

ESTELA GRASSI NOGUEIRA

ESTUDO DE ALGUMAS SOLUÇÕES DE TRATAMENTO DE SOLOS  
MOLES PARA CONSTRUÇÃO DE ATERROS NO TRECHO SUL DO  
RODOANEL – SP

São Paulo  
2010

ESTELA GRASSI NOGUEIRA

ESTUDO DE ALGUMAS SOLUÇÕES DE TRATAMENTO DE SOLOS  
MOLES PARA CONSTRUÇÃO DE ATERROS NO TRECHO SUL DO  
RODOANEL – SP

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da Universidade de São  
Paulo para obtenção do título de  
Mestre em Engenharia

São Paulo  
2010

ESTELA GRASSI NOGUEIRA

ESTUDO DE ALGUMAS SOLUÇÕES DE TRATAMENTO DE SOLOS  
MOLES PARA CONSTRUÇÃO DE ATERROS NO TRECHO SUL DO  
RODOANEL – SP

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da Universidade de São  
Paulo para obtenção do título de  
Mestre em Engenharia

Área de Concentração:  
Engenharia Geotécnica

Orientadora:  
Prof. Dr. Marcos Massao Futai

São Paulo  
2010

*Aos meus pais,  
exemplos de vida e de profissão.  
E ao meu marido,  
companheiro de vida e de profissão.*



## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, que me abençoa e me acompanha em todos os momentos.

Ao meu marido Thiago, pela constante calma, incentivo e por dividir comigo as dores passageiras e os orgulhos eternos.

Aos meus pais Roberto e Maria Celina, pela base sólida, o amor incondicional e o exemplo de quem não se entrega diante das dificuldades da vida.

As minhas irmãs Mônica e Bianca e meu cunhado Gabriel, grandes amigos que com muita sabedoria sabem me acompanhar ontem, hoje e sempre.

Aos meus sobrinhos Marcos e Isabel, que nasceram no meio deste trabalho e trouxeram muita alegria e ânimo para suportar as longas jornadas de estudo.

Aos meus avós Anna Cecília, Oswaldo, Arany e Lázaro (*in memoriam*) e meus sogros, Joana e Ricardo, pelos conselhos e orações.

Ao professor Marcos Massao Futai, pelas portas abertas, palavras de incentivo, dedicação e principalmente pela orientação.

Ao professor Carlos Sousa Pinto, por compartilhar do seu tempo, conhecimento, boa vontade e também pelos conselhos e observações imprescindíveis para a execução deste trabalho.

Ao professor Maurício Abramento, por aceitar atenciosamente e prontamente o convite para compor a banca.

A toda a equipe da Roma Engenharia, em especial a Eng<sup>a</sup> Giovana, que muito me ajudou neste trabalho, e os Eng<sup>os</sup> Camilo, Djalma, Victor e Paula, pelo apoio nos períodos de ausência e pela prontidão em me ajudar no que fosse preciso.

Aos preciosos amigos e familiares que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

A todos, muito obrigada pela paciência e por tornarem esta conquista possível.

## RESUMO

A construção do Rodoanel Trecho Sul movimentou o meio geotécnico, gerando novas informações sobre os solos locais e apresentando novas tecnologias construtivas, já disponíveis em outros mercados, mas pouco ou não utilizadas nas obras brasileiras. Estas novas técnicas de melhoria dos solos prometem solucionar problemas importantes, como a deformabilidade e resistência de uma camada de argila mole depositada na fundação de um aterro, por meios simples, rápidos, econômicos e ambientalmente interessantes.

Este trabalho apresenta os problemas de engenharia geotécnica enfrentados durante a implantação deste empreendimento, na região próxima à Represa Billings e da Interseção Imigrantes, e destaca as soluções geotécnicas executadas para estabilizar a fundação dos aterros compactados construídos nesta região, caracterizada pela ocorrência de solos orgânicos muito moles.

Destas soluções enfatizam-se neste estudo os tratamentos de solos moles identificados como Consolidação Profunda Radial (CPR) e a Mistura Mecânica de Aglomerante Cimentício com os solos moles saturados locais. O desempenho final destas tecnologias, em relação ao ganho de resistência e o aumento de compressibilidade adquiridos pela camada tratada, foram avaliados através dos ensaios de campo e da instrumentação implantada na área de interesse.

**Palavras-chave:** Tratamento de solos moles, Rodoanel trecho Sul, Consolidação Profunda Radial.

## ABSTRACT

The construction of the South Stretch of Rodoanel Highway created a comotion in the geotechnical segment, generating new information about the local soils and presenting new construction technology, already available in other markets, but still with very limited or even no use in the Brazilian works. This new technichs of soil improvements, promises to solve important issues, like deformability and resistance of a soft clay layer located at the foundation of an embankment, by means that can be qualified as simple, fast, economical and environmentaly interesting.

This document presents the geothechanical engineering issues encountered during the implantation of this enterprenuer, at the region near Billings Reservoir and at the intersection with Imigrantes Highway, and points out the geothechanical solutions used to stabilize the foundation of compacted fill builted at this region, that is characterized by the occurence of very soft organic soils.

This study emphasises in the solutions of treatment of soft soil identified as Deep Radial Consolidation (CPR) and the Mechanical Mixture of Cementitius Binder with the local saturated soft soils. The final performance of this technologies, conserning the gain of resistance and the reduction of deformability, aquired by the threatened layer, were evaluated through field tests and by the instrumentation placed at the area of interest.

**Keywords:** Soft soil threatment, Rodoanel South Stretch, Deep Radial Consolidation.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Desenvolvimento dos recalques primários em função da espessura da camada	6
Figura 2.2 - Desenvolvimento dos recalques primários frente a presença do aterro de sobrecarga	7
Figura 2.3 - Desenvolvimento dos recalques primários frente a presença do aterro de sobrecarga (BJERRUM, 1972)	9
Figura 2.4 - Período construtivo – (a) Alçamento do aterro e (b) Representação gráfica dos recalques desenvolvidos	10
Figura 2.5 - Instalação típica de drenos verticais (Fonte: JOHNSON, 1970)	17
Figura 2.6 - Drenos Verticais – (a) Croqui com implantação dos drenos fibroquímicos e (b) Foto do equipamento de instalação (Fonte: HUSSIN, 2006)	18
Figura 2.7 - Drenos Verticais – (a) Malha triangular em planta e (b) Seção transversal A-A com representação do fluxo da água, decomposto na direção vertical e horizontal	20
Figura 2.8 - Curvas de grau de adensamento para drenagem radial	23
Figura 2.9 - Seções transversais – (a) Dreno real com região <i>smear</i> e (b) Dreno equivalente	25
Figura 2.10 - Diâmetro equivalente de um dreno vertical geossintético de dimensões a e b	26
Figura 2.11 - “Jet Grouting” - (a) Croqui da implantação de uma coluna de “Jet Grouting” e (b) Foto do equipamento de instalação – (Fonte: HUSSIN, 2006)	27
Figura 2.12 - Croqui com a ilustração dos três tipos de hastes existentes no mercado para construção das colunas de “Jet Grouting” – (Fonte: HUSSIN, 2006)	29
Figura 2.13 - Croqui com as Etapas Construtivas do Processo de Construção das Colunas de “Jet Grouting” - (Fonte: HUSSIN, 2006)	30
Figura 2.14 - Solução de Vibrocompactação Dinâmica – (a) Esquema do Efeito da Vibração no Interior da Camada e (b) Foto do Equipamento em Campo - (Fonte: HUSSIN, 2006)	31

Figura 2.15 - Esquema do equipamento de injeção para o método a seco (Fonte: QUINALIA, 2009)	32
Figura 2.16 - Esquema Geral da Solução de Vibrocompactação (Fonte: QUINALIA, 2009)	32
Figura 2.17 - Interação Coluna – Camada Natural de uma (a) Coluna Rígida e (b) Coluna Vibrada (Fonte: Sivakumar, 2004)	33
Figura 2.18 - Efeito do amolgamento na curva de compressão endométrica (SCHMERTMANN, 1953)	36
Figura 2.19 - Ilustração da palheta mais utilizada nos ensaios de <i>vane</i>	39
Figura 2.20 - Amostrador padrão – $\phi_e=2''$ e $\phi_t=1\frac{3}{8}$ (fonte: ABGE, 1990)	40
Figura 2.21 - Ilustração do ensaio de SPT (fonte: SCHNAID, 2000)	42
Figura 2.22 - Penetrômetro dinâmico leve (fonte: CASTELLO et al.,2001)	46
Figura 3.1 - Planta de Locação do Empreendimento (fonte: site da Dersa < <a href="http://www.dersa.sp.gov.br/rodoanel/trechosul/trechosul.asp">http://www.dersa.sp.gov.br/rodoanel/trechosul/trechosul.asp</a> >)	49
Figura 3.2 - Imagem de satélite com a posição dos três braços da represa Billings analisados	50
Figura 3.3 - Planta do BSM 3.6 e locação das sondagens a percussão realizadas nesta região	51
Figura 3.4 - Planta do BSM 305 e locação das sondagens a percussão realizadas nesta região	52
Figura 3.5 - Planta da Área 1 e locação das sondagens a percussão realizadas nesta região	52
Figura 3.6 - Principais Unidades Litológicas do Trecho em Estudo (Fonte: EMPLASA, 1981)	53
Figura 3.7 - Planta de situação e perfil geológico-geotécnico longitudinal passando pelo eixo principal do Rodoanel Sul	55
Figura 3.8 - Amostra do material orgânico retirado no BSM 305	56
Figura 3.9 - Resultados obtidos para o ensaio VT-1125	60
Figura 3.10 - Resultados obtidos para o ensaio VT-1127	61
Figura 3.11 - Resultados obtidos para o ensaio VT-1128	61
Figura 3.12 - Gráfico da resistência não-drenada x profundidade - Situação indeformada	62

Figura 4.1 - Fluxograma das soluções típicas em construção de aterros sobre solos moles (COUTINHO e BELLO, 2005)	63
Figura 4.2 - (a) Planta de locação das soluções de tratamento utilizadas no BSM 305 e (b) seção típica	65
Figura 4.3 - Separação em campo dos trechos tratados com as duas novas soluções	66
Figura 4.4 - Croqui esquemático da solução de Consolidação Profunda Radial (CPR) - Planta e Perfil (Fonte: ENGEGRAUT, 2009)	67
Figura 4.5 - Perspectiva de uma camada tratada com a Consolidação Profunda Radial (CPR) (Fonte: ENGEGRAUT, 2009)	68
Figura 4.6 - Cravação da malha de drenos verticais	69
Figura 4.7 - Tubos guias cravados entre a malha de geodrenos	70
Figura 4.8 - Bombeamento do bulbo na (a) cota inferior e (b) na próxima posição vertical	71
Figura 4.9 - Manômetros instalados na área bombeada	71
Figura 4.10 - Escavadeira e Multimisturador acoplados e em atividade	73
Figura 4.11 - Alimentadores de aglomerantes	73
Figura 4.12 - Seção típica da Instrumentação executada na região de interesse	74
Figura 5.1 - Representação gráfica de Asaoka para as placas de recalque locadas nos trechos com a solução de aterro de sobrecarga sem drenos verticais	82
Figura 5.2 - Representação gráfica de Asaoka para as placas de recalque locadas no trecho com a solução de aterro de sobrecarga com drenos verticais	82
Figura 5.3 - Representação gráfica de Asaoka para as placas de recalque locadas na região com tratamento do tipo Consolidação Profunda Radial	83
Figura 5.4 - Gráfico comparativo entre a curva de campo e a curva teórica obtida a partir dos resultados do Método de Asaoka - Placa de Recalque 03	86
Figura 5.5 - Gráfico comparativo entre a curva de campo e a curva teórica obtida a partir dos resultados do Método de Asaoka - Placa de Recalque 04	87

Figura 5.6 - Gráfico comparativo entre a curva de campo e a curva teórica obtida a partir dos resultados do Método de Asaoka - Placa de Recalque 05	87
Figura 5.7 - Variação da deformação em função das tensões aplicadas – Comparação entre os aterros instrumentados com e sem implantação de drenos verticais	91
Figura 5.8 - Variação da deformação em função das tensões aplicadas – Comparação entre os aterros instrumentados com e sem implantação de drenos verticais e CPR	93
Figura 6.1 - Locação em planta das áreas tratadas com CPR nas Fases A e B	100
Figura 6.2 - Valores mínimos, médios e máximos de $q_d$ (a) e $N_{SPT}$ (b) e coeficiente de variação (c) para os ensaios SPT e DPL executados antes do tratamento	101
Figura 6.3 - Correlação entre $q_d \times N_{SPT}$	103
Figura 6.4 - Planta com a locação dos ensaios realizados na Fase A após o CPR	104
Figura 6.5 - Locação dos ensaios realizados na Fase B - Após o tratamento com CPR	104
Figura 6.6 - Valores mínimos, médios e máximos de $q_d$ para os ensaios DPL realizados após o tratamento com CPR na coluna (a), entre as colunas (b) e próximas aos drenos (c)	107
Figura 6.7 - Valores médios de $q_d$ antes e depois do tratamento com CPR	107
Figura 6.8 - Valores mínimos, médios e máximos de $N_{SPT}$ para os ensaios realizados sobre a coluna (a), entre as colunas (b) e próximas aos drenos (c)	111
Figura 6.9 - Valores médios de $N_{SPT}$ – Ensaios antes e depois do tratamento com CPR	111
Figura 6.10 - Locação em planta da área tratada na Fase A	114
Figura 6.11 - Extração das amostras naturais (a) extração e (b) estocagem	115
Figura 6.12 - Análise da Resistência Através da Penetração da Barra de Ferro	116
Figura 6.13 - Resultados dos ensaios de compressão simples para diferentes taxas de cimento	117
Figura 6.14 - Regiões tratadas com taxas de $360\text{kg/m}^3$ e $200\text{kg/m}^3$	119

Figura 6.15 - Região do BSM 305 em operação. Pista a direita sob camada tratada com a Mistura Mecânica com Aglomerante Cimentício e do canteiro central para a esquerda solução do CPR.	120
Figura 6.16 - Vista da região do BSM 305 com a obra finalizada.	120
Figura 6.17 - Detalhe da OAE 305 e da pista tratada com a Mistura Mecânica com Aglomerado Cimentício.	121
Figura B.1 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 03 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)	135
Figura B.2 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 04 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)	136
Figura B.3 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 05 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)	137
Figura B.4 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 06 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)	138
Figura B.5 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 08 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)	139
Figura B.6 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 09 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)	140
Figura B.7 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 10 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)	141
Figura B.8 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placas de recalque 01 e 02 da área 1 (aterro de sobrecarga temporária)	142
Figura B.9 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placas de recalque 01 e 02 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária com drenos verticais)	143
Figura B.10 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placas de recalque 01 a 06 do BSM 305 (Consolidação Profunda Radial)	144



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Comparação entre os métodos de execução da tecnologia de “Jet Grouting”	28
Tabela 2.2 - Classificação de solos (NBR 7250/82)	45
Tabela 3.1 - Sondagens a percussão realizadas nas áreas de interesse e descrição da camada aluvionar argilosa encontrada	57
Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios de <i>vane test</i>	59
Tabela 5.1 - Informações das placas de recalque analisadas nas áreas com aterro de sobrecarga com e sem drenos	78
Tabela 5.2 - Informações das placas de recalque analisadas na região tratada com o CPR	78
Tabela 5.3 - Valores obtidos na interpretação dos gráficos de Asaoka	84
Tabela 5.4 - Período construtivo equivalente para cada caso comparativo analisado	85
Tabela 5.5 - Resultados obtidos para os aterros de sobrecarga instrumentados, sem implantação de drenos verticais	88
Tabela 5.6 - Valores de $C_c/(1+e_0)$ e $c_v$ conhecidos para alguns solos brasileiros (Fonte: Massad, et al. (1992) e Massad (2009))	90
Tabela 5.7 - Resultados obtidos na instrumentação realizada na região do aterro de sobrecarga com implantação de drenos verticais	90
Tabela 5.8 - Resumo dos resultados obtidos da instrumentação realizada na região tratada com a Consolidação Profunda Radial	92
Tabela 5.9 - Recalques primários totais obtidos para a situação sem tratamento	95
Tabela 5.10- Porcentagens de redução da deformabilidade com o tratamento	95
Tabela 5.11- Porcentagem de redução dos recalques em função com a relação $C_c/(1+e_0)$ do aterro lançado	96
Tabela 5.12- Parâmetros de deformabilidade obtidos para a camada aluvionar localizada nos braços da represa Billings, na proximidade da Interseção Imigrantes	97
Tabela 6.1. - Identificação dos grupos utilizados para a análise dos ensaios	105

Tabela 6.2. - Valores de $q_d$ (MPa) obtidos em função da profundidade para todos os ensaios de DPL realizados após o tratamento com CPR	106
Tabela 6.3. – Valores de $q_d$ (MPa) e $s_u$ obtidos para cada posição analisada	109
Tabela 6.4. - Valores de $s_u$ após o tratamento com o CPR	112
Tabela A.1 - Valores obtidos nos cálculos da real tensão efetiva vertical existente na região tratada com o CPR	133
Tabela C.1 - Valores de $N_{SPT}$ (golpes/30 cm) obtidos em função da profundidade para todos os ensaios tipo SPT realizados após o tratamento com CPR	145
Tabela C.2 - Valores dos $N_{SPT}$ e de $s_u$ obtidos para cada posição analisada	146

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

a e b	Dimensões dos drenos pré-fabricados
$a_v$	Coeficiente de compressibilidade
ASTM	American Society for Testing and Materials
CPR	Consolidação Profunda Radial
$c_c$	Índice de compressão
$c_h$	Coeficiente de adensamento horizontal
$c_r$	Índice de recompressão
$c_v$	Coeficiente de adensamento vertical
D	Diâmetro da palheta do ensaio do tipo <i>vane test</i>
$d_e$	Diâmetro de influência dos drenos
$d_w$	Diâmetro do dreno vertical de areia
e	Índice de vazio
e	Espessura da lâmina da palheta do ensaio de <i>vane</i>
H	Altura da palheta do ensaio do tipo <i>vane</i>
$H_d$	Máxima distância de drenagem durante o adensamento unidimensional
$H_p$	Espessura do aterro permanente
$H_s$	Espessura do aterro de sobrecarga temporário
$H_0$	Espessura do aterro original
i	Gradiente hidráulico
$J_0, J_1, Y_0, Y_1$	Funções de Bessel de primeira e segunda ordem
k	Coeficiente de permeabilidade
km	Quilômetros
$k_s$	Coeficiente de permeabilidade da zona <i>smear</i>
$k_h$	Coeficiente de permeabilidade horizontal
$k_v$	Coeficiente de permeabilidade vertical
m	Parâmetro que depende da relação entre a distância entre drenos e o diâmetro dos drenos
$P_0$	Carregamento inicial
$P_{PE}$	Carregamento permanente
$P_{SC}$	Carregamento provisório
$q_d$	Resistência de ponta obtida pelo penetrômetro dinâmico leve

$q_t$	Resistência de ponta real mobilizada pelo penetrômetro dinâmico leve
RSA	Razão de sobreadensamento (OCR)
$r$	Relação entre ( $c_h/c_v$ )
$r_e$	Raio equivalente da área de influência de um dreno vertical de areia
$r_s$	Raio da zona <i>smear</i>
$r_w$	Raio do dreno vertical de areia
S	Sensitividade
SPT	Standard Penetration Test
$s_u$	Resistência Não-Drenada
T	Torque máximo medido no ensaio de <i>vane test</i>
$T_h$	Fator tempo horizontal
$T_z$	Fator tempo vertical
t	Tempo
$t_c$	Período de Construção do Aterro
$t_f$	Término do alteamento do aterro
$t_{sc}$	Tempo de atuação da sobrecarga
U	Porcentagem de adensamento
$U_r$	Grau de adensamento devido ao fluxo radial
$U_z$	Grau de adensamento devido ao fluxo vertical
u	Pressão neutra
$u/u_0$	Taxa de dissipação da pressão neutra
$u_0$	Pressão neutra inicial
$u_r$	Pressão neutra resultante do fluxo radial de água
z	Profundidade
$\alpha_1, \alpha_2, \dots$	Raízes das funções de Bessel
$\gamma_{sub}$	Peso específico submerso
$\gamma_{nat}$	Peso específico natural
$\Delta_h$	Espessura da camada compressível
$\Delta_t$	Intervalo de tempo
$\Delta H_{RE}$	Deformação primária no momento da retirada da sobrecarga
$\Delta H_{PE}$	Deformação primária devido ao carregamento permanente
$\Delta H_{PE+PR}$	Deformação primária devido ao carregamento permanente + provisório
$\sigma$	Tensão total

$\sigma$	Tensão efetiva
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva
$\sigma'_{vo}$	Tensão vertical efetiva inicial
$\sigma'_{vf}$	Tensão vertical efetiva final
$u$	Velocidade de descarga
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\eta$	Relação entre o raio de influência e o raio real de um dreno de areia
$s$	Relação entre o raio da zona <i>smear</i> e o raio real de um dreno de areia
$\rho_{prim.}$	Recalque primário

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos do Trabalho	2
1.2	Estrutura da Dissertação	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	Aterros de Sobrecarga Temporária	4
2.1.1	Antecipação dos Recalques Secundários	7
2.1.2	Desenvolvimento do Recalque Durante o Período Construtivo	10
2.1.3	Evolução dos Recalques com o Tempo	12
2.1.3.1	Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi e Frolich (1936)	13
2.2	Aterro de Sobrecarga Temporária com Drenos Verticais	16
2.2.1	Teoria de Adensamento para Drenos de Areia	18
2.2.1.1	- Estudos para a Situação de Poço Ideal	21
2.2.1.2	- Estudos para a Situação com a Zona “Smear”	23
2.2.2	Diâmetro Equivalente dos Drenos Verticais Pré-Fabricados	25
2.3	Alguns Outros Métodos de Tratamento de Solos Moles	26
2.3.1	“Jet Grouting”	26
2.3.2	Vibrocompactação	30
2.3.3	Colunas de Areia Encamisadas com Geotêxtil	33
2.4	Efeito do Amolgamento no Adensamento do Solo	34
2.5	Ensaio de Palheta – <i>Vane Test</i>	36
2.6	Ensaio de Resistência a Penetração do Tipo SPT	40
2.6.1	Execução do Ensaio	42
2.6.2	O Valor $N_{SPT}$	44
2.6.3	Classificação dos Solos em Função do Valor do $N_{SPT}$	45
2.7	Ensaio de Resistência do Tipo DPL	46
3	DESCRIÇÃO DA OBRA DO RODOANEL TRECHO SUL	48
3.1	Introdução	48
3.2	Área de Interesse: Bolsões de Solos Moles na Região da Billings	49
3.3	Caracterização Geotécnica da Região	53
3.3.1	Todo o Trecho do Rodoanel Sul	53
3.3.2	Regiões de Interesse: Braços da Represa Billings	54

3.4	Resultados dos Ensaios de <i>Vane</i>	59
4	TÉCNICAS DE MELHORAMENTO UTILIZADAS	63
4.1	Introdução	63
4.2	Consolidação Profunda Radial (CPR)	66
4.2.1	Metodologia de Execução em Campo	68
4.3	Mistura Mecânica de Aglomerante Cimentício	72
4.3.1	Metodologia de Execução	72
4.4	Programa de Instrumentação	74
5	MELHORIA NA DEFORMABILIDADE DAS CAMADAS DE SOLOS MOLES NAS REGIÕES DE INTERESSE	76
5.1	Introdução	76
5.2	Placas de Recalque	77
5.3	Metodologia de Cálculo	79
5.4	Resultados Obtidos	80
5.4.1	Método Gráfico de Asaoka	81
5.4.2	Aterro de Sobrecarga sem Drenos Verticais	88
5.4.3	Aterro de Sobrecarga com Drenos Verticais	90
5.4.4	Consolidação Profunda Radial (CPR)	92
5.4.4.1	Influência do Aterro Lançado na Análise dos Recalques	96
5.4.5	Resumo	97
6	GANHOS DE RESISTÊNCIA	99
6.1	Solução de Consolidação Profunda Radial (CPR)	99
6.1.1	Ensaios de Resistência Executados Antes do Tratamento	100
6.1.1.1	Correlação entre Ensaios SPT e DPL	102
6.1.2	Ensaios de Resistência Executados após o Tratamento	103
6.1.2.1	Ensaios do Tipo DPL	105
6.1.2.2	Ensaios do Tipo SPT	110
6.1.3	Ganho de Resistência Resultante	112
6.2	Solução de Mistura Mecânica com Aglomerado Cimentício	113
6.2.1	Determinação da Taxa de Cimento – Fase A	114
6.2.2	- Execução em Campo da Fase A	117
6.2.3	- Etapas Construtivas - Fase B	118
6.2.4	Obra concluída	119

7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	122
7.1	Conclusões	122
7.1.1	Quanto à Deformabilidade	122
7.1.2	Quanto à Resistência dos Solos Moles	123
7.1.3	Resultado Final das Duas Novas Soluções Adotadas	124
7.2	Sugestões para Futuros Trabalhos	125
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	126
	APÊNDICE A – TENSÕES VERTICAIS EFETIVAS INICIAIS E FINAIS	132
	APÊNDICE B – GRÁFICOS COM AS LEITURAS DAS INSTRUMENTAÇÕES REALIZADAS EM CAMPO	135
	ANEXO A – BOLETINS DAS SONDAgens A PERCUSSÃO DE REFERÊNCIA DAS INSTRUMENTAÇÕES	147
	ANEXO B – BOLETINS DAS SONDAgens ROTATIVAS EXECUTADAS APÓS O TRATAMENTO COM MISTURA MECÂNICA COM AGLOMERANTE CIMENTÍCIO	163



# 1 INTRODUÇÃO

O crescimento da ocupação territorial que vem ocorrendo no entorno dos grandes centros urbanos acompanha a necessidade de explorar superficialmente novas áreas, que até então eram evitadas devido a suas caracterizações geológico-geotécnicas. Algumas dessas áreas localizam-se em regiões de baixada, no entorno de talvegues naturais, onde ocorrem solos aluvionares moles ou fofos que apresentam comportamento inadequado quando carregados.

