresponde à seqüência de execução destas em cada grupo (de duas ou quatro estacas). Estas têm 10 cm de diâmetro e estão espaçadas de 30 cm.

É importante destacar que houve um período intenso de chuvas entre as duas campanhas e por isso, fez-se necessário um novo ensaio de DPL, fora da área de influência das estacas, além de uma amostragem com trado para verificar a umidade da caixa de areia, como está ilustrado na Figura 3.17.

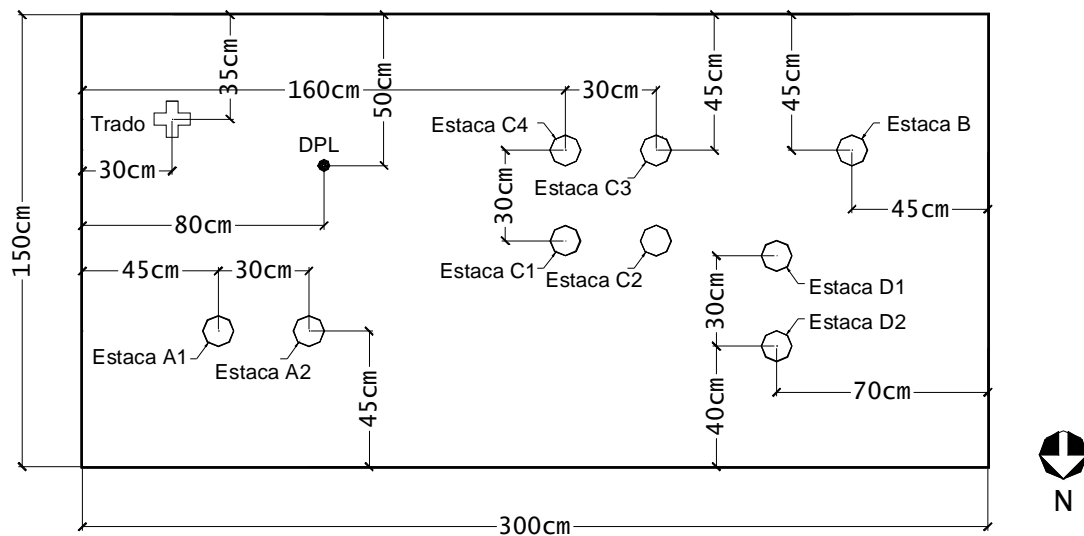


Figura 3.17 – Estacas executadas.

A Figura 3.18 apresenta o teor de umidade do depósito antes e após o período de chuvas. Observa-se, claramente, que o teor de umidade dentro da caixa de areia praticamente não variou, ou seja, era menor do que 1 % durante o preenchimento da caixa (até porque a areia era seca ao ar antes de ser depositada na vala) e aumentou para cerca de 3 % após o período das chuvas. Vale ressaltar que nessa época a caixa de areia estava protegida com uma lona. Aliado a isso, destaca-se o potencial drenante dos materiais arenosos (granulares). No caso da argila porosa de Brasília, caracterizada pelo último ponto do gráfico apresentado na Figura 3.18, apesar de ser drenante, mas por se tratar de um material argiloso apresentou, numa profundidade correspondente a aproximadamente 3 m, um teor de umidade em torno de 28 %. Tal valor está de acordo com o observado por Mota (2003), conforme Figura 3.19.

O melhoramento foi feito de forma semelhante à técnica empregada no Nordeste, porém com dimensões reduzidas (conforme mostrado na Figura 3.20), isto é, um tubo metálico de 10 cm de diâmetro de ponta fechada com bucha seca foi cravado, com o auxílio do tripé utilizado em

ensaios de SPT, até uma profundidade especificada (aproximadamente 2 m). Após a expulsão da bucha, introduzia-se a areia e a brita no tubo. Tanto a cravação do tubo quanto a compactação da mistura foram feitas por meio de um martelo de 50 kg (0,5 kN), caindo de uma altura de 0,5 m. A energia de compactação utilizada corresponde à do proctor normal, a mesma utilizada em casos reais. Para isso, introduzia-se cerca de 8 (oito) litros de material (\cong 1 m de tubo) e aplicavam-se 18 (dezoito) golpes em cada camada.

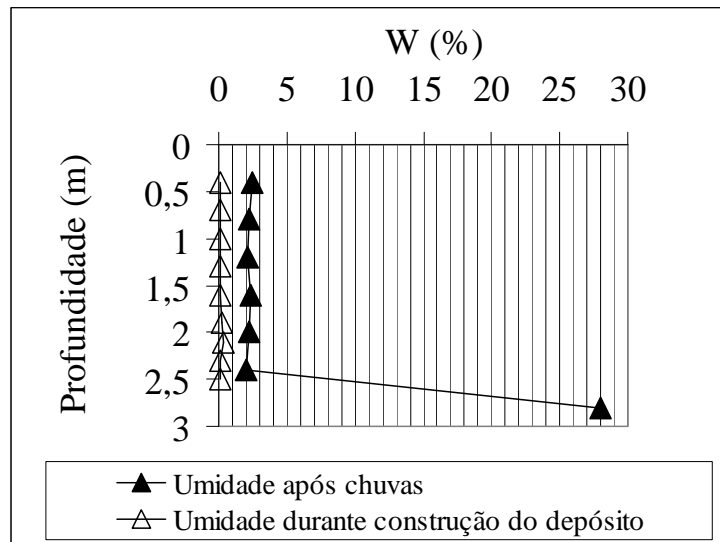


Figura 3.18 – Teor de umidade da caixa de areia.

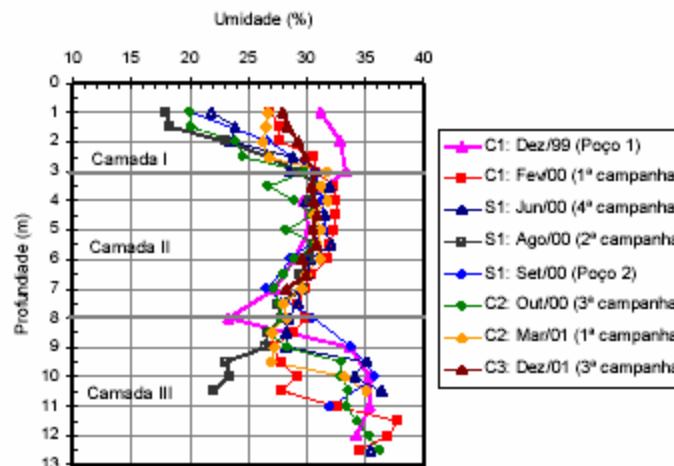


Figura 3.19 – Comparação dos perfis de umidade do campo experimental ao longo dos anos de 1999 a 2001 (Mota, 2003).

As primeiras estacas foram executadas com dois metros de comprimento, porém, devido à densificação da areia, decorrente da introdução das estacas, tornava-se cada vez mais difícil a cravação do tubo e algumas delas ficaram com comprimentos menores. A Figura 3.21 mostra

a relação entre o volume de material necessário à execução da estaca e o volume da estaca. Observa-se um volume menor para a estaca A_2 , que deve estar relacionado à seqüência executiva.



Figura 3.20 – Execução das estacas.

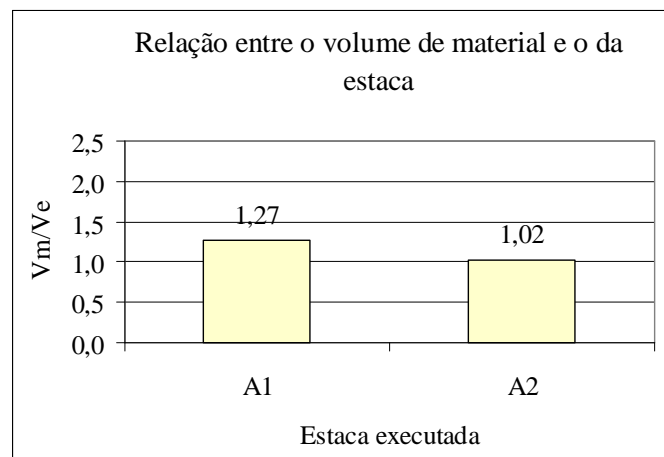


Figura 3.21 – Relação de volumes para o grupo de duas estacas A_1 e A_2 – material/estaca.

O traço utilizado na confecção das estacas foi de 3 (areia média) : 1 (brita 0), em volume. Para a bucha, utilizou-se o traço 1 (cimento) : 2 (areia média) : 3 (brita) em volume, acrescentando-se 3 % em volume de água, e obtendo-se assim um “concreto seco”.

É importante destacar que no grupo de quatro estacas, da segunda campanha, utilizou-se um procedimento diferente na compactação da mistura. Tal procedimento difere do convencional na forma de compactação da areia e brita, isto é, após a cravação do tubo e expulsão da bucha, introduzia-se no tubo a areia e a brita (cerca de 1 m de material), sacava-se parte do tubo (aproximadamente 50 cm) e assim, parte do material era compactado fora do tubo e parte dentro (confinado).

O grupo foi executado segundo a seqüência apresentada na Figura 3.17. A seguir, será descrito o procedimento utilizado e as dificuldades encontradas na execução de cada estaca do grupo.

Estaca C₁:

Em princípio este grupo seria executado utilizando-se o procedimento convencional, por isso, inicialmente cravou-se o tubo até 2,0 m de profundidade, sendo a estaca executada da forma convencional. Porém, no final, quando o tubo foi totalmente retirado (sacado), observou-se que a bucha não tinha sido totalmente expulsa e que todo o material encontrava-se, ainda, dentro do tubo. Diante disso, o tubo foi esvaziado e cravado novamente até 1,75 m, já que o material abaixo se encontrava compacto devido à primeira cravação. Resolveu-se, então, executar este grupo segundo um novo procedimento, sugerido neste trabalho.

Após a expulsão da bucha, colocava-se 1 m de material (areia e brita) dentro do tubo, que corresponde a 8 litros, em seguida sacava-se 50 cm e aplicavam-se 9 golpes nessa camada, sacava-se mais 30 cm e aplicavam-se mais 9 golpes. Percebe-se, então, que parte do material era compactado dentro do tubo e parte fora. Além disso a parte que ficava dentro do tubo era compactada duas vezes, ou seja, compactada para os primeiros 50 cm, “cisalhada” quando se sacava o tubo (mais 30 cm) e compactada novamente (quando aplicavam-se mais 9 golpes).

Estaca C₂:

A estaca C₂, com 1,75 m de comprimento, não apresentou problemas durante sua execução.

Estaca C₃:

Durante a execução da estaca C₃ ocorreu um fato “intrigante”, isto é, primeiramente não foi possível cravar o tubo até 1,75 m (com a energia que se dispunha), conseguiu-se apenas até 1,0 m. Porém, apesar de essa estaca apresentar um comprimento menor (cerca de 50 %) do que as outras, esta consumiu muito mais material para a sua confecção, conforme mostrado na Figura 3.22. Provavelmente, houve um erro na medição do volume de material inserido no tubo durante a execução dessa estaca.

Estaca C₄:

A estaca C₄, com 1,75 m de comprimento, não apresentou problemas durante sua execução.

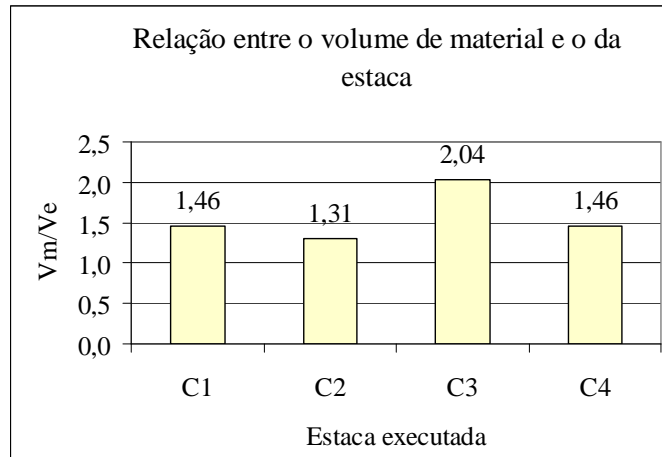


Figura 3.22 – Relação de volumes para o grupo de quatro estacas – material/estaca.

Observa-se, da Figura 3.22, que as estacas C_1 , C_2 e C_4 , que têm o mesmo comprimento e diâmetro, consumiram volume de material, para as suas execuções, praticamente iguais. O volume menor para a estaca C_2 pode estar relacionado ao fato desta ter sido executada após a estaca C_1 . Como o tubo foi cravado duas vezes, provavelmente, a densificação ao redor da estaca C_1 foi maior, portanto a raio de influência da estaca C_2 deve ter sido menor, consumindo, então, um volume menor de material para a sua execução.

Comparando-se a Figura 3.21 com a Figura 3.22, observa-se que o volume de material necessário para a execução de cada estaca do grupo de quatro estacas foi maior do que para o grupo de duas. Portanto, pode ter ocorrido aumento no diâmetro das estacas do grupo de quatro devido ao processo executivo diferenciado.

3.6 - ENSAIOS GEOTÉCNICOS *IN SITU*

Com o intuito de avaliar o melhoramento e estimar parâmetros do depósito arenoso, antes e após a cravação das estacas, realizaram-se vários ensaios de campo, tais como: sondagens com o DPL, com o SPT, com o CPT, com o DMT e provas de carga sobre placas.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos ensaios geotécnicos realizados antes, durante e após o melhoramento. O ensaio CPT não foi utilizado após o melhoramento porque, na época, o equipamento encontrava-se quebrado. Devido ao fato do ensaio SPT perturbar de forma mais acentuada as condições do depósito, optou-se por não repeti-lo após o melhoramento.

Tabela 3.1 – Ensaio geotécnicos realizados no depósito arenoso.

	DPL	SPT	CPT	DMT	Prova de carga
Antes	✓	✓	✓	✓	✓
Durante	✓	-	-	-	-
Depois	✓	-	-	✓	✓

3.6.1.– ENSAIOS ANTES DO MELHORAMENTO

Os ensaios geotécnicos *in situ* feitos antes do melhoramento, e logo após o enchimento da vala, são mostrados na Figura 3.23.

Nos ensaios DPL (Figura 3.24) utilizou-se de um martelo de 10 kg com altura de queda de 0,5 m, hastes de 1 m de comprimento e diâmetro de 22 mm, ponteira cônica de 35,7 mm de diâmetro, guia do martelo com 1 m de comprimento e diâmetro de 25 mm. A ponteira era cravada no solo, medindo-se a quantidade de golpes necessários para a cravação a cada 10 cm.

Na sondagem SPT (Figura 3.25), o amostrador foi cravado, com a queda livre de um martelo de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm, a cada 50 cm, ou seja cravava-se 45 cm (contando-se o número de golpes a cada 15 cm) e avançava-se 5 cm, sem a retirada do amostrador, até 2 m de profundidade.

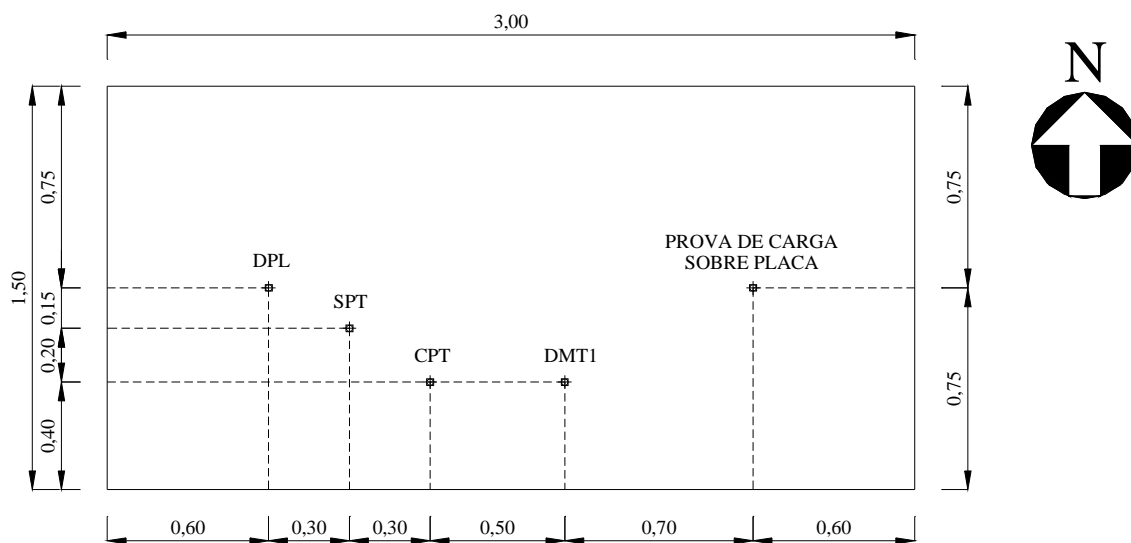


Figura 3.23 – Ensaio de campo antes do melhoramento.



Figura 3.24 - Dynamic Probing Light (DPL).



Figura 3.25 - Standard Penetration Test (SPT).

O ensaio CPT (Figura 3.26) foi executado com equipamento hidráulico motorizado com capacidade máxima de cravação de 200 kN, hastes cilíndricas de 33 mm de diâmetro e 1 m de comprimento, com um cone elétrico de diâmetro igual a 3,56 cm, área de 10 cm², ângulo de base igual a 60° com capacidade máxima na ponta de 100 kN e 1000 kPa de atrito lateral, acoplado a um sistema de aquisição de dados.

Os dados de resistência de ponta, q_c e atrito lateral, f_s foram registrados a cada 5 cm, com velocidade de cravação estática de 2 cm/s.

O procedimento para a realização dos ensaios dilatométricos (Figura 3.27) foi o da D18.02 (ASTM, 1986), obtendo-se as leituras A e B a cada 20 cm, ao interromper a cravação, e utilizando-se a máquina de cravação do cone, com velocidade de 2 cm/s.



Figura 3.26 - Cone Penetration Test (CPT).



Figura 3.27 - Dilatometer Test (DMT).

A prova de carga antes do melhoramento (Figura 3.28) foi realizada na superfície utilizando-se de uma placa rígida de 0,45 m de diâmetro. A carga era aplicada em estágios de 100 kgf (1 kN), por meio de um macaco hidráulico com capacidade de 20 tf (200 kN). A leitura era feita por uma célula de carga com capacidade de 10 tf (100 kN) e precisão de 2 kgf (0,02 kN), cuja carga aplicada ao sistema era monitorada em um visor digital. O sistema de reação era composto por vigas de aço e blocos de concreto.

No quinto estágio, correspondente a 500 kgf (5 kN), o visor digital apagou, comprometendo, assim, a continuação da prova de carga. Essa, então, foi interrompida neste nível de tensão.

Para a medida dos recalques em função da carga aplicada foram utilizados 3 (três) deflectômetros mecânicos, com curso de 100 mm e precisão de 0,01 mm/divisão. Esses foram fixados sobre as vigas de referência, fazendo-se uso de bases magnéticas.



Figura 3.28 - Prova de carga sobre placa.

Para a medição do sinal nas células de tensão total, localizadas no fundo e nas paredes da caixa de areia, utilizou-se de uma leitora potenciométrica. Porém, como as leituras não variaram, não se verificou nenhuma mudança no estado de tensões do maciço.

3.6.2.- ENSAIOS DURANTE E APÓS O MELHORAMENTO

Com relação aos ensaios feitos durante e após o melhoramento, estes podem ser divididos em:

- 1) ensaios com o DPL e o DMT feitos após a execução da estaca isolada e do grupo de duas estacas A_1 e A_2 , correspondentes à primeira campanha;
- 2) ensaios com o DPL feitos durante a execução do grupo de quatro estacas e do grupo de duas estacas D_1 e D_2 , correspondentes a segunda campanha;
- 3) provas de carga sobre placas, feitas após a execução de todas as estacas.

Após a execução do grupo de duas estacas da primeira campanha (A_1 e A_2) realizaram-se cinco sondagens com o DPL e duas com o DMT, conforme esquematizado na Figura 3.29.

Durante a execução das estacas C_3 e C_4 do grupo de quatro estacas realizaram-se quatro sondagens com o DPL, sendo duas para verificar o efeito da cravação do tubo e duas para medir o efeito da execução das estacas, conforme esquematizado na Figura 3.30. Além disso, mediu-se também o número de golpes necessários para cravar 10 cm do tubo para execução dessas estacas (C_3 e C_4), ou seja, o diagrama de cravação do tubo da estaca C_3 e da estaca C_4 .

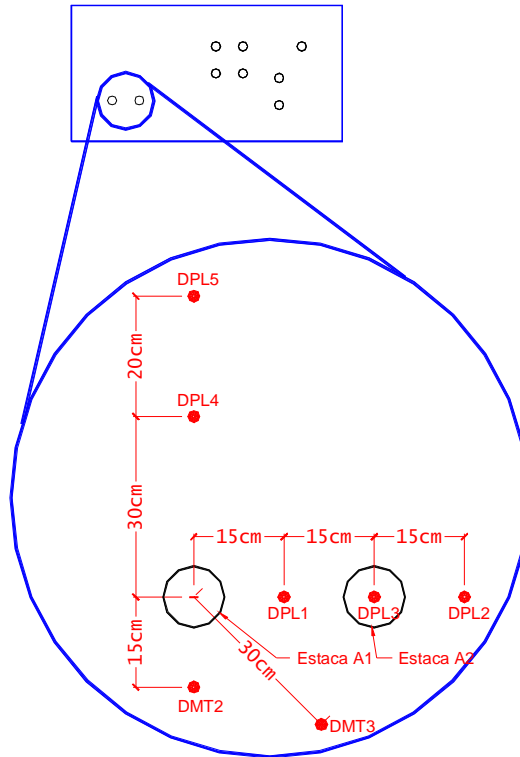


Figura 3.29 – Sondagens com o DPL e com o DMT realizadas no grupo de duas estacas (A_1 e A_2).

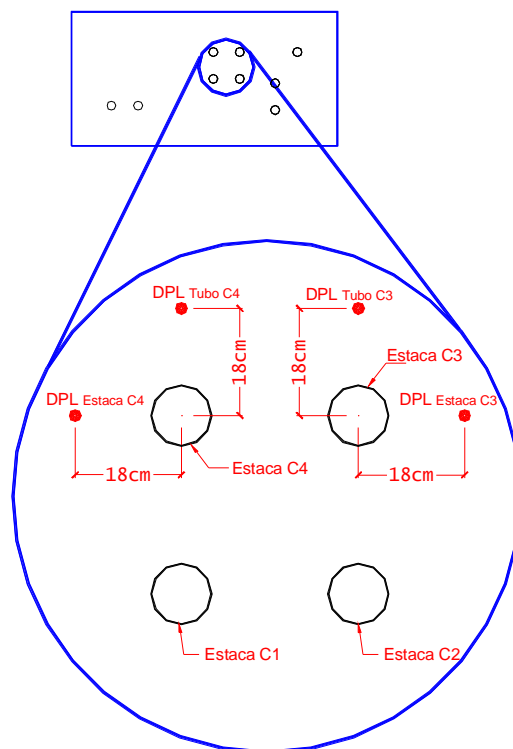


Figura 3.30 – Sondagens com o DPL realizadas nas estacas C_3 e C_4 do grupo de quatro estacas.

O mesmo foi feito durante a execução do grupo de duas estacas da segunda campanha (D_1 e D_2), conforme esquematizado na Figura 3.31. Nesse caso, foi medido o diagrama de cravação do tubo da estaca D_1 .

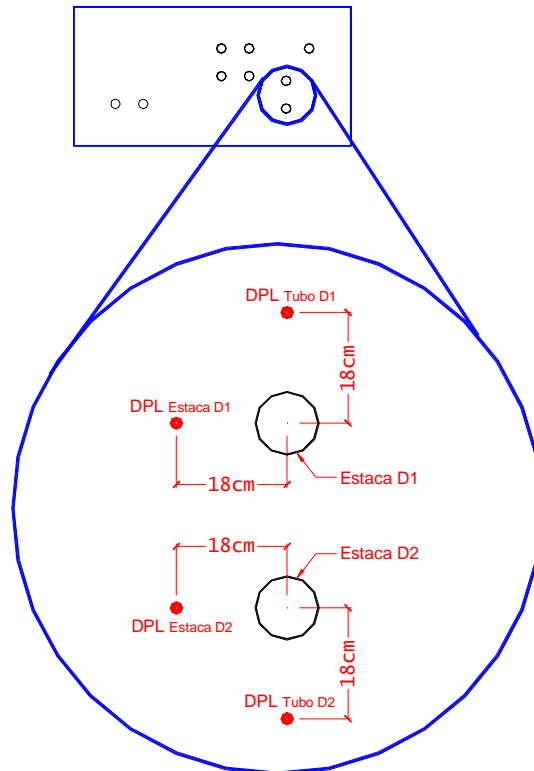


Figura 3.31 - Sondagens com o DPL realizadas nas estacas D_1 e D_2 do grupo de duas estacas.

Para avaliar o efeito do melhoramento foram programadas 4 (quatro) provas de carga sobre placas: uma sobre uma única estaca de compactação (A_1), uma sobre o grupo de duas estacas (D_1 e D_2), uma sobre o grupo de quatro estacas (C_1 , C_2 , C_3 e C_4) e uma apenas no solo melhorado.

Desejava-se também avaliar o mecanismo de transferência de carga de uma sapata assente sobre o solo melhorado. Construíram-se, então, duas células de carga, cilíndricas, em alumínio com seção transversal em forma de I. No centro da superfície externa da peça de alumínio foram colados quatro sensores de deformação “*strain gauges*”, de 120 Ω , diametralmente opostos, formando uma ponte completa de Wheatstone, conforme esquematizado na Figura 3.32.

A calibração das células foi feita utilizando-se o sistema de aquisição de dados SPIDER 8 (Figura 3.33), que pela primeira vez foi utilizado nos ensaios de laboratório e campo de Geotecnia da UnB. As leituras eram controladas pelo “software” CATMAN 4.5.

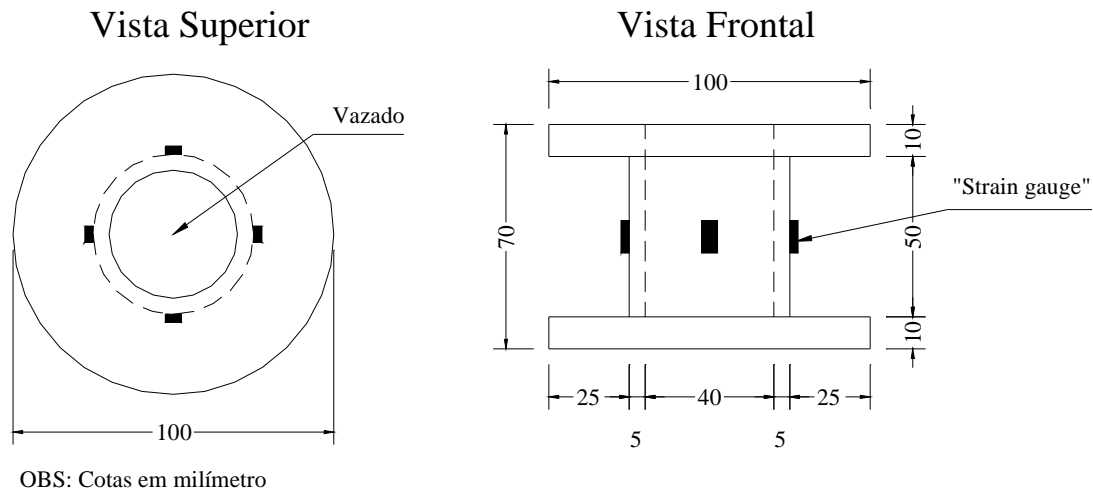


Figura 3.32 – Desenho esquemático da célula de carga.

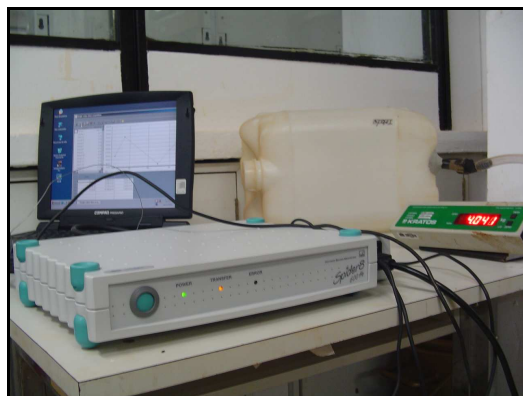


Figura 3.33 – Spider 8.