A utilização dos solos moles como fundação de obras de terra implica, quase sempre, na necessidade de melhorar ou corrigir algumas de suas mais importantes características, como a baixa capacidade de resistência e a elevada deformabilidade. Assim, para viabilizar a construção de aterros nas regiões caracterizadas pela ocorrência destes materiais, foram desenvolvidas diversas técnicas de tratamento e melhoria dos solos com baixa capacidade de suporte.

Algumas destas técnicas foram adotadas nas obras do Rodoanel Mário Covas - Trecho Sul, que recentemente movimentou o meio geotécnico e gerou novas informações sobre os solos locais, como dados de caracterização dos solos e parâmetros de deformabilidade e resistência.

Além desse vasto campo de pesquisa sobre as características físicas dos materiais e seus comportamentos quando solicitados por cargas externas, a construção deste empreendimento contribuiu com a engenharia geotécnica através de novas tecnologias construtivas, pouco ou não utilizadas nas obras brasileiras. Algumas destas novas técnicas de melhoria dos solos prometem contribuir para solucionar problemas importantes, por meio de intervenções simples, rápidas, econômicas e ambientalmente interessantes, pois evitam trabalhos pesados de terraplenagem, do tipo escavações para remoção dos solos moles, em áreas de empréstimo, depósito em bota-foras, transportes de material, etc.

Este trabalho visa exatamente avaliar os resultados obtidos por duas destas tecnologias utilizadas na obra em questão, identificadas como tratamento da camada compressível por meio de Consolidação Profunda Radial (CPR) e por Mistura Mecânica de Aglomerante Cimentício com os solos moles saturados locais.

Estas duas soluções implantadas em região próxima à represa Billings são tecnologias não usuais no mercado brasileiro e pouco difundidas no meio técnico específico. Assim, uma análise teórica destas soluções, somada à avaliação de todo o histórico ocorrido na obra, como ensaios realizados e resultados obtidos, poderão fornecer novas ferramentas para a análise técnica e prática para a solução de obras desta natureza.

## **1.1 Objetivos do Trabalho**

O objetivo principal deste trabalho é apresentar e analisar essas duas novas soluções de tratamento de solos moles, identificadas como Consolidação Profunda Radial (CPR) e Mistura Mecânica de Aglomerante Cimentício com os solos moles saturados locais, utilizadas em um dos braços da represa Billings no Rodoanel Trecho Sul, e avaliar seus desempenhos.

Para tanto serão analisados o ganho de resistência e a diminuição da deformabilidade das camadas moles tratadas, quando comparadas com a situação natural, antes das respectivas intervenções.

Analisaram-se resultados obtidos nos ensaios de campo e na instrumentação instalada nas áreas de interesse. Para auxiliar neste estudo também serão avaliadas as instrumentações realizadas em áreas vizinhas, tratadas com aterro de sobrecarga temporária com e sem drenos verticais. Através da retroanálise destas informações foram obtidos os parâmetros de deformabilidade representativos dos solos moles locais, utilizados na análise das regiões tratadas com as soluções de interesse.

## **1.2 Estrutura da Dissertação**

Neste primeiro capítulo, apresentou-se uma introdução sobre a pesquisa, destacando sua importância e seu objetivo.

O Capítulo 2 mostra uma revisão da literatura técnica referente aos assuntos estudados. Apresentam-se detalhes práticos e teóricos da utilização de aterros de sobrecarga, com e sem drenos verticais, para promover a antecipação dos recalques. Também aborda o efeito do amolgamento nas características de deformabilidade de um solo mole.

São apresentados também os ensaios de palheta (*vane test*) e os ensaios penetrométricos dos tipos SPT e DPL, que serão utilizados ao longo do trabalho para avaliar a técnica de melhoramento estudada.

O Capítulo 3 apresenta o empreendimento em estudo, seus aspectos geológico-geotécnicos, localização, descrição da obra analisada na pesquisa e as áreas de interesse deste estudo. Apresentam-se também os resultados obtidos nos ensaios realizados na região, antes de qualquer tipo de tratamento.

No Capítulo 4 são apresentadas as técnicas de melhoria de solos utilizadas nas regiões de interesse e o programa de instrumentação desenvolvido em campo para monitorar tais tratamentos. Este item apresenta as soluções de Consolidação Profunda Radial e a Mistura Mecânica com Aglomerante Cimentício, sendo os resultados desta última apresentados no Apêndice B.

Os Capítulos 5 e 6 apresentam os principais aspectos observados na região tratada com a Consolidação Profunda Radial e a Mistura Mecânica com Aglomerado Cimentício, analisando os resultados obtidos. São detalhados e analisados os resultados da instrumentação realizada em toda a área de interesse e dos ensaios de resistência realizados após a execução do tratamento, que são comparados com a situação original.

Estes dois capítulos apresentam o ganho de resistência e o aumento de compressibilidade adquiridos pela camada mole com a aplicação dos tratamentos analisados.

O Capítulo 7 apresenta as conclusões obtidas neste trabalho e as sugestões para futuras pesquisas relacionadas com a utilização das técnicas de tratamento avaliadas.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

O objetivo deste capítulo é apresentar uma descrição resumida, em caráter de Revisão Bibliográfica, dos principais assuntos que servirão de base para o trabalho desenvolvido.

É lógico que dentro dos subitens apresentados (Aterro de Sobrecarga Temporária, Aterro de Sobrecarga Temporária com Drenos Verticais, Efeito do Amolgamento no Adensamento do Solo, Ensaio de Palheta – Vane Test - e Ensaio de Resistência à Penetração dos tipos SPT e DPL) está toda a essência dos estudos dos solos moles desenvolvidos pela engenharia geotécnica, tais como a Teoria de Adensamento de Terzaghi e Frolich, recalques primários e secundários no período de construção, Lei de Darcy, permeabilidade dos solos, adensamento com uso de drenos, resistências não drenadas e sensibilidades dos solos moles, metodologias de execução de alguns ensaios e um sistema de classificação normalmente utilizada no Brasil e definida pela Norma Brasileira NBR 7250.

### **2.1 Aterros de Sobrecarga Temporária**

Aterro de sobrecarga temporária é uma técnica de tratamento de solos moles que consiste na aplicação de sobrecarga temporária sobre áreas formadas por camada, ou camadas, de solos moles com alta deformabilidade. Sua aplicação tem como objetivo principal antecipar os recalques gerados pelos carregamentos permanentes que serão introduzidos pela construção. Em outras palavras, a função desta sobrecarga é de adensar a camada compressível, de forma a impor uma deformação próxima à esperada durante a vida útil do empreendimento, forçando que os recalques aconteçam antes de sua implantação.

A maioria das aplicações de aterro de sobrecarga envolve solos de baixa resistência e de elevada compressibilidade. Nestes casos, embora a capacidade de suporte do material tratado seja normalmente melhorada com o adensamento, seu ganho de resistência é considerado moderado e sua capacidade de suporte ainda será

compatível a sustentar apenas cargas leves. Desta forma, carregamentos superficiais concentrados devem ser evitados (JOHNSON, 1970).

O uso desta técnica para reduzir as deformações pós-construção tornou-se popular nos anos 40, junto com a utilização dos drenos de areia, na construção de rodovias americanas. Gradualmente, a utilização desta técnica foi sendo difundida e sua aplicação foi ganhando importância e diversidade de aplicações, sendo constatadas na década de 60 inúmeras obras americanas tratadas com esta tecnologia (MORAN et al., 1958).

Entre as vantagens desta técnica destacam-se a grande variedade de tipos de solos moles compressíveis que podem ser trabalhados, incluindo argilas e siltes orgânicos e inorgânicos e turfas, além do custo normalmente baixo, principalmente, quando a região tratada é grande e há áreas de empréstimo próximas ao local de interesse. Entretanto, para a eficiência dos resultados obtidos é essencial respeitar o tempo de atuação da sobrecarga, o que pode levar meses ou até anos de espera, implicando em uma solução relativamente demorada. Outra desvantagem a ser considerada é a grande quantidade de material e serviços de terraplenagem que envolve a utilização desta técnica (WILSON, 1953).

Esta solução pode ser utilizada para adensamento de camadas superficiais ou profundas. Em qualquer uma das situações, a existência de camadas drenantes nas faces da camada compressível ajuda a dissipar a pressão neutra e acelerar a evolução dos recalques. Desta forma, para as situações de sole mole compressível existente na superfície do terreno, recomenda-se construção de um colchão drenante no topo desta camada.

A Figura 2.1 ilustra o conceito físico desenvolvido na aplicação de sobrecarga para antecipação dos recalques primários esperados. Este mecanismo, que consiste na aplicação de uma carga temporária acrescida à carga permanente de projeto, gerará recalques superiores aos desenvolvidos caso somente a carga permanente fosse aplicada. Observa-se, pela Figura 2.1, que quando a camada compressível apresentar o recalque desejado a sobrecarga poderá ser removida. Pode-se constatar que a retirada da sobrecarga pode ser realizada mesmo com o desenvolvimento parcial das deformações, uma vez que a intenção da solução é

antecipar os recalques estimados para a situação de carga permanente de utilização.

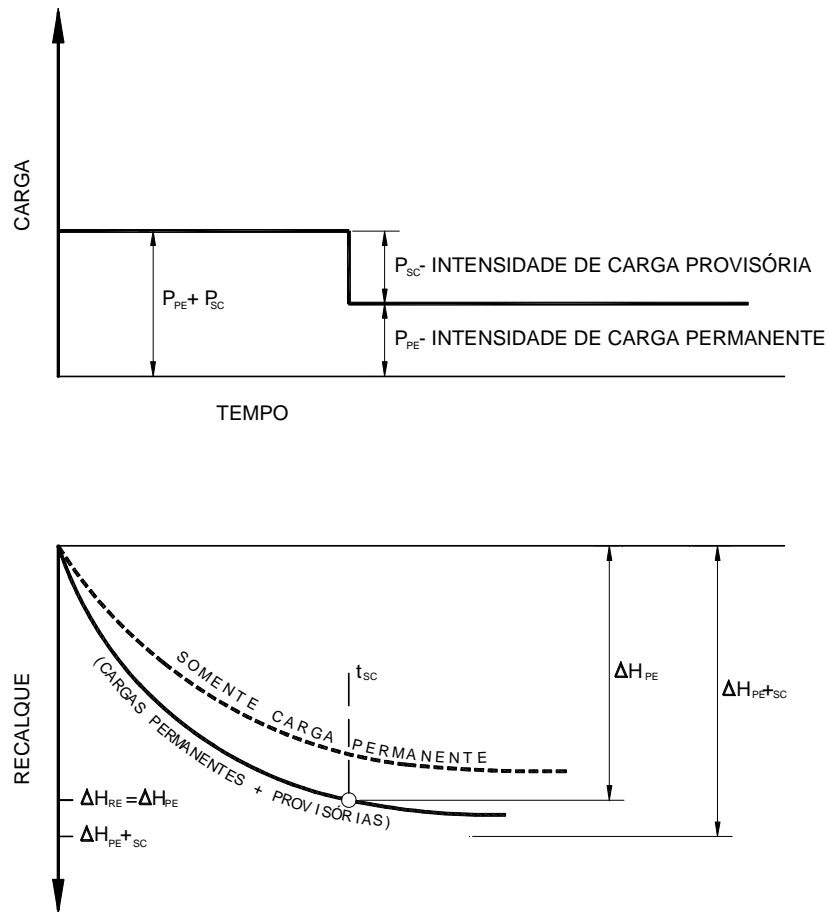


Figura 2.1 - Desenvolvimento dos recalques primários em função da espessura da camada

Vale ressaltar, que ao longo do tempo, as deformações ocorridas na camada compressível não são desenvolvidas de forma homogênea, ou seja, as regiões mais distantes das camadas drenantes, possivelmente existentes no perfil geológico da área tratada ou mesmo implantadas durante o processo construtivo dos aterros, deverão apresentar uma menor deformação quando comparadas com as regiões vizinhas a estas camadas permeáveis. Para exemplificar esta situação, a Figura 2.2 ilustra o desenvolvimento de 50% das deformações primárias totais esperadas para um solo compressível, de espessura  $2H$  com drenagem de topo e de fundo, adensado na situação carga permanente e sobrecarga. Caso este fosse o momento definido para a retirada da sobrecarga, a porção central da camada compressível

ainda não teria atingido uma deformação satisfatória e este voltaria a recalcar com a carga permanente.

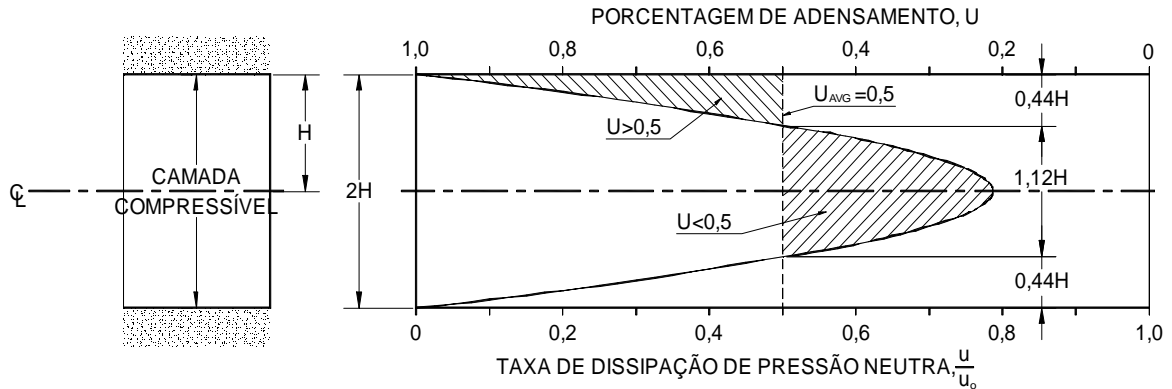


Figura 2.2 - Desenvolvimento dos recalques primários frente a presença do aterro de sobrecarga

Assim, a eficiência da solução de sobrecarga temporária está relacionada com a análise das deformações desenvolvidas nas regiões críticas da camada adensada. É recomendado que a retirada do sobrepeso só seja realizada após a obtenção do adensamento estimado para a situação de carga permanente em toda a camada, mesmo este sendo um critério conservador quando pensado nas regiões próximas as faces drenantes (JOHNSON, 1970). Vale mencionar, que no caso ilustrado, se a sobrecarga fosse retirada quando atingido 50% dos recalques estimados para toda a camada, as partes próximas as camadas drenantes horizontais (já quase que totalmente adensadas) sofreriam uma ligeira expansão, não suficiente para compensar as deformações desenvolvidas nas regiões ainda não totalmente adensadas.

### 2.1.1 Antecipação dos Recalques Secundários

Não é difícil entender que a utilização de sobrecarga é bem eficiente para acelerar os recalques por adensamento primário. Entretanto, é um pouco menos intuitivo aceitar que o recalque secundário também pode ser antecipado com esta solução, o que de fato acontece.

A Figura 2.3 ilustra o efeito do sobrecarregamento no adensamento secundário. As linhas paralelas identificadas na figura, conhecidas como linhas de tempo, foram originalmente propostas por Taylor<sup>1</sup>, 1942 a partir de Johnson (1970) e representam uma correlação entre o índice de vazios, a tensão efetiva e a taxa de adensamento secundário. Sabe-se hoje que estas linhas de tempo não são exatamente paralelas como representado na figura, porém, para o conceito apresentado, isto é irrelevante.

A Figura 2.3 ilustra uma argila que em um certo momento é carregada por um carregamento composto por uma carga permanente ( $P_{PE}$ ) e uma provisória ( $P_{PR}$ ), retirada após um certo tempo de atuação. A variação do índice de vazios com a tensão vertical efetiva, ao longo do tempo, é representada pela curva ABCDE. A parcela ABC representa o aumento da tensão efetiva e a redução do índice de vazios devido ao adensamento primário e a reta CD ilustra a redução de  $e$  ocorrida durante o adensamento secundário verificado para o período. Na realidade, a linha tracejada representa melhor a redução do índice de vazios durante a atuação da sobrecarga  $P_{PR}$ , pois indica a ocorrência do recalque primário e do secundário acontecendo ao mesmo tempo.

Pode-se observar pela figura, que imediatamente antes da retirada da sobrecarga  $P_{PR}$ , a taxa do adensamento secundário pode ser obtida pela interpretação do ponto D frente as linhas de tempo, ou seja, no exemplo da figura apresentada, a taxa do adensamento secundário é algo próximo a 0,5% por ano. A redução da tensão efetiva vertical com a retirada do sobrepeso  $P_{PR}$  causa uma redução na taxa de adensamento secundário para um valor próximo a 0,001% por ano, como indicado pelo ponto E.

Caso a sobrecarga não fosse aplicada, ou seja, somente o carregamento  $P_{PE}$  existisse, passado o mesmo período de tempo de atuação da sobrecarga  $P_{PR}$ , o ponto F representaria os valores de  $e$  e  $\sigma'_v$  desta situação. O efeito da sobrecarga no adensamento secundário pode ser verificado comparando-se as informações dos pontos E e F, que indicam que a taxa de adensamento secundário é 10 vezes menor no ponto E, que representa a situação com o carregamento adicional.

---

<sup>1</sup> TAYLOR, D. W. Research on Consolidation of Clays. In: Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Serial 82, 1942



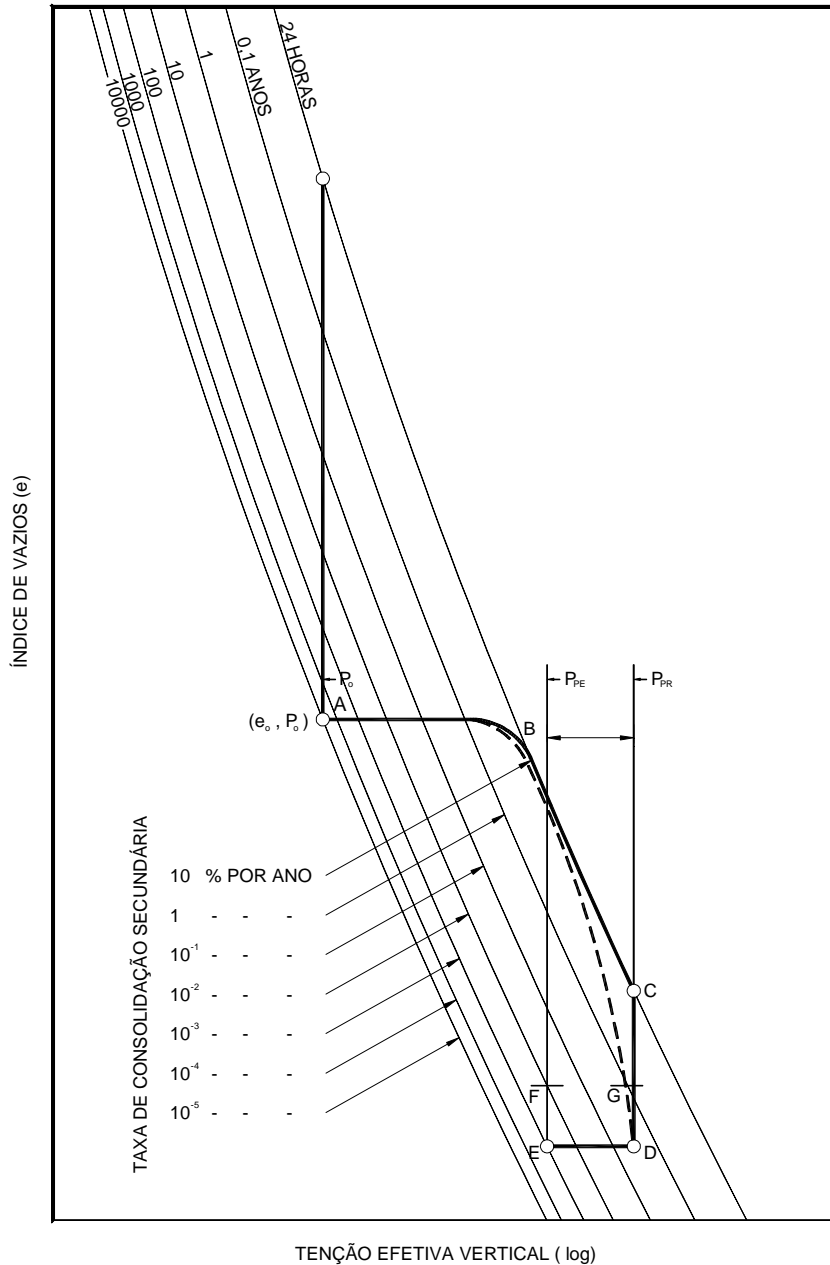


Figura 2.3 - Desenvolvimento dos recalques primários frente a presença do aterro de sobrecarga (BJERRUM, 1972)

Entretanto, verifica-se pela Figura 2.3, que este efeito de redução na taxa do adensamento secundário só é real se a sobrecarga atuar em um tempo suficientemente longo para reduzir o índice de vazios para valores inferiores ao correspondente ao ponto G da curva tracejada. Caso a sobrecarga fosse retirada antes deste período, não seria observada nenhuma redução do adensamento secundário (BJERRUM, 1972).