Cada célula foi submetida a ciclos de carregamento e descarregamento. As curvas de calibração das duas células construídas estão apresentadas na Figura 3.34.

Todas as provas de carga, após o melhoramento, foram feitas em Setembro de 2005 e estão mostradas na Figura 3.35. Inicialmente, escavava-se 30 cm do solo superficial para evitar a camada não densificada. A carga era aplicada por meio de um macaco hidráulico com capacidade de 20 tf (200 kN). A leitura era feita por uma célula de carga com capacidade de 10 tf (100 kN) e precisão de 2 kgf (0,02 kN) cuja carga aplicada ao sistema era monitorada em um visor digital.

Para a medição dos recalques em função da carga aplicada utilizaram-se deflectômetros mecânicos, com curso de 100 mm e precisão de 0,01 mm/divisão. Esses foram fixados sobre as vigas de referência, fazendo-se uso de bases magnéticas.

A seguir, será descrito o procedimento e as características de cada prova de carga, na seqüência em que foram executadas.

1) Prova de carga na estaca A₁:

O ensaio foi realizado com uma placa de 0,10 m de diâmetro, posicionada a 0,30 m da superfície e sobre a estaca de compactação A₁. A carga era aplicada em estágios de 100 kgf (1 kN) e o sistema de reação era composto por duas pranchas de madeira e blocos de concreto, conforme mostrado na Figura 3.36.

No quinto estágio, correspondente a 500 kgf (5 kN), a estaca rompeu, conforme mostrado na Figura 3.37.

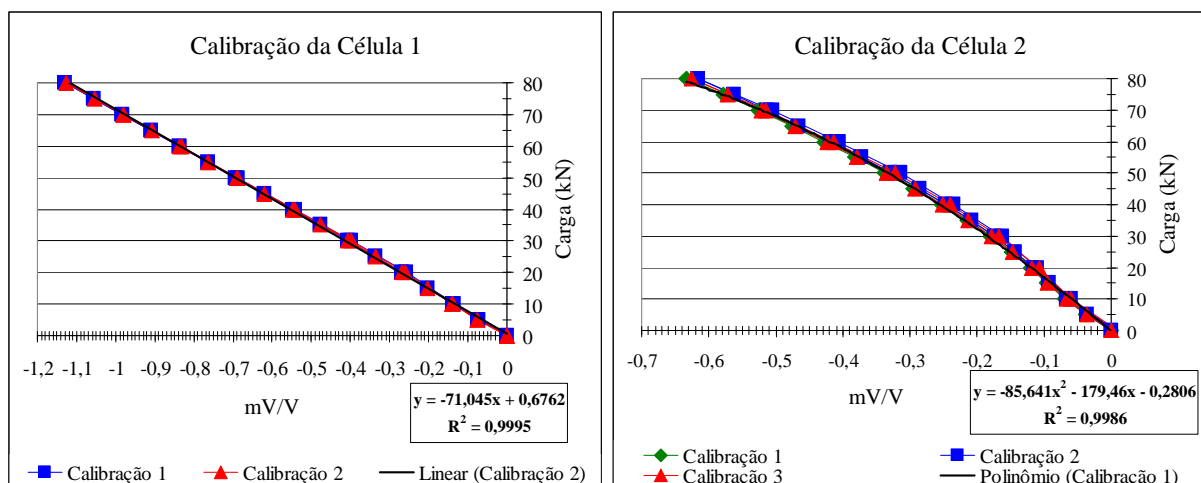
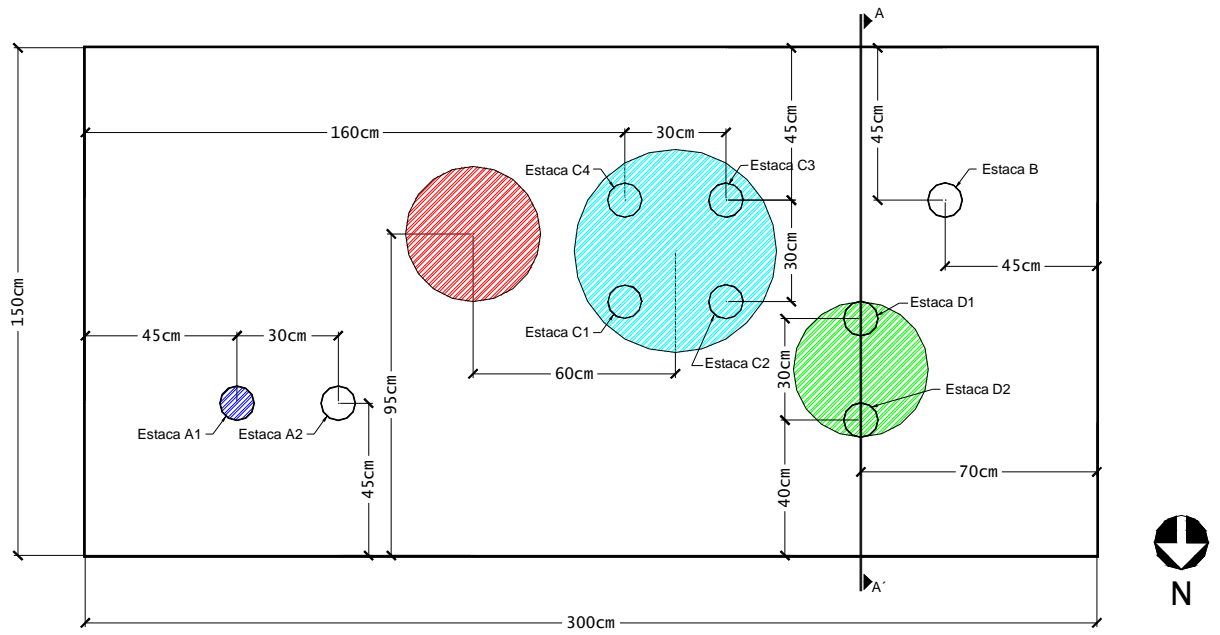
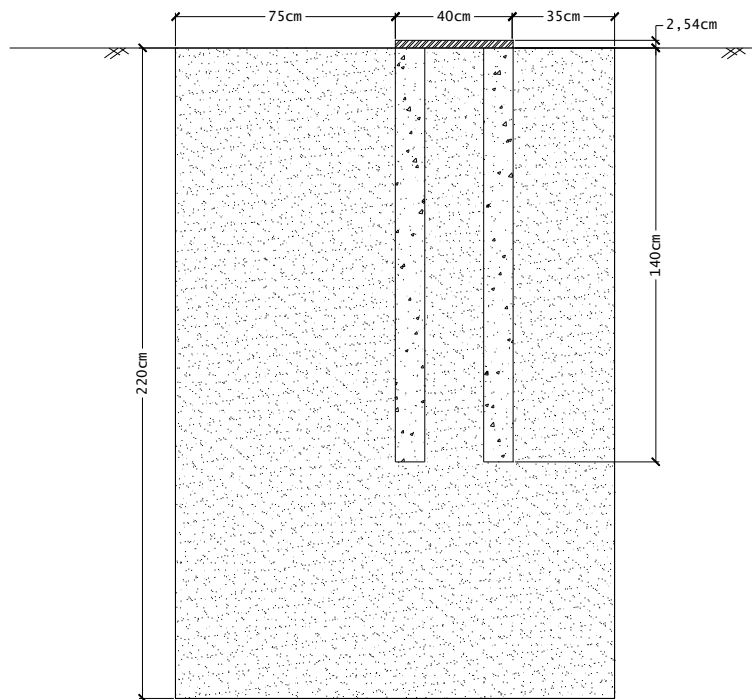
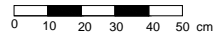


Figura 3.34 – Calibração das células de carga.



PLANTA BAIXA

ESCALA GRÁFICA



LEGENDA

- Placa sobre solo melhorado ●
- Grupo de duas estacas ●
- Grupo de quatro estacas ●
- Prova de carga na estaca A1 ●

CORTE AA'

ESCALA GRÁFICA



Figura 3.35 – Provas de carga após melhoramento.



Figura 3.36 – Prova de carga na estaca A₁.



Figura 3.37 – Ruptura da estaca A₁.

2) Prova de carga no grupo de quatro estacas (C₁, C₂, C₃ e C₄):

Esta prova de carga foi feita utilizando-se uma placa de 0,60 m de diâmetro posicionada a 0,30 m da superfície e sobre o grupo de quatro estacas (Figura 3.38). A carga era aplicada em estágios de 500 kgf (5 kN), porém iniciou-se o ensaio com uma carga de 200 kgf (2 kN) para acomodação da placa.

O sistema de reação era composto por uma viga metálica e blocos de concreto, conforme Figura 3.39.

No oitavo estágio, correspondente a 4 tf (40 kN), o sistema de reação apresentou-se instável, ou seja, a viga estava girando (tombando). Por motivos de segurança, optou-se pelo descarregamento.

Para dar continuidade a este ensaio, o sistema de reação foi complementado colocando-se mais blocos sobre a viga, conforme Figura 3.40.



Figura 3.38 – Prova de carga no grupo de quatro estacas.



Figura 3.39 – Sistema de reação 1.



Figura 3.40 – Sistema de reação 2.

Antes de iniciar um novo ciclo de carregamento, a placa foi removida para a instalação das células de carga no topo das estacas C_2 e C_4 , conforme mostrado na Figura 3.41. Para isso, um tubo de PVC com as mesmas dimensões da célula era cravado ao redor da estaca e em seguida retirava-se o material do interior do tubo, substituindo-o pela célula. Em seguida, a placa foi colocada novamente sobre o grupo de estacas e instalaram-se quatro extensômetros mecânicos sobre a mesma, em posições correspondentes às das estacas do grupo, conforme Figura 3.42.

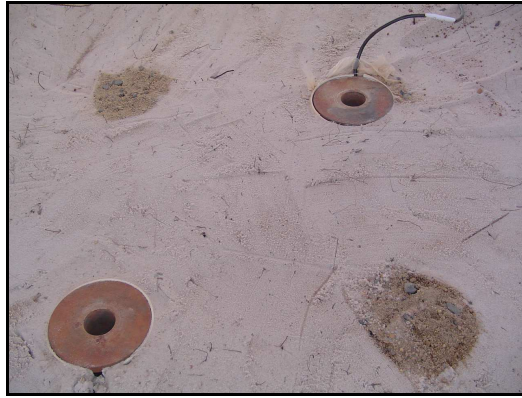


Figura 3.41 – Células de carga posicionadas nas estacas C₂ e C₄.



Figura 3.42 – Segundo carregamento do grupo de quatro estacas.

Da mesma forma que no primeiro carregamento, a carga era aplicada em estágios de 500 kgf. A leitura da carga total aplicada ao sistema era feita por uma célula de carga e a parcela de carga absorvida pelas células posicionadas no topo das estacas C₂ e C₄ era monitorada por um computador acoplado ao Spider 8 (Figura 3.43).

A leitura nas células de pressão total, localizadas no fundo da vala era monitorada por um medidor de deformação (Figura 3.44). Porém, para o nível de carregamento das provas de carga, não se observou mudança no estado de tensões no fundo da vala.

Na passagem do 16^o para o 17^o estágio de carga, correspondente a 80 para 85 kN, novamente o sistema de reação apresentou-se instável, pois este possuía uma capacidade máxima de aproximadamente 9 tf (90kN). Portanto, o ensaio foi interrompido por falta de reação.



Figura 3.43 – Aquisição de dados (Spider 8).



Figura 3.44 – Medidor de deformação.

3) Prova de carga no solo melhorado:

Este ensaio foi realizado com uma placa de 0,40 m de diâmetro posicionada a 0,35 m da superfície (Figura 3.45). A carga era aplicada em estágios de 200 kgf (2 kN) e o sistema de reação era composto por duas pranchas de madeira e blocos de concreto. No quarto estágio, correspondente a 8 kN, surgiram algumas fissuras ao redor da placa, conforme mostrado na Figura 3.46. Por falta de reação, o ensaio foi interrompido com uma carga de 15 kN.

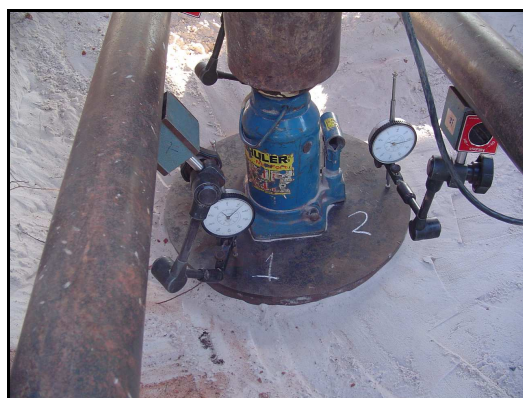


Figura 3.45 – Prova de carga no solo melhorado.



Figura 3.46 – Fissuras no solo ao redor da placa.

4) Prova de carga no grupo de duas estacas (D_1 e D_2):

Para este ensaio utilizou-se uma placa de 0,40 m de diâmetro, posicionada a 0,30 m da superfície e sobre as estacas D_1 e D_2 . Com o mesmo procedimento utilizado no grupo de quatro estacas, instalaram-se as duas células de carga no topo das estacas D_1 e D_2 , conforme Figura 3.47.

A Figura 3.48 mostra a disposição dos extensômetros mecânicos na placa. Nota-se que os extensômetros 2 e 3 estão posicionados próximos às estacas D_1 e D_2 , respectivamente, e que o extensômetro 1 está numa região da placa suportada apenas pelo solo.



Figura 3.47 – Células de carga no grupo de duas estacas.



Figura 3.48 – Prova de carga no grupo de duas estacas.

O sistema de reação era composto por uma viga metálica e por blocos de concreto. A carga era aplicada em estágios de 500 kgf (5 kN) cuja leitura era monitorada por uma célula de carga, e a parcela absorvida pelas estacas monitoradas pelo Spider 8. No décimo estágio de carga, correspondente a 5 tf (50 kN), a prova de carga foi interrompida por falta de reação.

3.7- MÉTODOS GEOFÍSICOS

No decorrer dos trabalhos, julgou-se necessário dispor de uma ferramenta que possibilitasse obter imagens do interior da caixa de areia, antes e depois da introdução das estacas de areia e brita. Com este intuito foram realizados, com o apoio do Departamento de Geologia da UnB, levantamentos geofísicos no local da caixa utilizando-se o GPR e o método elétrico de corrente contínua.

Na obtenção de medidas de resistividade elétrica com corrente contínua (Figura 3.49) empregou-se o arranjo de eletrodos gradiente. Foram utilizadas 21 linhas paralelas, com 2,5 m de comprimento e espaçadas de 0,25 metros. Nos extremos destas linhas situavam-se os eletrodos de corrente (A e B). O espaçamento entre os eletrodos M e N foi de 0,25 m. As linhas foram dispostas sobre a caixa e nas áreas adjacentes, conforme mostrado na Figura 3.50. Ao todo, em cada levantamento, obtiveram-se 168 medidas de resistividade elétrica regularmente dispostas na área da caixa de areia.



Figura 3.49 – Aquisição das medidas de resistividade.

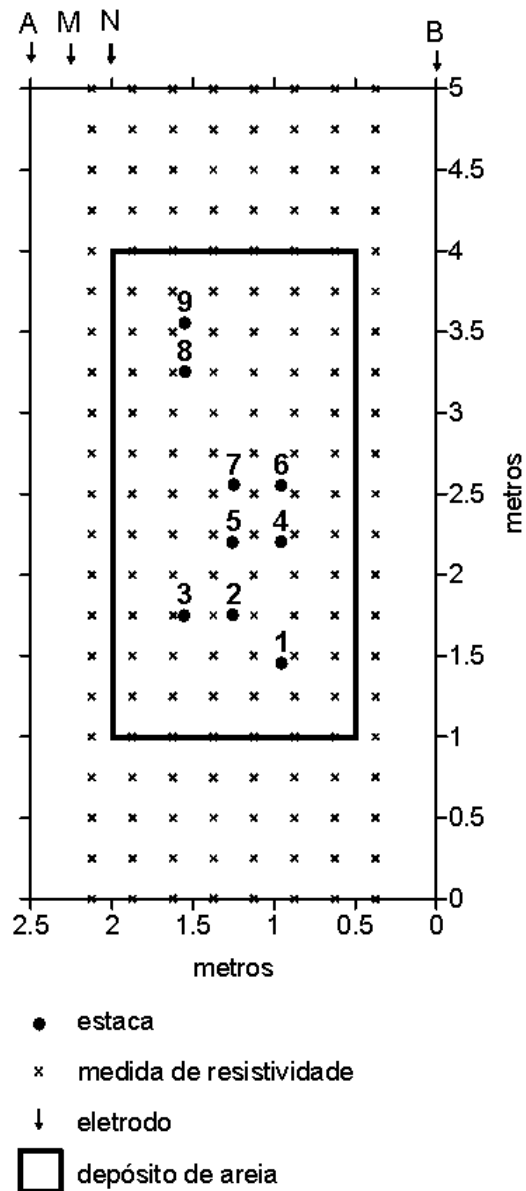


Figura 3.50 – Local das medidas de resistividade elétrica.

O equipamento utilizado foi um resistivímetro modelo Geopulse, fabricado por Campus Geophysical Instruments, Inglaterra. Trata-se de um equipamento relativamente moderno, portátil e leve (cerca de 6 kg), que possui conexões independentes para os eletrodos de potencial e de corrente, o que o habilita a trabalhar com qualquer arranjo de 4 eletrodos. Este equipamento é alimentado por bateria de 12V, tem potência de 18 W e possibilita trabalhar com valores de corrente entre 1 e 100 mA.

Os ensaios de GPR foram feitos pela HGeo Tecnologia em Geociências e com o equipamento disponibilizado pelo Laboratório de Geofísica Aplicada da Universidade de Brasília, que opera com antenas de 110, 225, 450 e 900 MHz.

A escolha das antenas para um estudo aplicando a metodologia Radar de Penetração de Solo (GPR) leva em consideração dois aspectos principais: a profundidade de investigação e a resolução desejada. Em um mesmo ambiente, utilizando duas antenas de frequência diferentes, quanto maior a frequência, menor a profundidade de investigação. Contudo, a resolução obtida será superior com as antenas de maior frequência.

Como o estudo em questão envolve a caracterização de níveis de deposição de areias a uma profundidade máxima de 2,5 metros, optou-se por empregar antenas de 450 MHz (com registros a cada 5 cm) e 225 MHz (com registros a cada 10 cm). As antenas de 110 MHz não oferecem uma resolução adequada e as de 900 MHz não possuem profundidade de investigação suficiente.

Foi definida uma malha de 6 perfis espaçados em 1 metro ao longo do lado de menor comprimento da caixa de areia e 9 perfis, também espaçados em 1 m, ao longo do lado maior. Realizaram-se dois levantamentos, um em Outubro de 2003 (antes da execução das estacas) e outro em Agosto de 2004 (após a execução das estacas). Os resultados do primeiro levantamento descartaram a utilização da antena de 225 MHz, pois não foi possível delimitar os níveis de deposição nas seções obtidas por essa antena. No segundo levantamento foram realizados perfis apenas com as antenas de 450 MHz (Figura 3.51).



Figura 3.51 – Ground Penetration Radar (GPR).

RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS *IN SITU* REALIZADOS ANTES DO MELHORAMENTO

A Figura 4.1 mostra os resultados obtidos dos ensaios de DPL e SPT, realizados após a construção do depósito arenoso. Dos dados do DPL, observa-se um aumento da resistência com a profundidade até 1,4 m, apresentando, em seguida, valores erráticos com média de 4 golpes até 2,5 m (que corresponde ao fundo do depósito). Com relação aos dados obtidos do SPT, observa-se também um aumento do número de golpes com a profundidade, sendo os valores de N_{30} inferiores a 4 (quatro), o que caracteriza uma areia fofa, conforme já observado durante o enchimento da vala (Figura 3. 16).

Abaixo dos 2,5 m de profundidade, os valores de N_{10} na camada argilosa estão de acordo com os apresentados por Mota (2003), ou seja, segundo essa autora, o N_{10} médio do solo do campo experimental para as profundidades de 2 a 4 m é igual a 5.

O pico nos valores de N_{10} , que ocorre à 2,8 m de profundidade (no material argiloso), deve-se provavelmente a um ressecamento do solo do fundo da vala, quando esta ainda não tinha sido preenchida com areia. Já que a mesma ficou aberta por vários meses.

A Figura 4.2 apresenta os resultados obtidos do CPT em termos de: (a) resistência de ponta, q_c ; (b) atrito lateral, f_s e (c) razão de atrito, $R_f = f_s/q_c$.

Comparando-se o comportamento da camada arenosa com a argilosa, nota-se que na areia a resistência de ponta aumenta com a profundidade, devido ao aumento da densidade. Por se tratar de um solo arenoso, o atrito lateral acompanha o comportamento da resistência de ponta, porém numa escala muito menor.

No solo argiloso observa-se comportamento distinto, ou seja, a resistência de ponta diminui para um valor praticamente constante e o atrito lateral aumenta com a profundidade.

A razão de atrito (R_f) mostra perfeitamente a transição entre as camadas. Observa-se na primeira camada valores de R_f muito baixos e praticamente constantes, evidenciando um material eminentemente arenoso. À medida que o cone penetra na camada argilosa, observa-se a mudança de material devido ao aumento de R_f . Tais valores são compatíveis com os observados na literatura (Schnaid, 2000; Velloso & Lopes, 1996).

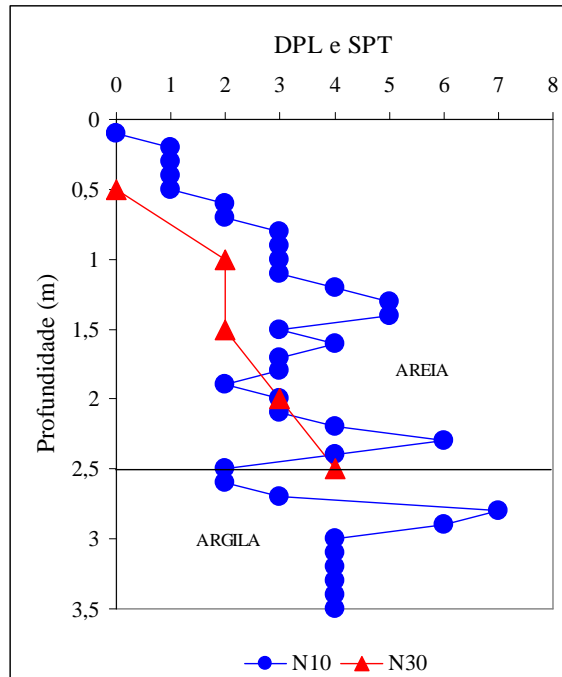


Figura 4.1 - Resultados dos ensaios DPL (N_{10}) e SPT (N_{30}) antes do melhoramento.

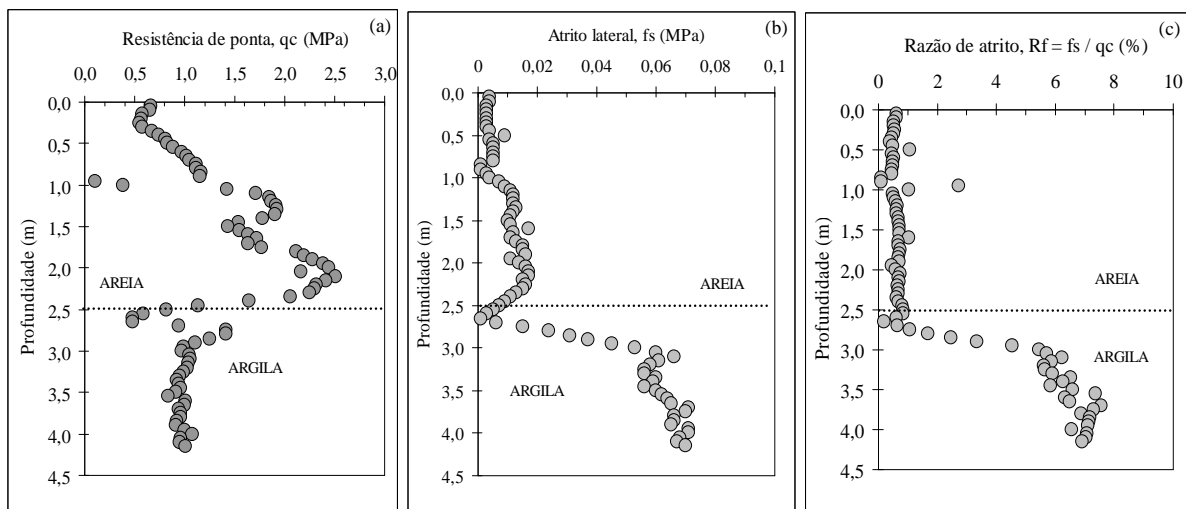


Figura 4.2 - Resultados do CPT: (a) resistência de ponta, (b) atrito lateral e (c) razão de atrito.

A Figura 4.3 mostra a variação das pressões P_0 e P_1 com a profundidade.

Supondo que P_0 é cerca de 10 a 11 vezes maior do que a tensão horizontal *in situ* (σ_h) e de 4 a 6 vezes maior do que a tensão vertical efetiva (σ_v), conforme observado por Bellotti *et al.* (1979) *apud* Konrad (1988), e, tomando-se como referência a profundidade de 1,4 m (que seria um ponto situado na “metade” da caixa de areia), onde $P_0 = 60$ kPa, pode-se dizer que antes do melhoramento o valor de σ_v estaria em torno de 21 kPa (1,4 m vezes 15 kN/m^3) e, conseqüentemente, a relação P_0/σ_v estaria em torno de 3 conforme sugerido por Konrad (1988).

Na Figura 4.4 tem-se os índices dilatométricos obtidos a partir das pressões P_0 e P_1 , obtidas do ensaio feito após a construção do depósito.

A Figura 4.5 mostra a relação entre a resistência de ponta q_c obtida do ensaio CPT, e as pressões P_0 e P_1 , obtidas do ensaio DMT, antes do melhoramento. Observa-se que P_1 aumenta em maior escala do que P_0 , isto é, P_1 apresenta valores variando de 0,02 a 0,4 MPa enquanto que P_0 varia de 0,02 a 0,1 MPa, mostrando que a tensão horizontal na caixa de areia é baixa.

A Figura 4.6 apresenta a curva carga x recalque obtida do ensaio de placa realizado antes da execução das estacas de compactação. Tem-se uma carga máxima de 5 kN aplicados numa área de $1590,43 \text{ cm}^2$ (referente a uma placa de 45 cm de diâmetro). Isso corresponde a cerca de 31 kPa. Observa-se que mesmo para um nível de tensão tão baixo, o recalque máximo atingido foi superior a 40 mm. Isso se deve ao estado fofo da areia na superfície do depósito.

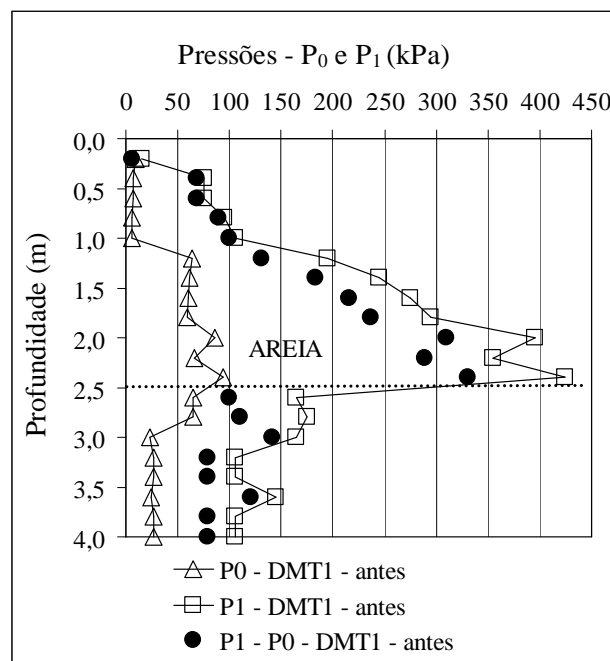


Figura 4.3 – Pressões P_0 e P_1 antes do melhoramento.