### 2.1.2 Desenvolvimento do Recalque Durante o Período Construtivo

O alteamento de um típico aterro é realizado durante um intervalo de tempo e não construído de forma imediata. A Figura 2.4 representa graficamente a construção de um aterro e a conseqüente deformação desenvolvida na camada mole de fundação, durante este período.

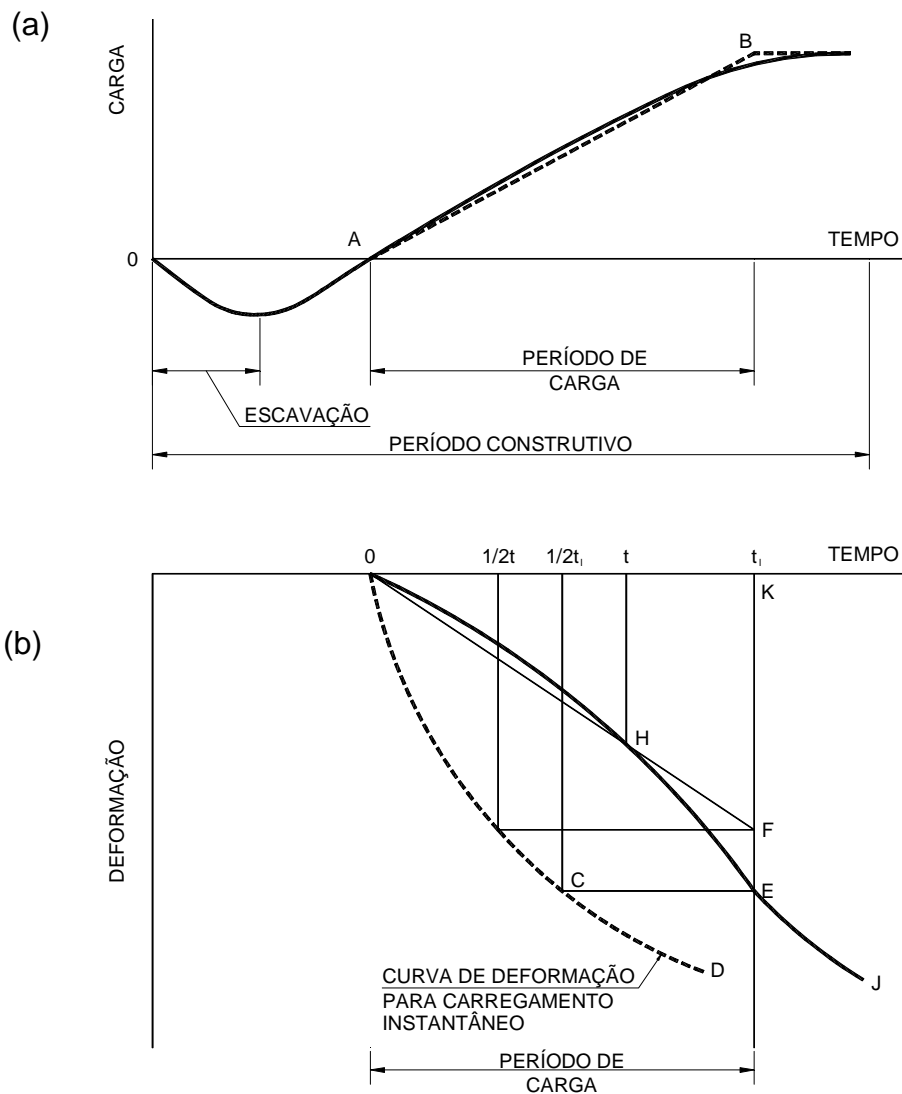


Figura 2.4 - Período construtivo – (a) Alteamento do aterro e (b) Representação gráfica dos recalques desenvolvidos

Observa-se pela Figura 2.4 (a), que inicialmente ocorre uma redução no valor da carga atuante, referente às escavações iniciais que normalmente ocorrem durante a regularização e limpeza da superfície. O valor do carregamento só passa a ser

positivo a partir do ponto A, quando o peso do aterro construído passa a ser superior ao peso do solo escavado. É só a partir deste momento que se inicia o recalque da camada compressível. O período compreendido entre o ponto A e o final da subida do aterro é identificado como período de carga e o diagrama de carregamento pode ser aproximado pela linha tracejada AB.

É comum assumir que as possíveis escavações seguidas de substituição de material com carga equivalente, que possam acontecer durante o alteamento do aterro, não afetam a curva de adensamento. Taylor (1948) explica que na verdade uma pequena expansão seguida de recompressão sempre ocorre durante este período, sendo o estudo destes fenômenos possíveis, mas não suficientemente importante perante as demais deformações.

Um método aproximado para estimar os recalques desenvolvidos durante o período construtivo foi proposto por Terzaghi (1929) e posteriormente expandido por Gilboy (1936). Este método, desenvolvido principalmente pela intuição e análise experimental, assume que ao final do período construtivo o recalque é igual ao valor do adensamento resultante caso o carregamento total fosse imediatamente aplicado no instante equivalente a metade do tempo do alteamento do aterro. Na realidade, para qualquer posição do topo do aterro, o recalque na camada compressível pode ser estimado como sendo a deformação observada para este carregamento atuando na metade do tempo até este instante.

A Figura 2.4 (b) apresenta a curva recalque x tempo (OCD) de um carregamento construído instantaneamente no instante  $t=0$  (ponto A). De acordo com a metodologia apresentada anteriormente, o recalque real da camada mole no instante do término do alteamento do aterro ( $t_f$ ) é igual ao valor observado no instante  $0,5t_f$  da curva OCD, ou seja, o valor representado pelo ponto C deveria ser traçado para o tempo  $t_f$ , como indicado pelo ponto E.

Desta maneira, para qualquer instante  $t$  o recalque é calculado para o instante  $0,5t$  na situação de carregamento final aplicado imediatamente no começo da operação de construção do aterro e multiplicado pelo fator  $t/t_f$ , que representa o carregamento real atuante no momento estudado. Este cálculo também pode ser feito graficamente, como apresentado na Figura 2.4 (b). O valor do recalque obtido pela

curva OCD é rebatido para o tempo  $t_f$  (ponto F) e desenhada uma diagonal deste ponto até o ponto O. A interseção desta linha com o tempo  $t$ , no ponto H, indica o recalque, considerando o período construtivo, neste instante.

Para finalizar a curva após a construção do aterro, ou seja, após o ponto E, a curva é obtida pelo deslocamento da curva CD até este ponto.

### *2.1.3 Evolução dos Recalques com o Tempo*

A aplicação de tensões em qualquer material causa deformações, que podem ou não ocorrer imediatamente após a aplicação da carga. Em alguns materiais, a tensão aplicada, a deformação e seu tempo de ocorrência seguem relações mecânicas próprias, decorrentes das propriedades particulares do material.

No caso de solos a relação tensão-deformação-tempo é muito complexa. Sabe-se que este tipo de material é constituído por grãos de sólidos e vazios preenchidos por líquido, por ar ou uma combinação ar-líquido. Quando confinado por uma pressão externa e seu volume sofre uma redução, há três fatores possíveis que podem justificar esta mudança de dimensões: (1) compressão do material sólido, (2) compressão do ar e líquido existentes nos vazios e (3) a saída de ar e líquido dos vazios.

Frente às diversas variáveis que envolvem o processo de consolidação dos solos, principalmente os solos argilosos quando submetidos a uma tensão confinante, Terzaghi e Frolich (1936) desenvolveram a famosa Teoria do Adensamento. Entretanto, como apresentado por Taylor (1948), Terzaghi impõe hipóteses simplificadoras que possibilitam o estudo do comportamento destes materiais, mas conferem à teoria uma limitada representação do que acontece durante a compressão.

### 2.1.3.1 Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi e Frolich (1936)

Esta teoria de consolidação desenvolvida por Terzaghi e Frolich (1936) propõem uma relação entre os valores de tensão efetiva e índice de vazios, de forma que estas grandezas físicas, além da deformação e pressão neutra, possam ser conhecidas em qualquer momento do processo de adensamento e em qualquer posição da camada.

Como já mencionado, a teoria do adensamento foi baseada em algumas hipóteses, quais sejam:

- 1) Solo homogêneo;
- 2) Solo saturado;
- 3) Compressibilidade dos grãos e da água desprezíveis se comparada com a compressibilidade do esqueleto sólido;
- 4) Não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequena e grande espessura;
- 5) Compressão unidimensional;
- 6) Fluxo unidimensional (vertical);
- 7) Lei de Darcy é válida;
- 8) Alguns parâmetros do solo que variam durante o processo de adensamento são considerados constantes; e
- 9) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da pressão efetiva durante o processo de adensamento.

A primeira hipótese indica que a camada analisada é uniforme, não havendo diferenças de características dos materiais ao longo de sua profundidade. As hipóteses dois e três indicam que a variação do volume de um solo é totalmente causada pela saída de água dos vazios, visto que não existe ar confinado e que não

ocorre deformação nos materiais existentes. A quarta permite a resolução das equações diferenciais que são utilizadas na dedução da teoria. As hipóteses 5 e 6 são muito próximas às condições observadas em laboratório.

As hipóteses 8 e 9 são as mais questionáveis. A primeira não se verifica a rigor, visto que à medida que o solo adensa, acontece variação de muitas de suas propriedades, como a permeabilidade e o coeficiente de compressibilidade. Entretanto, o erro embutido no resultado em virtude dessa consideração não é muito grande, uma vez que seus efeitos se compensam. Por último, a hipótese 9 é a que limita mais a teoria. Sabe-se que a variação do índice de vazios não é linear com as tensões efetivas, mas sim com o logaritmo desta na situação normalmente adensado. Esta hipótese só foi utilizada porque uma correlação mais exata tornaria a solução matemática do problema muito mais complexa.

Baseado nas hipóteses descritas acima a equação fundamental do adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frolich (1936) foi apresentada como:

$$\frac{k_v \cdot (1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.1)$$

Onde:

- .  $k_v$  – coeficiente de permeabilidade vertical;
- .  $e$  – índice de vazios;
- .  $a_v$  – coeficiente de compressibilidade;
- .  $\gamma_w$  – peso específico da água; e
- .  $u$  – pressão neutra.

O primeiro membro da equação (2.1) reflete as características do solo e é denominado coeficiente de adensamento ( $c_v$ ). Assim, tem-se:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.2)$$

Na integração da equação (2.2) a variável tempo aparece vinculada ao coeficiente de adensamento e à maior distância de percolação da seguinte forma:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (2.3)$$

Onde:

- .  $T_v$  – fator tempo vertical;
- .  $H_d$  – distância de drenagem; e
- .  $t$  – tempo.

Os resultados da equação diferencial (2.2) são obtidos impondo as condições de contorno que indicam que as duas extremidades da camada ( $z=0$  e  $z=2H$ , sendo  $H$  a maior distância de percolação da água) são drenantes, ou seja, a pressão neutra é igual a zero, e a sobrepressão neutra inicial é constante e igual ao acréscimo de pressão aplicada. Resolvendo esta equação, obtêm-se a porcentagem média de adensamento devido à drenagem vertical da teoria de Terzaghi e Frolich (1936), conforme a seguinte expressão:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \cdot \left( \sin \frac{M \cdot z}{H_d} \right) \cdot e^{-M^2 T_z} \quad (2.4)$$

Onde:

- .  $M = \frac{\pi}{2}(2m+1)$ ;
- .  $H_d$  - maior distância de drenagem; e
- .  $U_z$  - Grau de adensamento devido ao fluxo vertical.

A expressão (2.4) pode ter sua representação, segundo TAYLOR (1948), pelas seguintes expressões empíricas:

$$T_z = \left( \frac{\pi}{4} \right) \cdot U_z^2 \quad \text{para } U_z \leq 60\% \quad (2.5)$$

$$T_z = -0,933 \cdot \log(1 - U_z) - 0,0851 \quad \text{para } U_z > 60\% \quad (2.6)$$

## 2.2 Aterro de Sobrecarga Temporária com Drenos Verticais

O uso de sobrecarga para pré-adensar solos compressíveis localizados na região de construção de novos empreendimentos, que aplicam carregamentos superficiais permanentes no terreno, é uma solução relativamente simples, barata e eficiente. Entretanto, muitos depósitos de solos moles são espessos ou não estão localizados próximos a camadas mais permeáveis, o que dificulta a percolação da água existente nos vazios. Nestes casos, o adensamento da camada acontece de forma lenta e o aterro provisório deve ser mantido durante muito tempo, o que pode inviabilizar a obra. Nestas situações, a utilização de drenos verticais instalados na camada compressível é uma boa alternativa para diminuir a distância percorrida pela água a ser expulsa e antecipar a ocorrência dos recalques esperados.

Segundo Johnson (1970) esta solução foi patenteada em 1926 por Daniel E. Moran, mas utilizada somente em 1934 nas fundações de aterros rodoviários na Califórnia. Os primeiros trabalhos apresentados sobre esta solução vieram somente na década de 40, destacando-se o material produzido por Barron (1948). No Brasil, Vargas (1949) foi o pioneiro no estudo desta solução e a década de 70 foi marcada pelo aperfeiçoamento dos métodos de instalação dos drenos de areia, com o intuito de minimizar o amolgamento provocado no solo devido à cravação do dreno, denominado por Barron (1948) como efeito *smear*.

A utilização de drenos não é necessária no caso de solos muito sobreadensados, uma vez que os recalques são pequenos e ocorrerão rapidamente. Porém, para solos normalmente adensados ou ligeiramente sobreadensados, as deformações acontecerão de forma mais lenta e os drenos podem ser necessários (Johnson, 1970).

Para auxiliar a eficiência da solução de drenos verticais associados com a aplicação de uma sobrecarga é recomendada a construção de uma camada drenante posicionada na superfície da camada mole a ser tratada, que tem a função de conduzir a água coletada pelos drenos para fora do terrapleno. A Figura 2.5 apresenta um croqui de uma camada com drenos verticais instalados.



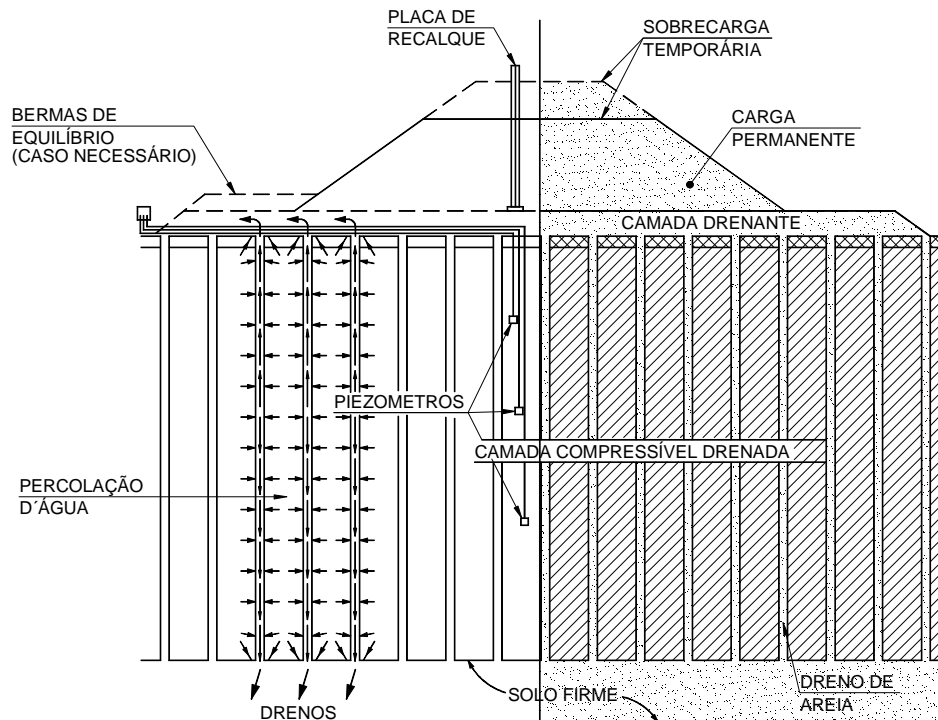


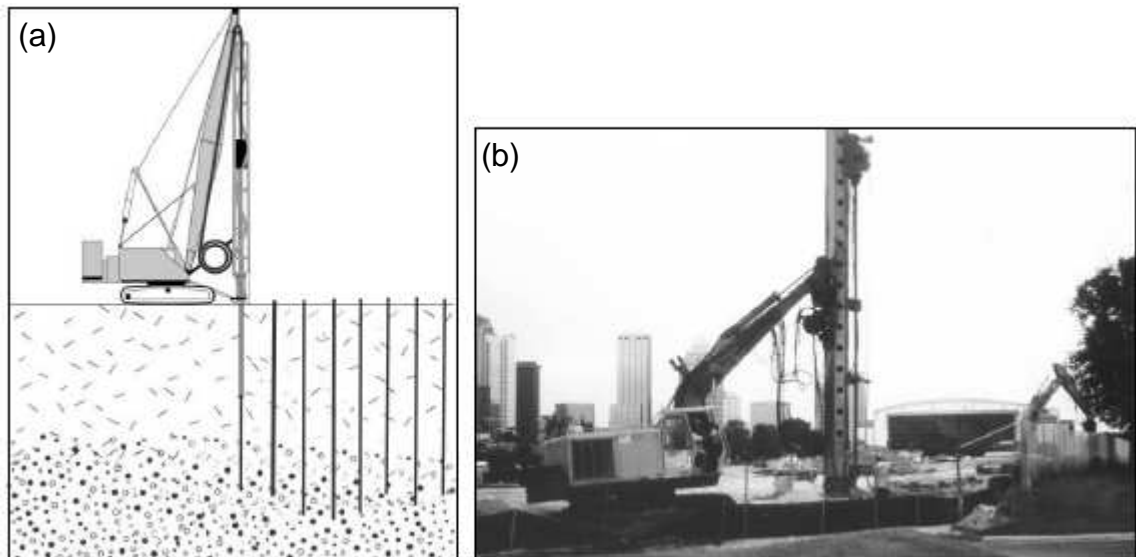
Figura 2.5 - Instalação típica de drenos verticais (Fonte: JOHNSON, 1970)

Com a instalação dos drenos a água confinada dentro da camada mole e compressível passa a se movimentar predominantemente na direção horizontal, cujos coeficientes de permeabilidade são maiores e a distância de drenagem menor. Uma vez coletada pelos drenos, a água passa a ser conduzida livremente na vertical, até as camadas drenantes existentes nas extremidades do solo mole.

Os tipos de drenos verticais comumente empregados são conhecidos como drenos de areia e drenos fibroquímicos. A execução dos drenos de areia requer a instalação dos tubos metálicos, de ponta aberta, até a cota desejada, seguida pela limpeza do seu interior com jato de água. Posteriormente, a areia é depositada dentro do tubo à medida que este vai sendo sacado do terreno.

Os drenos fibroquímicos têm a forma de fitas, com seção transversal retangular e em seu interior existem “canais” que direcionam a água drenada. Sua instalação é feita através de equipamento especial, que crava as tiras no maciço, conforme apresentado na Figura 2.6, através de um croqui da instalação deste tipo de dreno e de uma foto do equipamento utilizado para este serviço.

Estudos desenvolvidos por Saye (2001) constatam que a cravação de drenos verticais pré-fabricados desenvolvem perturbações similares ou maiores do que os drenos de areia.



No trabalho de Bergado et al. (1990) foi realizada a comparação entre os dois tipos de drenos, fibroquímicos e coluna de areia, com a ajuda de dois aterros experimentais idênticos, mas diferenciados pelo tipo de dreno aplicado. O espaçamento e distribuição destes elementos foram definidos de forma a criar condições de trabalho semelhantes para as duas situações. Neste estudo foi concluído que no aterro com os drenos fibroquímicos os recalques foram desenvolvidos mais rapidamente, enquanto que no caso com drenos de areia o valor final do recalque primário foi reduzido de 20 a 40%, indicando que as colunas de areia acabam melhorando as condições de compressibilidade da camada tratada, pelo efeito de “colunas de areia”.

### 2.2.1 Teoria de Adensamento para Drenos de Areia

A teoria de adensamento que considera apenas o fluxo vertical da água a ser drenada envolve apenas duas variáveis (tempo e profundidade –  $z$ ), conforme

apresentado na Equação 2.2. Para a situação de fluxo na direção vertical e radial a equação que rege a variação da pressão neutra ao longo do tempo, em coordenadas cilíndricas, foi definida como sendo:

$$c_h \cdot \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) + c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.7)$$

Onde:

- .  $c_h$  – coeficiente de adensamento horizontal.

De forma a facilitar a resolução deste problema, que envolve a consolidação devido ao fluxo tridimensional, Carrilho (1942) apresentou uma solução matemática que permite analisar separadamente os efeitos dos fluxos verticais e radiais, de forma a combiná-los no final dos cálculos, seguindo a relação apresentada a seguir:

$$(1-U) = (1-U_r) \cdot (1-U_z) \quad (2.8)$$

Onde:

- .  $U$  – Grau de adensamento global;
- .  $U_r$  – Grau de adensamento devido ao fluxo radial; e
- .  $U_z$  - Grau de adensamento devido ao fluxo vertical.

A Figura 2.7 ilustra o esquema considerado na implantação de drenos verticais de areia, executados em planta em malha triangular. Esta geometria corresponde a zonas de influência hexagonais, aproximada para círculos com diâmetro equivalente  $d_e$ , com os fluxos decompostos horizontal e verticalmente.

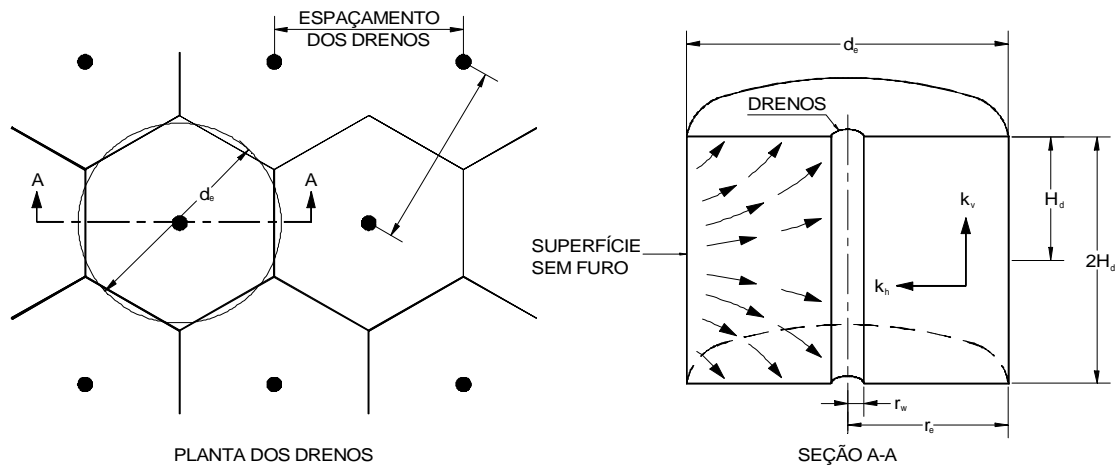


Figura 2.7 - Drenos Verticais – (a) Malha triangular em planta e (b) Seção transversal A-A com representação do fluxo da água, decomposto na direção vertical e horizontal

A determinação de  $U_z$  é realizada pela teoria clássica de Terzaghi e Frolich (1936). Para obtenção de  $U_r$ , Barron (1948) desenvolveu um trabalho extenso sobre a teoria de adensamento radial. Na realidade, a teoria de adensamento de Barron é uma extensão da teoria do adensamento de Terzaghi e Frolich, desprezando a drenagem vertical e trabalhando com a drenagem radial pura. Assim, para a análise do fluxo radial, a equação 2.7 pode ser apresentada em coordenadas radiais como:

$$c_h \cdot \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.9)$$

Para solucionar a equação (2.9) foram assumidas as seguintes condições de contorno:

- A pressão neutra inicial ( $u_0$ ) é uniforme em toda a massa de solo no instante  $t=0$ ;
- A pressão neutra na superfície do dreno ( $r_w$ ) é zero para  $t>0$ ; e
- A superfície externa ( $r_e$ ) é considerada impermeável devido à simetria. Assim,  $\delta u / \delta t = 0$  para  $r=r_e$ .

### 2.2.1.1 - Estudos para a Situação de Poço Ideal

Inicialmente, Barron analisou em seus estudos dois tipos de deformações verticais extremas que podem ocorrer em uma camada mole com drenos verticais instalados, quais sejam: (1) *Deformações verticais livres*, resultantes de uma distribuição de carga uniforme; e (2) *Deformações verticais iguais* que são consequência de um carregamento não uniforme. Ambas foram estudadas sem considerar o efeito *smear*<sup>2</sup>, e esta situação foi identificada como poços ideais.

Na conclusão desta etapa de seu trabalho, Barron apresentou duas formulações que regem as dissipações da pressão neutra para os dois tipos de deformações verticais extremas consideradas. Para a *deformação vertical livre* o desenvolvimento da equação 2.9 apresentou o seguinte resultado.

$$U_h = 1 - \frac{u_r}{u_0} \sum_{\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots}^{\alpha=\infty} \frac{4 \cdot U_1^2(\alpha)}{\alpha^2 \cdot (n^2 - 1) \cdot [n^2 \cdot U_0^2(\alpha n) - U_1^2(\alpha)]} \cdot e^{-4 \cdot \alpha^2 \cdot n^2 \cdot T_h} \quad (2.10)$$

Sendo definido:

$$n = \frac{r_e}{r_w} = \frac{d_e}{d_w} \quad (2.11)$$

$$T_h = \frac{k_h \cdot t}{d_e^2} \quad (2.12)$$

Onde:

- .  $u_r$  – pressão neutra resultante do fluxo radial de água;
- .  $u_0$  – pressão neutra inicial;
- .  $U_1(\alpha) = J_1(\alpha)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha)J_0(\alpha)$ ;
- .  $U_0(\alpha n) = J_0(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_0(\alpha n)J_0(\alpha)$

---

<sup>2</sup> *Smear*. Região amolgada e periférica ao dreno, onde o coeficiente de permeabilidade na direção horizontal é reduzido e, conseqüentemente, afeta a eficiência dos drenos (CAPUTO, 1983).

- .  $J_0, J_1, Y_0, Y_1$  – funções de Bessel de primeira e segunda ordem;
- .  $\alpha_1, \alpha_2, \dots$  - raízes das funções de Bessel que satisfazem
 
$$J_1(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n)J_0(\alpha) = 0;$$
- .  $T_h$  – fator tempo horizontal;
- .  $d_e$  - diâmetro de influência do dreno vertical de areia; e
- .  $d_w$  - diâmetro do dreno vertical de areia.

Para a situação extrema identificada como *deformações verticais iguais*, a solução da equação diferencial 2.9 apresentou o seguinte resultado:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F(n)}} \quad (2.13)$$

Sendo definido:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (2.14)$$

A Figura 2.8 ilustra os resultados obtidos para as duas situações de deformações verticais extremas estudadas.

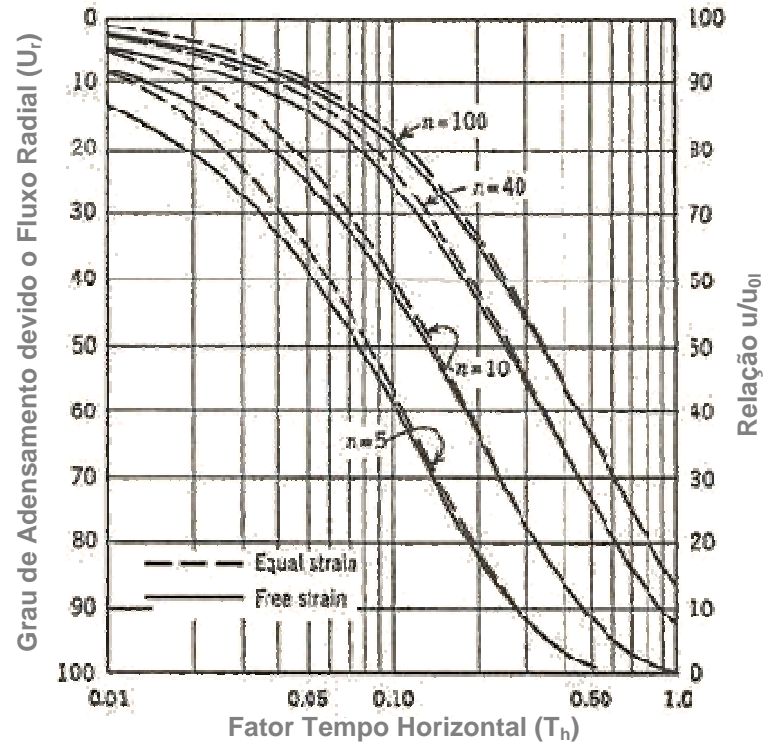


Figura 2.8 - Curvas de grau de adensamento para drenagem radial

A diferença entre os resultados obtidos para as duas condições extremas de consolidação é pequena, principalmente para curvas com valores de  $n$  superiores a 10. Observa-se que para  $n$  igual a 5 a diferença entre os resultados obtidos é maior para a primeira metade da ocorrência do adensamento, sendo que na metade final as curvas são aproximadamente idênticas (RICHART, 1957).

Frente a realidade de que os resultados obtidos para as duas situações extremas são muito próximas, Barron (1948) recomendou a utilização da situação de *deformações verticais iguais*, por se tratar de um problema matemático mais rápido e simples de ser resolvido.

#### 2.2.1.2 - Estudos para a Situação com a Zona “Smear”

Na sequência de seu trabalho, Barron (1948) analisou a situação de *deformações verticais iguais* com a ocorrência da zona de amolgamento (*smear*), o que cria uma maior dificuldade para a movimentação horizontal das partículas da água até os

drenos instalados, retardando, assim, o processo de consolidação. Para esta nova consideração, foi encontrada a seguinte equação que rege a dissipação da pressão neutra na direção radial:

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8T_h}{m}} \quad (2.15)$$

Sendo:

$$m = \left[ \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} + \frac{k_h \cdot (s - 1)}{k_s} \cdot \frac{n^2 - 1}{n^2} \right] \quad (2.16)$$

$$s = \frac{r_s}{r_w} \quad (2.17)$$

Onde:

- .  $r_s$  – raio da zona *smear*, e
- .  $k_s$  – coeficiente de permeabilidade da zona *smear*.

Observa-se que, para a situação de poços de drenagem ideal, ou seja, sem ocorrência da zona *smear* ( $s=1$ ), as equações 2.13 e 2.15 são idênticas, assim como as 2.14 e 2.16. Além disso, para esta situação, a curva de consolidação em função do tempo é representada pela equação 2.14, que é função apenas da variável  $n$ , enquanto que para a situação com consideração da zona amolgada (*smear*) esta relação é indicada pela equação 2.16, que é função de  $n$ ,  $s$  e  $k_h/k_s$ .

Deste modo, é possível interpretar várias combinações de  $n$ ,  $s$  e  $k_h/k_s$ , referentes a uma situação com zona de amolgamento, e definir uma situação de poço ideal equivalente. Em outras palavras, é possível transformar o problema de drenos verticais com *smear* em um problema de poço ideal com raio menor do que o real utilizado. Um exemplo disto pode ser observado na Figura 2.9. A situação real de campo é representada pelo esquema (a), que mostra a implantação de um dreno vertical de raio  $r_w$ , que durante sua implantação causou uma perturbação no solo correspondente à região hachurada, de raio  $r_s$ , no entorno do dreno. A eficiência do dreno nesta situação é equivalente a um dreno de raio  $r'_w$  ( $r'_w < r_w$ ), implantado no



terreno sem provocar qualquer tipo de amolgamento na camada argilosa (RICHART, 1957).

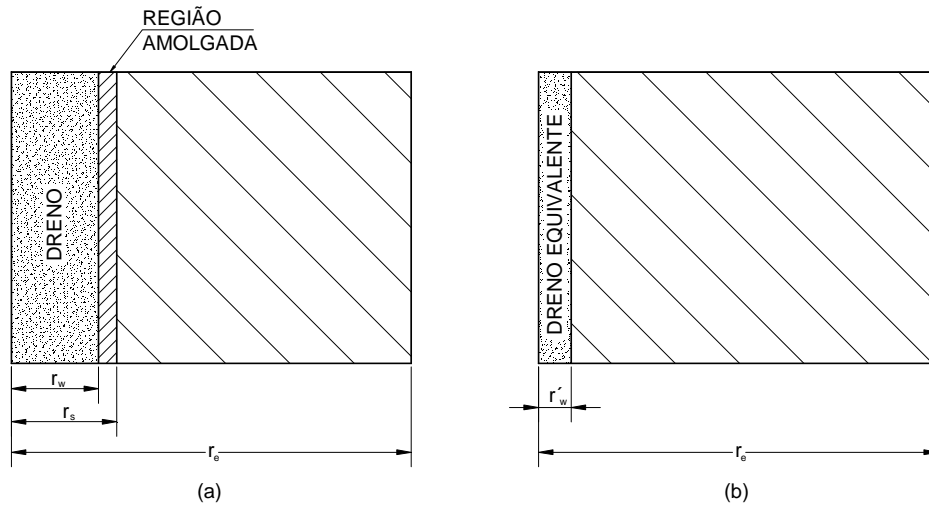


Figura 2.9 - Seções transversais – (a) Dreno real com região *smear* e (b) Dreno equivalente

Esta simplificação indica que a determinação de  $U_z$  pode sempre ser obtida pelo gráfico apresentado na Figura 2.8, com a devida análise do raio equivalente do dreno ( $r'_w$ ) para a situação de poço ideal.

Vale mencionar que para a obtenção de  $T_h$  adota-se a fórmula apresentada pela equação 2.12.

### 2.2.2 Diâmetro Equivalente dos Drenos Verticais Pré-Fabricados

Toda a teoria desenvolvida para drenos verticais foi baseada em drenos circulares de areia. Entretanto, este tipo de dispositivo não é comumente utilizado na atualidade, uma vez que foi praticamente substituídos por drenos fibroquímicos, que não apresentam seção circular mas sim retangular.

A análise dos drenos pré-fabricados é realizada através da obtenção de um diâmetro equivalente entre este elemento e um dreno de areia. Hansbo (1979) demonstrou que o diâmetro equivalente ao dreno de areia ( $d_w$ ) pode ser obtido admitindo-se um círculo de perímetro equivalente ao do retângulo do dreno vertical geossintético. A

Figura 2.10 e a Equação 2.18 ilustram e apresentam o diâmetro equivalente de um dreno fibroquímico de dimensões a e b.

$$\pi \cdot d_w = 2(a+b) \quad \therefore \quad d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (2.18)$$

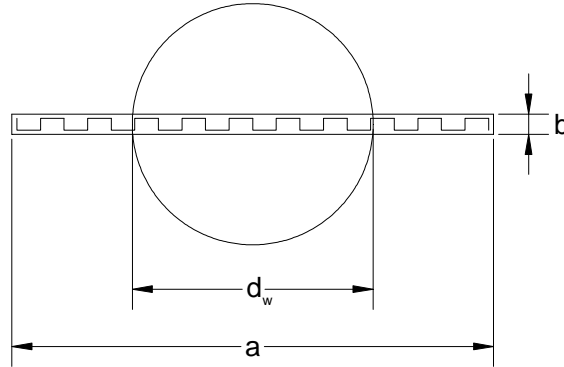


Figura 2.10 - Diâmetro equivalente de um dreno vertical geossintético de dimensões a e b

### 2.3 Alguns Outros Métodos de Tratamento de Solos Moles

As duas soluções de tratamento analisadas neste trabalho, identificadas como Consolidação Profunda Radial e Mistura Mecânica de Aglomerante Cimentício, podem ser associadas a alguns outros métodos de melhoria de solos moles semelhantes, que são mais conhecidos no meio geotécnico brasileiro. Os itens adiante seguir apresentam algumas destas tecnologias.

#### 2.3.1 “Jet Grouting”

Esta técnica de tratamento considera a atuação de um jato de calda de cimento introduzido no terreno através de alta pressão e elevada velocidade. O jato desagrega a estrutura do solo, permitindo sua mistura com a calda de cimento injetada, formando “in situ” colunas de solo – cimento, que transformam o maciço terroso de baixa qualidade em um maciço tratado, com resistência, deformabilidade e permeabilidade adequadas.

Neste tipo de reforço é possível adaptar o comprimento e o diâmetro das colunas de acordo com as condições do solo local e os resultados a serem obtidos, variando, para isso, o diâmetro da haste a ser utilizada, seus movimentos dentro do maciço, o comprimento das colunas, seus espaçamentos e distribuições e a pressão de injeção, entre outros. A Figura 2.11, adiante, apresenta um croqui com a execução desta solução e uma foto do equipamento utilizado para este serviço.

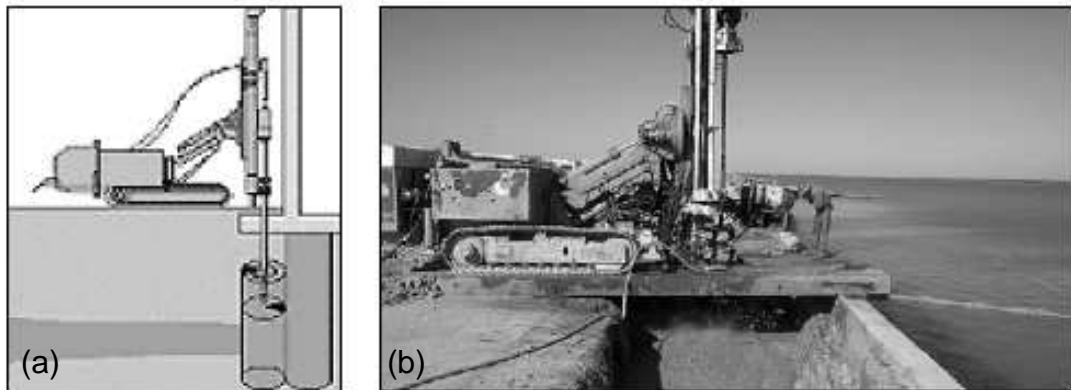


Figura 2.11 - “Jet Grouting” - (a) Croqui da implantação de uma coluna de “Jet Grouting” e (b) Foto do equipamento de instalação – (Fonte: HUSSIN, 2006)

A solução de “Jet Grouting” é eficiente para, praticamente, todos os tipos de solo, sem restrições granulométricas, de origem geológica, ou mesmo presença de água. As colunas podem ser executadas em qualquer direção, desde a vertical até a horizontal. Entretanto, devem ser tomados cuidados adicionais em solos turfosos e orgânicos ou solos contaminados, uma vez que estes podem apresentar ácidos em sua composição, o que pode dificultar a reação do cimento injetado com os solos naturais. Para evitar este problema recomenda-se a realização de ensaios químicos para caracterizar os componentes existentes e testes de dosagem do solo-cimento, para melhor definição da taxa de cimento a ser aplicada e verificação da necessidade de utilizar aditivos. Outros tipos de solos que devem ser melhor analisados antes da aplicação desta tecnologia são os cascalhos, seixos e blocos com grandes vazios, principalmente com intenso fluxo de água, o que dificulta a estabilização da mistura de solo-cimento (ABRAMENTO et al., 1998).

Existem no mercado brasileiro 3 (três) métodos de execução desta solução. Estes métodos são conhecidos como Simples (CCP), Duplo (JSG ou JG) e Triplo (CJG). O

primeiro apresenta em seu bico de injeção apenas uma haste de aço em operação, que é responsável pela perfuração, com bombeamento de água, e o jateamento com calda de cimento. Já o JSG ou JG trabalha com duas hastes de aço coaxiais, sendo que em uma delas passa apenas ar comprimido e a outra é revezado água e calda de cimento, dependendo do estágio da execução. Comparando com o CCP, a presença do ar comprimido permite que o bombeamento realizado com o JSG ou JG tenha um alcance maior. O CJG é formado por três hastes coaxiais, estando duas localizadas no nível superior e uma no nível inferior do bico de injeção (ver Figura 2.12). Esta configuração permite que a perfuração e o jateamento sejam executados ao mesmo tempo, uma vez que nos dois bicos superiores são bombeados a água e o ar comprimido, que quebram a estrutura do solo, enquanto que o bico inferior é responsável pelo preenchimento do volume recém rompido com a calda de cimento (ABRAMENTO et al., 1998 e HUSSIN, 2006).

As características de cada metodologia e a diferença entre estes três sistemas estão apresentadas na Tabela 2.1 e Figura 2.12.

Tabela 2.1 - Comparação entre os métodos de execução da tecnologia de “Jet Grouting”

Método de Execução	Número de Hastes de Aço	Diâmetro das Colunas (m)	Perfuração		Jateamento		
			Haste 1	Haste 2	Haste 1	Haste 2	Haste 3
Simplex (CCP)	1	0,4 – 0,8	Água em baixa pressão	-	Calda de Cimento em baixa pressão	-	-
Duplo (JSG ou JG)	2	0,8 – 1,8	Água em baixa pressão	Ar Comprimido em baixa pressão	Calda de Cimento em alta pressão	Ar Comprimido em alta pressão	-
Triplo (CJG)	3	0,8 – 2,0	Água em alta pressão	Ar Comprimido em alta pressão	-	-	Calda de Cimento em alta pressão

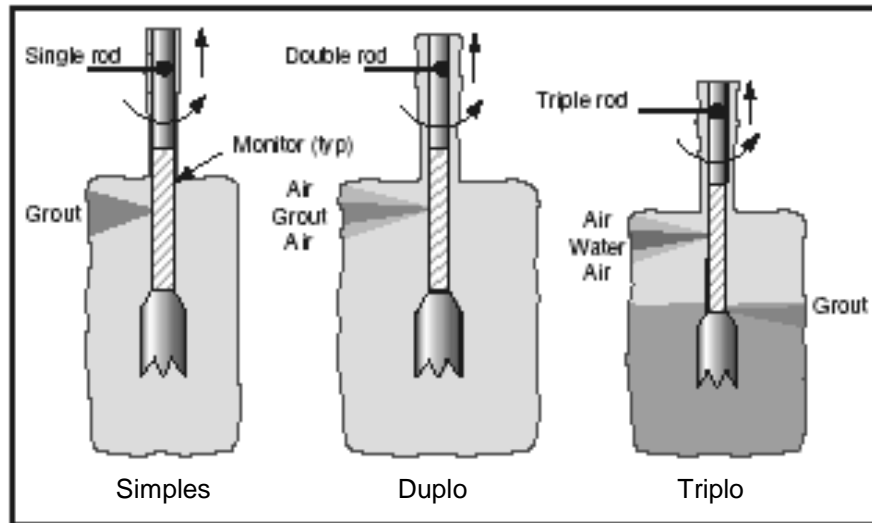


Figura 2.12 - Croqui com a ilustração dos três tipos de hastas existentes no mercado para construção das colunas de “Jet Grouting” – (Fonte: HUSSIN, 2006)

Pela Tabela 2.1 e Figura 2.12, verifica-se que os três tipos de métodos de execução para “Jet Grouting” existentes no mercado diferem-se principalmente pelo número de hastas existentes na base da barra de injeção e a logística da execução das fases de perfuração e jateamento. Pode-se constatar, que à medida que o número de hastas vai aumentando, a pressão aplicada na camada tratada também é elevada, assim como o diâmetro das colunas construídas e o custo de execução.

Na Figura 2.13 é apresentado um croqui com as etapas construtivas desta solução. Verifica-se que a seqüência executiva desta solução é formada pela cravação do equipamento, construção da coluna no sentido de baixo para cima e repetição destas etapas até o total tratamento da camada.

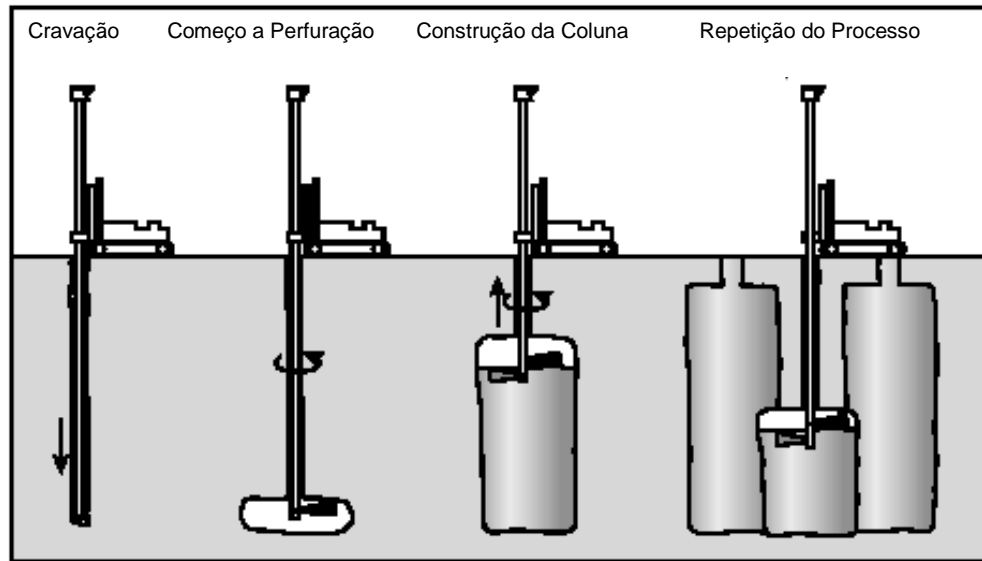


Figura 2.13 - Croqui com as Etapas Construtivas do Processo de Construção das Colunas de "Jet Grouting" - (Fonte: HUSSIN, 2006)

### 2.3.2 Vibrocompactação

A Vibrocompactação estabiliza os solos moles através da criação de colunas formadas por material granular, produzidas pela penetração de estacas vibrantes e pesadas no interior do maciço. É usada para tratamento profundo de solos de baixa capacidade de suporte, permitindo o aumento de sua densidade e resistência, além da redução de sua compressibilidade, uma vez que altera a permeabilidade (PHEAR e HARRIS, 2008).