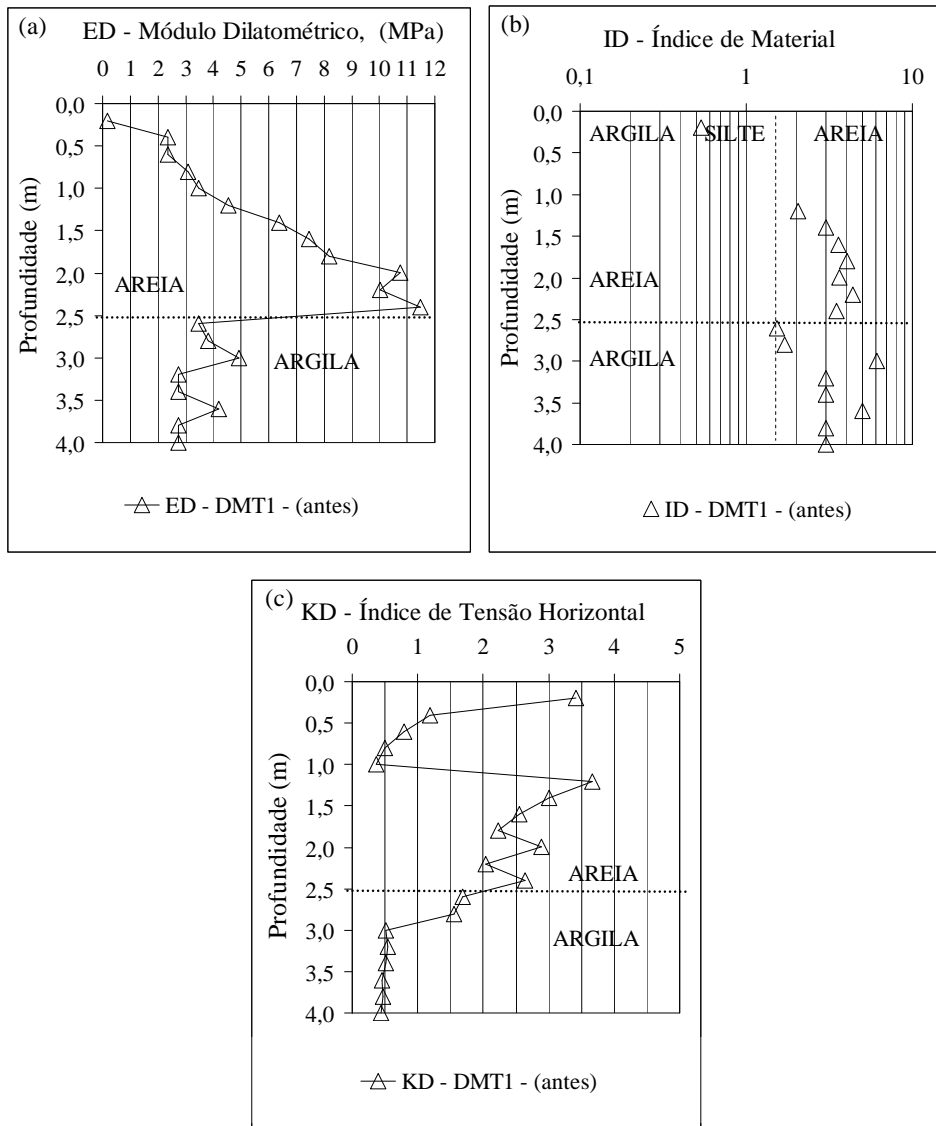


Figura 4.4 – Índices dilatométricos: (a) módulo dilatométrico (b) índice de material (c) índice de tensão horizontal – antes do melhoramento.

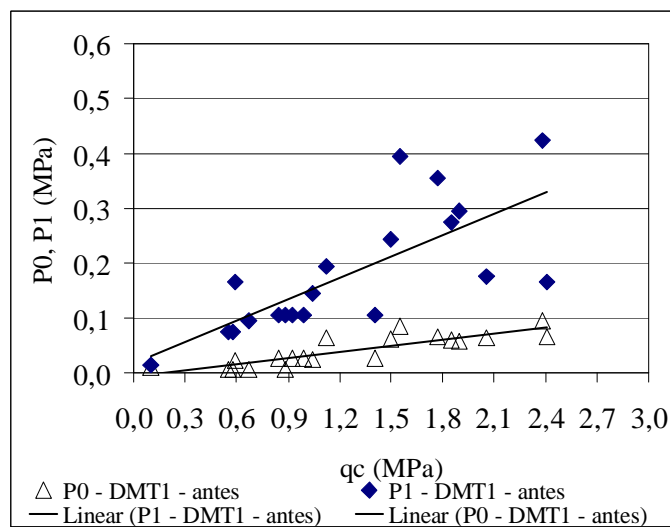


Figura 4.5 – Relação entre valores de P_0 , P_1 e q_c .

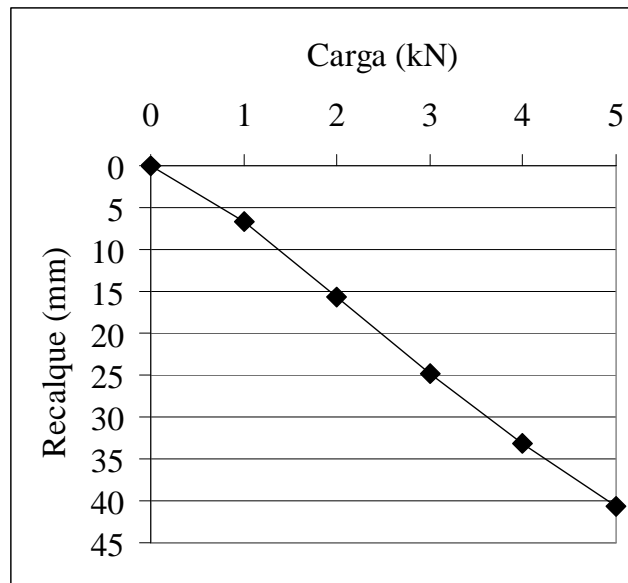


Figura 4.6 - Curva carga x recalque referente ao ensaio de placa.

4.2- APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS *IN SITU* REALIZADOS DURANTE E APÓS O MELHORAMENTO

A Figura 4.7 mostra uma comparação dos resultados dos ensaios de DPL realizados antes e após a execução do grupo de duas estacas (A_1 e A_2). Observa-se um ganho significativo na resistência à penetração em DPL2 (afastado 15 cm do eixo da estaca A_2), seguido por um ganho ainda significativo em DPL4 (afastado 30 cm ou três diâmetros do eixo da estaca A_1), e nenhum ganho em DPL5 (afastado 50 cm do eixo da estaca A_1). Esses resultados estão de acordo com as previsões feitas por Farias *et al.* (2003), que simularam numericamente o processo executivo de estacas de areia usando um modelo constitutivo desenvolvido recentemente que considera a densificação do solo (Nakai & Hinokio, 2003).

Os resultados em DPL1 (afastado 15 cm do centro das duas estacas) são basicamente iguais aos observados em DPL2 (igualmente afastado 15 cm da estaca A_2 , porém em direção oposta). Isso mostra que, nesse caso, não houve superposição de melhoramento entre as duas estacas, isto é, quando a segunda estaca foi construída a areia já tinha sido compactada pela primeira, e não houve melhoramento adicional na areia (já densa).

Outro resultado interessante pode ser observado em DPL3, que foi feito exatamente no centro da estaca A_2 . Os resultados mostram que a resistência à penetração no meio da estaca de areia e brita é basicamente a mesma quando comparada a do solo arenoso melhorado (DPL2). Isso deve estar relacionado à dilatação do material compactado dentro do tubo de metal, devido ao

efeito cisalhante que se origina quando o tubo é puxado. Este resultado, caso comprovado em escala natural, tem significativa importância prática para projetos, indicando que a fundação deve ser tratada como uma sapata isolada sobre solo melhorado, ao invés de um “radier estaqueado” típico, conforme definição clássica de funcionamento deste tipo de fundação. Isto porque ambos solo melhorado e estaca têm, em princípio, capacidade de suporte similares.

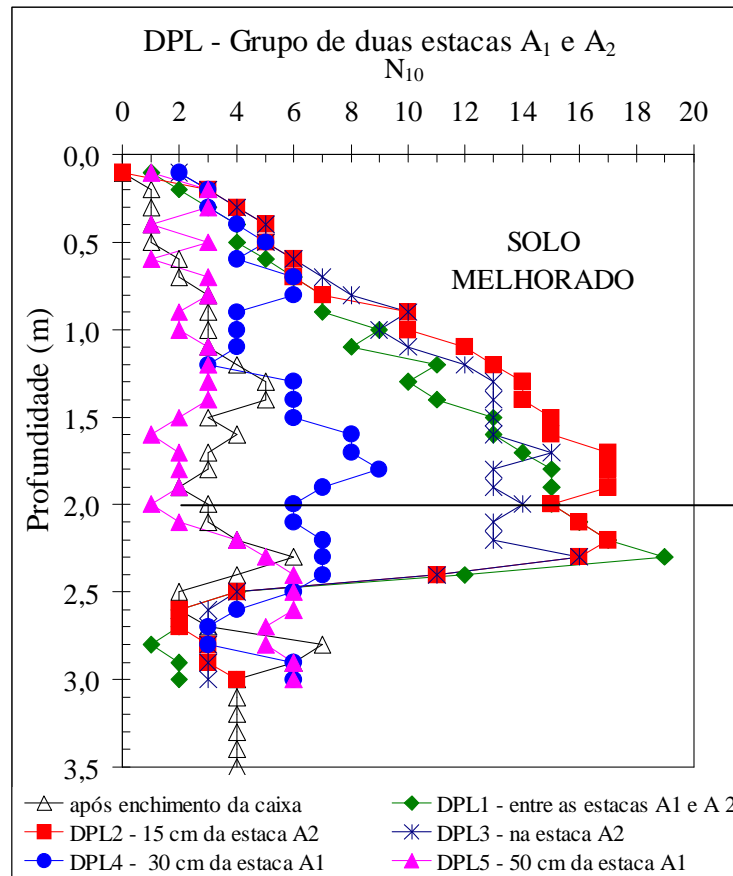


Figura 4.7 - Resultados dos ensaios DPL para o grupo de duas estacas A₁ e A₂.

Uma outra análise refere-se ao efeito da cravação do tubo na densificação do solo. Para isso, foram feitos ensaios de DPL após a cravação do tubo e estes foram comparados com os resultados obtidos após a execução da estaca.

A Figura 4.8 apresenta os resultados dos ensaios com o DPL, feitos para avaliar o efeito da cravação do tubo durante a execução da estaca C₃, do grupo de quatro estacas.

Primeiramente, observa-se que na época da execução do grupo de quatro estacas a caixa de areia já se encontrava em um estado de maior compactação quando comparado com os resultados do DPL feito após o enchimento da caixa.

É importante salientar que a estaca isolada (B) e o grupo de duas estacas A_1 e A_1 , mostradas na Figura 3.17, já haviam sido executadas e que, além disso, esse grupo foi executado após um período de chuvas, que certamente contribuiu na compactação do solo (que antes era uma areia muito fofa). Portanto, a referência agora serão os valores obtidos do DPL feito após as chuvas.

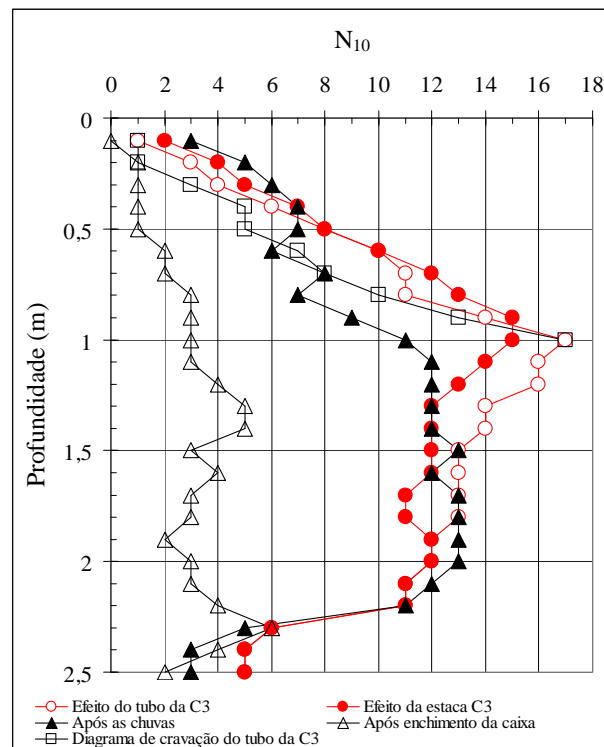


Figura 4.8 – Efeito tubo/estaca no processo de densificação (estaca C_3).

Observa-se que para os primeiros 40 cm, não houve melhoramento, verificando-se uma diminuição nos valores de N_{10} não significativa. Isso se deve à falta de confinamento na superfície, uma vez que os resultados do ensaio feito antes da execução do grupo (após chuvas) apresentam valores de N_{10} superiores ou iguais àqueles referentes à cravação do tubo e à execução da estaca.

Observa-se que até 1,0 m de profundidade, que corresponde ao comprimento da estaca C_3 , praticamente não há diferença entre os valores de N_{10} referentes ao efeito da cravação do tubo e a execução da estaca. A partir daí, que corresponde à profundidade onde provavelmente se encontra a bucha, observa-se que os valores diminuem, porém os valores referentes à cravação do tubo são sempre maiores.

Com relação à estaca C₄, conforme mostrado na Figura 4.9, observam-se valores de N₁₀ referentes à execução das estacas ligeiramente maiores ou iguais aos referentes à cravação do tubo até 1,0 m de profundidade. A partir daí e até 1,75 m (cota de assentamento) da estaca os valores de N₁₀ referentes à cravação do tubo são sempre maiores.

Nota-se também que, ao contrário dos outros grupos, abaixo da ponta das estacas (C₃ e C₄) não se observa melhoramento, provavelmente por se tratar de uma camada já densa, conforme mostrado no diagrama de cravação do tubo dessas estacas. Isto é, observa-se um pico de 17 golpes no diagrama de cravação do tubo da estaca C₃ na profundidade de assentamento desta e um pico de 22 golpes na profundidade de assentamento da estaca C₄.

É importante destacar que o diagrama de cravação do tubo, tanto de C₃ quanto de C₄, acompanha, respectivamente, os valores de N₁₀ referentes ao efeito da cravação dos tubos para a execução dessas estacas.

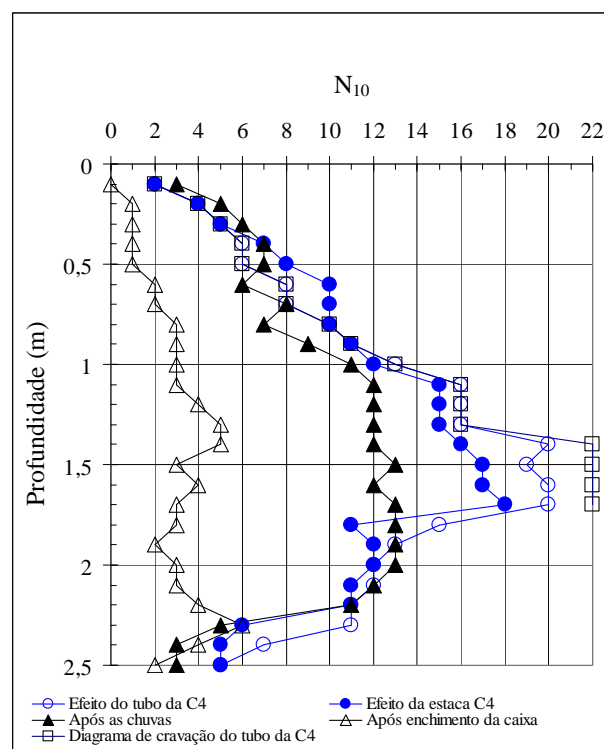


Figura 4.9 – Efeito tubo/estaca no processo de densificação (estaca C₄).

O mesmo tipo de análise foi feito para o grupo de duas estacas D₁ e D₂, executado utilizando-se o processo convencional (material compactado dentro do tubo). A Figura 4.10 apresenta os valores de N₁₀ para os ensaios de DPL realizados na estaca D₁. Assim como verificado no grupo de quatro estacas, até 0,4 m não se observa melhoramento. De 0,5 m até

cerca de 1,0 m de profundidade, os valores de N_{10} referentes ao efeito da execução da estaca são iguais ou ligeiramente maiores do que aqueles referentes ao efeito da cravação do tubo. A partir daí os valores referentes ao efeito do tubo são sempre maiores. Nesse grupo, o diagrama de cravação do tubo da estaca D_1 acompanha os valores de N_{10} referentes ao DPL feito antes da execução do grupo e após o período de chuvas.

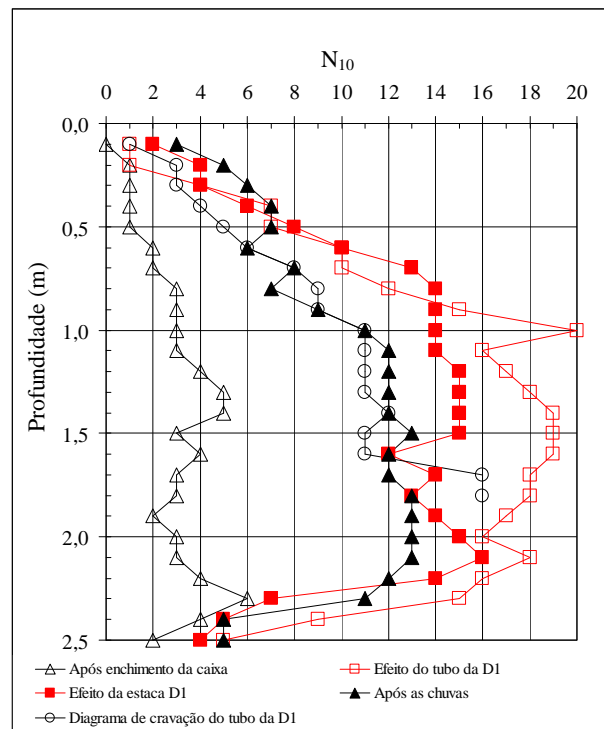


Figura 4.10 – Efeito tubo/estaca no processo de densificação (estaca D_1).

Com relação à estaca D_2 , conforme mostrado na Figura 4.11, os valores de N_{10} tanto os referentes ao efeito do tubo quanto à execução da estaca são praticamente iguais até 1,3 m de profundidade. A partir daí os valores referentes ao efeito da cravação do tubo são sempre maiores.

Comparando-se os resultados obtidos nos dois grupos, observa-se que para profundidades superiores a 1,0 m (onde já existe um confinamento considerável), a cravação do tubo, por si só, é a responsável pelo aumento da resistência à penetração do solo, e essa resistência diminui, após a execução das estacas, devido ao cisalhamento no momento em que o tubo é sacado.

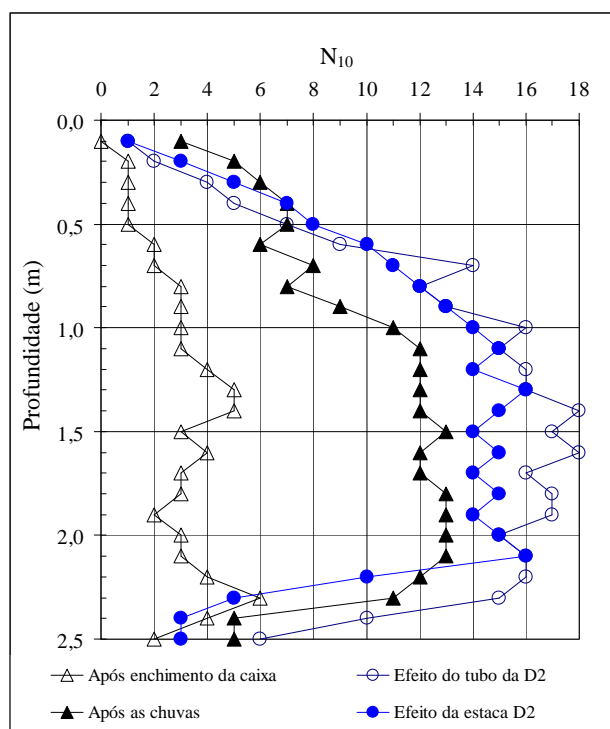


Figura 4.11 – Efeito tubo/estaca no processo de densificação (estaca D₂).

A Figura 4.12 (a) e (b) apresenta os valores das pressões corrigidas P_0 e P_1 para os ensaios dilatométricos realizados nos pontos mostrados na Figura 3.29. Os resultados mostram um aumento considerável nos valores de P_0 e P_1 até a profundidade de 2,3 m. Isso se reflete, conseqüentemente, no aumento dos índices dilatométricos apresentados na Figura 4.13.

Esses resultados mostram que o melhoramento se estende não apenas lateralmente na caixa de areia, mas também abaixo da ponta da estaca, assente na profundidade de 2,0 m.

As curvas para P_0 e P_1 antes e após o melhoramento do solo são aproximadamente paralelas no domínio do depósito arenoso, entre as profundidades de 0,40 m e 2,2 m. Para a posição de DMT2 (15 cm do centro da estaca) o valor de P_0 aumentou em 65 kPa e P_1 cerca de 350 kPa.

A transição entre o depósito artificial de areia e o solo argiloso local é claramente identificada na profundidade de 2,5 m, que corresponde ao fundo da vala, pelos índices dilatométricos, exceto pelo índice de material (I_D), que classificou o solo argiloso local como areia. Porém, isso se deve ao fato de que este índice classifica melhor o solo em termos de comportamento do que em relação à textura, e a argila laterítica de Brasília comporta-se como um material arenoso. Este fato já foi observado e comentado por Ortigão *et al.* (1996).

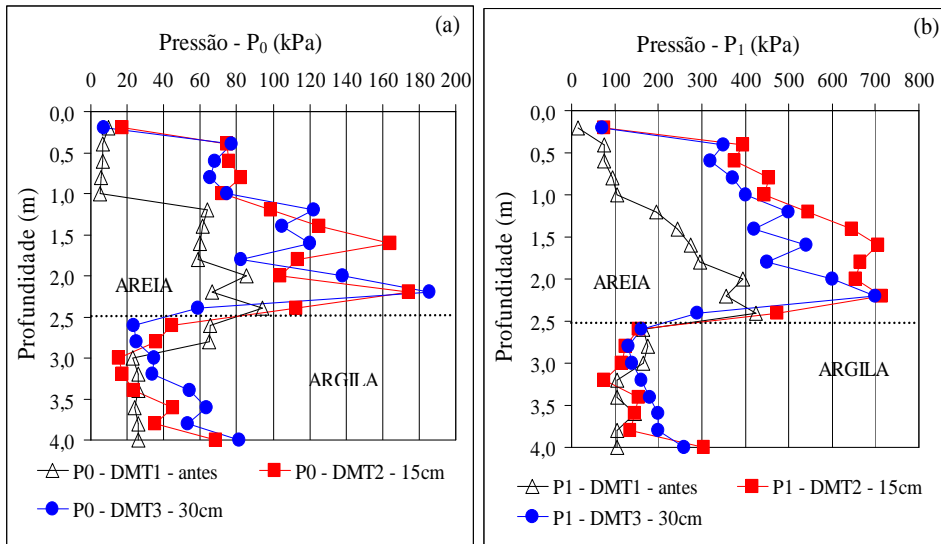


Figura 4.12 - Pressões (a) P_0 e (b) P_1 antes e após a execução das estacas A_1 e A_2 .

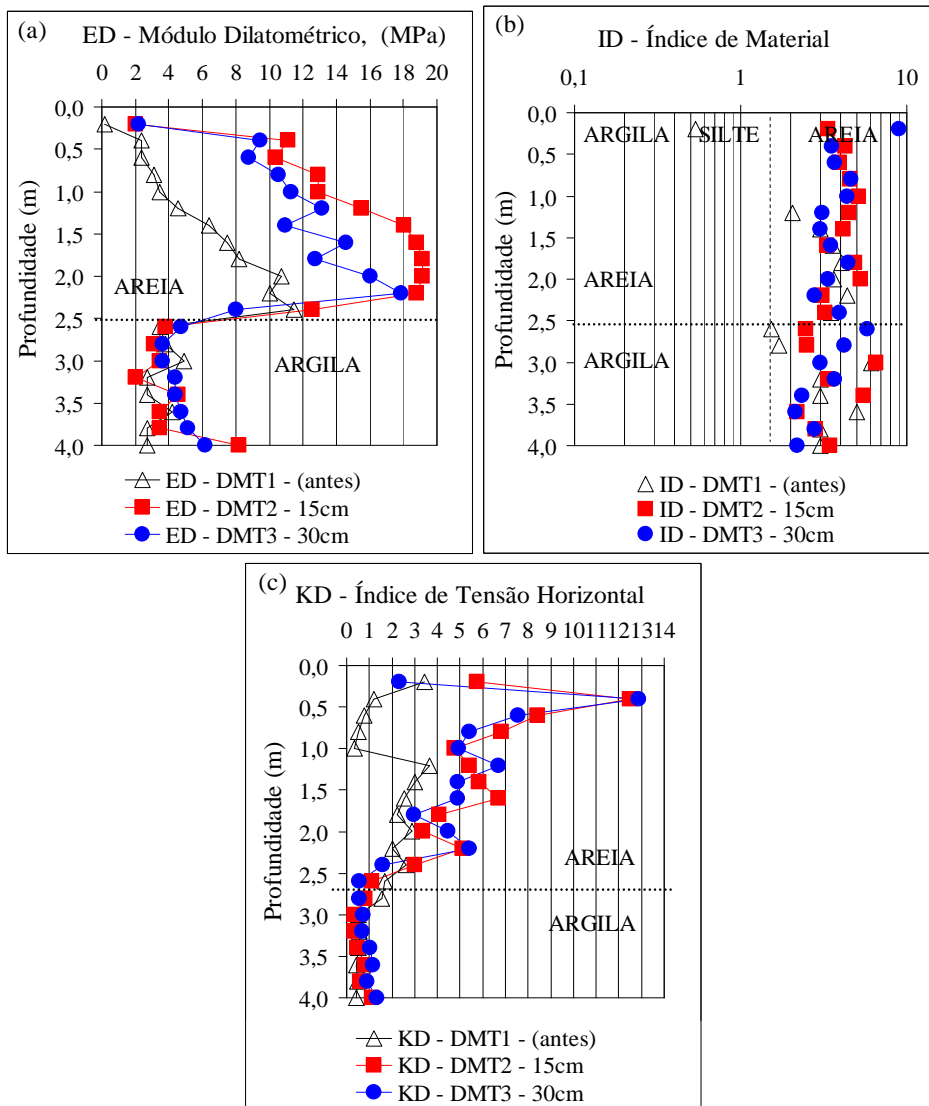


Figura 4.13 - Índices dilatométricos: (a) módulo dilatométrico (b) índice de material (c) índice de tensão horizontal.

Um brusco aumento em K_D é observado até 1,0 m de profundidade, provavelmente devido à falta de confinamento na superfície. Um aumento também é observado até 2,3 m, porém em menor proporção.

4.3 - CORRELAÇÕES COM PROPRIEDADES DO SOLO

Devido à inexistência de nível de água, até a profundidade ensaiada, tanto no depósito construído como no campo experimental tem-se que $u_0 = 0$. Assim, todos os parâmetros foram estimados em termos de tensão efetiva, que, nesse caso, é igual à total.

Antes do melhoramento, as tensões verticais totais *in situ* foram estimadas em função dos pesos específicos obtidos durante o preenchimento da vala, conforme a Figura 3.16. Para as profundidades de 2,5 m até 4,5 m, que corresponde à argila porosa de Brasília, adotou-se $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ que corresponde a média entre os valores obtidos por Guimarães (2002) em laboratório para as profundidades de 3 m ($\gamma = 15,25 \text{ kN/m}^3$) e 4m ($\gamma = 14,78 \text{ kN/m}^3$).

Marchetti & Crapps (1981) sugeriram um gráfico para estimar o peso específico do solo em função dos resultados de ensaios obtidos do DMT. Inicialmente esse gráfico foi utilizado numa tentativa de estimar os pesos específicos das camadas do depósito melhorado. Porém, um valor de 17 kN/m^3 foi estimado para as profundidades entre 1,2 m e 4 m. Esses valores não são compatíveis com a densidade máxima da areia, conforme ensaios de laboratório. Então, os pesos específicos após a compactação foram estimados a partir dos iniciais (antes do melhoramento) acrescidos de 5%. Este aumento foi baseado em análises numéricas preliminares feitas por Farias *et al.* (2003) que observaram um decréscimo no índice de vazios da ordem de 5 a 8%.

A partir dessas considerações, são apresentadas a seguir algumas correlações que foram utilizadas para avaliar a eficiência do melhoramento.