Esta técnica de tratamento de solos moles começou a ser aplicada na década dos anos 30 e até os anos 70 era utilizada apenas nos solos granulares, com parcela de finos (silte e argila) inferior a 15%. Entretanto, ao longo dos últimos 25 anos, esta tecnologia foi sendo modernizada com o aperfeiçoamento dos equipamentos utilizados e modificações nos métodos construtivos, possibilitando a aplicação desta técnica em solos com porcentagem de finos significativamente maiores que as adotadas antigamente (SLOCAMBE; BELL; BAEZ, 2000).

A Figura 2.14 ilustra esquematicamente a solução além de apresentar uma foto dos equipamentos trabalhando em campo.

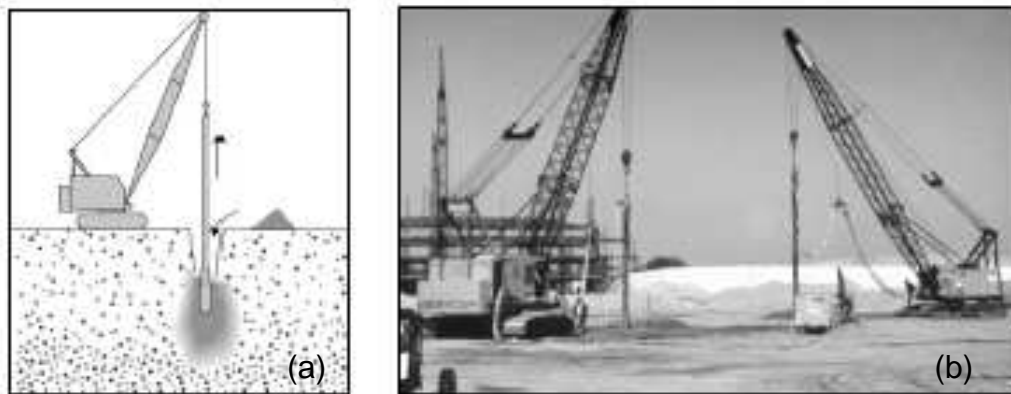


Figura 2.14 - Solução de Vibrocompactação Dinâmica – (a) Esquema do Efeito da Vibração no Interior da Camada e (b) Foto do Equipamento em Campo - (Fonte: HUSSIN, 2006)

Entretanto, antes da aplicação do método é preciso distinguir a finalidade do tratamento e o tipo do solo a ser tratado. Em solos não-coesivos, por exemplo, utiliza-se a técnica de vibrocompactação, no qual não se adiciona qualquer material granular. Já nos solos coesivos recomenda-se a vibrossubstituição. Nestes casos é utilizada a aplicação de material granular compactado, necessário para reestruturação do solo de baixa capacidade de suporte (HUSSIN, 2006).

Atualmente, existem dois métodos de execução por vibrossubstituição, um a seco e outro úmido. No primeiro o material a constituir as colunas é aplicado ao pé da coluna, passando por dentro do equipamento de injeção (apresentado em detalhe na Figura 2.15). No método úmido o material é conduzido para o fundo a partir da plataforma de trabalho, pelo efeito da vibração e da gravidade. Este último apresenta algumas restrições quanto à sua aplicação, sendo mais usado em locais não confinados, preferencialmente em regiões onde a circulação da água é viável, uma vez que o fluxo de água contribui para a condução do material granular dentro da camada mole, para formar o corpo da coluna (QUINALIA, 2009).

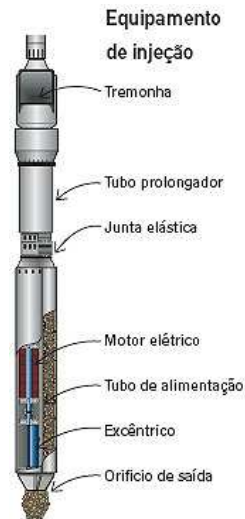


Figura 2.15 - Esquema do equipamento de injeção para o método a seco (Fonte: QUINALIA, 2009)

Um esquema ilustrativo geral desta solução pode ser observado na Figura 2.16.

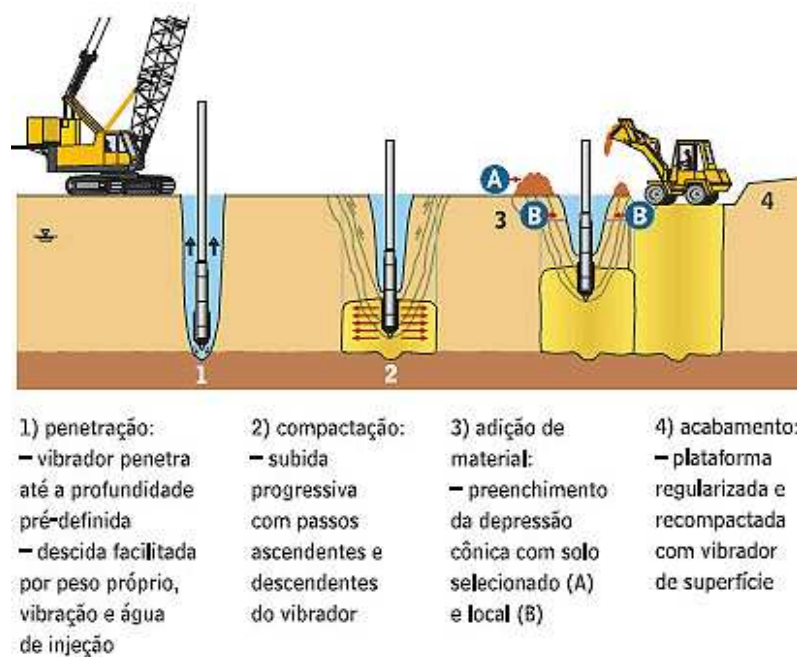


Figura 2.16 - Esquema Geral da Solução de Vibrocompactação (Fonte: QUINALIA, 2009)

O processo de vibrossubstituição é um método rápido e eficaz para a estabilização de áreas. Além disso, a tecnologia permite a construção de fundações diretas sobre as colunas, o que minimiza a necessidade de fundações profundas em grandes casos.



Durante a formação das colunas vibrocompactadas, a areia tende a expandir lateralmente, comprimindo, deformando e mobilizando a camada compressível tratada. Isso resulta em colunas e solos naturais mais resistentes, quando comparado com a solução de colunas rígidas. A Figura 2.17 apresenta esta interação coluna e camada nos dois casos em questão (Sivakumar, 2004).

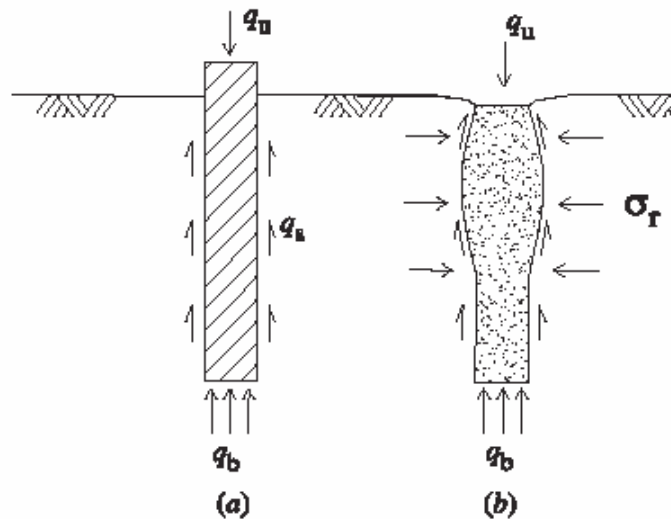


Figura 2.17 - Interação Coluna – Camada Natural de uma (a) Coluna Rígida e (b) Coluna Vibrada  
(Fonte: Sivakumar, 2004)

Como exemplo real da utilização desta tecnologia pode ser citada a construção das ilhas artificiais (Palm Jurneirah, Palm Jabel Ali e Palm Deira), localizadas na cidade de Dubai, Emirados Árabes (AVALLE, 2007).

### 2.3.3 Colunas de Areia Encamisadas com Geotêxtil

Esta tecnologia de tratamento consiste na construção de colunas de areia revestidas com geotêxtil de alta resistência, formado pela costura de fios de poliéster com tecido permeável, de forma a garantir a permeabilidade desta camada e, conseqüentemente, possibilitar que as colunas funcionem não apenas como estruturas resistentes mas também como drenos. O material granular que forma as colunas fica confinado pelo geotêxtil do revestimento e pelo solo mole no entorno do mesmo.

O processo de construção das colunas começa com o posicionamento do revestimento no interior do maciço. Para execução desta etapa dos trabalhos um pequeno tubo é inserido no terreno através de dois possíveis métodos construtivos. O primeiro utiliza a vibração e o peso do tubo e o segundo, além de utilizar o mesmo princípio, acrescenta a escavação da camada de solo mole posicionado no entorno das colunas. Como vantagens destas diferentes técnicas de cravação, pode-se destacar que no primeiro caso a escavação e o transporte de materiais são evitados e a compactação dos solos localizados no entorno das colunas já começa a ser desenvolvida desde esta etapa. Entretanto, a execução da escavação do material no entorno possibilita a implantação de colunas com diâmetros maiores, o que muitas vezes pode diminuir o número de colunas a serem implantadas (KEMPFERT, H. G.; JAUP, A.; RAITHEL, M., 1997).

Dentro do tubo cravado é inserido o geotêxtil fechado, com o formato parecido com uma mangueira de bombeiro. O passo seguinte consiste na retirada do tubo guia ao mesmo tempo em que a mistura de material granular, previamente definida, é inserida dentro no geotêxtil, com ajuda de um funil, e todo o conjunto é vibrado, de forma a compactar o material inserido e inflar o revestimento.

Ao final do processo, o ganho de resistência da camada tratada passa a ser a somatória do incremento de resistência adquirida pela camada natural, devido ao seu confinamento pelas colunas, a resistência do conjunto de colunas de areia e geotêxtil implantadas na área. Ressalta-se que a parcela de resistência das colunas é bem superior.

## **2.4 Efeito do Amolgamento no Adensamento do Solo**

Argilas amolgadas são aquelas que sofreram algum tipo de perturbação física que causou modificação parcial ou total em sua estrutura. A resistência e deformabilidade de uma argila amolgada são diferentes das existentes na situação indeformada. Este fato está diretamente relacionado ao problema de amostragem, que costuma causar imprecisões e erros em muitos parâmetros obtidos através de

ensaios realizados com amostras parcialmente amolgadas e que são adotados como representativas da situação natural não perturbada.

Rutledge (1944) estudou várias amostras amolgadas e indeformadas, de diversos materiais e com diferentes graus de deformação, e observou o comportamento de cada corpo de prova frente ao ensaio de compressão endométrica. Como conclusão deste trabalho, Rutledge (1944) obteve os seguintes resultados:

- As amostras amolgadas apresentaram reta virgem deslocada para baixo, quando comparada com a situação indeformada, e com menor declividade (menor índice de compressão  $C_c$ );
- Para qualquer grau de amolgamento a curva de compressão estará localizada entre as curvas obtidas para a situação indeformada e completamente amolgada, sendo estes os limites máximos e mínimos possíveis.

A Figura 2.18, apresentada por Schmertmann (1953), ilustra os resultados obtidos para diversos ensaios de adensamento, realizados para amostras com diferentes graus de amolgamento da argila retirada do Lago Crookston, Minnisota (EUA). Os diferentes graus de perturbação foram obtidos com o uso constante do anel em todos os ensaios e corpos de prova com alturas variáveis, o que proporcionava diferentes porcentagens de volume total perturbado. Neste trabalho também é apresentada uma relação gráfica (entre as curvas de adensamento de uma amostra amolgada, com um certo grau de perturbação, e o mesmo material na situação indeformada) que pode ajudar a obter a real curva de adensamento de um solo natural com base nos resultados obtidos em laboratório para amostras que sofreram algum grau de perturbação.

Verifica-se pela Figura 2.18 que o amolgamento altera a curva de compressão endométrica, de forma que para qualquer tensão o índice de vazios na situação amolgada é sempre menor do que na situação natural, o que corresponde a uma maior deformação nesta situação. Em outras palavras, solos amolgados são mais deformáveis do que os solos indeformados.

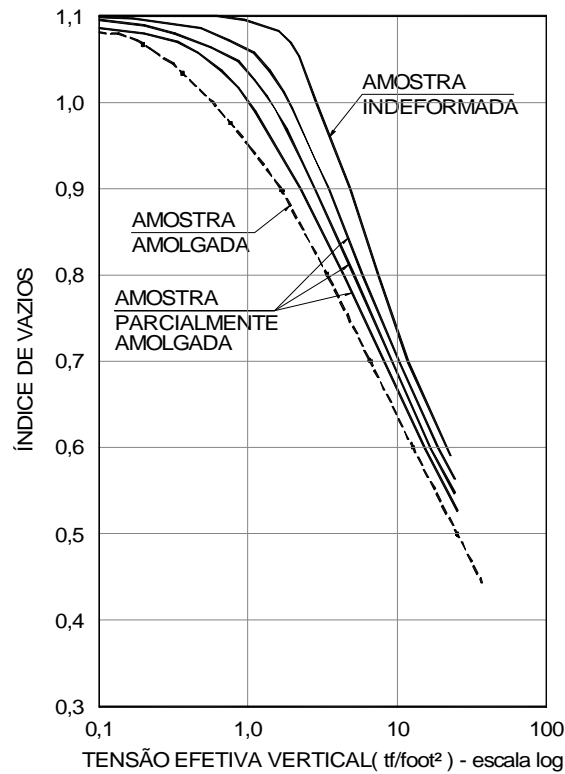


Figura 2.18 - Efeito do amolgamento na curva de compressão endométrica (SCHMERTMANN, 1953)

## 2.5 Ensaio de Palheta – *Vane Test*

O ensaio de campo de palheta para estimativa da resistência natural dos solos argilosos, também conhecido como *vane test*, é atualmente a forma mais utilizada para determinação dos valores de Resistência Não-Drenada ( $s_u$ ) e da Sensitividade (S). Este ensaio consiste na cravação vertical de uma palheta previamente determinada dentro do solo a ser ensaiado, seguido pela aplicação de uma rotação (torque) gerada por um equipamento (torquímetro) posicionado na superfície do terreno. À medida que a rotação é forçada, lê-se o valor do torque, destacando o máximo valor atingido (T), que é relacionado ao esforço necessário para cisalhar o material analisado na superfície definida pelas dimensões da palheta adotada. Constatada a ruptura do solo, a palheta é rotacionada de forma a cisalhar a região ensaiada (recomenda-se dez resoluções completas da palheta - norma ABNT MB 3122/89) e a mesma análise de torque é realizada para definição da Resistência Não Drenada Amolgada, e, conseqüentemente, determinação da Sensitividade, que

é a relação das duas resistências. Na sequência, a palheta é deslocada até a próxima profundidade a ser ensaiada e o teste é então repetido (SKEMPTON, 1948).

Este tipo de ensaio foi originalmente utilizado em 1919 na Suécia, durante a construção da Ponte Lidingö, em Stockholm, construída entre 1917 a 1926 (Nordendahl, 1928). Naquela ocasião, foi utilizada a palheta desenvolvida por Jonh Olsson, responsável pelas investigações geotécnicas na obra, que teve o desafio de estimar os coeficientes horizontais de reação do solo, necessários para determinação dos comprimentos dos elementos estruturais de fundação a serem implantados numa região com mais de 40m de solos moles argilosos, localizada abaixo de águas oceânicas. Esta palheta era formada pela junção de uma placa ligada a um sistema de tubos e torquímetro, criando um instrumento com apenas duas lâminas.

Na época, o efeito do atrito do solo sobre o equipamento era compensado pela repetição de dois ensaios realizados na mesma profundidade, mas com diferentes geometrias da lâmina, ou seja, em cada um destes ensaios eram adotadas placas com larguras diferentes, de 300 e 700 mm, mas mesma altura (500 mm). Em ambas as situações eram levantados os pares torque-rotação e a partir da comparação entre estes resultados era possível determinar a relação carga-deformação para uma altura constante de 500 mm e largura variável. Assim, o ensaio fornecia, em campo, os coeficientes procurados para as condições reais a serem enfrentadas pelas fundações (BRAND e BRENNER, 1981).

Apesar da palheta proposta por Jonh Olsson ter atendido às necessidades da época, foi a palheta desenvolvida em 1948 por Lyman Cadling, que agradou o meio geotécnico e é comumente utilizada até os dias de hoje. Seus estudos durante o desenvolvimento deste instrumento foram baseados na análise e comparação de 15 diferentes ensaios de *vane*, realizados em diversas regiões de interesse da época e com várias formas de palheta. Os resultados obtidos foram confrontados com os valores obtidos no ensaio de laboratório do tipo UU (Unconsolidated Undrained) e no Ensaio de Cone, realizados para todos os locais ensaiados.

Como conclusão deste trabalho, Cadling e Odenstad (1950) destacaram que a palheta com 4 (quatro) lâminas reduz a perturbação provocada no solo ensaiado,

fornecendo tensões relativamente mais uniformes ao longo da superfície de ruptura desenvolvida durante o ensaio. Também foi observado que: (1) a espessura da lâmina deve ser a mais fina possível, de forma a reduzir as alterações provocadas nas propriedades da camada ensaiada durante a cravação do equipamento; (2) que a relação altura/diâmetro (H/D) da palheta interfere diretamente na precisão dos resultados obtidos no ensaio (quando maior esta relação menor o erro obtido); e (3) que a velocidade de rotação da palheta no interior do maciço deveria ser suficiente para evitar a dissipação das pressões neutras, sendo o valor padrão utilizado de 0,1%sec.

Com base nas descobertas realizadas neste trabalho foi desenvolvida a palheta ainda atualmente adotada, formada por 4 (quatro) placas metálicas de 2mm de espessura, fixadas em um eixo central, posicionadas a 90°, com relação altura/diâmetro (H/D) igual a 2 (dois) e dimensões H=130mm e D=65mm, conforme ilustrada na Figura 2.19.

Cabe salientar, que a palheta escolhida para ser utilizada no ensaio deve sempre possuir relação de áreas<sup>3</sup> inferior a 12% e a relação de perímetro<sup>4</sup> menor do que 6%.

Ainda neste trabalho, Cadling e Odenstad também constataram que para palhetas com a relação H/D igual a 2 a obtenção da Resistência Não Drenada ( $s_u$ ) poderia seguir a equação:

$$s_u = 0.86 \cdot \frac{T}{\pi \cdot D^3} \quad (2.19)$$

---

<sup>3</sup> Relação de Área: Relação entre a área da projeção da palheta ( $2De$ ) e a área de solo varrido durante a rotação da palheta ( $\pi D^2/4$ ).

<sup>4</sup> Relação de Perímetro: Relação entre a espessura da lâmina vezes o número total de lâminas e o comprimento da circunferência gerada na base do cilindro ensaiado ( $\pi D$ ) (LA ROCHELLE, 1973).

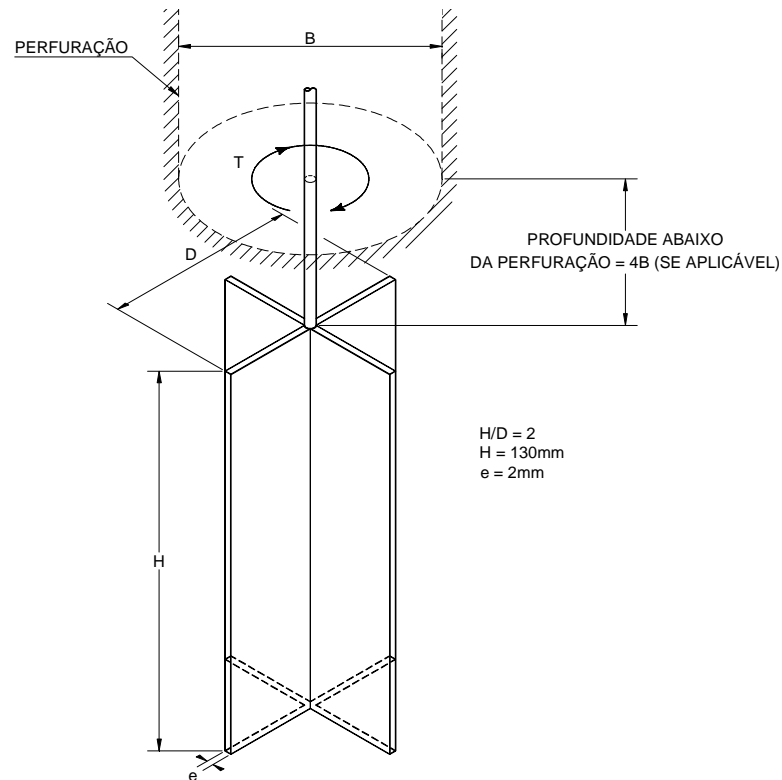


Figura 2.19 - Ilustração da palheta mais utilizada nos ensaios de *vane*

Para definição desta equação, foi considerado que a força de cisalhamento aplicada pela palheta no solo ensaiado mobiliza toda a superfície do cilindro de ruptura, tanto na direção vertical com na horizontal, de forma homogênea. Entretanto, os trabalhos apresentados por Donald et al.(1977), Menzies e Merrifield (1980) e Wroth (1984) ilustraram que esta representação não é correta, uma vez que os resultados destes estudos indicaram que na direção horizontal (superfícies circulares desenvolvidas na base e no topo do cilindro gerados dentro do solo durante o ensaio) a distribuição das tensões de cisalhamento não é uniforme, tendo valor crescente na direção do raio, variando de zero na região do eixo de rotação até a tensão gerada na direção vertical nas extremidades.

Esta constatação indica que a equação apresentada por Cadling e Odenstad é conservadora e que o fator 0,86, proposto na equação 2.19, poderia ser substituído por 0,91 (CHANDLER, 1988). Apesar desta constatação, nos ensaios a serem apresentados neste trabalho será mantido a equação proposta por Cadling e Odenstad, com valor de 0,86, por ser este o valor consagrado no meio geotécnico e apresentado em bibliografias atuais e respeitadas, como Sousa Pinto (2000), Caputo (1983) e na própria ABNT MB 3122/89.

## 2.6 Ensaios de Resistência a Penetração do Tipo SPT

O Standard Penetration Test (SPT) constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada pelo avanço do trado e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem com ferramenta de escavação (SCHNAID, 2000). Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, cujas dimensões estão apresentadas na Figura 2.20.