Para estimar K_0 e utilizar a Equação 2.27, proposta por Marchetti (1985), é necessário conhecer a resistência de ponta do cone (q_c), que foi medida apenas antes do melhoramento. Por essa razão, esta proposta foi usada para estimar valores de K_0 antes da execução das estacas, conforme mostrado na Figura 4.14. Para a situação após o melhoramento do solo (DMT2 e DMT3), a correlação definida pela Equação 2.28, proposta por Powell & Uglow (1988) foi usada. Esta foi escolhida por ter apresentado resultados compatíveis com os obtidos com a equação proposta por Marchetti (1985) antes do melhoramento do solo. As estimativas

de K_0 usando a correlação de Powell & Uglow (1988) antes e após o melhoramento do solo também estão apresentadas na Figura 4.14.

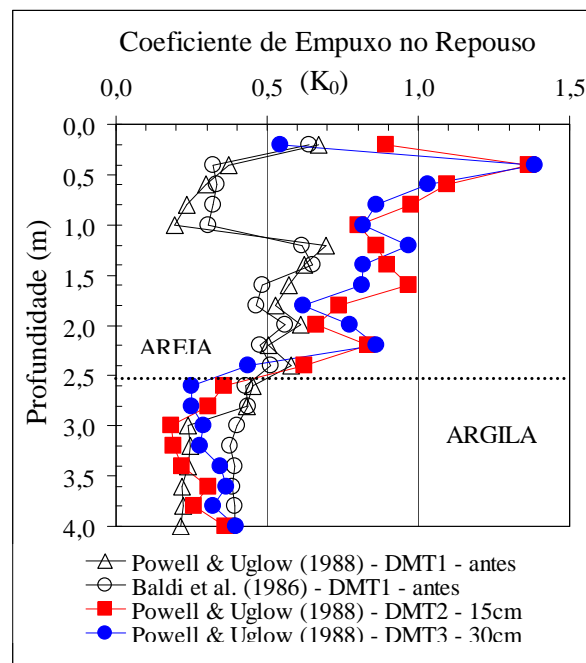


Figura 4.14 - Coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

Observa-se que os valores de K_0 mais que dobraram para o solo superficial menos confinado (acima de 1,0 m) e decresceram de aproximadamente 0,8 para 0,5, em média, entre 1,0 e 2,3 m de profundidade.

Antes do melhoramento do solo, os valores K_0 estimados para profundidades entre 1,0 e 2,3 m estão em torno de 0,5, que, de acordo com a equação de Jáky (1944) ($K_0 = 1 - \text{sen}\phi$), implica em um ângulo de atrito em torno de 30° , sendo este um valor factível. Porém, para as camadas mais superficiais, em profundidades menores do que 1,0 m, estima-se K_0 em torno de 0,3, que implicaria em um ângulo de atrito muito alto ($\phi > 45^\circ$), exatamente onde o solo estava mais fofo na condição inicial. Isto é contrário a resultados práticos e laboratoriais.

Após o melhoramento do solo, o grau de dúvida quando se utiliza a proposta de Powell & Uglow é mais alto devido às incertezas na estimativa das tensões verticais após a construção das estacas de compactação. Porém, segundo Baldi *et al.* (1982) *apud* Chow *et al.* (1992) o coeficiente de empuxo lateral (K_s) de areias densas geralmente encontra-se em torno de 1,2 e 2,0.

Os resultados mostrados na Figura 4.14 para K_0 , após o melhoramento, estimado para DMT2 (15 cm afastado do centro da estaca A_1) e para DMT3 (30 cm afastado do eixo da estaca A_1) não são muito diferentes. Isso pode sugerir que a influência na horizontal (medida predominantemente do DMT) pode se propagar mais distante do que na direção vertical (como medido pelos ensaios com o DPL), isto é, o processo de compactação parece ser mais efetivo na direção horizontal do que na vertical.

Tal fato pode ser observado na Figura 4.15 que mostra os valores de M_{DMT} antes e após o melhoramento do solo. O efeito das estacas de compactação no módulo confinado é bastante evidente, sendo maior a 15 cm do centro da estaca, mas ainda é muito significativa a 30 cm (três diâmetros). Isso mostra a eficiência do melhoramento do solo na redução dos recalques superficiais. Também mostra que, aparentemente, a compactação é mais eficiente no aumento da rigidez do solo original do que no aumento da resistência ao cisalhamento. O efeito em termos de tensão horizontal também parece ser significativo. Os valores de M , até um metro de profundidade, antes do melhoramento estão compatíveis com o ensaio de placa.

Utilizando-se a proposta de Lehane & Fahey (2004) que sugere a Equação 2.25 para previsão do módulo confinado na direção vertical, necessário na previsão de recalques, uma vez que E_D é medido na direção horizontal, obtiveram-se os valores de M_{DV} (módulo confinado na direção vertical) mostrados na Figura 4.16. Percebe-se, então, a partir dos valores de E_D e M_{DV} que a rigidez do solo melhorado é muito maior na direção horizontal do que na direção vertical.

Caso isso seja confirmado em escala natural, a técnica de melhoramento utilizada nesse trabalho promove um aumento na resistência a penetração do solo melhorado não apenas por causa do aumento na densidade mas também por causa do aumento nas tensões horizontais. Se esta suposição é válida, o aumento da densidade relativa do solo melhorado não deve ser avaliado baseando-se apenas na resistência a penetração, como se faz atualmente.

Para avaliar a variação do ângulo de atrito com a profundidade, utilizou-se a Equação 2.29, proposta de Marchetti (1997), cujos resultados estão apresentados na Figura 4.17.

Para a condição inicialmente não perturbada, os valores de ϕ nas camadas mais superficiais variam entre 35° a 21° com um valor médio estimado em torno de 27° . Para maiores profundidades, onde a densidade relativa inicial estava entre o estado médio e denso,

estima-se ϕ em torno de 33° . Tais valores estão de acordo com as expectativas usuais e de acordo com os resultados obtidos em laboratório para este material.

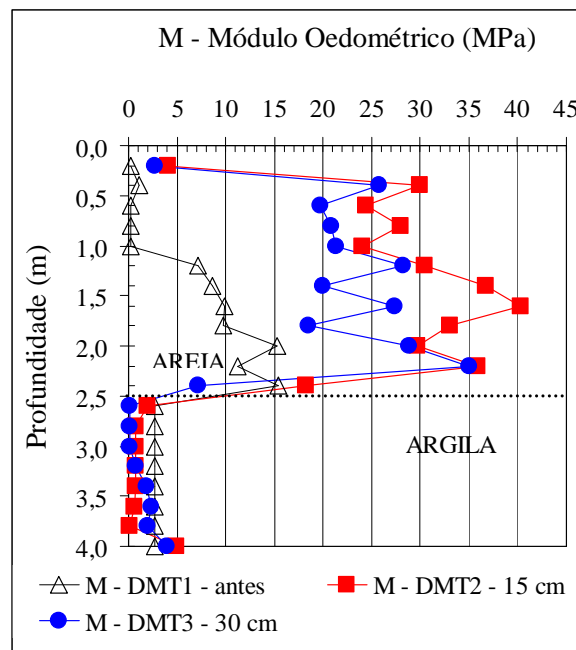


Figura 4.15 - Módulo M_{DMT} .

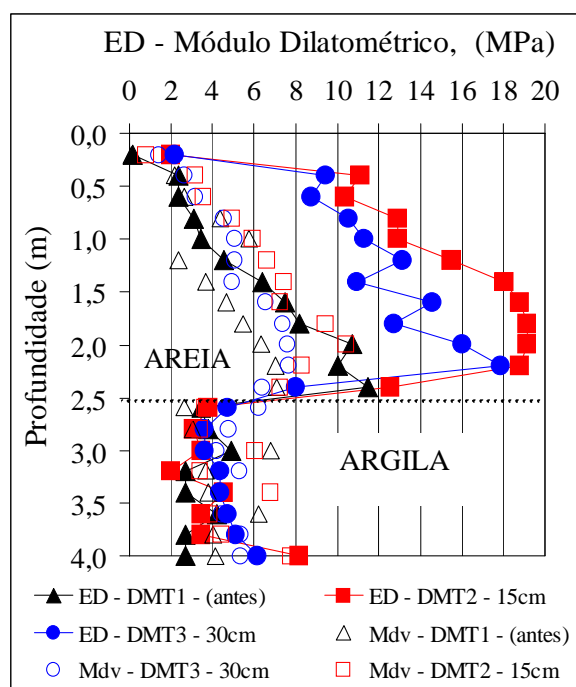


Figura 4.16 – Módulo dilatométrico E_D e M_{DV} .

A Equação 2.29 também prevê aumento no ângulo de atrito após o melhoramento do solo. Observa-se, conforme mostrado na Figura 4.17, que este aumento é mais significativo na

superfície, porém é praticamente constante com o aumento da profundidade, com um valor médio em torno de 39°.

Como a camada superficial não densifica, pois a areia não está confinada verticalmente, tanto que na Figura 4.1 e na Figura 4.2 a resistência só começa a aumentar após 0,5 m, observam-se ângulos de atrito mais altos para as profundidades entre 0,5 e 1,0 m. Uma explicação para isso, talvez seja que é comum encontrar valores elevados para ϕ sob baixas tensões de confinamento (não linearidade da resistência $\tau \times \sigma$).

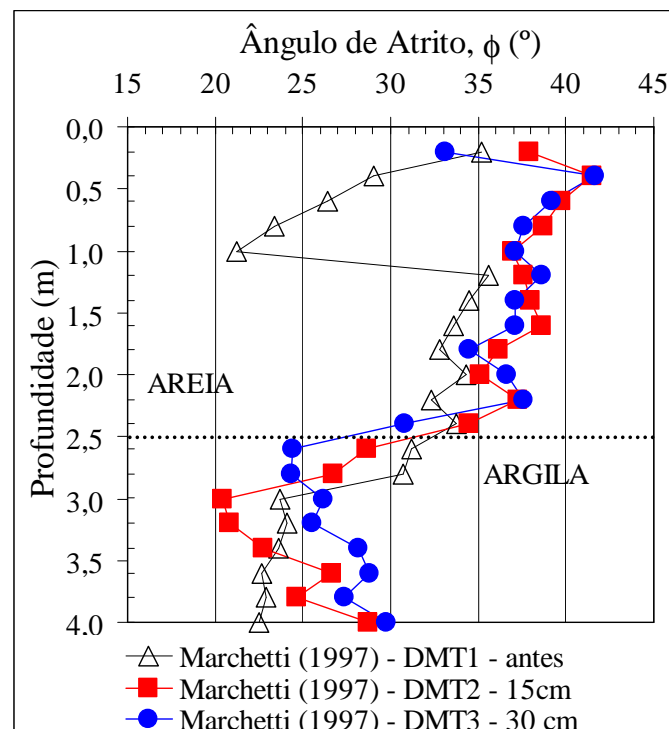


Figura 4.17 - Ângulo de atrito (ϕ).

4.4 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA APÓS O MELHORAMENTO

Apresentam-se, a seguir, os resultados de todas as provas de carga sobre placas realizadas após o melhoramento do depósito arenoso com estacas de areia e brita. Cada ensaio será analisado individualmente, ressaltando-se os principais fatos observados.

Para tentar estimar a provável carga de ruptura de cada ensaio realizado será utilizado o conceito de rigidez tangente (R), definido como sendo a relação entre o incremento de carga (ΔQ) aplicada a uma certa fundação e o incremento de recalque (ΔS) que esta provoca, ou

seja, $R = \Delta Q / \Delta S$. A ruptura pode então ser definida como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez tangente nula (Décourt, 1996).

A Figura 4.18 apresenta a curva carga x recalque obtida da prova de carga feita na estaca A_1 . Observa-se que a ruptura ocorreu na passagem do quarto para o quinto estágio de carga, correspondente a 5 kN, com um recalque máximo em torno de 40 mm. Observa-se ainda que o critério de Van Der Veen (1953) confirma a carga de ruptura obtida no ensaio. A curva R x Q (rigidez *versus* carga aplicada) apresentada na Figura 4.19 mostra claramente a diminuição da rigidez (em função do aumento do carregamento aplicado) que implica consequentemente em um aumento do recalque. Para o trecho linear, tem-se uma rigidez em torno de 0,4 kN/mm, isto é, 400 kN/m.

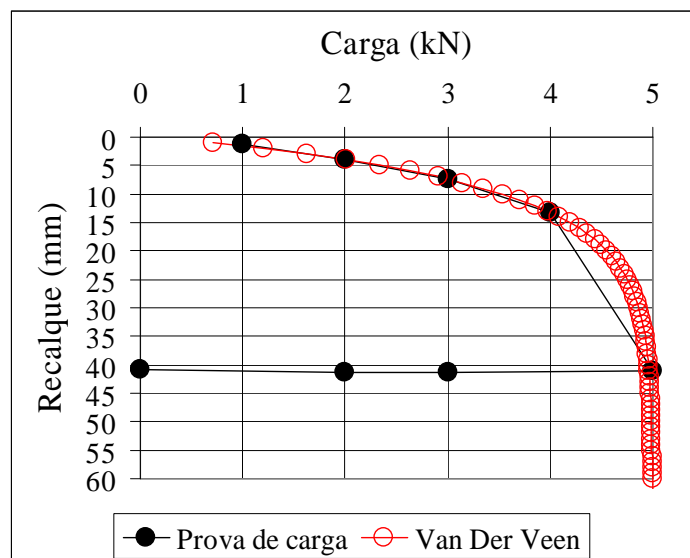


Figura 4.18 – Curva carga x recalque referente à estaca A_1 .

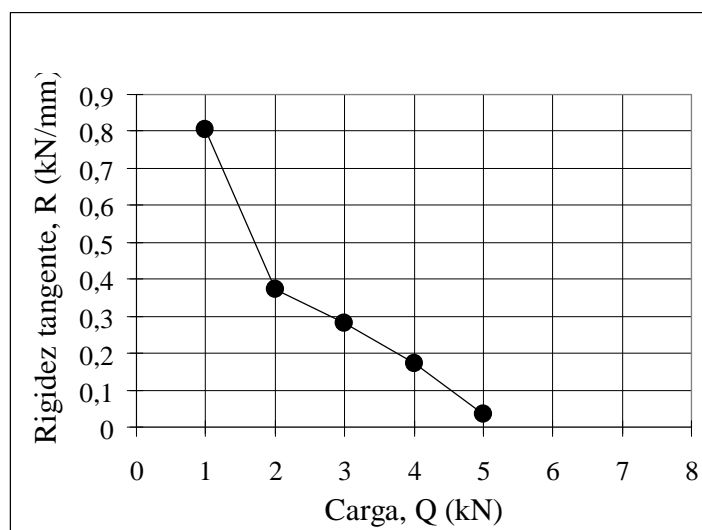


Figura 4.19 – Rigidez da estaca A_1 .

A Figura 4.20 apresenta a curva carga x recalque do ensaio de placa realizado no grupo de quatro estacas (C_1 , C_2 , C_3 e C_4). A tendência um tanto errática do trecho inicial do segundo carregamento, até 20 kN, indica um comportamento de acomodação da placa ao solo. Em seguida, observa-se um trecho bastante linear até a carga máxima aplicada nesse ensaio. O descarregamento tanto do primeiro ensaio quanto do segundo indicou uma pequena recuperação elástica do solo.

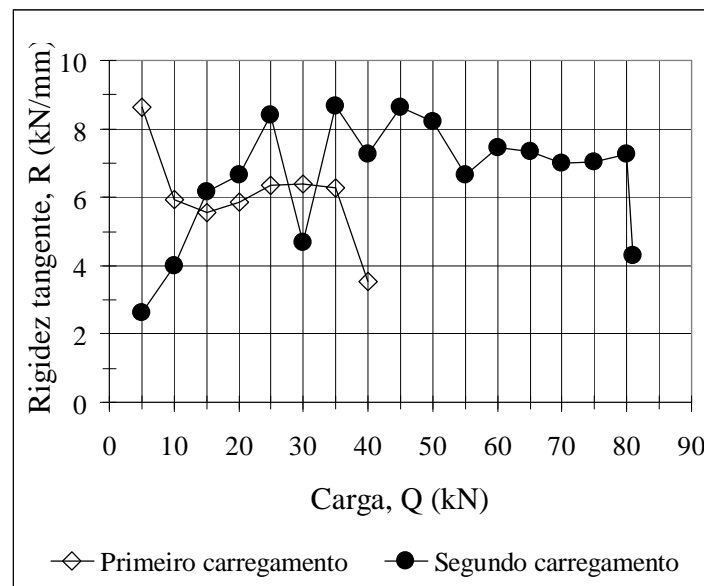


Figura 4.20 – Curva carga x recalque referente ao grupo de quatro estacas.

Esta curva em escala log pode ser vista na Figura 4.21, observando-se uma fase inicial quase linear, referente ao trecho elástico. No segundo carregamento, observa-se que para cargas superiores a 40 kN (a partir da qual o descarregamento teve início no primeiro carregamento), o material retorna à tendência da curva original do primeiro carregamento.

A rigidez do grupo de quatro estacas está apresentada na Figura 4.22. Observa-se, no primeiro carregamento uma rigidez em torno de 6 kN/mm, exceto para o trecho inicial onde o nível de carregamento é baixo. No segundo carregamento, observa-se que devido à acomodação da placa, os recalques iniciais são maiores, porém como não estão relacionados ao nível de carregamento aplicado não se pode dizer, nesse trecho inicial, que o aumento do recalque está relacionado a uma diminuição da rigidez do sistema. Observa-se, porém, que após essa acomodação, a rigidez do sistema fica em torno de 8 kN/mm (de 25 kN à 50 kN) caindo em seguida para 7 kN/mm.

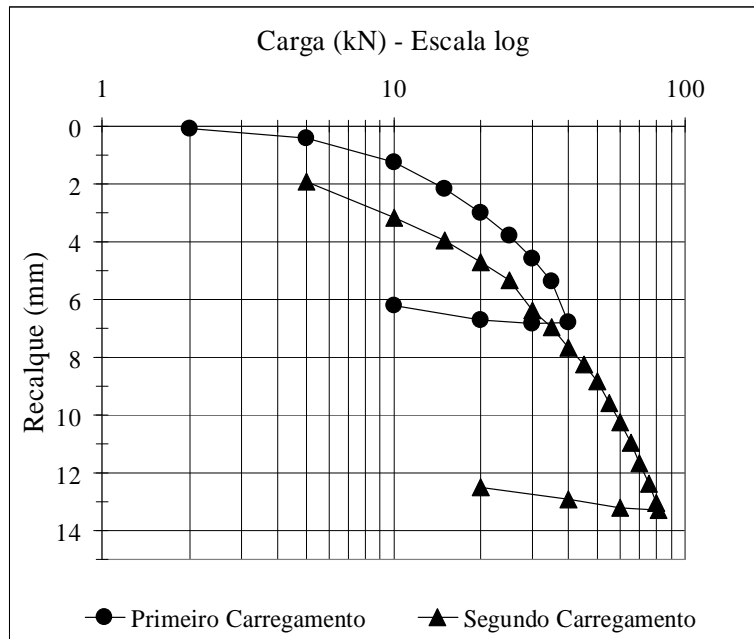


Figura 4.21 – Curva carga x recalque em escala log referente ao grupo de quatro estacas.

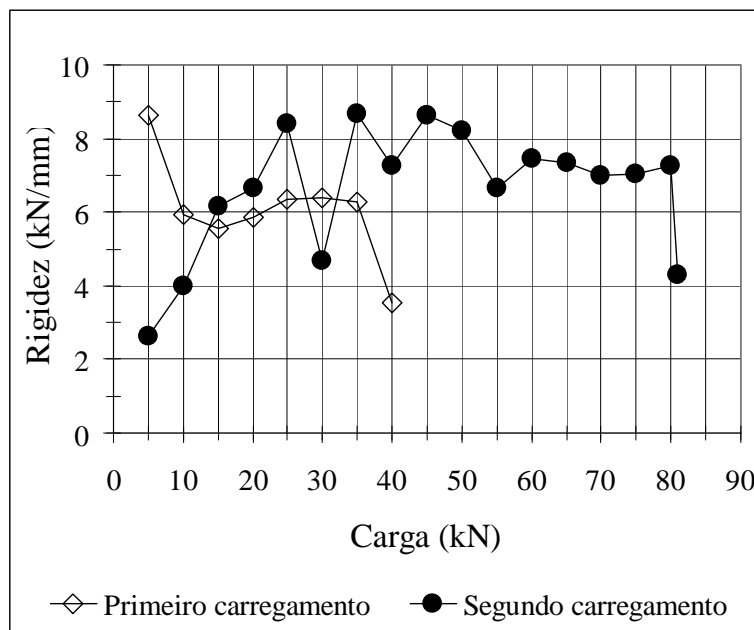


Figura 4.22 - Rigidez do grupo de quatro estacas (C₁, C₂, C₃ e C₄).

A Figura 4.23 indica o deslocamento de cada extensômetro mecânico em função da carga aplicada no ensaio realizado no grupo de quatro estacas. Tais extensômetros localizavam-se na região das estacas. Observa-se que a partir de 40 kN o recalque da placa é praticamente uniforme.

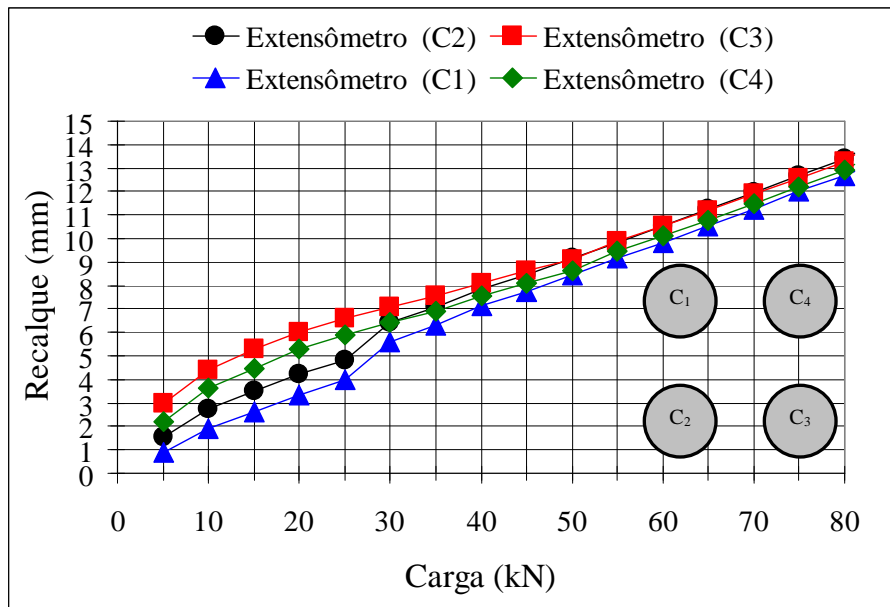


Figura 4.23 – Recalque de cada extensômetro em função da carga aplicada no grupo de quatro estacas.

A Figura 4.24 apresenta as parcelas de carga absorvida pelas estacas C_2 e C_4 medidas pelas células de carga instaladas no topo destas. Observa-se que, de acordo com a instrumentação, para os primeiros estágios de carga quando a placa está se acomodando, a maior parcela de carga está sendo absorvida apenas por C_4 . Acredita-se que inicialmente a placa estava em contato direto apenas com as células, mais especificamente com aquela instalada em C_4 , e que a célula instalada no topo de C_2 não funcionou. Isso explicaria o fato de 100 % da carga dos dois primeiros estágios (5 e 10 kN) estarem sendo absorvido apenas por C_4 . Observa-se ainda que a partir de 15 kN a parcela de carga absorvida pelo solo e demais estacas começa a aumentar, porém, até 25 kN quando a placa ainda se encontra em processo de acomodação, a parcela de carga absorvida por C_4 é superior a 50 %, atingindo um valor praticamente constante, igual a 30 %, para os últimos estágios de carga correspondentes a 70, 75, 80 e 81 kN.

Admitindo-se que as demais estacas também suportariam 30 % da carga, teríamos um percentual total superior a 100 % de carga suportada pelas estacas e não “sobraria” carga para o solo, o que não é verdade. Portanto, acredita-se que as células são mais rígidas do que as estacas e conseqüentemente, a carga está sendo absorvida pela célula e não pela estaca.

Acredita-se ainda que as estacas do grupo não apresentam rigidezes iguais, devido principalmente ao processo executivo destas. No caso desse grupo, em particular, executado

de acordo com uma nova metodologia onde parte do material era compactado fora do tubo, pode ter ocorrido um aumento do diâmetro em alguns trechos das estacas. Além disso, a estaca C₃ foi executada com um comprimento diferente das demais. Portanto, para que a placa recalque uniformemente, conforme mostrado na Figura 4.23, faz-se necessária uma distribuição de cargas de acordo com a rigidez de cada elemento do sistema.

Uma outra hipótese que “explicaria” a distribuição de cargas medidas por meio das células de carga seria a de que a célula instalada em C₂ não teria absorvido carga porque teria “afundado” junto com a estaca C₂. Nesse caso, seria impossível prever quanto de carga estaria sendo absorvida por cada estaca, já que todas não foram instrumentadas.

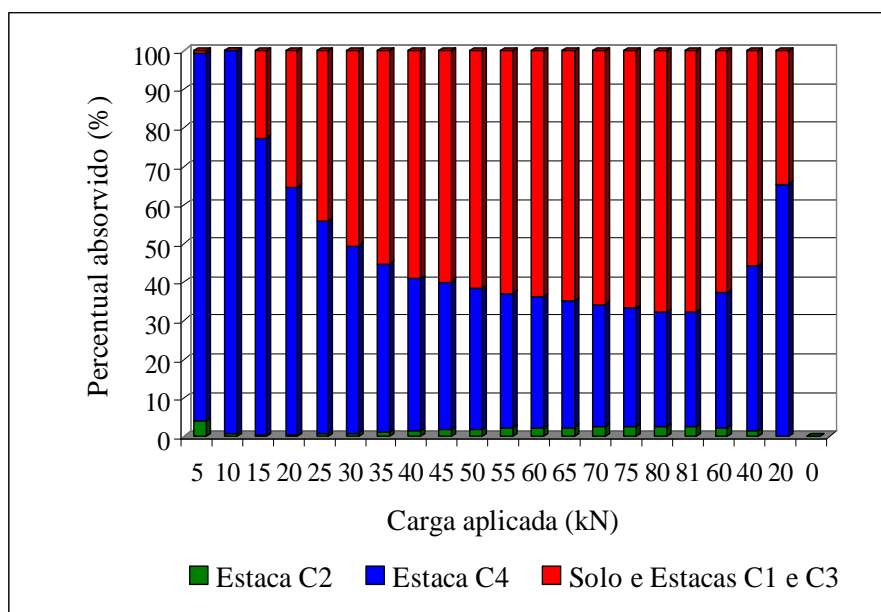


Figura 4.24 – Parcela de carga absorvida pelas estacas C₂ e C₄ no grupo de quatro estacas.

A Figura 4.25 e a Figura 4.26 apresentam, respectivamente, a curva carga x recalque apenas do solo após o melhoramento do depósito arenoso em escala linear e em escala log. O descarregamento indicou uma pequena recuperação elástica do solo. A Figura 4.27 mostra uma comparação entre as curvas carga x recalque obtidas dos ensaios feitos antes e após o melhoramento, observando-se um substancial aumento da capacidade de carga do solo. É importante salientar que o diâmetro das placas são diferentes (0,45 m para a prova de carga feita antes do melhoramento e 0,40 m para a prova de carga após o melhoramento) e que o ensaio antes do melhoramento foi feito na superfície do depósito arenoso enquanto que o ensaio depois do melhoramento foi feito a 0,30 m da superfície.

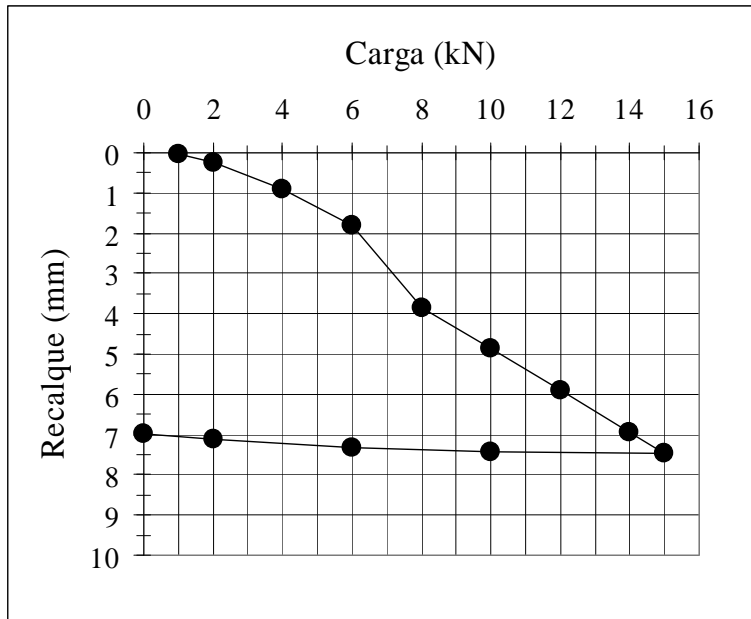


Figura 4.25 – Curva carga x recalque do solo melhorado.

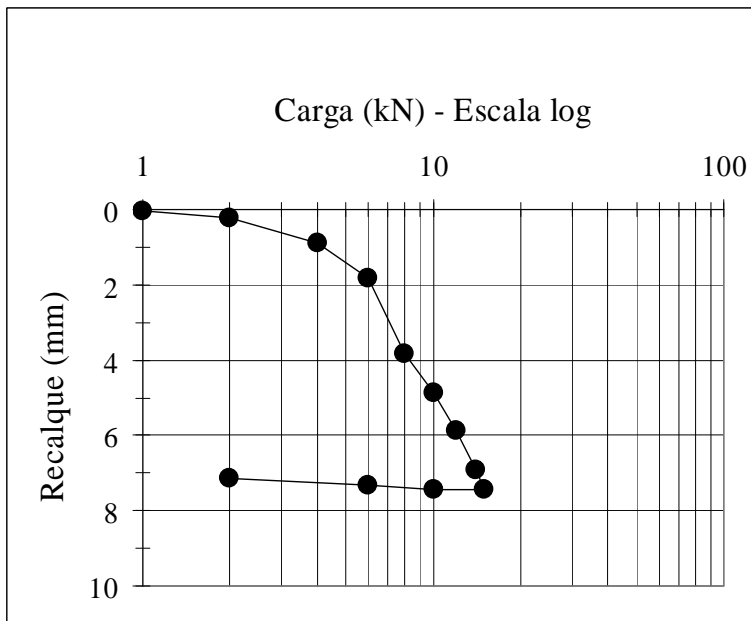


Figura 4.26 – Curva carga x recalque do solo melhorado em escala log.

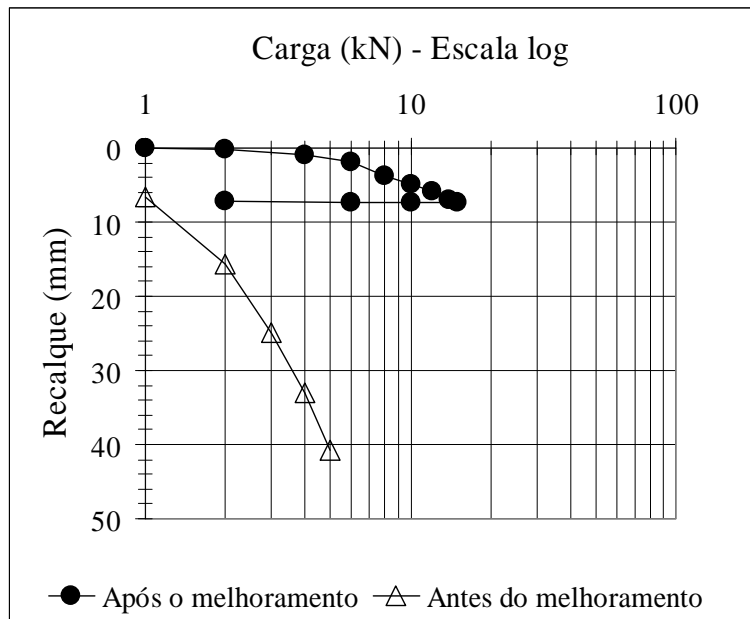


Figura 4.27 - Curva carga recalque antes do melhoramento versus após melhoramento.

É importante salientar que a prova de carga sobre o solo, após melhoramento, não foi feita em uma região próxima ao grupo de estacas (ver Figura 3.35). Acredita-se que o melhoramento é mais eficiente em regiões próximas às estacas. Porém, esse aumento na capacidade de carga, observado quando se faz uma comparação entre as curvas obtidas dos ensaios antes e após o melhoramento, está, provavelmente, muito mais relacionado ao fato de estes ensaios terem sido feitos em épocas diferentes (antes e após o período de chuvas intensas) do que apenas com a eficiência do melhoramento do depósito devido à cravação das estacas.

A rigidez do solo antes e após o melhoramento está apresentada na Figura 4.28. Observa-se que, para um nível de carregamento correspondente a três vezes ao máximo aplicado na prova de carga antes do melhoramento, tem-se uma rigidez do solo melhorado praticamente constante e igual a 2 kN/mm (que antes era praticamente nula).

A Figura 4.29 apresenta a curva carga recalque do ensaio realizado no grupo de duas estacas (D_1 e D_2). A curvatura do trecho inicial indica um comportamento de acomodação da placa. A partir de 10 kN até a carga máxima aplicada nesse ensaio (50 kN) observa-se um trecho bastante linear. Esta curva na escala log é apresentada na Figura 4.30. O descarregamento indicou uma pequena recuperação elástica do solo.

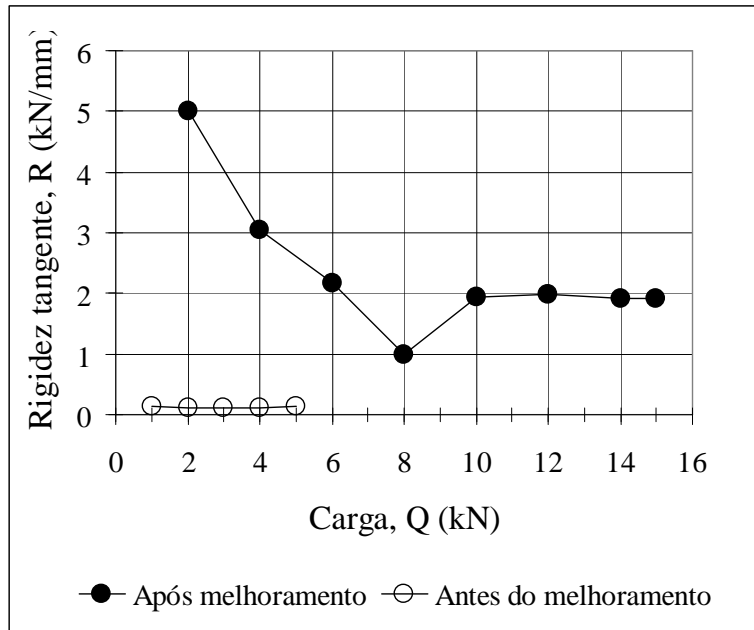


Figura 4.28 Rigidez do solo antes e após melhoramento.

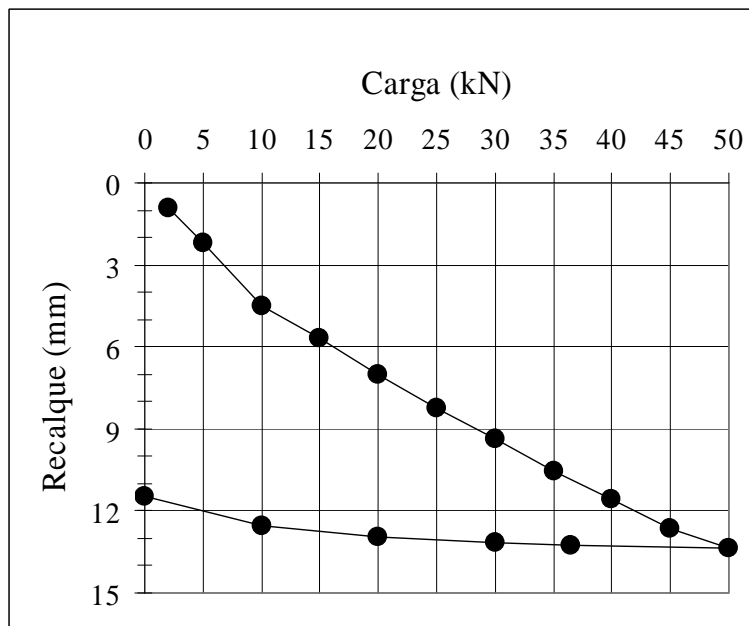


Figura 4.29 – Curva carga x recalque referente ao grupo de duas estacas (D₁ e D₂).

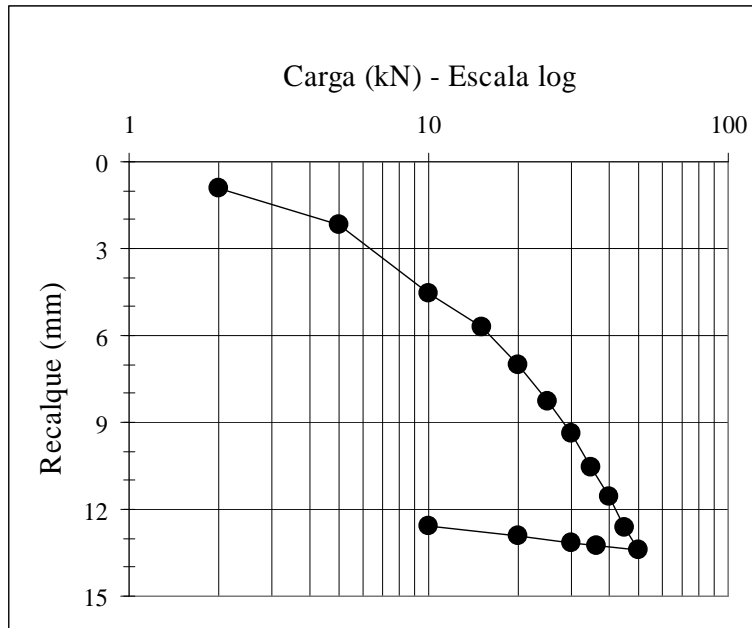


Figura 4.30 – Curva carga x recalque referente ao grupo de duas estacas (D_1 e D_2) em escala log.

A rigidez do grupo de duas estacas (D_1 e D_2) está apresentada na Figura 4.31. Observa-se que o nível de carregamento aplicado não foi suficiente para mobilizar toda a resistência do sistema, tendo em vista que a rigidez não diminuiu.

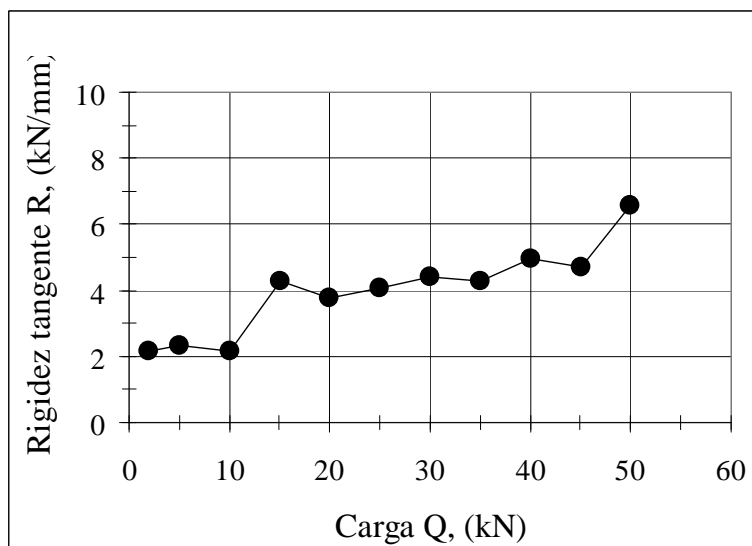


Figura 4.31 – Rigidez do grupo de duas estacas (D_1 e D_2).

A Figura 4.32 indica o deslocamento dos extensômetros mecânicos posicionados na região da placa suportada pelas estacas D_1 e D_2 em função da carga aplicada no ensaio realizado no grupo de duas estacas. Observa-se que D_1 recalca um pouco menos do que D_2 , talvez isso esteja relacionado a rigidez diferentes ou excentricidade da carga aplicada ao sistema.

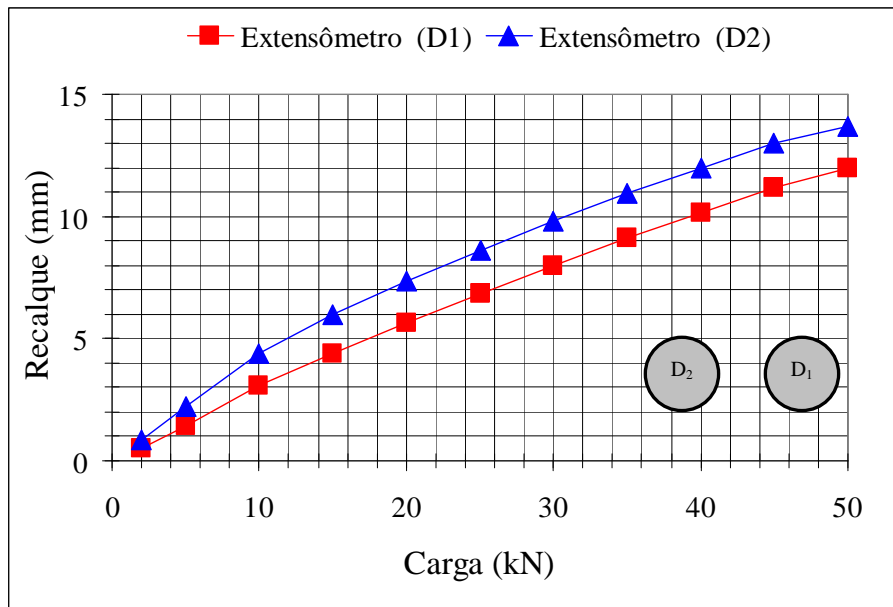


Figura 4.32 - Recalque de cada extensômetro em função do incremento de carga aplicada no grupo de duas estacas.

A Figura 4.33 apresenta as parcelas de carga absorvida pelas estacas D_1 e D_2 medidas pelas células de carga instaladas no topo destas. Observa-se que durante a acomodação da placa, referente às cargas de 2 kN e 5 kN, as estacas absorvem a maior parte do carregamento aplicado, sendo D_1 a estaca que recebe a maior parcela de carga. Observa-se ainda que de 10 kN até 20 kN metade da carga é absorvida pelas estacas e a outra metade pelo solo, mostrando que ocorre uma distribuição de carga uniforme entre as estacas e o solo melhorado. A partir de 25 kN a parcela de carga absorvida pelo solo torna-se um pouco maior, crescendo com o aumento da carga aplicada ao sistema. Porém, considerando-se que a célula posicionada na estaca D_2 é aquela que “não funcionou” na prova de carga do grupo de quatro estacas, observa-se mais uma vez que a estaca estaria suportando cerca de 30 % do carregamento aplicado (nos estágios finais de carga). Valor este igual ao encontrado anteriormente, indicando mais uma vez que, provavelmente, a célula de carga é mais rígida do que as estacas de areia e brita.

A Figura 4.34 apresenta uma comparação entre todas as provas de carga realizadas. Porém, como estas foram feitas utilizando-se placas de diâmetros diferentes, resolveu-se normalizar os recalques pela largura da fundação. Isto é, segundo Briaud & Jeanjean (1994) *apud* Briaud & Gibbens (1999), a curva normalizada tensão *versus* S/B sendo S os recalques e B a largura da fundação é única, em solos arenosos, para qualquer B. Como as provas de carga foram feitas em placas circulares, utilizou-se um B_{eq} ; sendo $B_{eq} = \sqrt{\text{área}}$.

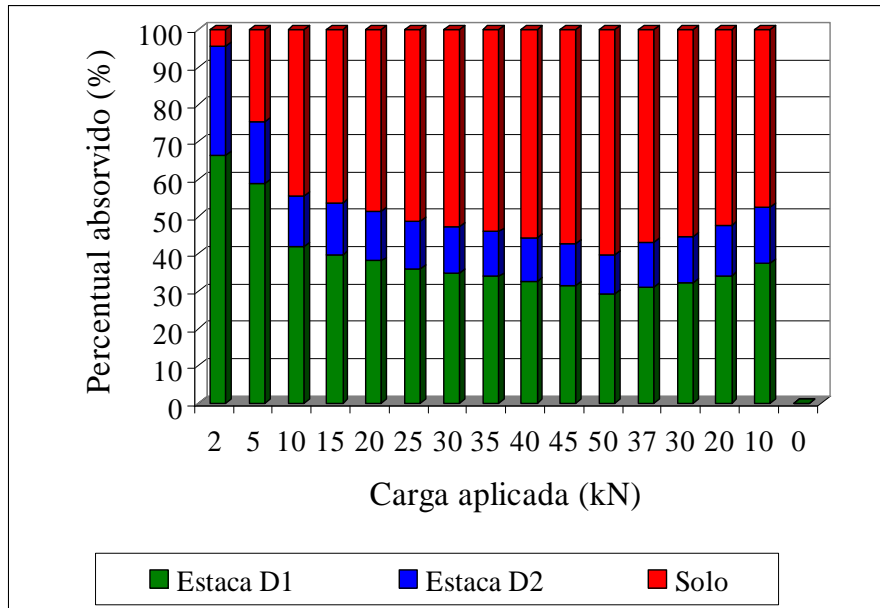


Figura 4.33 - Parcela de carga absorvida pelas estacas D₁ e D₂ no grupo de duas estacas.

As curvas obtidas após normalização, ou seja, tensão *versus* recalque/diâmetro da placa, estão apresentadas na Figura 4.35; observando-se uma pequena diferença entre as curvas. Quando o eixo das tensões está em escala logarítmica, conforme Figura 4.36, praticamente não há diferença entre as curvas para os grupos de duas estacas, quatro estacas ou apenas o solo melhorado. Isso indica que a introdução das estacas contribuiu, de forma mais relevante, apenas para a densificação do solo conforme mostrado na Figura 4.37.

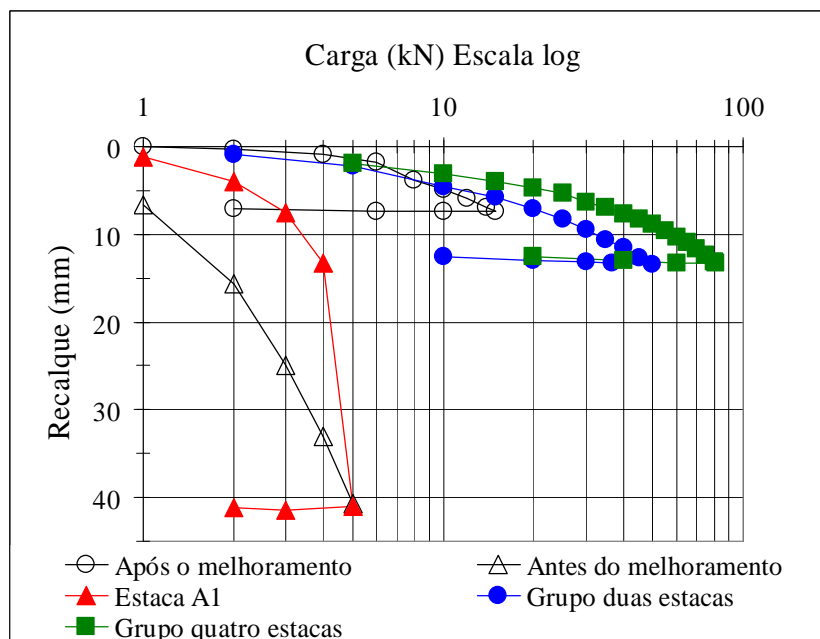


Figura 4.34 – Curva carga x recalque para todos os ensaios realizados.

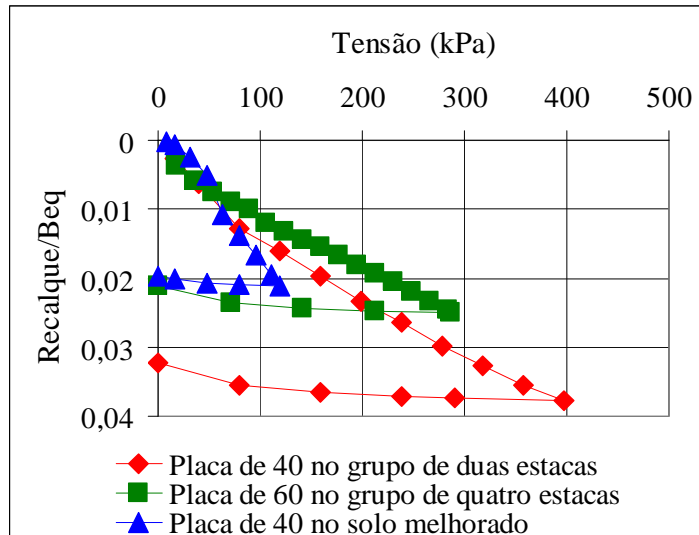


Figura 4.35 – Curva tensão x recalque/Beq.

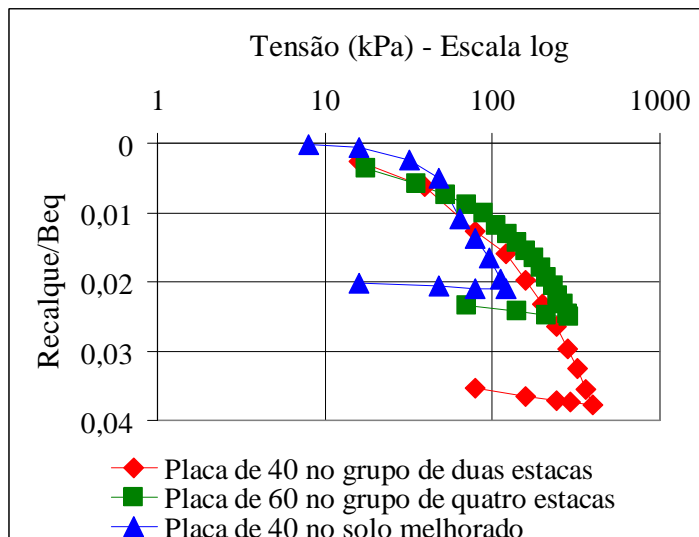


Figura 4.36 – Curva tensão x recalque/Beq em escala log.

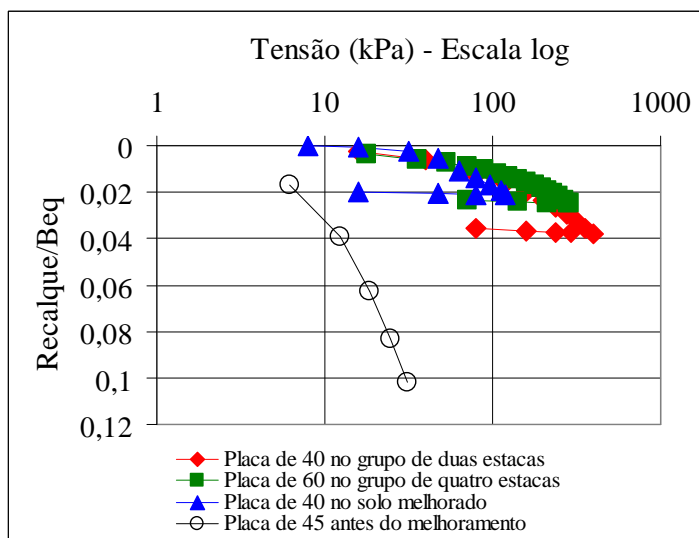


Figura 4.37 – Comparação das curvas tensão x recalque/Beq.

4.5 - ANÁLISES NUMÉRICAS

Uma previsão do comportamento carga x recalque dos ensaios feitos no solo melhorado, no grupo de duas e no de quatro estacas será apresentada e comparada com os valores medidos. Para isso, as provas de carga feitas no solo melhorado e na estaca foram retroanalisadas, a fim de se obter os parâmetros representativos do solo e da estaca de areia e brita. Para isso, utilizaram-se os programas GARP6 (Poulos, 1994) e o PLAXIS 3D.

As placas foram consideradas quadradas com áreas equivalentes às circulares utilizadas nos ensaios de campo. O módulo de elasticidade do aço foi adotado igual a 210 GPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,3. A espessura das placas igual a 2,5 cm.

4.5.1. - PROGRAMA GARP6

Utilizou-se o programa GARP (ver item 2.5.1), versão 6, para realizar uma análise numérica simplificada das provas de carga realizadas. Considerou-se nesta análise o perfil estratigráfico dividido em duas camadas, isto é, uma camada de areia com espessura igual a profundidade do depósito arenoso (2,5 m), seguida de uma camada infinita de argila.

Neste programa, a placa (radier) consiste de elementos retangulares. Portanto, considerou-se o radier como sendo quadrado com área correspondente à da placa utilizada em campo. O radier é assumido sobre o plano X-Y na superfície ($Z = 0$) do solo.

Os fatores de interação, que também são dados de entrada do programa GARP, foram determinados utilizando-se o programa DEFPIG (Poulos, 1980). Detalhes desta metodologia são encontrados em Cunha *et al.* (2000b).

A seguir, apresentam-se as características de cada retroanálise realizada com o programa GARP6.

i) Solo melhorado

Iniciou-se o processo de retroanálise a partir dos dados da prova de carga realizada apenas no solo melhorado. Nesta análise, utilizou-se uma malha com 42 elementos retangulares conforme mostrado na Figura 4.38. Os parâmetros adotados estão apresentados na Tabela 4.1. Admitiu-se uma pressão limite abaixo do radier igual a 400 kPa.

A Figura 4.39 apresenta as pressões de contato no radier devido a uma carga de 20 kN distribuída em uma área correspondente a área de contato do macaco com a placa, que corresponde, nesta figura, a região de cor azul escuro (quadrado de 0,132 x 0,132 m). Isso equivale a uma pressão de 1148 kPa. Observa-se, na Figura 4.39, pressões maiores nas bordas da placa. Admitindo-se que se trata de uma placa rígida sobre um solo arenoso, esperavam-se pressões maiores no centro da placa. Talvez, o fato de se ter admitido uma pressão limite abaixo da placa igual a 400 kPa tenha influenciado nos resultados.

É importante destacar que como o macaco utilizado foi o mesmo para todas as provas de carga, a área de contato deste com a placa é a mesma para todos os ensaios realizados, e, conseqüentemente, para todas as simulações com o programa GARP6.

A curva carga x recalque obtida da retroanálise do solo melhorado está apresentada na Figura 4.40, observando-se uma boa aproximação com os resultados obtidos no trecho elástico da prova de carga.

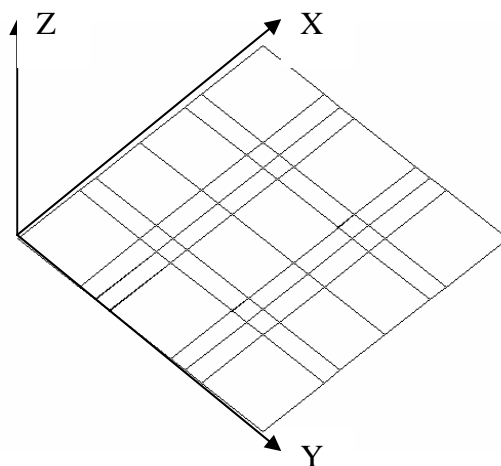


Figura 4.38 – Malha utilizada na retroanálise do solo melhorado.

Tabela 4.1 - Parâmetros utilizados na retroanálise do solo melhorado.