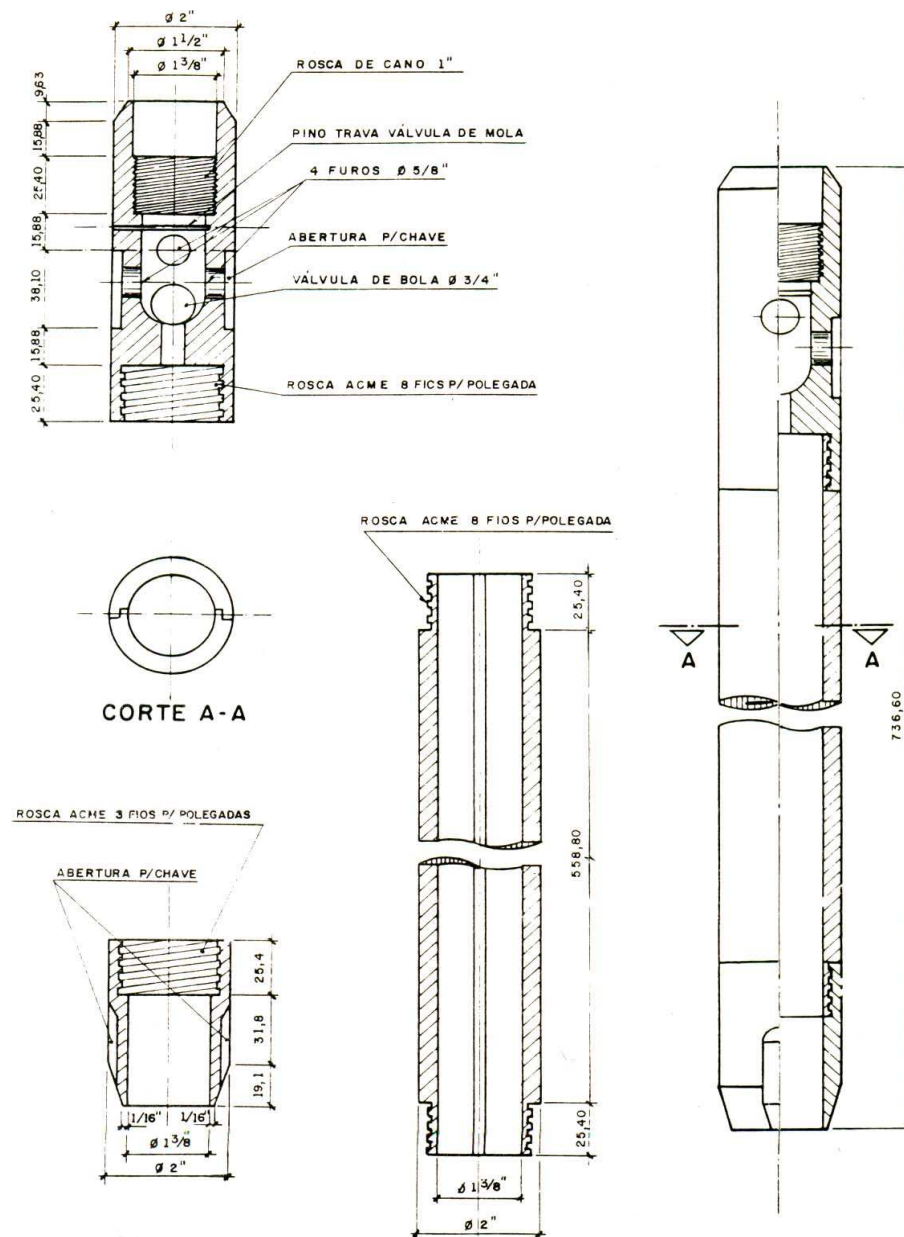


Figura 2.20 - Amostrador padrão –  $\phi_e=2''$  e  $\phi_t=1\frac{3}{8}''$  (fonte: ABGE, 1990)



Este ensaio é intensamente utilizado em grande parte do mundo, sendo reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação “in situ”. No Brasil, ele é quase que indispensável em qualquer projeto geotécnico, visto sua simplicidade, baixo custo, popularidade e agilidade, vencendo difíceis condições de subsolo. Para padronizar o ensaio no território nacional foi criada, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, o documento identificado como NBR-6484/1980, que se baseou no padrão internacional criado pela “International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering”, também conhecida pela sigla ISSMFE.

A origem deste ensaio foi associada ao desenvolvimento de técnicas de amostragem e, principalmente, ao desenvolvimento da perfuração com circulação de água. Segundo Fletcher (1965) isto se deu no início do século com Charles R. Gow.

A configuração do equipamento até hoje utilizado surgiu no final da década vinte e sua primeira normalização foi desenvolvida em 1958 pela ASTM. Entretanto, verifica-se a existência de referências com descrições de procedimentos de ensaios criadas anteriormente a esta data, como é o caso do livro de Terzaghi e Peck (1948) (BELICANTA et al.,1994).

Atualmente, a maioria dos países possuem normas próprias e específicas para a execução do SPT, apesar da constante tentativa de se padronizar este ensaio mundialmente.

O ensaio SPT tem inúmeras aplicações, como a obtenção de amostragem para identificação dos diferentes horizontes, previsão da tensão admissível de fundações diretas, auxílio nas definições das fundações profundas, correlações com outras propriedades geotécnicas e determinação do perfil geológico-geotécnico do subsolo.

Vale ressaltar, que no início dos anos noventa, tomando como base as proposições de Ranzine (1988), Décourt e Quaresma Filho (1994) introduziram a medida do torque neste ensaio, sem descaracterizar a simplicidade do SPT, sendo este ensaio mais completo conhecido com SPT-T.

### 2.6.1 Execução do Ensaio

A execução deste ensaio inicia-se com a montagem sobre o terreno, na posição a ser ensaiada, de um cavalete de três ou quatro pernas denominado de *tripé*. No topo desta estrutura é montado um conjunto de roldanas, por onde passa uma corda presa a um peso de 65kg, mais conhecido como *martelo*. A extremidade oposta da corda serve para a operação do sondador, que pode trabalhar de forma manual ou mecânica. A Figura 2.21 ilustra este equipamento, bem como a montagem da estrutura.

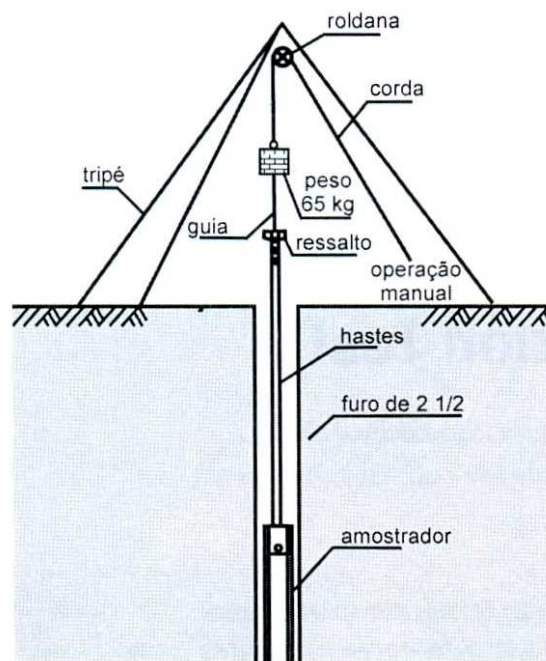


Figura 2.21 - Ilustração do ensaio de SPT (fonte: SCHNAID, 2000)

Após a montagem do equipamento inicia-se a execução do furo, o que normalmente ocorre na superfície do terreno. No primeiro metro de profundidade é utilizado um *trado concha* ou *cavadeira*, de onde é extraída a amostra zero. Na sequência é instalado o primeiro segmento de tubo de revestimento, este dotado de sapata cortante. Este tubo deve ficar no mínimo a 0,50m do fundo do furo, quando da geração da amostragem. Somente em casos de fluência do solo para o interior do furo é admitido deixá-lo à mesma profundidade do fundo do furo (NBR 6484, 1980).

O amostrador padrão é então acoplado a uma das hastes e apoiado no fundo do furo aberto. Com auxílio da corda e da roldana o martelo é levantado a uma altura de 75 cm e deixado cair em queda livre, de forma a cravar o amostrador no solo ensaiado. Não tendo ocorrido penetração igual ou maior do que 45cm, o processamento de alteamento do martelo é repetido até a penetração total de 45cm do amostrador na camada ensaiada.

Na sequência é recolhida a amostra contida no bico do amostrador e realizada a abertura de mais um metro de furo. Nesta etapa o *trado helicoidal* é utilizado, sendo esta ferramenta substituída pela perfuração com auxílio de *circulação de água* apenas quando não for mais possível o avanço do trado, o que ocorre devido à existência de solos muito resistentes ou pela presença do lençol freático (QUARESMA et. al., 1998).

Aberto o furo o amostrador é novamente posicionado no fundo, o *martelo* erguido e sequencialmente soltado até a nova perfuração total de 45 cm. Este processo de abertura do furo e cravação do amostrador padrão é repetido até atingir um dos critérios de paralisação definidos a seguir (ABGE, 1990):

- Profundidade previamente definida, que é função do porte da obra e das cargas a serem transmitidas para o terreno;
- Penetração inferior a 5,0cm durante 10 golpes consecutivos; ou
- Atingido valor do  $N_{SPT}$  superior a 50.

A determinação do nível d'água deve ser cuidadosamente verificada e, para tanto, é realizada uma interrupção no processo de avanço da perfuração quando constatada a presença da água e anotada sua profundidade após verificada a estabilização do nível. Após este levantamento, recomenda-se a secagem do furo (retirada da água) de forma a analisar o novo nível que a água irá alcançar. Este procedimento pode ser realizado novamente após o término do ensaio, sendo a leitura da cota da superfície da coluna d'água medida apenas no dia seguinte.

Sobre este ensaio, Coutinho (2008) recomenda que em depósitos argilosos a medida do teor de umidade natural seja ensaiada em cada amostra retirada durante

a execução do SPT. Esta informação complementa de forma significativa as informações obtidas no ensaio, distinguindo de forma mais detalhada o perfil, tipo de solo, características básicas e camadas mais problemáticas. Em áreas ensaiadas de grande extensão, esta informação adicional permite correlacionar resultados de diferentes ensaios, possibilitando a otimização da campanha.

### 2.6.2 O Valor $N_{SPT}$

O valor do  $N_{SPT}$  é definido como a soma do número de golpes necessário para a cravação do amostrador padrão nos 45cm penetrados durante a execução do ensaio, sendo desprezado o número de golpes necessários para a cravação dos 15 cm iniciais. Ao longo da profundidade ensaiada é obtido um valor de  $N_{SPT}$  para cada metro ensaiado.

Durante a cravação do amostrador padrão, em qualquer estágio da execução do ensaio, o sondador deve contar o número de quedas do *martelo* necessário para penetrar um segmento de 15cm. Assim, no total dos 45cm ensaiados, devem ser identificadas três medidas numéricas equivalentes ao número de golpes aplicados em cada um dos três trechos de 15cm. O valor da soma dos últimos 30cm é identificado como N,  $N_{SPT}$  ou simplesmente SPT do solo.

O resultado obtido pode muitas vezes ser apresentado em forma fracionária, quando verificado que a profundidade penetrada pelo amostrador foi diferente dos 30cm indicados. Nestes casos, o numerador deve identificar o número total de golpes realizados e o denominador a profundidade total avançada pelo amostrador em tais golpes. Ressalta-se que, caso apenas o peso do amostrador tenha sido suficiente para cravar o equipamento o número de golpes pode ser identificado com 0 (zero) ou pela letra P, referente ao peso próprio do amostrador.

### 2.6.3 Classificação dos Solos em Função do Valor do $N_{SPT}$

A norma brasileira NBR 7250 apresenta uma classificação para os estados de compactidade relativa (no caso de solos grossos) e de consistência (solos finos), em função do índice de resistência a penetração, conforme apresentado na Tabela 2.2, adiante.

Tabela 2.2 - Classificação de solos (NBR 7250/82)

Solo	$N_{SPT}$	Classificação (Compactidade da areia ou Consistência da argila)
Areia e silte arenoso	< 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argila e silte argiloso	< 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Sousa Pinto (2000) esclarece que este tipo de classificação é válido para os materiais finos, uma vez que o SPT mede a resistência da argila, sendo compatível a sua correlação com a consistência deste material. Entretanto, para materiais arenosos, esta relação não é natural, visto que a resistência deste tipo de material não depende somente de sua compactidade, além de estar relacionada ao nível de tensões a que ela está submetida. Na prática, entende-se que o termo “compactidade” adotado na classificação da Tabela 2.2 queira mais significar resistência, sendo este o conceito assumido no meio profissional.

## 2.7 Ensaio de Resistência do Tipo DPL

O Dynamic Probe Light (Penetrômetro Dinâmico Leve - DPL) é uma variação do penetrômetro dinâmico contínuo (PD), que vem sendo utilizado há muito tempo em diversos países (SANGLERAT, 1972) e é especificado na “Referência Internacional para Procedimentos de Ensaio para Sondagem Dinâmica” (ISSMFE, 1989).

O ensaio consiste em medir o esforço necessário (número de golpes) para avançar uma ponteira em forma de cone, por uma profundidade de 10cm na camada ensaiada, através da queda livre de um martelo com 10kg caindo a uma altura de 50cm.

Normalmente, a cada 1,0 m ensaiado, realiza-se a medida do atrito lateral da ponteira, obtido através do giro do equipamento. A ponteira tem maior diâmetro do que as hastes, 35,7mm contra 22 mm, o que permite que, na maioria dos casos, o solo tenha contato apenas na ponteira. A Figura 2.22 ilustra esta ponteira, sendo D o diâmetro igual a 35,7mm.

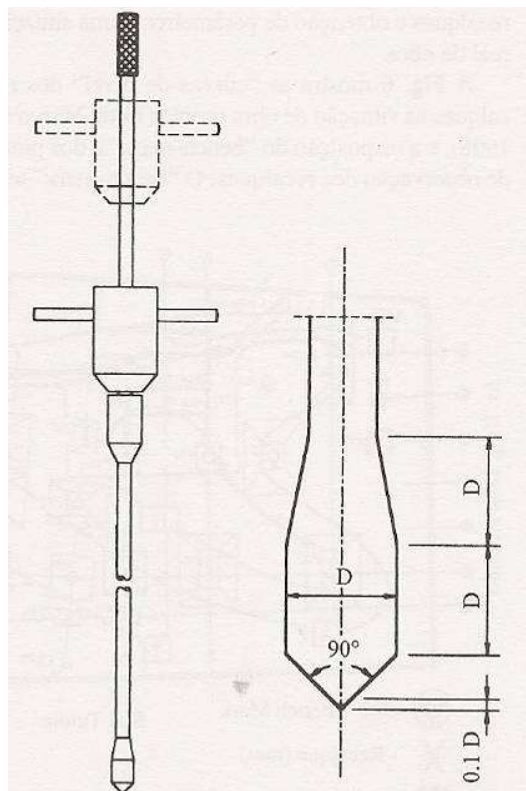


Figura 2.22 - Penetrômetro dinâmico leve (fonte: CASTELLO et al.,2001)

As vantagens deste tipo de ensaio estão relacionadas com a sua praticidade e agilidade, permitindo a cravação de 60m por dia (NILSSON, 2004). As desvantagens estão relacionadas à limitação de profundidade do ensaio (só é possível ensaiar até 12m) e à interferência da pressão neutra nas medidas de resistência a penetração obtidas.

A resistência de ponta ( $q_d$ ) do penetrômetro dinâmico é obtida através da fórmula dinâmica de cravação de estacas, conforme apresentado a seguir:

$$q_d = \left( \frac{P \cdot H \cdot N}{A \cdot S} \right) \cdot \left( \frac{P}{P + P'} \right) \quad (2.20)$$

Onde:

- . P– peso do martelo de cravação;
- . P'- peso das hastes, cabeçote e ponta,
- . H- altura de queda do martelo,
- . N – número de golpes para penetração no trecho;
- . A – área de ponta do cone; e
- . S – trecho penetrado pelo ponta para N golpes.

Segundo Waschowski (1983) a resistência de ponta do penetrômetro dinâmico é comparável à resistência de ponta obtida no ensaio do tipo CPT (Cone Penetration Test). Entretanto, Castello et al. (2001) indica que não existe no Brasil nenhum resultado que confirme a afirmação de Waschowski e recomenda que seja realizada uma calibração do DPL com as sondagens SPT disponíveis.

### **3 DESCRIÇÃO DA OBRA DO RODOANEL TRECHO SUL**

#### **3.1 Introdução**

As obras do empreendimento identificado como Rodoanel Trecho Sul, também conhecido com Rodoanel Mário Covas, foram iniciadas no dia 19 de setembro de 2006, sendo inaugurado no dia 31 de março de 2010. Compreendeu a implantação e construção de 61,4km de via, além da adequação de toda a estrutura viária do entorno e dos 4,4km implantados, em projeto adicional, até a Avenida Papa João XXIII, localizada no município de Mauá.

Seu traçado começa na Interseção com a Rodovia Régis Bittencourt (entroncamento com o Rodoanel Oeste), acompanha a várzea do rio Embu-Mirim (para assegurar a preservação dessas áreas, as pistas foram separadas para permitir a criação de dois parques, identificados como Parque do Embú e Parque de Itapeçerica) e cruza a represa de Guarapiranga e o reservatório da represa Billings, através de duas pontes localizadas no braço do Bororé e no corpo principal. Na sequência, o traçado segue em direção a Mauá e, após interligar a Rodovia Imigrantes e a Via Anchieta, corre paralelo ao braço do rio Grande até a interligação com a Avenida Papa João XXIII, que será duplicada para receber o tráfego proveniente do Rodoanel e direcioná-lo à Rodovia Ayrton Senna através da Avenida Jacu-Pêssego. Na Figura 3.1 é apresentada uma planta esquemática do empreendimento, com indicação de sua localização, traçado, cruzamentos e interligações importantes.





Figura 3.1 - Planta de Localização do Empreendimento (fonte: site da Dersa <<http://www.dersa.sp.gov.br/rodoanel/trechosul/trechosul.asp>>)

### 3.2 Área de Interesse: Bolsões de Solos Moles na Região da Billings

A região de interesse deste trabalho está localizada próximo à Interligação do Rodoanel com a Rodovia Imigrantes. Durante os mapeamentos de superfície e campanhas de investigações geológico-geotécnicas realizadas na fase de projeto, foi constatada a existência de 3 (três) bolsões de solos moles, localizados em três diferentes braços da represa Billings. Estes foram identificados na época de projeto como BSM 3.6, BSM 305 e Área 1. Esta nomenclatura será mantida neste trabalho acadêmico, com o intuito de preservar a relação com o projeto desenvolvido. A foto de satélite registrada em dezembro de 2008 (Figura 3.2) mostra a posição destes três bolsões. Pela imagem é possível visualizar a posição destes três braços da represa Billings invadidos pelas obras do Rodoanel Sul.



Figura 3.2 - Imagem de satélite com a posição dos três braços da represa Billings analisados

Dos três bolsões de solos moles a serem estudados o BSM 3.6 é o que apresenta a maior área de interferência com o traçado do Rodoanel Sul, porque nesta região localiza-se a maior parte da Interseção Imigrantes. Além das pistas principais do empreendimento analisado este local também inclui alguns ramos de acesso e as relocações de algumas vias atualmente existentes.

Este bolsão 3.6 encontra-se sob um segmento aproximado de 50,0 m sob as pistas principais do Rodoanel, além de estar posicionado na fundação de quatro áreas referentes aos ramos de acesso existentes na região. A Figura 3.3 apresenta o limite identificado para este bolsão, bem como os trechos de pista a serem implantados sobre esta região com solo mole.



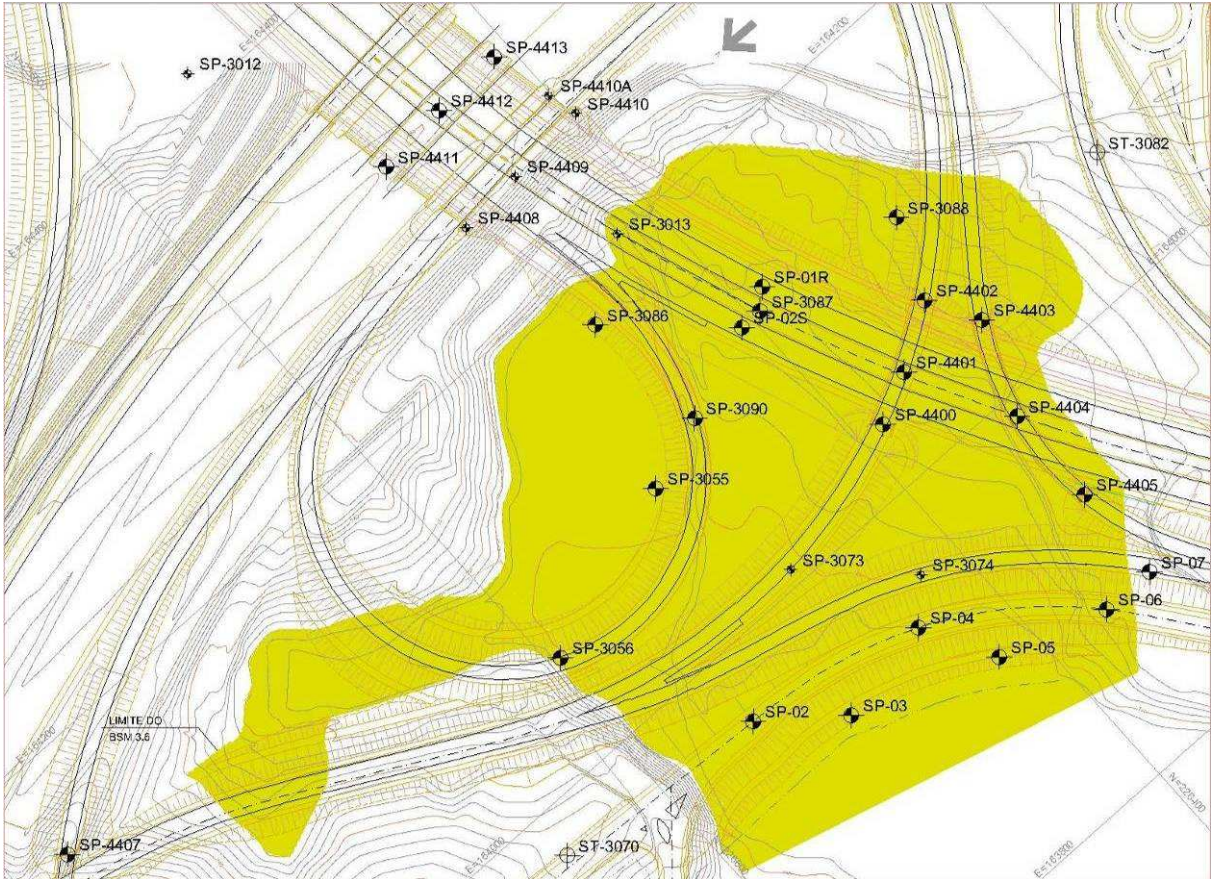


Figura 3.3 - Planta do BSM 3.6 e locação das sondagens a percussão realizadas nesta região

O bolsão identificado como BSM 305 localiza-se entre as estacas 31.895+10,000 e 31.899+0,000 do eixo principal do Rodoanel Mário Covas e foi assim nomeado por estar depositado na região da até então projetada obra de arte 305. A Figura 3.4 apresenta a projeção em planta desta área, junto com o traçado do Rodoanel Sul. Observa-se que as duas pistas do Rodoanel e os dois ramos que seguem em paralelo serão afetados pela existência deste bolsão de solo mole.

A Área 1 está localizada um pouco mais afastada da Interseção Imigrantes, o que confere a este bolsão a característica de estar posicionado apenas sob as pistas principais do Rodoanel. Os limites deste bolsão encontram-se ilustrados na Figura 3.5.



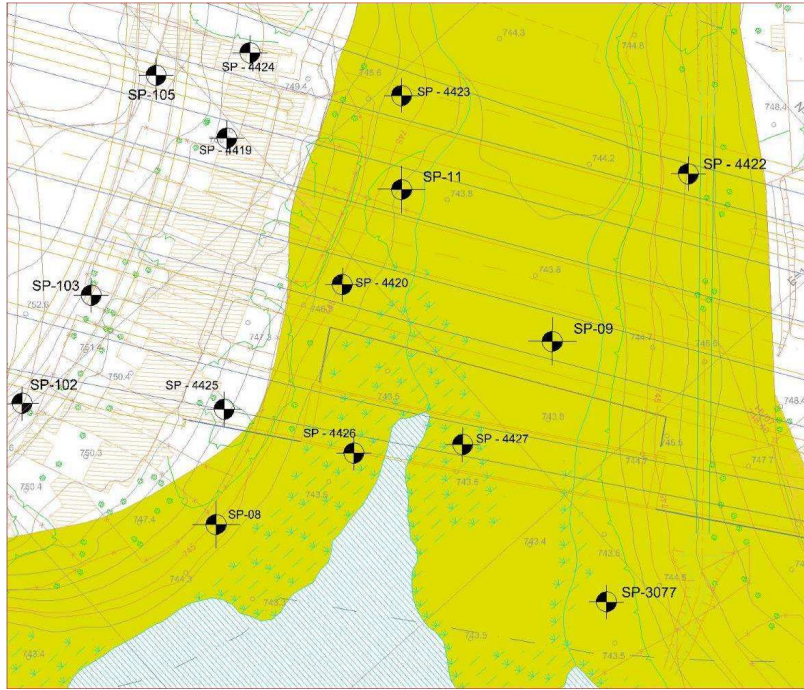


Figura 3.4 - Planta do BSM 305 e locação das sondagens a percussão realizadas nesta região



Figura 3.5 - Planta da Área 1 e locação das sondagens a percussão realizadas nesta região

### 3.3 Caracterização Geotécnica da Região

#### 3.3.1 *Todo o Trecho do Rodoanel Sul*

A geologia da região onde se insere o traçado do Rodoanel Sul é formada por rochas do período Pré-Cambriano (pÇA) que afloram no entorno da cidade de São Paulo, por Sedimentos Terciários (TQa) da Bacia Sedimentar de São Paulo e por depósitos Quaternários (Qa). A Figura 3.6 ilustra a distribuição das principais unidades litológicas nas proximidades do empreendimento em estudo.

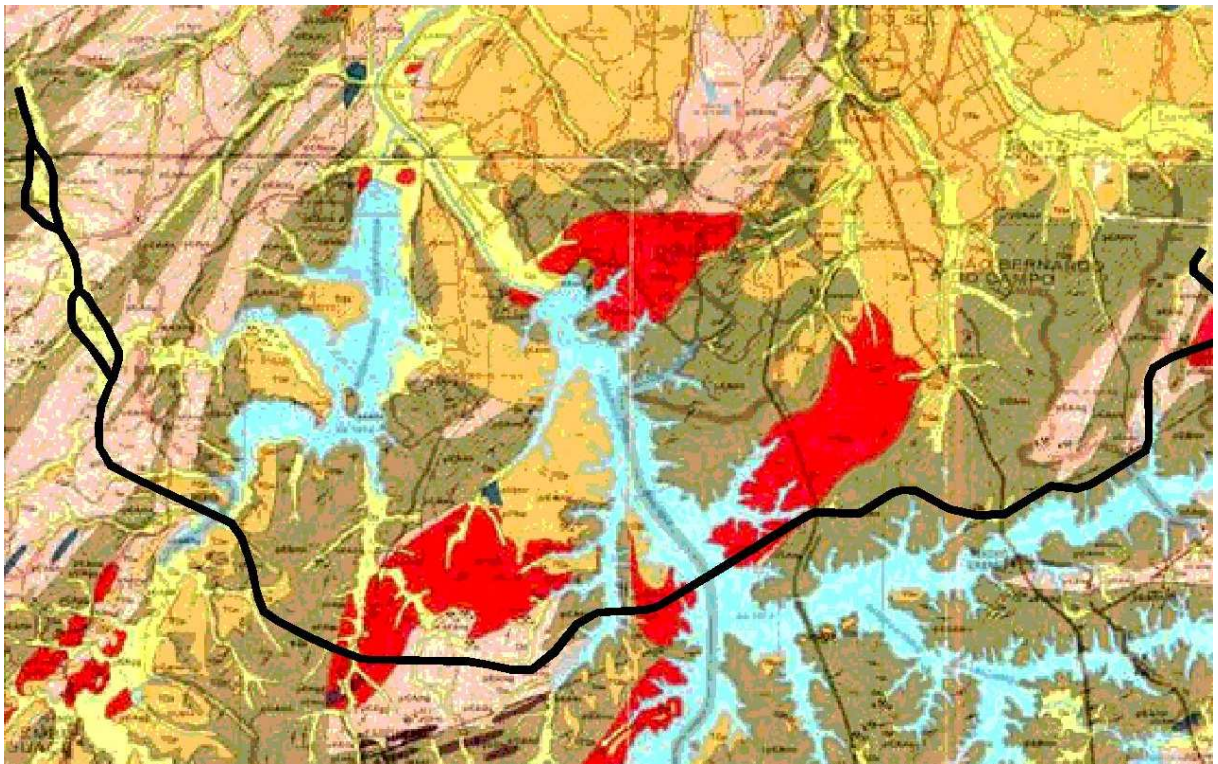


Figura 3.6 - Principais Unidades Litológicas do Trecho em Estudo (Fonte: EMLASA, 1981)

O Pré-Cambriano é constituído por rochas metamórficas e magmáticas, cujas litologias predominantes são micaxistos, migmatitos, gnaisses e granitos. Os xistos são a litologia mais frequente na região de interesse, distribuindo-se em diferentes segmentos do Rodoanel e no entorno da Interseção Imigrantes. São recobertos por solo de alteração, com espessuras da ordem de 15 a 30 metros, e rocha alterada mole, com aproximadamente cinco metros. Tais solos são constituídos,



principalmente, por siltes arenosos e/ou argilosos, micáceos, de coloração roxa ou vermelha. Ocorrências de injeções quartzo-feldspáticas, quartzo-xisto e quartzo-xisto com lente de quartzito em meio aos xistos são comuns na região de interesse (VAZ, 1996 e RICCOMINI e COIMBRA, 1992).

Os sedimentos terciários são representados por sedimentos essencialmente argilosos e arenosos, depositados na região através da ação dos ventos, da gravidade, dos rios e os lagos.

Nas várzeas dos rios e córregos que cortam a região verifica-se a ocorrência de depósitos aluvionares quaternários constituídos normalmente por camadas irregulares de argilas orgânicas muito moles e de areias finas argilosas fofas, com cores variando entre o preto, cinza, marrom e amarelo.

Esses solos aluvionares, em geral, possuem espessuras médias da ordem de 2,0m a 5,0m, podendo chegar a 8,0m dependendo da localização e das características geotécnicas do bolsão de solo mole.

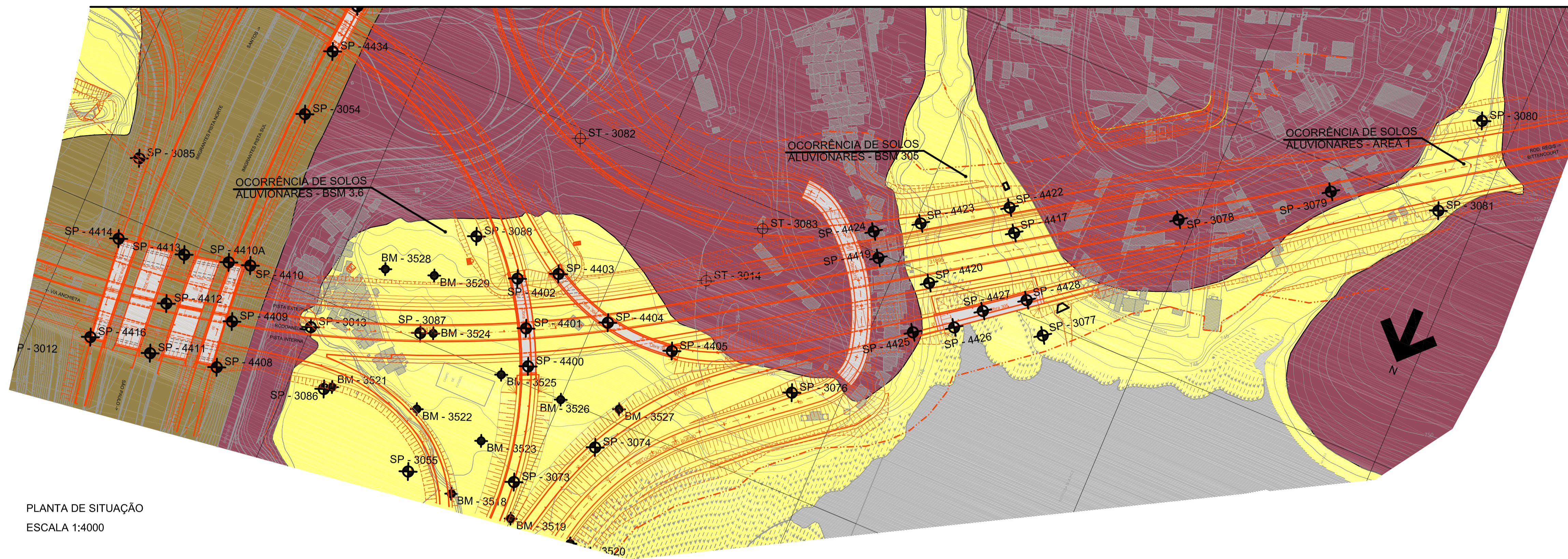
Os níveis da água do lençol freático são normalmente rasos.

### *3.3.2 Regiões de Interesse: Braços da Represa Billings*

Na região localizada na proximidade da Represa Billings são encontradas as rochas tipo micaxistos que resultam em solos residuais compostos por siltes argilosos, caulínicos, de coloração rosa. Verifica-se também a presença de depósitos aluvionares recentes, associados às regiões de avanço da represa, em suas áreas de inundações, que são compostos predominantemente por argilas orgânicas muito moles a moles, pretas ou marrons e por areias finas, argilosas e fofas.

Para identificação dos materiais existentes nos bolsões de solos moles estudados neste trabalho foram realizadas várias sondagens e percussão. Com os resultados obtidos nestes ensaios foi possível realizar o mapeamento geológico-geotécnico da região de interesse e o perfil longitudinal do empreendimento (Figura 3.7).





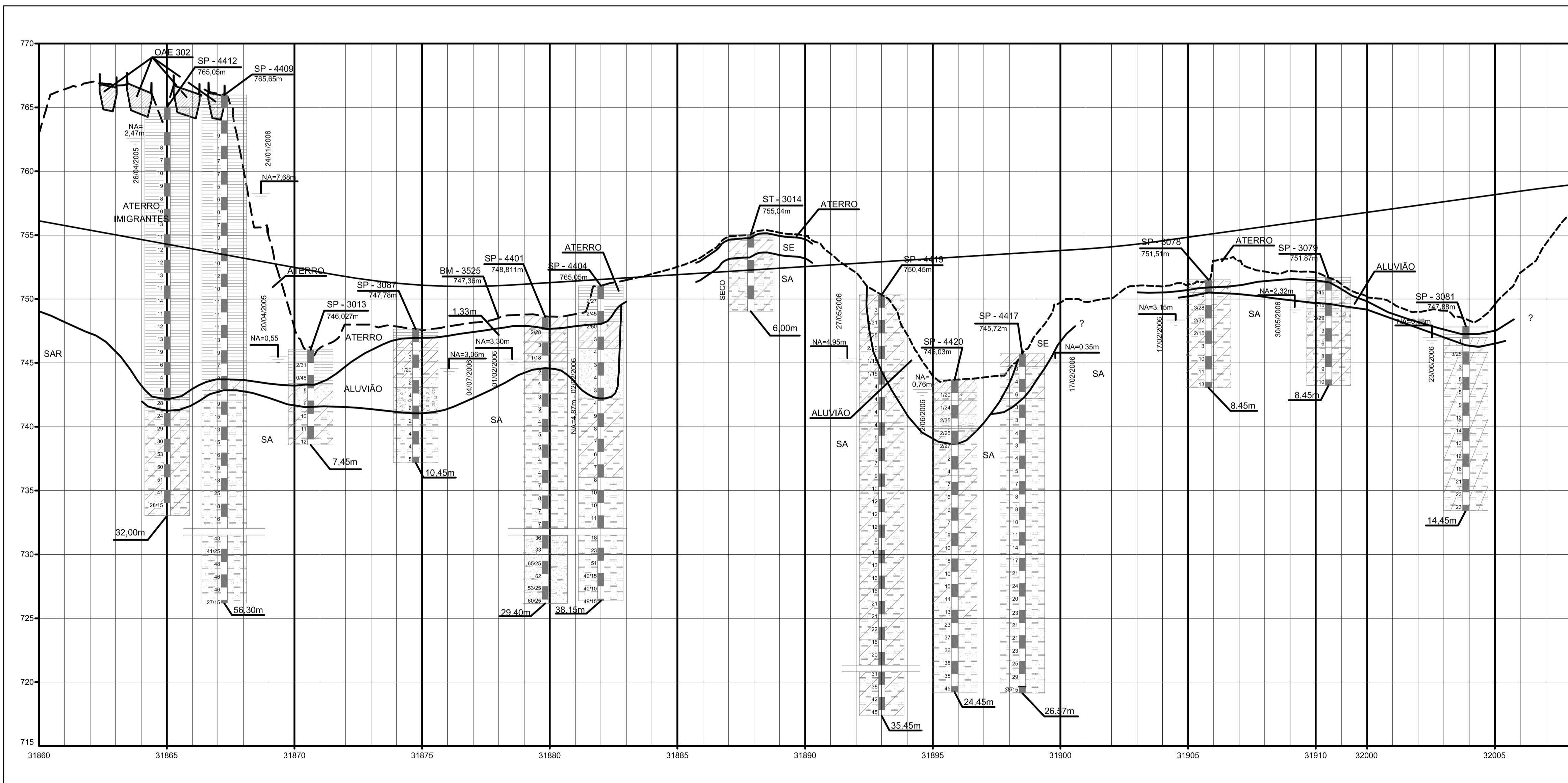
PLANTA DE SITUAÇÃO  
ESCALA 1:4000

**LEGENDA :**

- ALUVIÕES OU MATERIAIS DE ASSOREAMENTO
- GNAISSE COM INTERCALAÇÕES DE XISTOS
- XISTOS
- REPRESA BILINGS
- CONSTRUÇÕES ORIGINAIS
- OBRA DE ARTE

- ATERRO
- ARGILA
- SILTE
- AREIA
- ARGILA SILTOSA
- ARGILA ARENOSA
- SILTE ARGILOSO
- SILTE ARENOSO
- AREIA SILTOSA
- AREIA ARGILOSA
- ARGILA SILTO-ARENOSA OU ARGILA ARENO-SILTOSA
- SILTE ARGILO-ARENOSO OU SILTE ARENO-ARGILOSO
- AREIA ARGILO-SILTOSA OU AREIA SILTO-ARGILOSA
- COM MATÉRIA ORGÂNICA
- ARGILA ORGÂNICA ARENOSA
- ARGILA ORGÂNICA SILTOSA
- COM PEDREGULHO

- GREIDE PROJETADO
- TERRENO NATURAL
- CONTATOS LITOLÓGICOS (INFERIDO)
- SP SONDAGEM A PERCUSSÃO
- ST SONDAGEM A TRADO
- BM BARRA-MINA
- SE SOLO ELUVIAL (CLASSE S1) SEGUNDO CLASSIFICAÇÃO DE VAZ (1996)
- SA SOLO DE ALTERAÇÃO (CLASSE S2) SEGUNDO CLASSIFICAÇÃO DE VAZ (1996)



PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO LONGITUDINAL  
ESCALA 1:4000 (H) / 1:400 (V)

Figura 3.7 - Planta de situação e perfil geológico geotécnico longitudinal passando pelo eixo principal do Rodoanel Sul



Os boletins das sondagens realizadas nos três bolsões de solos moles analisados indicaram a presença de solos aluvionares constituídos por: (1) argilas com matéria orgânica, com aparência turfosa, pedaços de madeira, troncos, folhas e restos de vegetais em decomposição, cor preta ou marrom, espessuras variando de 0,6 a 4,2 m e  $N_{SPT}$  variando entre P/80 a 2 golpes/30cm (consistência muito mole), depositadas sobre (2) areia fina e média cinza clara, fofa e com espessura máxima de 1,0m. Esta camada encontra-se sobreposta aos solos residuais do tipo silte arenoso, pouco argiloso, variegado, fofo a muito compacto e com  $N_{SPT}$  de 2 a 25 golpes/30cm.

A foto mostrada na Figura 3.8 apresenta as características visuais da argila orgânica cinza escura e preta retirada da região de estudo.



Figura 3.8 - Amostra do material orgânico retirado no BSM 305

No BSM 3.6 e na Área 1 foi verificada a existência de um aterro construído sobre a camada aluvionar, com altura de até 2,80m, provavelmente executado para possibilitar a ocupação territorial que existia nestas áreas antes das desapropriações realizadas para a construção do Rodoanel Sul.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo de algumas das informações obtidas nas sondagens de simples reconhecimento realizadas durante a etapa de reconhecimento preliminar dos solos existentes no traçado do Rodoanel Sul, nos três bolsões de solos moles estudados. Ressalta-se que outras sondagens complementares foram realizadas ao longo do período construtivo do



empreendimento, sendo estas apresentadas gradativamente no decorrer deste trabalho.

Tabela 3.1 - Sondagens a percussão realizadas nas áreas de interesse e descrição da camada aluvionar argilosa encontrada

Área Sondagem	Espessura da Camada de Aterro (m)	Espessura da Camada Muito Mole (m)	Descrição do Material	N <sub>SPT</sub> da Camada Mole	Profundidade do N.A. (m)
SP-01	0,00	2,70	Argila com areia fina e matéria orgânica, cinza escura	0	0,50
SP-02	0,00	2,68	Argila pouco micácea, marrom	1/30 a 1/20	0,75
SP-03	0,00	1,60	Argila com matéria orgânica cinza escura	1	0,75
SP-04	0,00	1,75	Argila pouco arenosa, com matéria orgânica, preta	1/48	0,68
SP-05	0,00	2,50	Argila pouco arenosa, orgânica, preta	1 a 2	0,00
SP-3013	2,00	0,75	Argila siltosa marrom escura	0	0,55
SP-3055	1,00	1,15	Argila siltosa com matéria orgânica, cinza escura	1/45	0,20
SP-3056	0,90	2,60	Argila siltosa e arenosa, marrom e cinza escura	1/20	0,08
BSM 3.6	SP-3073	1,80	Argila siltosa preta, com lentes de areia fina	1/48 a 2	0,21
	SP-3074	0,95	Argila siltosa com matéria orgânica, preta	1/60 a 1/20	0,12
	SP-3087	0,67	Argila siltosa com matéria orgânica, preta, com lentes de areia fina	1/20 a 3	3,06
	SP-3088	0,60	Argila siltosa e arenosa, marrom escura e clara	1/20	5,28
	SP-3090	1,50	Argila arenosa com matéria orgânica, cinza escura	P/60 a P/48	---
	SP-4400	1,50	Argila orgânica preta	P/70 a 2	2,03
	SP-4401	1,25	Argila orgânica preta	1 a 2	2,80
	SP-4402	1,00	Argila siltosa com matéria orgânica, preta	1	4,90
SP-4403	0,90	Argila orgânica preta	1	4,45	
SP-4404	2,80	0,75	Argila com matéria orgânica, preta	1	5,05

(Continua)

(Continuação)

Área Sondagem	Espessura da Camada de Aterro (m)	Espessura da Camada Muito Mole (m)	Descrição do Material	N <sub>SPT</sub> da Camada Mole	Profundidade do N.A. (m)
SP-09	0,00	3,60	Argila siltosa com material orgânico, preta	1 a 2	1,15
SP-11	0,00	3,00	Argila siltosa com material orgânico, preta	P/46 a 1	0,15
SP-3077	0,00	3,79	Argila arenosa cinza escura com lentes de areia fina	P/30 a 3	-1,70 (lâmina d'água)
SP-4420	0,00	3,80	Argila siltosa orgânica preta, com lentes de areia fina	1/24 a 2	0,76
SP-4422	0,90	4,04	Argila siltosa orgânica, micácea com caulim, variegada	1/31 a 1/16	0,47
SP-4423	0,40	3,40	Argila siltosa orgânica preta, com lentes de areia fina	1/40 a 2	1,01
SP-4425	0,40	2,50	Argila siltosa e arenosa, marrom e cinza	2	2,38
SP-4426	0,00	4,20	Argila com lentes de areia fina, cinza escura	P/80 a 1	-1,80 (lâmina d'água)
SP-4427	0,00	3,50	Argila com lentes de areia fina, cinza escura	P/70 a 1	-1,50 (lâmina d'água)
SP-3079	0,40	1,66	Argila com areia fina, marrom	1/45	2,32
SP-3080	0,98	3,52	Argila arenosa, variegada	1/50 a 1	0,31
SP-3081	0,90	0,60	Argila siltosa, marrom	1	0,88

Observa-se que em algumas sondagens a posição do lençol freático foi identificada estranhamente abaixo da camada muito mole. Entende-se que, nestes casos, deve ter ocorrido algum erro na leitura do N.A., que provavelmente não foi estabilizado antes de sua determinação.

Pode-se observar que foi encontrado o mesmo tipo de material para os três bolsões de solos moles estudados. Esta constatação pode ser explicada pela proximidade dentre estas regiões e, principalmente, pelo fato delas estarem posicionadas em braços da represa Billings, o que confere a mesma formação às camadas, originadas pela deposição de materiais trazidos pelas águas da represa.

Para definição dos parâmetros de resistência representativos dessas camadas de argila orgânica, foram utilizados os resultados dos ensaios do tipo *vane test* executados numa região próxima à área de interesse, com ocorrência de solos similares aos verificados no local. Esta campanha de ensaios foi realizada em 2006, no início dos estudos deste empreendimento.

### 3.4 Resultados dos Ensaios de *Vane*

Os ensaios de *vane* realizados e adotados como representativos da região analisada neste estudo foram executados em uma área próxima à região analisada, também em um braço da Represa Billings, mas não exatamente no local de interesse. Isso aconteceu devido ao histórico da obra, que inicialmente previa a remoção dos solos moles existentes sob as novas pistas.