Parâmetro	Areia	Argila	Radier
Módulo de elasticidade (E)	5000 (kPa)	4000 (kPa)	210 (GPa)
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,4	0,3

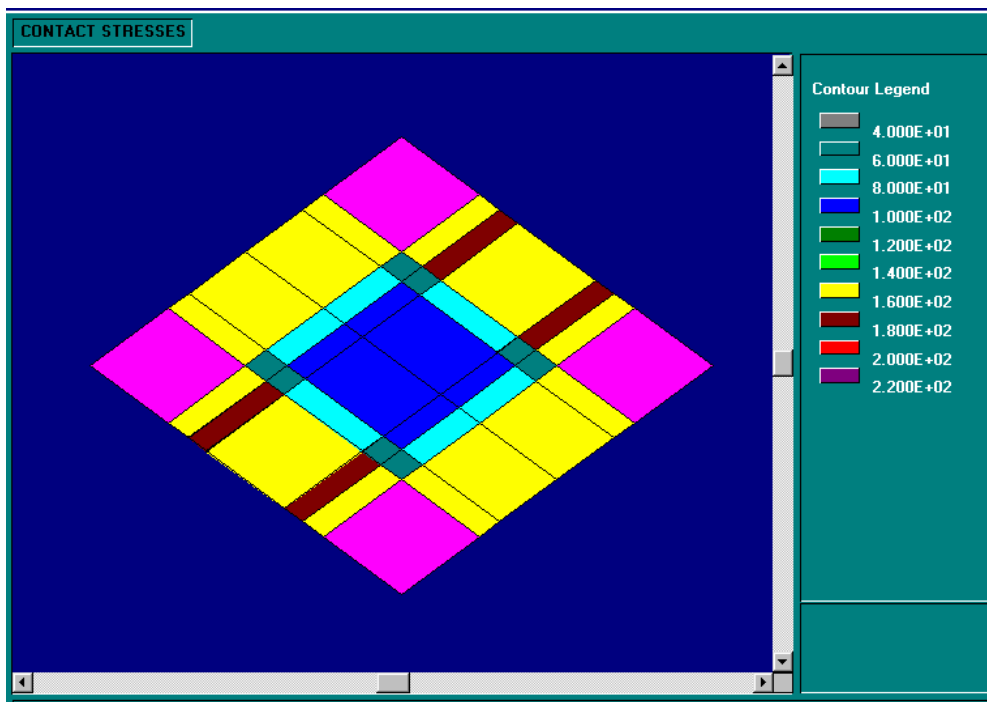


Figura 4.39 – Pressões de contato no radier sobre o solo melhorado.

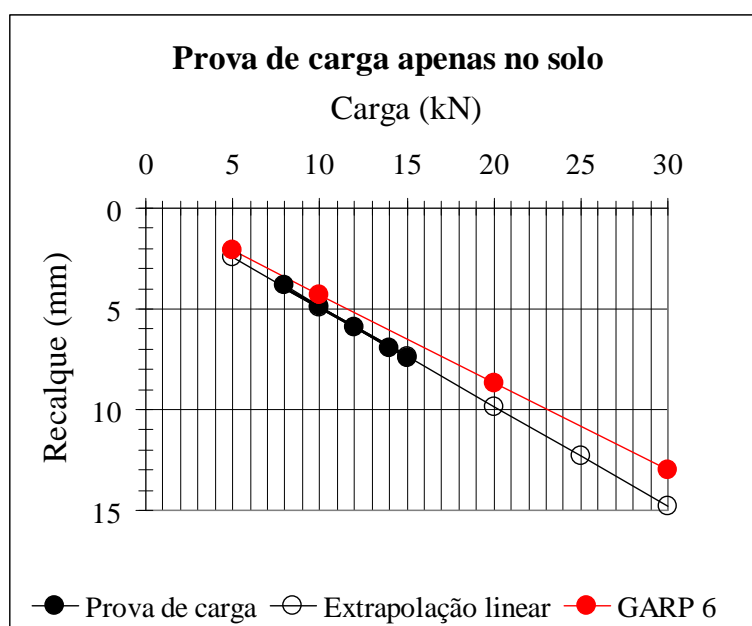


Figura 4.40 – Curva carga x recalque simulada via GARP6 – solo melhorado.

ii) Grupo de duas estacas

Utilizando-se os mesmos parâmetros obtidos da retroanálise do solo melhorado (apresentados na Tabela 4.1), e adotando-se a rigidez da estaca igual a 400 kN/m e a capacidade de carga desta igual a 5 kN, conforme resultados da prova de carga na estaca A₁, tentou-se simular a curva carga x recalque do grupo de duas estacas. Porém, obtiveram-se valores de recalques

elevados. Admitiu-se, então, que o módulo da areia, densificada entre as estacas, e a rigidez da estaca seria maior, haja vista que as estacas foram executadas em épocas diferentes e o solo próximo às estacas, provavelmente, apresentaria um módulo maior. Assim, o ajuste da curva foi conseguido para um módulo da areia igual a 10000 kPa, uma rigidez das estacas de 500 kN/m (obtida do programa DEFPIG, considerando-se o módulo das estacas igual ao módulo da areia densificada), e admitindo-se uma pressão limite abaixo do radier igual a 500 kPa.

É importante destacar que estes valores de módulo e rigidez adotados mantêm a mesma ordem de grandeza, ou seja, são compatíveis com os materiais em questão.

A Figura 4.41 apresenta as pressões de contato no grupo de duas estacas devido a uma carga de 50 kN distribuída em uma área correspondente à área de contato do macaco com a placa, equivalente a 2870 kPa. Observa-se, na Figura 4.41, pressões maiores nas estacas e bordas da placa.

De acordo com os dados de saída do programa, as estacas recebem, em todos os estágios de carga (de 10 até 50 kN), apenas 16 % da carga total, ou seja, 8 % cada uma. Comparando-se esse valor com o medido em campo por meio das células de carga (30 % para cada estaca), constata-se, mais uma vez, que a rigidez da célula é maior do que a das estacas.

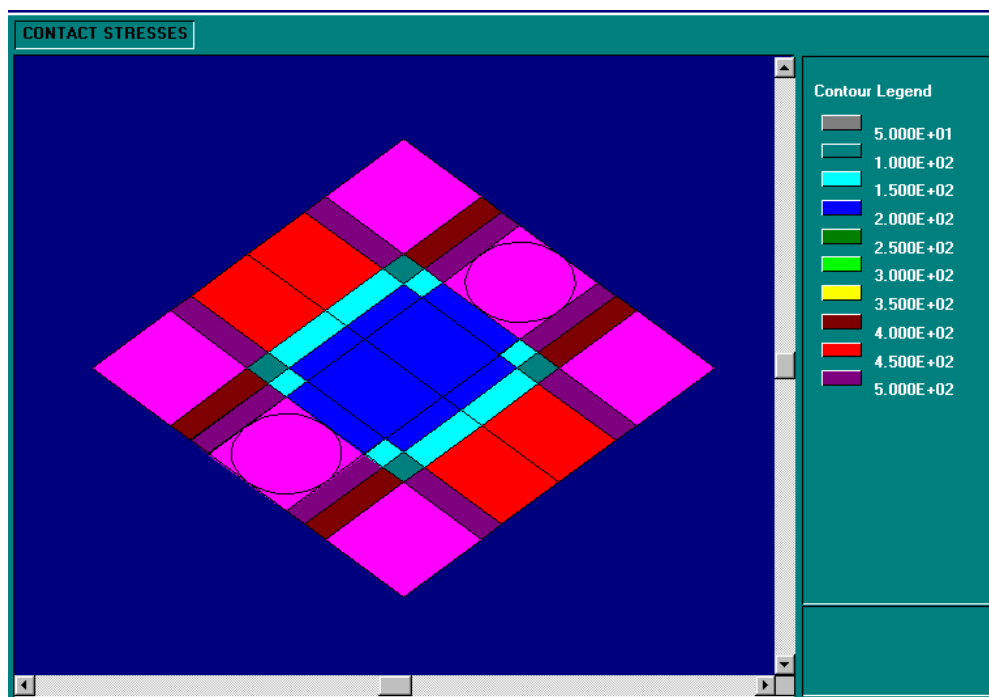


Figura 4.41 – Pressões de contato no radier sobre o grupo de duas estacas.

A curva carga x recalque obtida da retroanálise do grupo de duas estacas está apresentada na Figura 4.42. Observa-se que para os valores de parâmetros adotados, isto é, admitindo-se o módulo do solo arenoso igual a 10000 kPa e a rigidez das estacas igual a 500 kN/m, a curva simulada apresenta uma boa concordância com a obtida em campo.

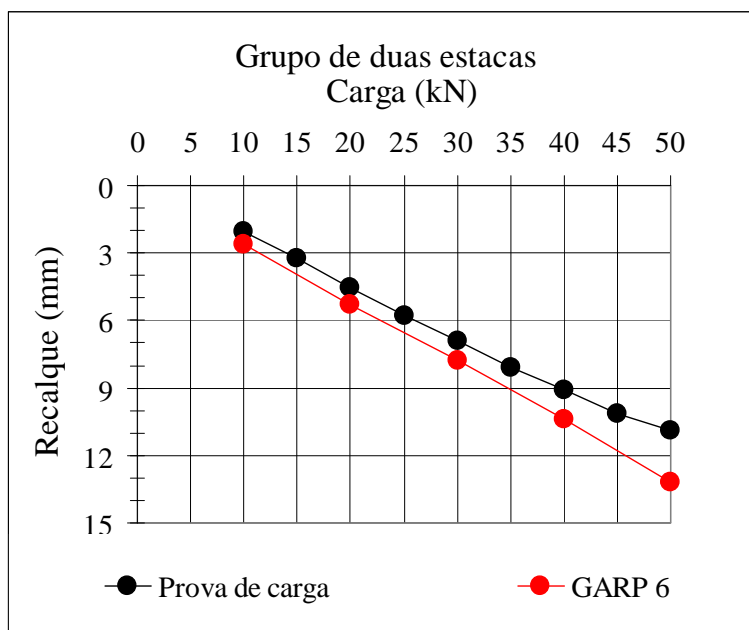


Figura 4.42 – Curva carga x recalque simulada via GARP6 – grupo de duas estacas.

iii) Grupo de quatro estacas

Finalmente, utilizando-se os mesmos parâmetros obtidos da retroanálise da prova de carga sobre o grupo de duas estacas, simulou-se a curva carga recalque do grupo de quatro estacas.

A Figura 4.43 apresenta as pressões de contato devido a uma carga de 80 kN distribuída em uma área correspondente a área de contato do macaco com a placa, equivalente a 4591 kPa; observando-se pressões maiores nas bordas da placa, onde as estacas estão localizadas.

Da mesma forma como o observado na retroanálise do grupo de duas estacas, de acordo com os dados de saída do programa, as estacas recebem apenas 19 % da carga total, isto é, cerca de 5 % para cada estaca, indicando que a distribuição de cargas entre solo e estacas é uniforme.

A curva carga x recalque obtida da retroanálise do grupo de quatro estacas está apresentada na Figura 4.44. É importante salientar que todas as estacas foram consideradas com mesmo comprimento. Porém, sabe-se que uma delas tem comprimento menor (igual a 0,7 m). Também não foi considerado um provável aumento na rigidez das estacas desse grupo que foi

executado de uma forma diferente. Talvez isso explique um “erro” maior na curva prevista pelo programa GARP6 no grupo de quatro estacas.

Entretanto, diante do apresentado, o programa GARP6, conseguiu prever, de forma razoável, os resultados de campo em termos de resposta carga x recalque do sistema de fundação, admitindo-se o módulo do solo arenoso igual a 10000 kPa e a rigidez das estacas igual a 500 kN/m.

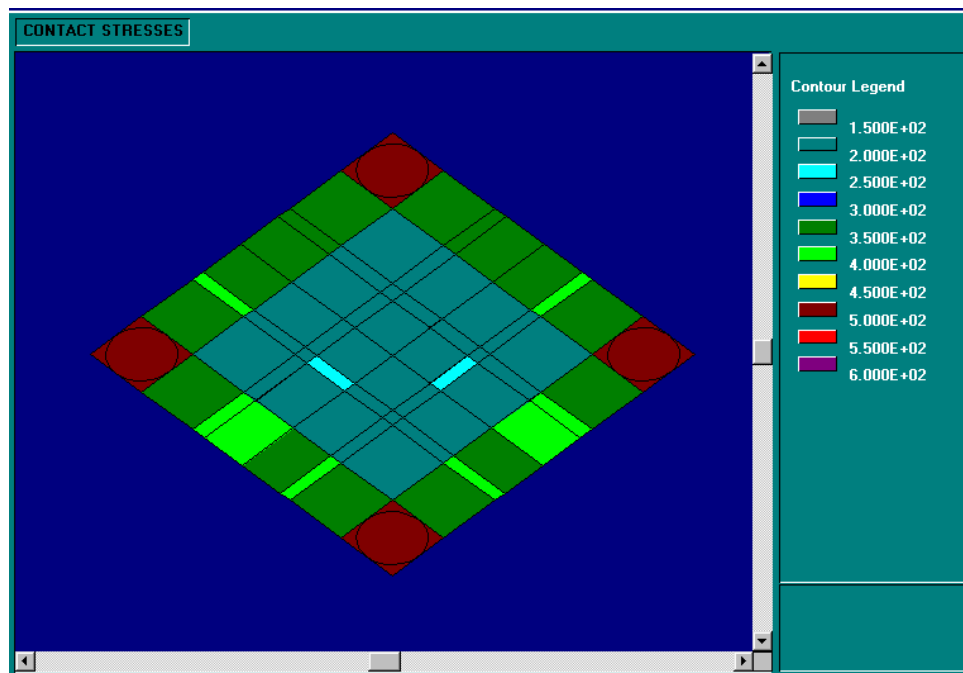


Figura 4.43 – Pressões de contato no radier sobre o grupo de quatro estacas.

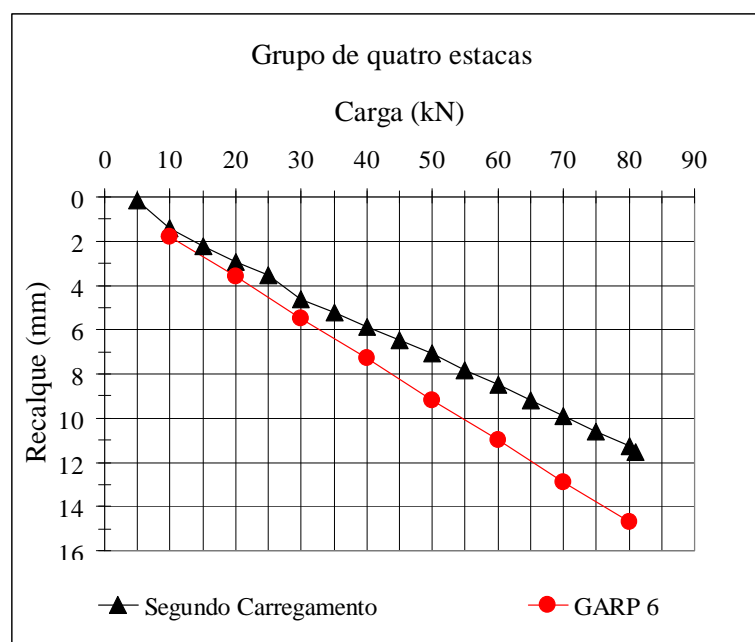


Figura 4.44 – Curva carga x recalque simulada via GARP6 – grupo de quatro estacas.

4.5.2. - PROGRAMA PLAXIS 3D TUNNEL

O programa Plaxis 3D Tunnel, versão 1.2, foi utilizado para efetuar análises tridimensionais das provas de carga realizadas na caixa de areia. Embora este programa tenha sido desenvolvido para aplicações em túneis, é possível, com algumas adaptações, utilizá-lo para análise do problema em questão. O ideal seria a utilização do Plaxis 3D Foundation, entretanto, este programa ainda não foi adquirido pelo Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

Para as análises, consideraram-se as dimensões do depósito acrescida de 2 m, para cada lado, de argila, tanto na direção X quanto na direção Z. Na direção Y (vertical), considerou-se uma camada de argila abaixo do fundo da vala igual a 1,5 m. A Figura 4.45 mostra uma visão geral da geometria do problema em corte no plano XY, empregada na retroanálise da prova de carga sobre o grupo de duas estacas. Os deslocamentos horizontais foram restritos nas laterais, enquanto que na base restringiram-se os deslocamentos verticais e horizontais.

A partir deste programa e utilizando-se o modelo elástico linear, procurou-se determinar a relação existente entre o módulo de elasticidade do solo melhorado e o da estaca de areia e brita.

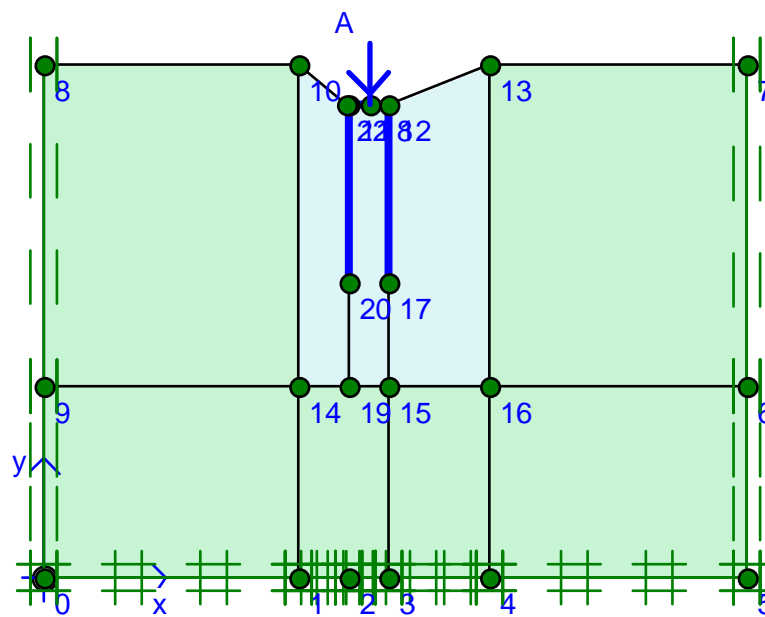


Figura 4.45 – Geometria adotada para simulação das provas de carga.

A simulação das provas de carga foi feita obedecendo-se as seguintes etapas:

- Entrada de dados;
- Geração automática da malha em 2D;
- Definição dos planos na direção Z, seguida da geração automática da malha em 3D;
- Geração das tensões iniciais a partir de K_0 ;
- Entrada dos estágios de carga equivalentes aos adotados nas provas de carga;
- Obtenção da curva carga x deslocamento.

A seguir, apresentam-se as características de cada retroanálise realizada com o programa PLAXIS 3D.

i) Placa sobre solo melhorado

Os parâmetros do solo, utilizados como dados de entrada, estão apresentados na Tabela 4.2 e as características da placa quadrada de 0,36 m de lado (equivalente a uma placa circular de diâmetro igual a 0,4 m) na Tabela 4.3.

A Figura 4.46 mostra, respectivamente, a malha de elementos finitos em 2D e 3D (composta de 2691 elementos), gerada automaticamente, para a retroanálise da prova de carga apenas no solo melhorado. Para a geração das tensões iniciais, utilizou-se K_0 constante e igual a 0,5. A Figura 4.47 mostra a malha deformada, após a simulação do carregamento.

É importante salientar que após a geração da malha em 3D e antes da simulação do carregamento, os elementos (placa, solo, carga) eram “desativados ou ativados” nos planos pré-determinados na direção Z.

Tabela 4.2 - Parâmetros do solo - placa sobre solo melhorado.

Parâmetro	Areia	Argila
Módulo de elasticidade (E)	5000 (kPa)	4000 (kPa)
Peso específico (γ)	15 kN/m ³	15 kN/m ³
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,4

Tabela 4.3 - Características da placa quadrada de 0,36 m.

Características da placa	
EA	$1,26 \times 10^6$ kN/m
EI	65,63 kNm ² /m
d (espessura da placa)	0,025 m
w (peso da placa)	1,965 kN/m/m
ν	0,3

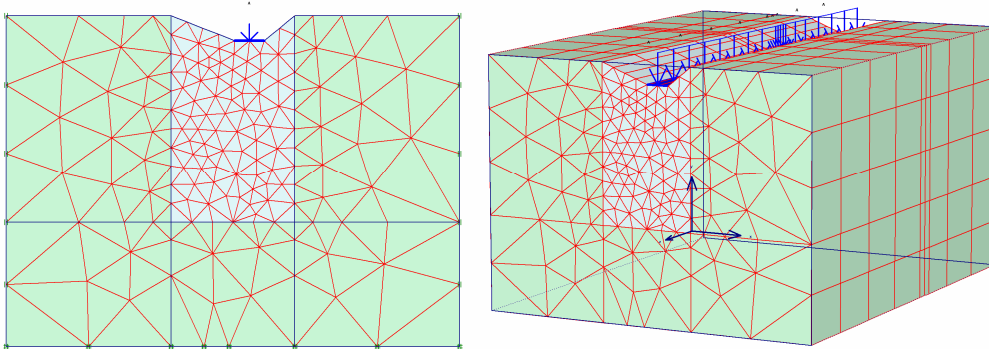


Figura 4.46 – Malha utilizada na simulação do solo melhorado.

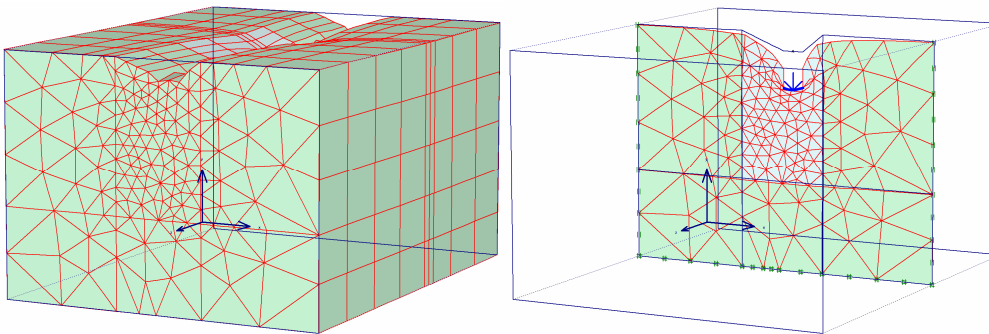


Figura 4.47 – Malha deformada – solo melhorado.

A curva carga x recalque está apresentada na Figura 4.48, observando-se uma boa concordância com a curva obtida em campo. O deslocamento máximo, obtido da simulação, foi de 12,90 mm abaixo da placa, conforme mostrado na Figura 4.49, que representa a seção transversal de um plano na direção Z onde a placa e a carga estavam “ativadas”.

A Figura 4.50 apresenta a distribuição de tensão na direção vertical, observando-se uma tensão máxima igual a $163,55 \text{ kN/m}^2$ nas bordas da placa, semelhante ao observado com o programa GARP6.

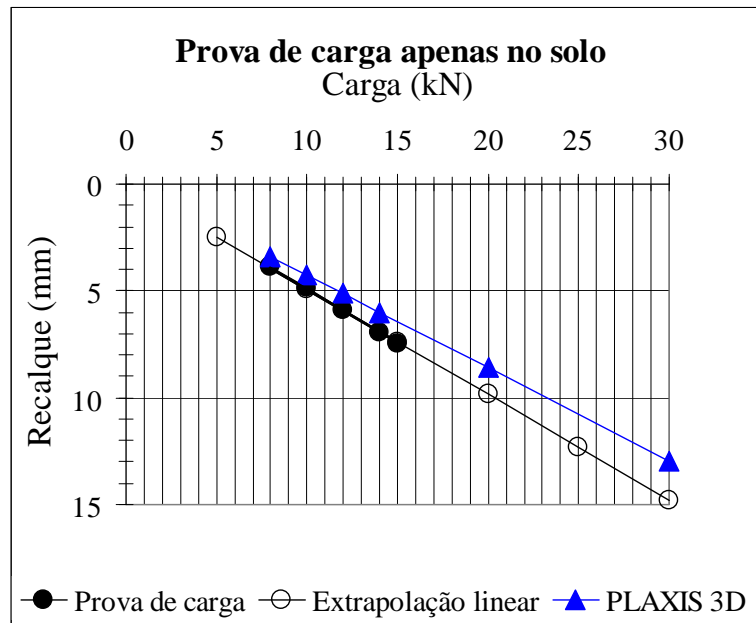


Figura 4.48 – Curva carga x recalque simulada via Plaxis 3D – solo melhorado.

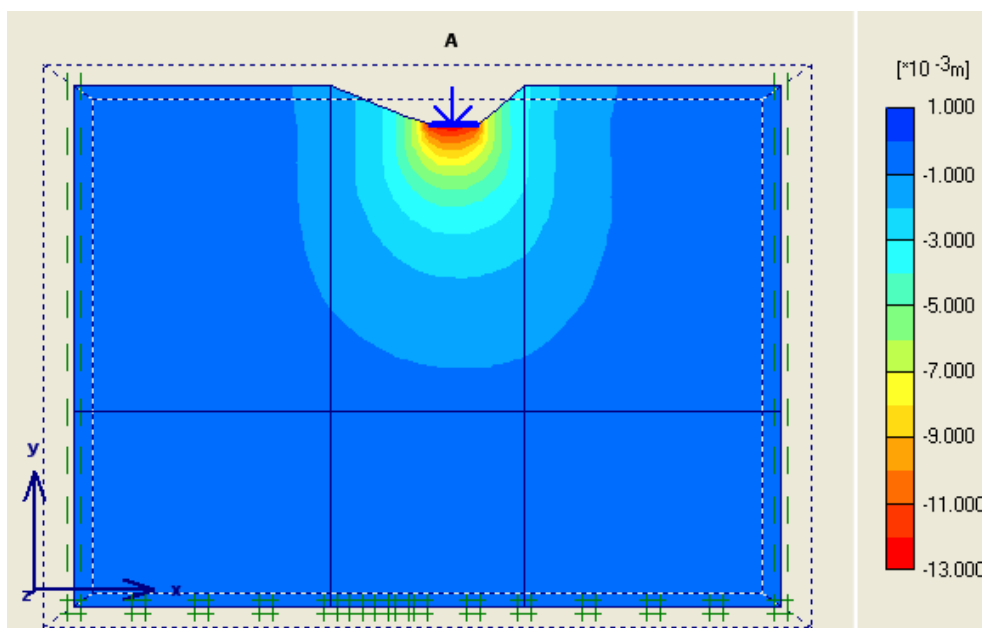


Figura 4.49 – Deslocamento vertical – solo melhorado.

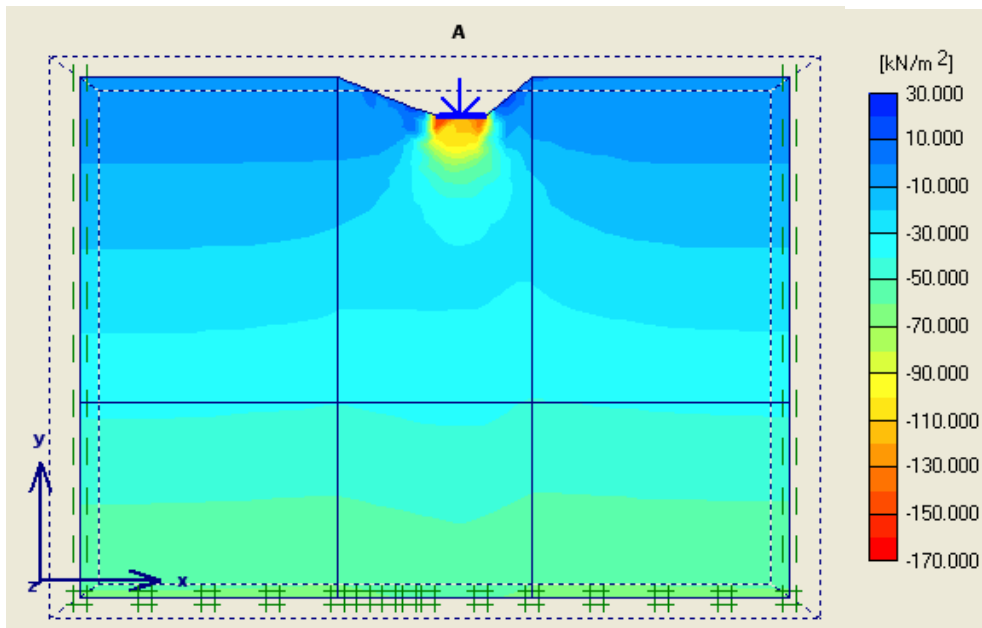


Figura 4.50 – Distribuição de tensão vertical – solo melhorado.

ii) Grupo de duas estacas

Para a simulação da prova de carga realizada no grupo de duas estacas, adotou-se, inicialmente, o módulo do solo igual àquele obtido da retroanálise da prova de carga apenas no solo, isto é, 5000 kPa para a areia e 4000 kPa para a argila. Variou-se o módulo da estaca como sendo igual a 2, 5 10 e 20 vezes o módulo da areia, porém, com esses parâmetros, não se conseguiu um ajuste entre a curva de campo e a simulada.

Considerando-se, da mesma forma como na simulação com o programa GARP6, que o módulo da areia, provavelmente, é maior do que aquele retroanalizado da prova de carga apenas no solo, já que esta foi realizada distante do grupo de duas e de quatro estacas, onde, certamente, o efeito da cravação das estacas é mais eficiente, optou-se por variar o módulo do solo arenoso.

Inicialmente o módulo da estaca foi mantido igual ao módulo da areia, pois, observou-se que um aumento no módulo da estaca não contribuía de forma significativa na diminuição dos recalques do sistema, em função da sua área reduzida, em relação à área carregada. Após algumas tentativas, chegou-se a uma boa reprodução da curva de campo, admitindo-se um solo melhorado uniforme com módulo igual a 12000 kPa.

Com o objetivo de verificar a relação entre o módulo da estaca e o módulo da areia, fez-se uma outra simulação, mantendo-se, agora, o módulo da areia constante e igual a 12000 kPa e

aumentando-se o módulo da estaca, chegando-se a um ajuste próximo ao da curva de campo para um módulo da estaca igual a 100 MPa, que, de acordo com Teixeira & Godoy (1998), corresponde a um módulo de areia com pedregulhos compacta. Alves (1998) também encontrou valores de módulo da estaca igual a 100 MPa quando retroanalisou provas de carga sobre solo melhorado com estacas de areia e brita.

Os parâmetros do solo, utilizados como dados de entrada, estão apresentados na Tabela 4.4 e as características da estaca na Tabela 4.5. As características da placa são iguais àquela utilizada na simulação da prova de carga no solo, pois apresentam as mesmas dimensões.

Tabela 4.4 - Parâmetros do solo.

Parâmetro	Areia	Argila
Módulo de elasticidade (E)	12000 (kPa)	4000 (kPa)
Peso específico (γ)	16 kN/m ³	15 kN/m ³
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,4

Tabela 4.5 - Características da estaca.

	Eestaca = 12 MPa	Eestaca = 100 MPa
EA	62,83 kN/m	523,6 kN/m
EI	3,927 x 10 ⁻² kNm ² /m	0,3272 kNm ² /m
d (diâmetro da estaca)	0,1 m	0,1 m
w (peso da placa)*	25,2 kN/m/m	25,2 kN/m/m
ν	0,3	0,3

A curva carga x recalque está apresentada na Figura 4.51. O deslocamento máximo, abaixo da placa conforme Figura 4.52, obtido da simulação, foi de 9,84 mm quando se utilizou o módulo da estaca igual ao módulo da areia, igual a 12000 kPa e 9,74 mm para um módulo da estaca igual a 100 MPa. Da mesma forma que o observado dos resultados obtidos em campo, o deslocamento abaixo da placa é uniforme.

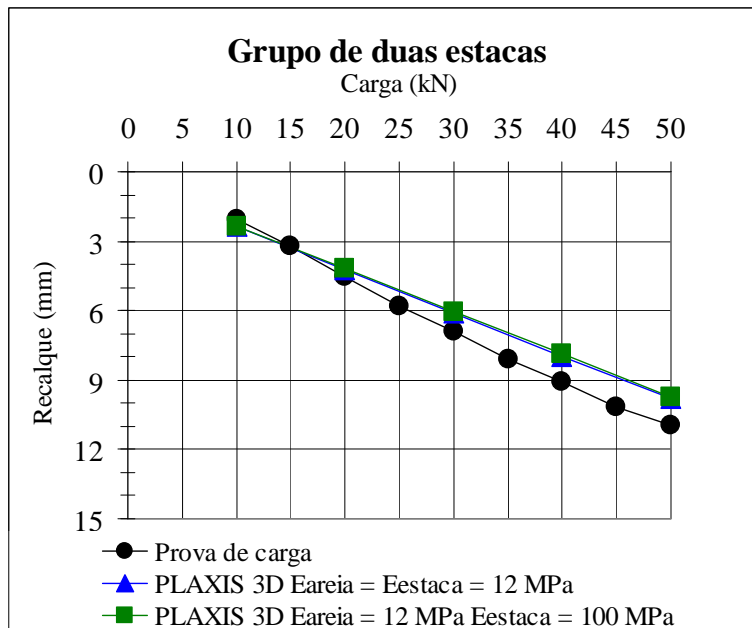


Figura 4.51 – Curva carga x recalque simulada via Plaxis 3D – grupo de duas estacas.

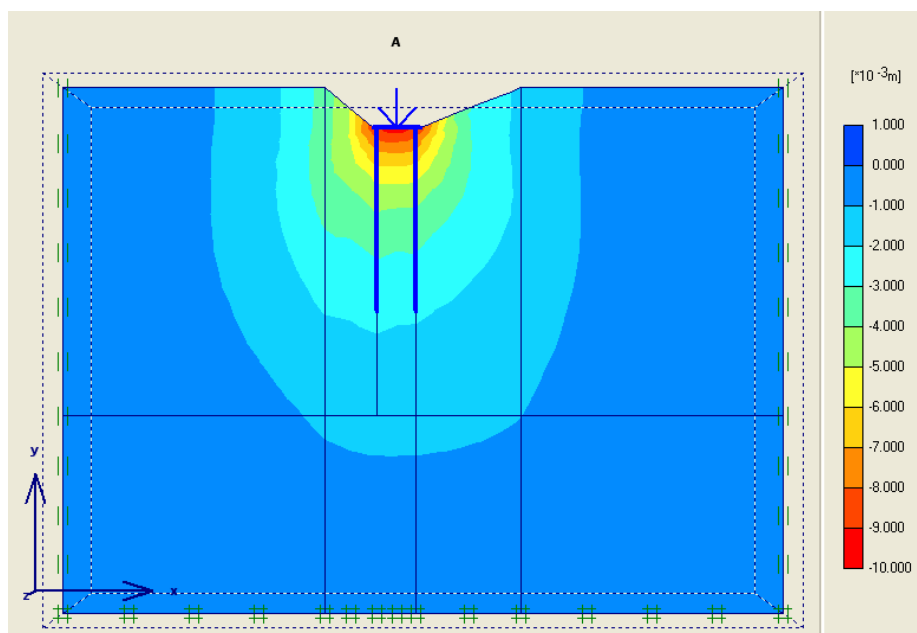


Figura 4.52 – Deslocamento vertical – grupo de duas estacas.

A Figura 4.53 apresenta a distribuição de tensão na direção vertical, observando-se uma tensão máxima igual a $242,57 \text{ kN/m}^2$ abaixo do centro da placa. Não se observa concentrações de tensões na região das estacas, ao contrário do observado com o programa GARP6. Porém, observa-se valores de tensão da ordem de 160 a 180 kPa, ou seja, valores próximos ao observado no solo abaixo da placa.

Da Figura 4.54, observa-se, para o carregamento simulado, uma deformação máxima de apenas 1,53 % no solo abaixo da placa. Nota-se ainda que na região das estacas o nível de deformação foi praticamente o mesmo, ou seja, cerca de 1,20 %.

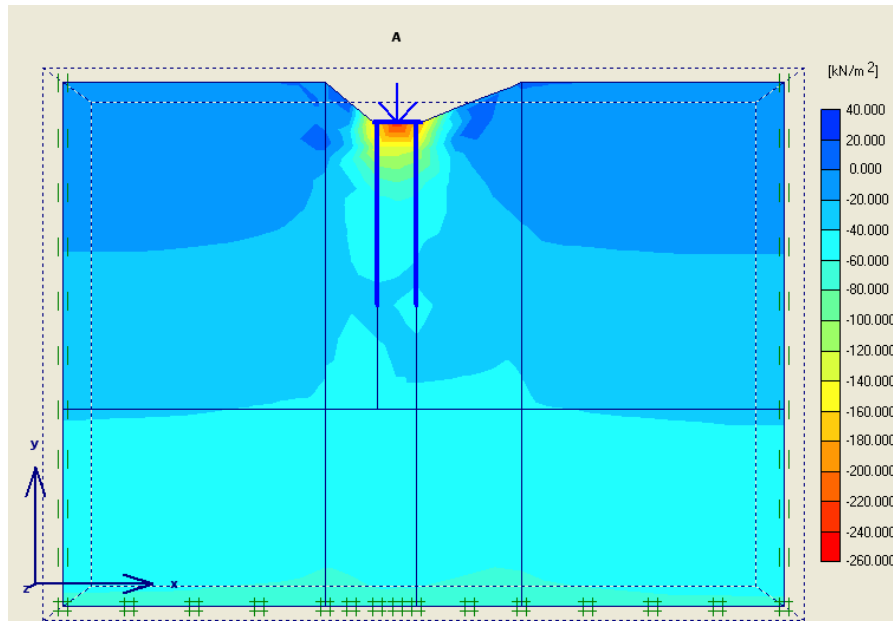


Figura 4.53 – Distribuição de tensão vertical – grupo de duas estacas.

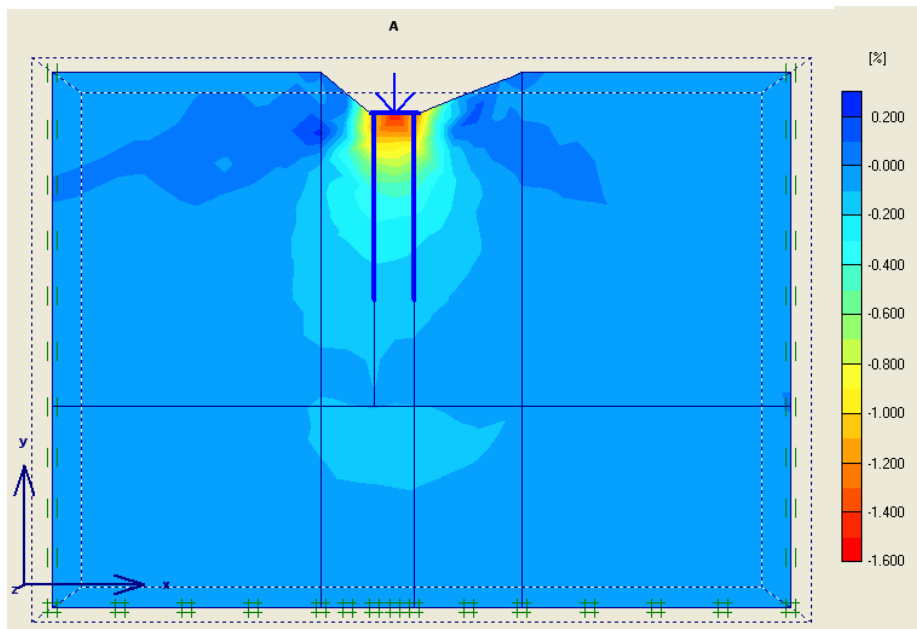


Figura 4.54 – Deformação vertical – grupo de duas estacas.

iii) Grupo de quatro estacas

A simulação do comportamento carga x deslocamento do grupo de quatro estacas foi feita utilizando-se os mesmos parâmetros obtidos da retroanálise do grupo de duas estacas.

Na Tabela 4.6 apresenta-se as características da placa quadrada de 0,52 m de lado (equivalente a uma placa circular de diâmetro igual a 0,6 m).

Tabela 4.6 - Características da placa quadrada de 0,52 m.

Características da placa	
EA	1,82 x 10 ⁶ kN/m
EI	94,79 kNm ² /m
d (espessura da placa)	0,025 m
w (peso da placa)	1,965 kN/m/m
v	0,3

A curva carga x recalque obtida da simulação está apresentada na Figura 4.55. Conforme a Figura 4.56, o deslocamento máximo, abaixo da placa, foi de 14,04 mm quando se utilizou o módulo da estaca igual ao módulo da areia densificada e 13,85 mm para um módulo da estaca igual a 100 MPa.

A Figura 4.57 apresenta a distribuição de tensão na direção vertical, observando-se uma tensão máxima igual a 294,65 kN/m² abaixo do centro da placa. Da mesma forma que no grupo de duas estacas, não se observa concentrações de tensões na região das estacas.

Comparando-se as previsões feitas pelo método híbrido, GARP6, e pelo Método dos Elementos Finitos, PLAXIS 3D, pode-se concluir, para o depósito arenoso estudado, que o módulo das estacas é da mesma ordem de grandeza da areia densificada. Sendo assim, as fundações superficiais assentes sobre esse tipo de material podem ser tratadas como sapatas sobre um solo melhorado e não como sapatas estaqueadas.

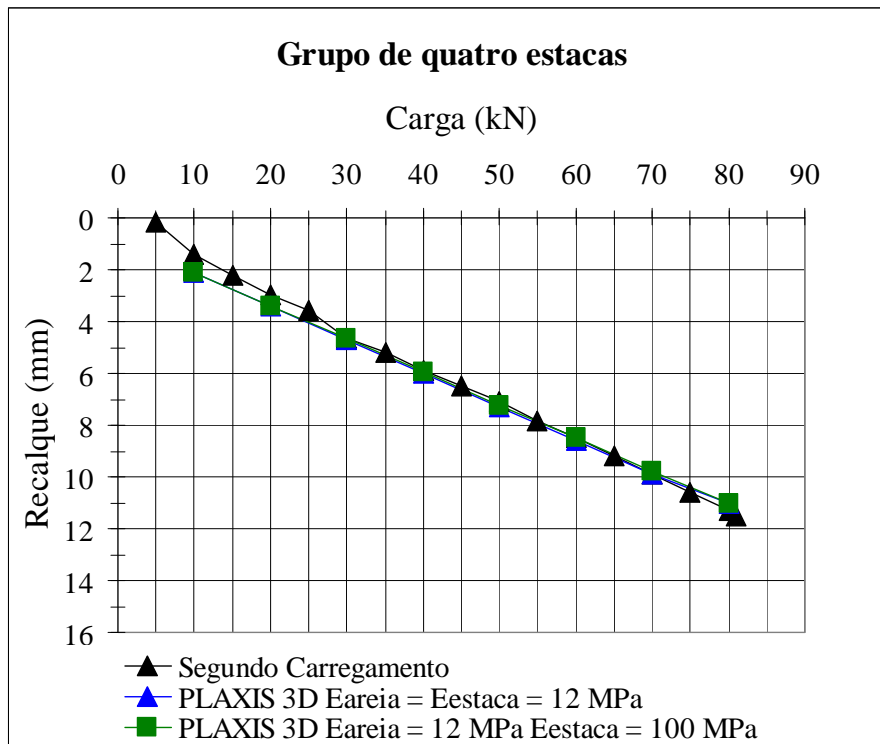


Figura 4.55 – Curva carga x recalque simulada via Plaxis 3D – grupo de quatro estacas.

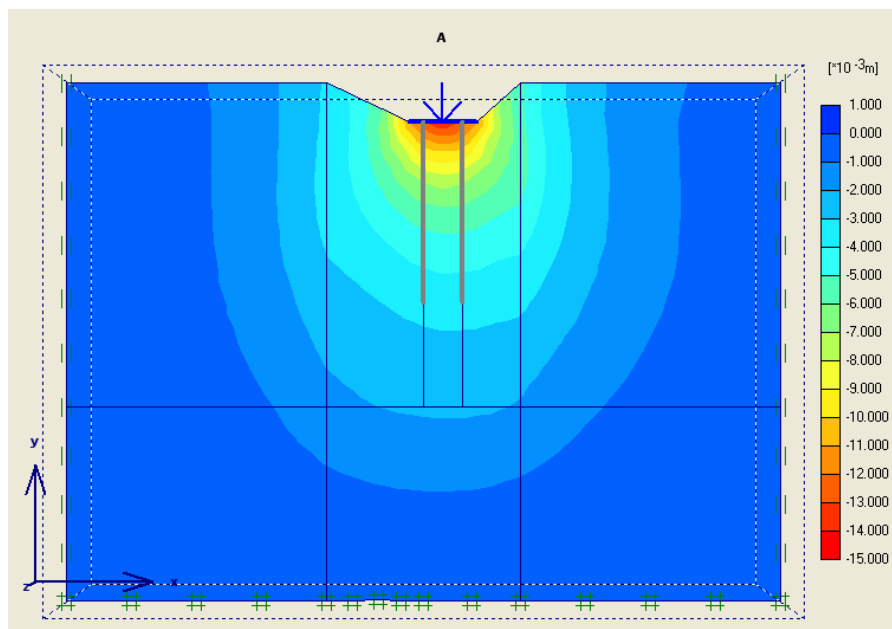


Figura 4.56 – Deslocamento vertical – grupo de quatro estacas.

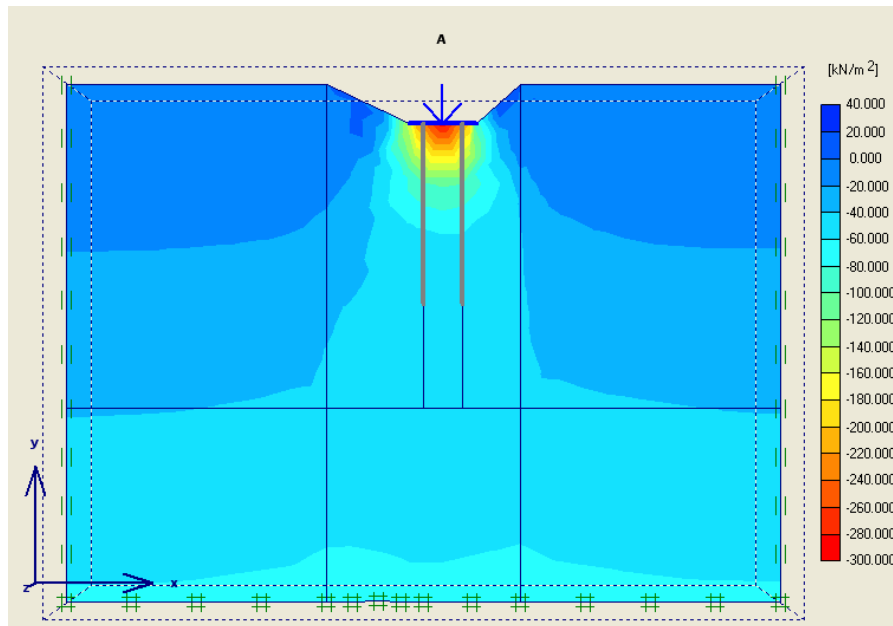


Figura 4.57 – Distribuição de tensão vertical – grupo de quatro estacas.

É importante salientar, que os “parâmetros” obtidos das simulações são valores “médios” e que representam apenas uma entre várias combinações possíveis para os módulos do solo e da estaca.

É importante destacar, também, que esses resultados não podem ser extrapolados para outras condições, pois o módulo dependerá da densificação e, conseqüentemente, do estado de tensões, espaçamento entre estacas, energia de compactação, entre outros.

4.6- APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOFÍSICOS

As leituras de resistividade elétrica, obtidas antes e após a instalação das estacas, foram interpoladas por triangulação linear com o programa SURFER 8.0, gerando, respectivamente, a Figura 4.58 e a Figura 4.59.

Na Figura 4.58, gerada antes da execução das estacas, observam-se valores de resistividade aparente entre 0 e 2000 Ohm.m. Os maiores valores de resistividade são observados nas bordas da caixa e na região onde posteriormente seriam colocadas as estacas 8 e 9 (numeradas, agora, de acordo com a Figura 3.33). Os menores valores são observados na parte interna da caixa, no local onde seriam instaladas as estacas numeradas de 1 até 7.

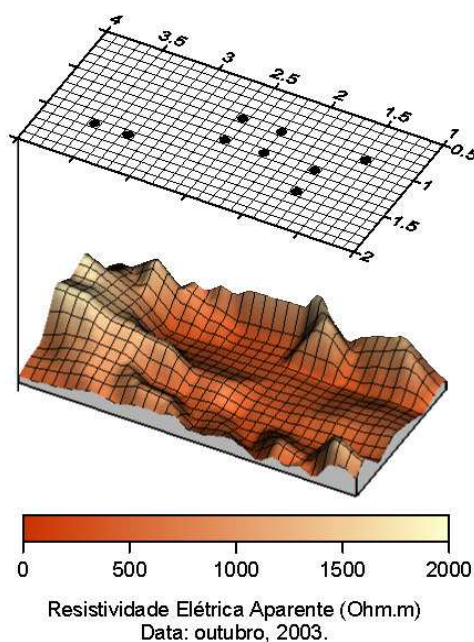


Figura 4.58 – Valores de resistividade antes da instalação das estacas.

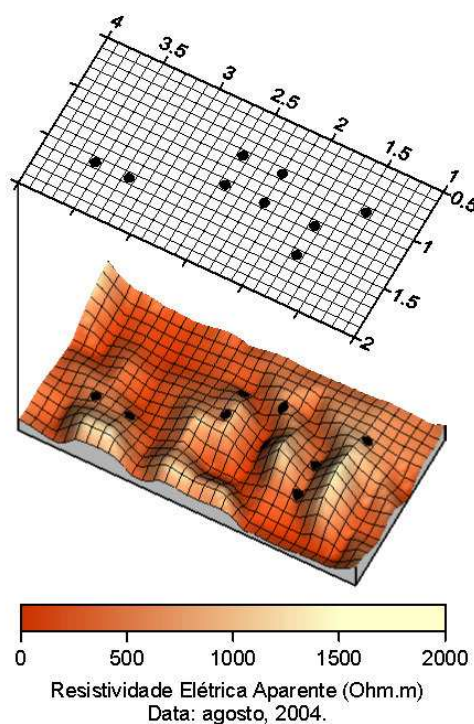


Figura 4.59 – Valores de resistividade após a instalação das estacas.

As linhas de amostragem foram posicionadas ortogonalmente aos lados maiores da caixa de areia. Deste modo, as leituras próximas a estas bordas correspondem à condição onde um eletrodo de potencial situa-se no solo argiloso, fora da caixa e o outro eletrodo de potencial situa-se na areia do interior da caixa. Acredita-se que a transição abrupta do solo argiloso para

o meio arenoso seja a responsável por estes valores mais elevados de resistividade que ocorrem posicionados junto aos lados maiores da caixa.

Com relação ao interior do depósito de areia, observam-se dois conjuntos bem definidos de dados. Valores superiores a 1500 Ohm.m, na região onde seriam instaladas as estacas 8 e 9 e leituras inferiores a este valor no restante da caixa. Um fator capaz de explicar esta distribuição de valores seria a possibilidade de que as leituras obtidas representem o comportamento do fundo da caixa e não do seu interior. Na literatura relativa aos métodos elétricos de corrente contínua é comum que se encontrem expressões para a determinação da profundidade de uma dada leitura em função do espaçamento entre eletrodos. Contudo, tratam-se exclusivamente de estimativas, daí a necessidade de execução de procedimentos de inversão para a construção de modelos geoeletricos da subsuperfície. No caso em estudo, dado que existe um forte contraste de resistividade entre a areia no interior do depósito e o solo argiloso no entorno da caixa, é possível que a maior parte das linhas de corrente esteja circulando pelas interfaces correspondentes às paredes laterais e ao fundo da caixa.

Nascimento *et al.*, (2003), avaliaram a variação sazonal da resistividade em latossolos do Distrito Federal e concluíram que a influência da variação no conteúdo de umidade do solo é maior em solos arenosos do que em solos argilosos e relacionaram este fato com o aspecto textural. Solos argilosos têm poros de pequenas dimensões implicando numa maior retenção de água. Deste modo, independente da estação climática, os solos argilosos tendem a ter maior quantidade de água do que os arenosos. No caso em estudo foi observada uma diferença significativa no conteúdo de água dentro do depósito de areia e no solo ao redor do experimento durante a estação chuvosa. Outro aspecto que parece confirmar esta conclusão é o fato de que não se observam valores mais elevados de resistividade próximos aos lados menores da caixa.

Observando-se a Figura 4.59, verifica-se que o contraste de resistividade que havia entre as bordas maiores da caixa e o seu interior deixa de existir. Considerando que esta aquisição de dados foi realizada numa época de seca, 10 meses após a obtenção do primeiro conjunto de leituras, é de se esperar que qualquer acúmulo de água no interior da caixa não exista mais, reduzindo, portanto o contraste de resistividade. Da mesma forma, pode ter ocorrido uma redução no contraste de resistividade entre areia contida no depósito e o solo argiloso do entorno.

Outro aspecto que pode ser observado no interior da caixa é o surgimento de anomalias próximas às estacas de areia e brita. Nota-se que a maioria das estacas situa-se em regiões de baixa resistividade, fato que é particularmente evidente para as estacas 2, 3 e 5. As estacas 4 e 7 parecem fugir a este padrão, associando-se a valores mais elevados de resistividade.

Todas as estacas têm cerca de 2 m de profundidade exceto a de número 4, que tem apenas 1 m, isto em função de dificuldades técnicas enfrentadas durante sua execução (como já dito anteriormente). As estacas 1 e 7 também apresentaram problemas durante a execução, e deste modo, provavelmente, não funcionaram tão bem como as demais estacas no que diz respeito à densificação da areia. As estacas 8 e 9 ficaram isoladas das demais estacas, não havendo, desta forma uma interação destas com as demais.

Não se conhecem trabalhos relacionando diretamente resistividade aparente com densidade do meio, mas considerando o comportamento observado no entorno da maioria das estacas, principalmente daquelas que provavelmente melhor desempenharam sua função, deduz-se que a introdução da mistura de areia e brita tende a causar uma redução da resistividade. As estacas têm cerca de 25 % de brita calcária na sua composição, e supõe-se que a forma pela qual a inserção da estaca no solo possa causar uma redução da resistividade pode estar relacionada com a sua composição.

Os dados obtidos do GPR foram processados com o *software* EKKO 42, fornecido pelo fabricante do equipamento. Dentre os perfis utilizados na interpretação, apenas as seções que “cortavam” o lado maior do depósito apresentaram qualidade suficiente para a análise. Duas dessas seções foram selecionadas para ilustrar as conclusões da análise entre os levantamentos realizados nos dois períodos distintos (antes e após a execução das estacas). Os perfis gerados pelo processamento estão apresentados na Figura 4.60 e na Figura 4.61, que correspondem aos alinhamentos (seções) apresentados na Figura 4.62. O retângulo amarelo/verde representa o contorno da caixa de areia e os círculos vermelhos representam as células de pressão total.

Dos perfis, observa-se que o GPR foi capaz de individualizar a caixa de areia e alguns níveis de deposição dentro desta. As reflexões provocadas pelas peças metálicas (células) enterradas dentro da caixa interferiram de forma significativa nos dados obtidos, dificultando a análise e a comparação das estruturas horizontais de deposição entre os dois períodos estudados.

Embora seja possível visualizar alguns níveis de deposição dentro da caixa de areia, a eventual deformação provocada pelas estacas está além do nível de detalhamento da

metodologia. Para realçar as reflexões provocadas pela interface entre os diversos níveis de deposição, camadas de argila poderiam ter sido depositadas entre as camadas de areia. Dessa forma, o contraste entre os dois materiais (argila e areia) marcaria de forma significativa os níveis de deposição e as eventuais deformações sofridas pelos mesmos. Porém, descaracterizaria o depósito arenoso.

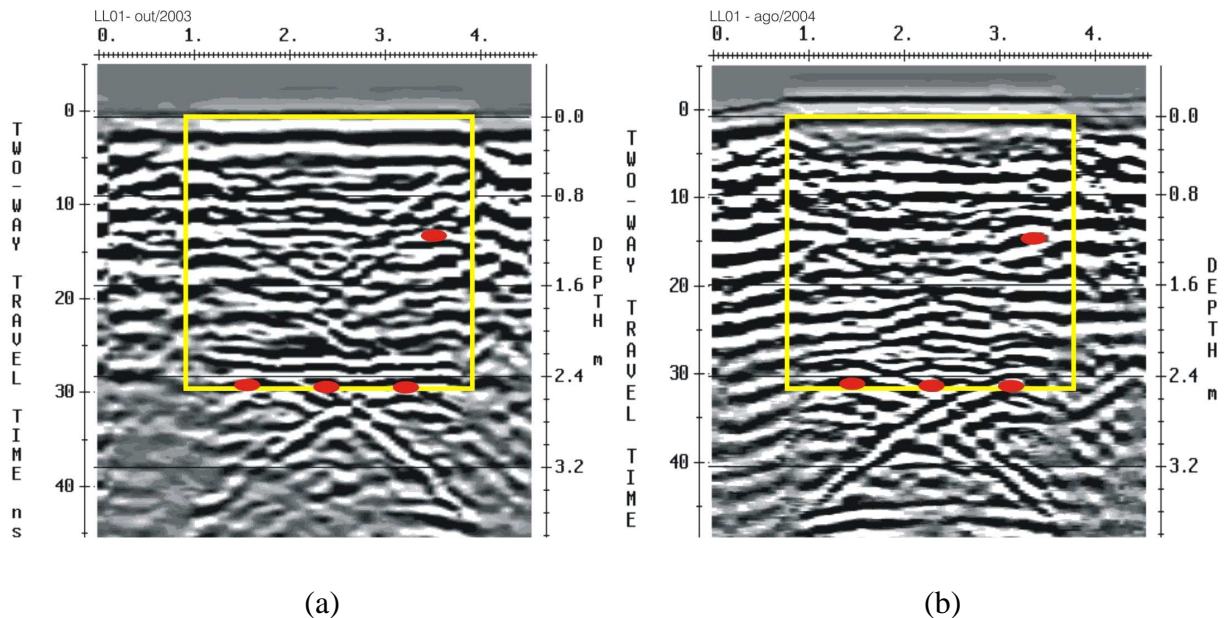


Figura 4.60 – Radargramas referentes ao alinhamento LL01 correspondentes, respectivamente, a antes (a) e após a introdução das estacas (b).

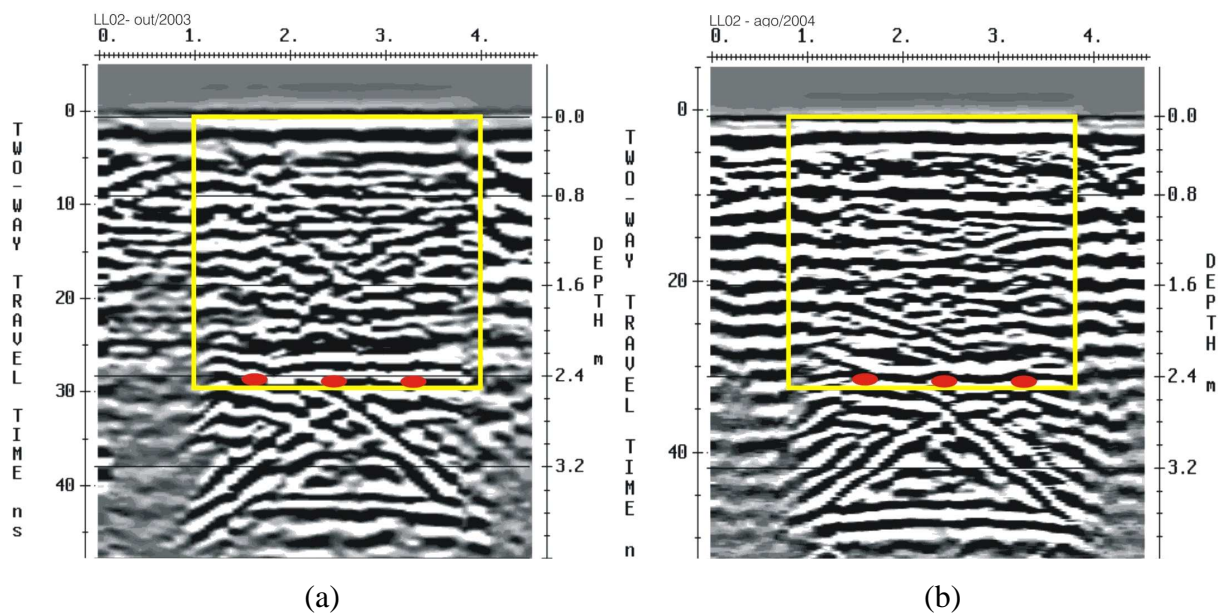


Figura 4.61 – Radargramas referentes ao alinhamento LL02 correspondentes, respectivamente, a antes (a) e após a introdução das estacas (b).

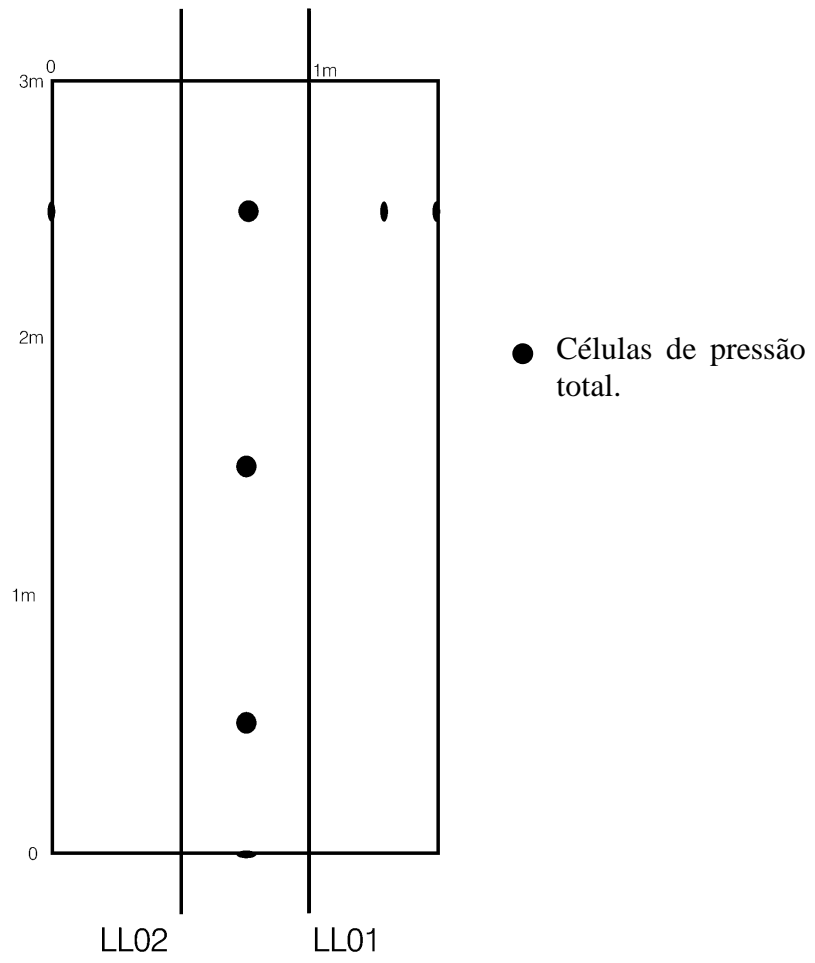


Figura 4.62 – Caminhamento do GPR.

CONCLUSÕES

5.1 - CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve o objetivo de analisar, em um modelo reduzido nas condições de campo, o comportamento de solos arenosos melhorados com estacas de areia e brita. Para isso, uma vala foi escavada e preenchida com areia fofa. Em seguida, executaram-se nove estacas de areia e brita para promover a densificação do depósito arenoso.

Ensaio com o SPT, CPT, DPL, DMT, ensaios de laboratório, métodos geofísicos superficiais e ferramentas numéricas, foram utilizados na caracterização e interpretação do comportamento do maciço antes e após o melhoramento, chegando-se as seguintes conclusões:

- A combinação dos resultados dos ensaios de DPL e DMT dá uma boa visão do processo de densificação, já que estes analisam as propriedades do maciço em direções distintas;
- Os resultados de DPL mostraram um raio de influência (na compactação) equivalente a três diâmetros da estaca e um melhoramento uniforme ao longo da estaca, exceto para as camadas mais superficiais não confinadas. Este fato está de acordo com a prática usual e simulações numéricas efetuadas em outros trabalhos;
- Os resultados de DMT mostraram que o melhoramento ocorre de maneira mais acentuada na direção horizontal quando comparado com os resultados de DPL, que mede predominantemente a resistência na direção vertical. Caso isso se confirme em escala natural, a eficiência do melhoramento deve ser medida levando-se em consideração o aumento das tensões horizontais;
- Resultados de ensaios realizados entre duas estacas mostraram que não houve superposição de efeitos, para o espaçamento e dimensões adotados. Isto se deve ao fato de o solo ser densificado pelo efeito da primeira estaca. Para o solo já denso, o efeito da segunda estaca, na distância considerada, foi pouco significativo, e até provocou dilatância;

- Os resultados do ensaio DPL realizado na própria estaca de areia e brita mostraram níveis de resistência compatíveis com os observados no solo melhorado. Caso confirmado em escala real, isso poderia significar que as fundações assentes sobre o solo melhorado devem ser tratadas como fundações superficiais simples assentes em solo melhorado e não como “radier estaqueado” em sua forma clássica de definição. Este fato é de suma importância e deve ser mais investigado;
- Os parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos por correlações semi-empíricas evidenciaram o efeito da compactação tanto no aumento da capacidade de carga como na redução de recalques de fundações assentes sobre o solo tratado;
- Para o caso estudado, o efeito da cravação do tubo, provavelmente, é mais significativo na densificação do maciço do que a execução da estaca;
- O processo executivo de compactar parte do material dentro do tubo e parte fora, ocasiona provavelmente um aumento do diâmetro em certos trechos da estaca. Tal fato pode acarretar em um aumento da sua capacidade de carga;
- De acordo com os resultados das provas de carga sobre placas, praticamente não houve diferença entre as curvas carga x recalque para os grupos de duas estacas, quatro estacas ou apenas o solo melhorado, indicando que a introdução das estacas contribuiu, de forma mais relevante, apenas para a densificação do solo;
- A infiltração das águas de chuva influenciou de forma significativa nas condições iniciais de compactação do depósito arenoso que antes era fofo;
- Para o caso avaliado, as análises numéricas mostraram que a relação entre o módulo da estaca de areia e brita e o solo melhorado não é significativa para que a estaca seja considerada como um elemento estrutural.

5.2 - SUGESTÕES

1) Sugere-se utilizar outros ensaios de campo que analisam propriedades do maciço em direções distintas, como o *Cone Penetration Test* (CPT) e o pressiômetro, na avaliação da eficiência do melhoramento.

- 2) Sugere-se retroanalisar provas de carga sobre placa em dimensões reais.
- 3) Utilizar ferramentas numéricas para simular o processo de densificação da areia devido à cravação do tubo e à execução das estacas de areia e brita.
- 4) Desenvolver um experimento similar, onde a influência de outros fatores relacionados com as condições de contorno e com as variações no conteúdo de água possa ser controlada, de modo a testar a aplicabilidade de medidas de resistividade aparente como ferramentas de avaliação da compactação do solo.
- 5) Estudo de outros fatores que são importantes no processo de densificação, tais como: teor de finos e energia de compactação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1980). Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos: NBR-6484 (antiga MB-3406). Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.
- ABNT (1984). Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica: NBR-6508 MB-3324. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- ABNT (1990). Solo – Determinação do índice de Vazios Máximo de Solos não Coesivos: MB-3324. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- ABNT (1991). Solo – Determinação do índice de Vazios Mínimo de Solos não Coesivos: MB-3388. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 14 p.
- Akinmusuru, J. O. (1973). The Influence of a Pile Cap on a Bearing Capacity of Piles in Sand. Dissertação de Mestrado, University of Zaria, Nigéria.
- Alves, A. M. L. (1998). Contribuição ao Estudo de Estacas de Compactação em Solos Granulares. Dissertação de Mestrado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Alves, A. M. L., Lopes, F. R., Aragão, C. J. G. (2000). Proposta de método de projeto de fundações superficiais em solos granulares melhorados por estacas de compactação. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, Anais 2, pp. 102 – 112.
- ASTM (1986). N° 18.02: Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test. Geotechnical Testing Journal, 9(2): 23 - 101.
- Baldi G., Bellotti, R., Ghionna V., Jamiolkowski, M. Marchetti, S. & Pasqualini, E. (1986). Flat dilatometer tests in calibration chambers. In Situ'86 ASCE Spec. Conf. on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Virginia, Blacksburg, VA, ASCE 6:431.
- Baligh & Scott (1975). Quasi static deep penetration in clays. ASCE Geotechnical Journal, Vol. 101, GT11, pp. 1119 – 1133.
- Bellotti, R., Bizzi, G., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S. & Pasqualini, E. (1979). Preliminary calibration tests of electrical cone and flat dilatometer in sand. Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech., Brighton 2, 195 – 200.
- Bergado, D. T., Rantucci, G. & Widodo, S. (1984). Full scale load test of granular piles and drains in the soft Bangkok clay. Intl. Conf. on In – Situ Soil Rock Reinforcements, Paris, France.
- Bergado, D. T. & Lam F. L. (1987). Full scale load test of granular piles with different densities and different proportions of gravel and sand on soft Bangkok clay. Soils and Foundations, 27 (1): 86-93.

- Briaud, J. L. & Jeanjean, P. (1994). Load-settlement curve method for spread footings on sand. Proc. of Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Vol. 2, College Station, Texas, pp. 1774 – 1804.
- Briaud, J. L. & Gibbens, R. (1999). Behavior of five large spread footings in sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 125, Number 9, pp. 787 - 796
- Broms, B. B. (1991). Deep Compaction of Granular Soils, In: Fang, H. Y. (ed), Foundation Engineering Handbook, Second Edition, New York, pp. 814 - 832.
- Burmister, D. M. (1943). The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways. Highway Research Board, Vol. 23, pp. 127 – 148.
- Campanella, R. G. & Robertson, P. K. (1991). Use and interpretation of a research dilatometer. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, pp. 113 -126.
- Canetta, G. & Nova, R. (1989). A numerical method for the analysis of ground improved by columnar inclusions. Computers and Geotechnics, N^o 7, pp. 99-114.
- Castelo, R. R., Polido, U. F., Bicalho, K. V. & Ribeiro, R. C. H. (2001). Solos e Rochas, ABMS/ABGE, São Paulo, SP, 24 (2): 143 – 153.
- Cavalcante, E. H. (2005). Comunicação pessoal.
- Cestari, F. (1990). Prove Geotecniche In Sito. Geo-Graph S. N. C. I Edizion, Itália.
- Chow, Y. K., Yong, D. M., Yong, K. Y., Lee, S. L. (1992). Dynamic compaction of loose sand deposits. Soils and Foundations, Vol. 32, N^o 4, pp. 93-106.
- Costa, F. V. (1956). Estacas para Fundações. Livraria Luso-Espanhola e Brasileira.
- Cruz, N., Figueiredo, S. & Viana da Fonseca, A. (2004). Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds.), pp. 1799 – 1803.
- Cunha, R. P., Small, J. C. & Poulos, H. G. (2000a). Parametric analysis of a piled raft case history in Uppsala, Sweden. SEFE-IV – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 380 – 390.
- Cunha, R. P., Soares, J. M. & Mota, N. M. B (2000b). Otimização de um projeto de fundações através do uso de radier estaqueado. Simpósio Interação Estrutura-Solo em Edifícios. USP/EESC, São Carlos, CD-Rom.
- Décourt, L. (1996). A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. SEFE-IV – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, CD.
- Dunham, J. W. (1954). Pile foundation for buildings. Proceedings of the ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 80: 385 – 405.

Dunnicliff, J. & Green, G. E. (1998). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley and Sons, New York, USA, 577 p.

Farias, M. M., Nakai, T., Hinokio, M., Shahin, H.M. and Pedroso, D. M. (2003): Prediction of the Densification Process of Compacted Sandpiles using Sub-loading *tij* Model. Proc. Int. Workshop on Prediction and Simulation Methods in Geomechanics, Athens, Greece, pp. 185-188.

Farias, M. M., Nakai, T., Shahin, H. M., Pedroso, D. M., Passos, P. G. O., Hinokio, M. (2005). Ground densification due to sand compaction piles. *Soils and Foundations*, 45 (2): 167 – 180.

Fleming, W. G., Welman, A. J., Randolph, M. F. & Elson, W. K. (1985). *Piling Engineering*. Surrey University Press.

Fox, L. (1948). Compactions of traffic stresses in a simple road structure. *Proceedings 2nd ICSMFE*, Vol. 2, pp. 236 – 246.

Gallas, J. D. F., Taioli, F., Malagutti Filho, W., Prado, R. L., Dourado, J. C. (2001). Métodos e técnicas geométricas rasas na delimitação de área afetada por ruptura em teto de túnel urbano. *Revista Brasileira de Geofísica*, 19:33-46.

Gibbs, H. J. & Holtz, W. G. (1957). Research determining the density of sands by spoon penetration testing. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, 1: 35 - 39.

Google Earth (2005). www.google.com.br

Guimarães, R. C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, UnB, Brasília, DF, Brasil.

Gusmão, A. D., Pacheco, J. L., Gusmão Filho, J. A. (2002). Caracterização tecnológica de estacas de compactação para fins de melhoramento de terrenos. XII COBRAMSEG, São Paulo, SP, Vol. 3, pp. 1691 – 1700.

Gusmão, A. D. (2005). Melhoramento de terrenos arenosos. *Geotecnia no Nordeste*, Capítulo 6, Gusmão, A. D., Gusmão Filho, J. A., Oliveira, J. T. R., Maia, G. B (eds), Editora Universitária, UFPE, pp: 331 – 362.

Gusmão Filho, J. A., Gusmão, A. D. (1994). Estudo de casos de fundação em terrenos melhorados. X COBRAMSEG, Foz de Iguaçu, PR, Brasil, 1: 191 – 198.

Gusmão Filho, J. A. (1998). *Fundações do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia*. Editora Universitária, UFPE, Recife, PE.

Gusmão Filho, J. A. (1995). *Contribuição à Prática de Fundações: A Experiência do Recife*. Tese para Concurso de Professor Titular, UFPE, Recife, PE, Brasil.

Gusmão Filho, J. & A., Gusmão, A. D. (2000). Compaction piles for building foundations. International Conference on Geotechnical and Geological Engineering Melbourne, CD-ROM.

Harr, M. E. (1966). Foundations of Theoretical Soil Mechanics. MacGraw-Hill Book Co., New York.

Hatanaka, M. & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36 (4): 1-9.

Holeyman, A. (1985). Unidimensional modellization of dynamic footing behavior. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp. 761 - 764.

ISSMFE (1989). International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT). In Report of the ISSMFE – Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16 with Reference to Test Procedures CPT – SPT – DP – WST. International Society for Soil Mechanics and Foundations Engineering. Swedish Geotechnical Institute, Suécia, 11p.

Jáky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*. Vol. 78 (No.22): 355 – 358.

Kelley, S. P. & Lutenegeger, A. J. (2004). Comparison of in situ tests to determine engineering properties of a deltaic sand. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds.), pp. 1663 – 1671.

Kishida, H. (1967). Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand. *Soils and Foundations*, 7 (3): 20-29.

Konrad (1988), J. M. Interpretation of flat plate dilatometer tests in sands in terms of the state parameter. *Géotechnique* 38, No. 2: 263 – 277.

Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics*, pp. 151 – 161. New York: Wiley.

Lehane, B. & Fahey, M. (2004): Using SCPT and DMT data for settlement prediction in sand. Proc. ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Porto, Portugal, pp. 1673-1679.

Leinz, V. & Mendes, J. C. (1963). *Vocabulário Geológico*. Editora Nacional, 3^a edição, São Paulo.

Marchetti, S. & Crapps, D.K. (1981). Flat dilatometer manual, international report of GPE Inc., Gainesville, USA.

Marchetti, S. (1985). On the field determination of K_0 in sand. Panel Presentation Session: In Situ Testing Technique, Proceedings 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Marchetti, S. (1997). The flat dilatometer: design applications. Third geotechnical engineering conference. Cairo University. Keynote Lecture, 26 pp.

- Marchetti S., Monaco P., Totani G. & Calabrese M. (2001). The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations. A report by the ISSMGE Committee TC16. Proc. IN SITU 2001, Int. conf. on in situ measurement of soil properties, Bali, Indonesia, 41 pp.
- Massarch, K. R. & Fellenius, B. H. (2002). Vibratory compaction of coarse-grained soils. *Can. Geotech. J.* 39: 695-709.
- Mayne, P. W. & Jones, J. S. (1983). Impact stresses during dynamic compaction. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 109 (10): 1232 - 1247.
- Mello, G. A., Franco, H. A. & Pires, A. C. B (1999). Uso de radar (GPR) na caracterização de ambiente deposicional em zona costeira. VI Congr. Internacional Soc. Bras. Geofísica Bol. Res. Exp., Vol. I, pp: 562 – 564.
- Meyerhof, G. G. (1956). Penetration tests and the bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics Division ASCE*, Vol. 82 (No. SM1), paper 866: 1 – 12.
- Meyerhof, G. G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 102 (1): 197 - 259.
- Millan, A. A., Townsend, F. C. & Bloomquist, D. (1987a). Capacidad de grupos de pilotes em arena usando modelos centrifugados. VIII Conf. Pan-Americana Mec. Suelos y Ing. Fund., Cartagena, pp. 295-315.
- Millan, A. A., Townsend, F. C. & Bloomquist, D. (1987b). Deformación de grupos de pilotes em arena usando modelos centrifugados. VIII Conf. Pan-Americana Mec. Suelos y Ing. Fund., Cartagena, pp. 317-331.
- Minette, E., Lima, D. C., Barbosa, P. S. A. & Silva, C. H. C. (1994). Estacas granulares em solos moles: uma verificação in situ. *Revista Solos e Rochas*, 17 (1): 57 - 63.
- Mitchell, J. K. (1968). In-place treatment of foundations soils. Specialty Conference on Placement and Improvement of Soil to Support Structures, USA, ASCE, pp. 93 - 130.
- Mitchell, J. K. (1970). In-place treatment of foundation soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 96 (Jan): 73 - 110.
- Mitchell, J. K. (1981). Soil improvement, state - of - art report. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 4: 509 - 565.
- Mitchell, J. K. & Solymar, Z. V. (1984). Time - dependent strength gain in freshly deposited or sand densified. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 110 (11): 1559 - 1576.
- Mitchell, J. K. (1986). Practical problems from surprising soil behavior. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (3): 259 – 289.
- Mota, N. M. B. (2003). Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.

Muromachi, T., Aguro, I., Miyashita, T. (1974). Penetration testing in Japan. Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Vol. 1: 193 – 200.

Nakai, T. & Hinokio, M. (2003): An isotropic hardening model for normally and over consolidated soils with t_{ij} concept and subloading surface concept. Proc. 1st Int. Workshop on New Frontiers in Comp. Geotechnics. Calgary, pp. 3-16.

Nakai, T. & Hinokio, M. (2004): A simple model for normally and over consolidated soils with unified material parameters. Soils and Foundations, Japan, 44(2).

Nascimento, C. T. C., Pires, A. C. B., Moraes, R. A. V. (2003). Variação sazonal da resistividade em latossolos. Congresso da SBGf, Rio de Janeiro, CD-ROM.

Natarajan, T. K. & Tolia, D. S. (1972). Interpretation of standard penetration test results. Proceedings 3rd Southeast Asian Geotechnical Conference: 53 – 57.

Orellana, E. (1972). Prospección Geoelectrica en Corriente Continua. Madrid, Paraninfo.523p.

Ortigão, J., Cunha, R. P., Alves, L. (1996). In situ tests in Brasília porous clay. Canadian Geotechnical Journal. Volume 33, pp. 189-198.

Pacheco, J. L. (2002). Estudo de Técnicas de Melhoramento de Terrenos Superficiais Arenosos no Recife. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife, PE, Brasil.

Parry, R. H. G. (1978). Estimating foundation settlement in sand from plate bearing tests. Geotechnique, 28 (1): 107 – 118.

Passos, P.G. O. (2001). Contribuição ao Estudo do Melhoramento de Depósitos Arenosos Através da Utilização de Ensaios de Placa. Dissertação de Mestrado, UFPB, Campina Grande, PB, Brasil.

Passos, P. G. O., Bezerra, R. L., Gusmão, A. D. & Cavalcante, E. H. (2002). Avaliação da resistência e deformabilidade de solos melhorados com estacas de areia e brita. XII COBRAMSEG, São Paulo, SP, 3: 1679 – 1689.

Passos, P. G. O., Farias, M. M. & Cunha, R. P. (2004). Use of DMT and DPL tests to evaluate ground improvement in sand deposits. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds.), pp. 1709 – 1716.

Peck, R. B. & Bazaraa, A. R. S. (1969). Discussion on settlement of spread footings on sand. Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE, 95 (4): 905 - 909.

Poulos, H. G. (1994). An approximate numerical analysis of piled-raft interaction. Int. Journal for Num. & Anal. Meth. in Geomechanics, 18: 73 - 92.

Powell, J. J. M. & Uglow, I. M. (1988). “Marchetti dilatometer tests in UK”., in: Proc. 1st Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT – 1, 1, Orlando, 555 – 562.

Quaresma, A. R., Decourt, L., Quaresma Filho, A. R., Almeida, M. S. S. & Danziger, F. (1998). Investigações Geotécnicas. Capítulo 3. Fundações: Teoria e Prática, Hachich, W.,

Falconi, F., Saes, J. L., Frota, R. G. Q., Carvalho, C. S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 119 – 162.

Randolph, M. F. & Wroth, C. P. (1979). An analysis of the vertical deformation of pile groups. *Geotechnique*, 29 (4): 423 – 439.

Robertson, P. K. & Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetrometer test, part I: sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (4), 718 – 733.

Robinsky, E. I. and Morrison, C. F. (1964). Sand displacement and compaction around model friction piles in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 1 (2): 81-93.

Russo, G. (1998). Numerical analysis of piled rafts. *Int. Journal for Num. & Anal. Meth. in Geomechanics*, 22: 477 - 493.

Sales, M. M., Cunha, R. P. & Jardim, N. A. (1999). Analysis of piled footing tests on a tropical porous clay. XI Panamerican Conf. on Soil Mech. and Geot. Eng., Foz do Iguaçu, Brasil, Vol. 3: 1395 – 1402.

Sales, M. M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD/002A, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.

Schnaid, F. (1998). Investigações geotécnicas: uso e tendências. XI COBRAMSEG, Brasília, DF, 4: 99 - 122.

Schnaid, F. (2000). Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 189 p.

Schulz, R. (1985). Interpretation and depth of investigation of gradient measurements in direct current geoelectrics. *Geophysical Prospecting*, 33: 1240 - 1253.

Scott, R. A. & Pearce, R. W. (1975). Soil compaction by impact. *Géotechnique*, Vol. 25, N^o 1, pp. 19-30.

Selig, E. T. (1963). Effect of vibration on density of sand. Segundo Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, São Paulo, SP, 1 : 129 – 144.

Shioi, Y. & Fukui, J. (1982). Application of N-value to design of foundations in japan. Proceedings 2nd European Symposium on Penetration Testing, Vol. 1: 159 – 164.

Shublaq, E. W. (1992). Soil disturbance due to installation of model piles and piles groups. *Soils and Foundations*, 32 (4): 17-26.

Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique*, 36 (3): 425-447.

Small, J. C. & Poulos, H. G. (1998). User's Manual of GARP6. Centre for Geotechnical Researches. University of Sidney, Austrália.

- Soares, V. B. (2000). Histórico das fundações do condomínio residencial torino, com vinte pavimentos, em João Pessoa – PB. SEFE IV, São Paulo, SP, Anais 2, pp. 451 – 462.
- Solymer, Z. V., Iloabachie, B. C., Gupta, R. C., Williams, L. R. (1984). Earth foundation treatment at jebba dam site. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 110 (10): 1415 - 1430.
- Solymer, Z. V., Samsudin, Osellame, J., Purnomo, B. J. (1986). Ground improvement by compaction piling. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (12): 1069 - 1083.
- Sousa, L. C. M., Cunha, R. P. (2005). Estudo experimental do comportamento de sapatas estaqueadas assentes em solo poroso colapsível. *Revista Solos e Rochas*, 28 (2): 229 - 240.
- Taschenbuch (1991). *Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*. Beuth. DIN, in German.
- Teixeira, A. H. & Godoy, N. S. (1998). *Análise e Projetos de Fundações Rasas*. Capítulo 7. *Fundações: Teoria e Prática*, Hachich, W., Falconi, F., Saes, J. L., Frota, R. G. Q., Carvalho, C. S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 227 – 264.
- Telford, W. M., Geldart, L. P., Sheriff, R. E., Keys, D. A. (1985). *Applied Geophysics*. Cambridge, Cambridge University Press, 860p.
- Terzaghi, K. & Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 1st Edition, John Wiley & Sons, New York.
- Van Der Veen, C. (1953). The bearing capacity of a pile. *Proc. Of the 3rd Inter. Conf. on Soil Mechanics and foundation Eng. Switzerland*
- Velloso, D. A. & Lopes, F. R. (1996). *Fundações*. Volume 1, 2. ed., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 290p.
- Vesic, A. S. (1974). Bearing capacity of shallow foundations. *Handbook of Foundations Engineering*, Winterkorn, H. & Fang, H.Y. (eds), Chapter 3, New York, pp. 121 – 147.
- Yamashita, K., Yamada, T. & Kakurai, M. (1998). Simplified method for analysing piled rafts foundations. *Proc. 3rd Int. Geot. Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent.
- Yu, Hai-Sui (2004). In situ soil testing: from mechanics to interpretation. *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Viana da Fonseca & Mayne (eds.), pp. 03 – 38.