Esta analogia só foi possível por se tratar de regiões bem próximas, com a mesma formação geológica, além de características e comportamentos semelhantes. Desta forma, para definição do valor da resistência não drenada ( $s_u$ ) da camada mole a ser tratada, foram avaliados três ensaios do tipo *vane test*, identificados como VT-1125, 1127 e 1128. Os resultados destes ensaios, para a situação natural e a amolgada, bem como os valores da Sensitividade (S) calculada, estão apresentados de forma resumida na Tabela 3.2 a seguir.

Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios de *vane*

Identificação	Profundidade (m)	$s_u$ Indeformado (kPa)	$s_u$ Amolgado (kPa)	Sensitividade
VT-1125	1,5	16,6	1,2	14,0
	2,0	16,3	3,5	4,7
	2,5	10,8	2,6	4,1
	3,0	15,6	7,3	2,1
	3,5	12,4	2,5	4,9
VT-1127	1,0	3,9	0,9	4,5
	2,0	6,2	1,1	5,9
	3,0	4,8	4,2	1,2
	4,0	23,0	17,0	1,4
	5,0	33,7	12,6	2,7

(Continua)

(Continuação)

Identificação	Profundidade (m)	$s_u$ Indeformado (kPa)	$s_u$ Amolgado (kPa)	Sensitividade
VT-1128	1,0	3,2	2,1	1,5
	2,0	4,7	3,9	1,2
	3,0	6,4	1,2	5,2
	5,0	34,2	4,0	8,6
	6,00	19,0	13,2	1,4

Cada um destes ensaios foi avaliado de forma independente, com base nas informações obtidas nas sondagens de referência executadas ao lado do ponto ensaiado. As informações obtidas para cada situação estão apresentadas nas Figuras 3.9 a 3.11.

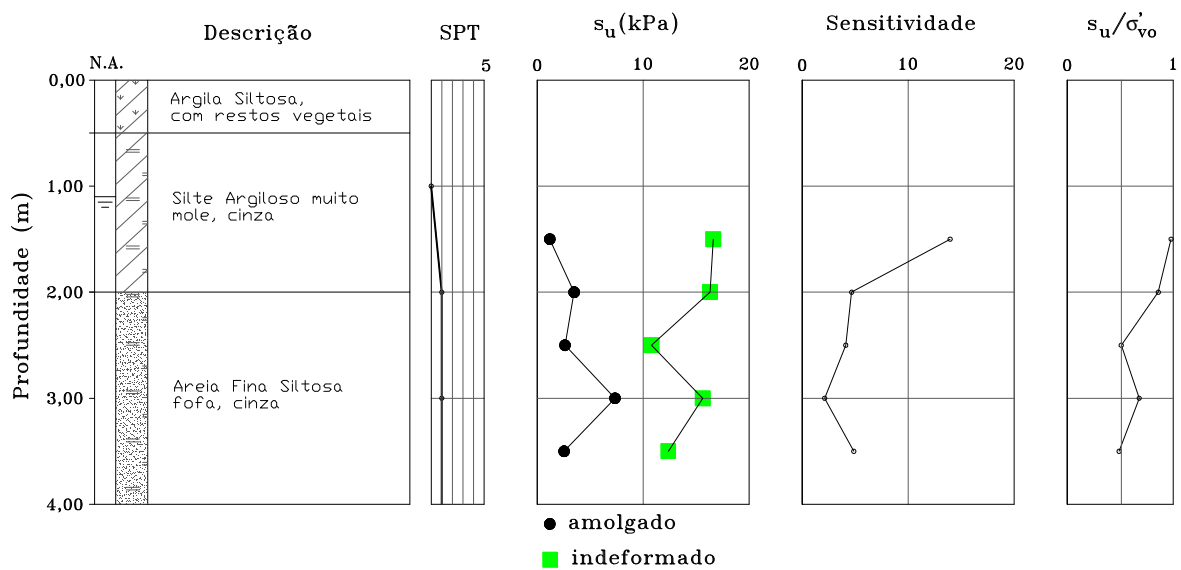


Figura 3.9 - Resultados obtidos para o ensaio VT-1125

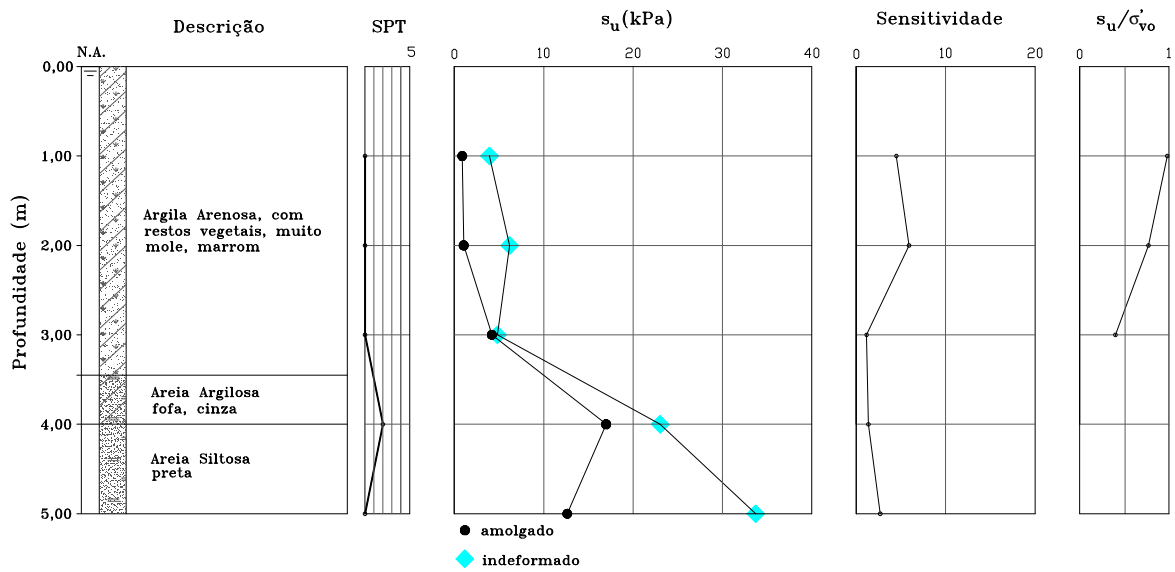


Figura 3.10 - Resultados obtidos para o ensaio VT-1127

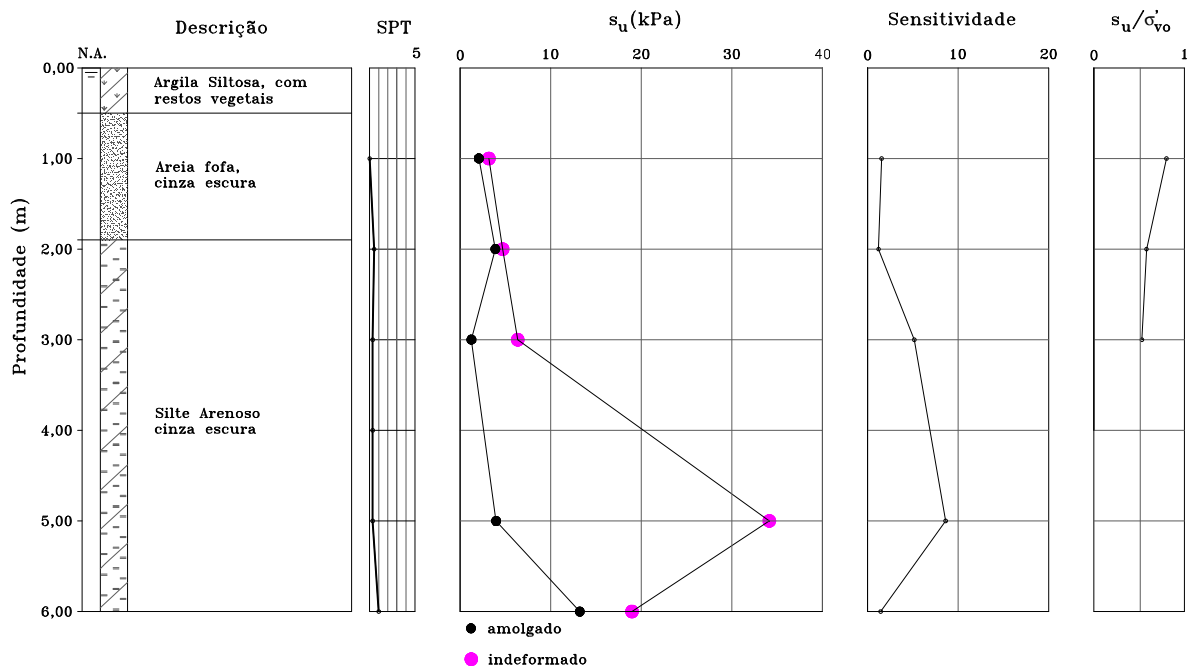


Figura 3.11 - Resultados obtidos para o ensaio VT-1128

Os valores obtidos para a situação indeformada e a reta de variação da resistência não-drenada em função da profundidade, considerando os três ensaios analisados, estão apresentadas na Figura 3.12.

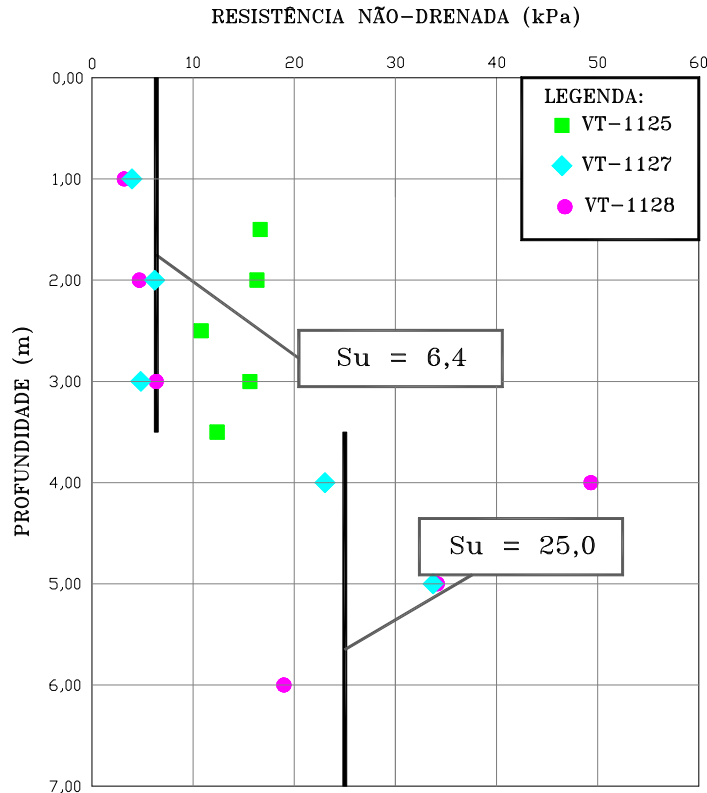


Figura 3.12 - Gráfico da resistência não-drenada x profundidade - Situação indeformada

Embora seja conhecido a existência de tendência de crescimento de  $s_u$  com a profundidade, observa-se uma descontinuidade dos resultados em torno da profundidade de 3,5m e uma dificuldade de representar a resistência em função da profundidade por uma equação linear que, inclusive, indicaria uma resistência negativa na superfície. Desta forma, optou-se por considerar dois universos com coesões constantes, limitados pela profundidade de 3,5m. Para a camada superficial adotou-se pelo valor representativo de 6,4kPa, enquanto que abaixo desta profundidade o valor de 25kPa.

Ressalta-se que a grande dispersão nos resultados obtidos nos três ensaios realizados é comum, por se tratar de um material influenciado pelo nível d'água oscilante da represa. Dispersões desta ordem são encontradas nos ensaios realizados nos aluviões quaternários da cidade de São Paulo, localizados nas várzeas dos córregos e rios metropolitanos (MASSAD; SOUSA PINTO; NADER, 1992).

## 4 TÉCNICAS DE MELHORAMENTO UTILIZADAS

### 4.1 Introdução

Para fazer a escolha de qual a melhor solução de tratamento a ser adotada em uma obra que envolve a implantação de aterros sobre depósitos de solos moles são analisados vários fatores de influência, tais como: característica do material de fundação, dimensões da obra, técnicas e materiais disponíveis, carregamento adicional a ser imposto na fundação, cronograma e finalidade do empreendimento. Coutinho e Bello (2005) resumiram através do fluxograma apresentado na Figura 4.1 as soluções típicas mais utilizadas em problemas desta natureza.

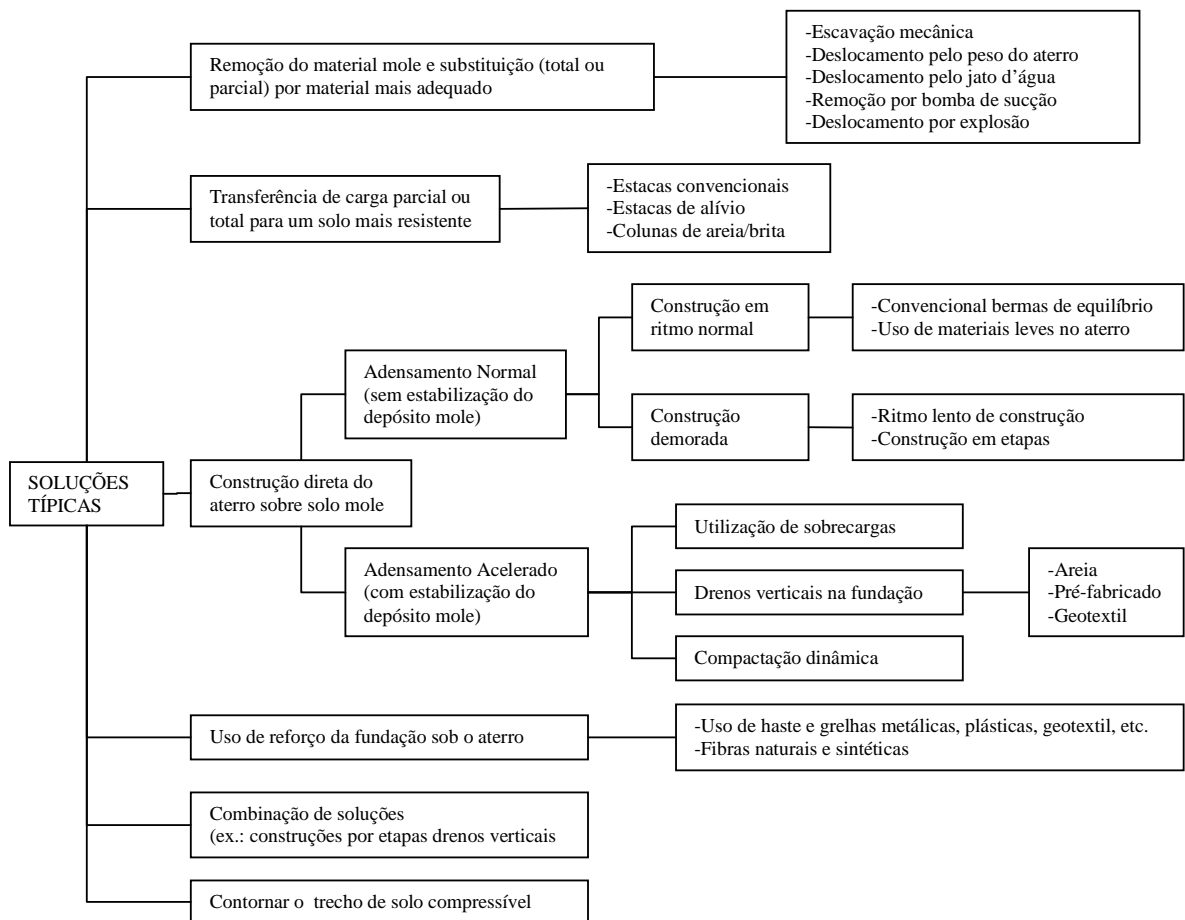


Figura 4.1 - Fluxograma das soluções típicas em construção de aterros sobre solos moles (COUTINHO e BELLO, 2005)

Na região de interesse deste trabalho foi proposto inicialmente que os bolsões de solos moles seriam totalmente removidos, no caso do BSM 3.6 e Área 1, ou mantidos nas condições normais através da execução de um complexo de obras de arte, como no caso do BSM 305.

Entretanto, a evolução do projeto geométrico proposto em fase alternativa, que rebaixou o greide e possibilitou a utilização de aterros permanentes menores que os originais, somado às dificuldades construtivas dos serviços de remoções, provocados pelas proximidades da Represa Billings, e à contaminação dos materiais a serem removidos que deveriam ser dispostos em aterros adequados, dificultou a execução das soluções originalmente propostas. A somatória desses fatores gerou a necessidade de utilizar novas soluções geotécnicas para resolver os problemas da alta deformabilidade e baixa resistência das camadas de solos moles existentes no local.

Para manter essas camadas de solos moles na fundação dos futuros aterros e garantir suas estabilidades, foram adotadas quatro diferentes soluções de tratamento: aterros de sobrecarga com e sem drenos verticais associados a bermas de equilíbrio e duas novas tecnologias identificadas como Consolidação Profunda Radial (CPR) e Mistura Mecânica com Aglomerante Cimentício. Estas duas últimas soluções foram particularmente aplicadas na região do BSM 305, em trechos distintos, conforme ilustrado na planta e na seção apresentadas na Figura 4.2 e na foto da Figura 4.3.

Observa-se pela Figura 4.2 que na proximidade da Represa Billings foi mantida a solução original de obra de arte especial (OAE 305), visto a dificuldade de estabilização desta região. Na sequência foi implantada a solução de tratamento com Mistura Mecânica com Aglomerante Cimentício, sendo que esta camada serviu como fundação para um dique de rachão e um maciço de solo reforçado com tiras metálicas, executados como contenção do aterro permanente construído. Verifica-se também que o limite entre as duas soluções de tratamento adotadas foi definido pela projeção da pista interna do Rodoanel, de forma a evitar possíveis recalques diferenciais no pavimento desta via.



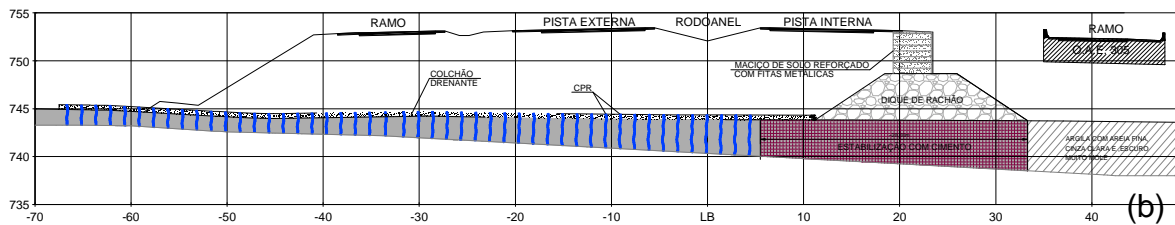
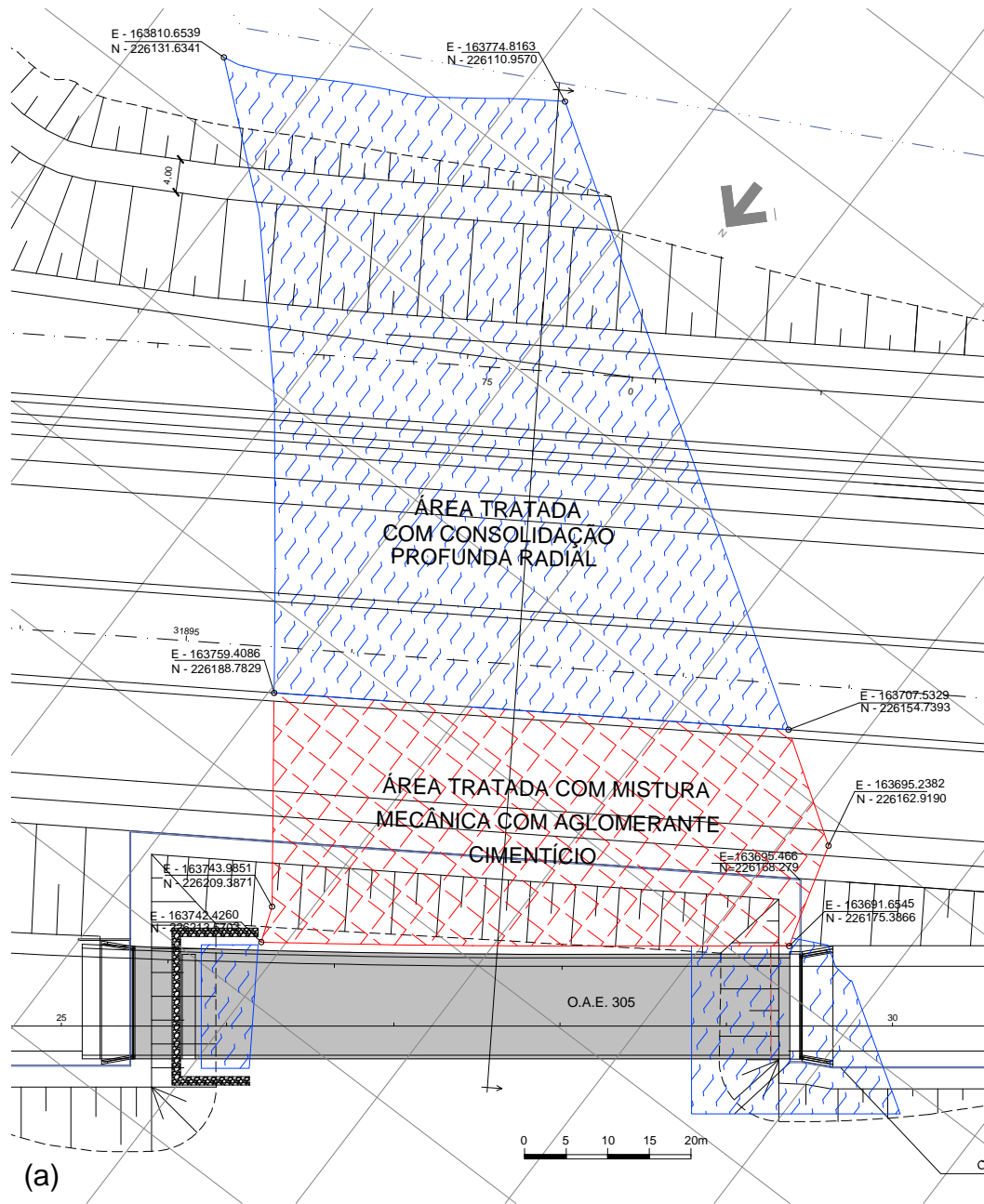


Figura 4.2 - (a) Planta de locação das soluções de tratamento utilizadas no BSM 305 e (b) seção típica



Figura 4.3 - Separação em campo dos trechos tratados com as duas novas soluções

Os subitens a seguir apresentam os detalhes destas duas novas soluções de tratamento utilizadas particularmente na região do BSM 305.

## 4.2 Consolidação Profunda Radial (CPR)

Para estabilizar os solos argilosos aluvionares do BSM 305, na região compreendida entre o canteiro central do Rodoanel e a faixa de domínio localizada a esquerda, conforme a planta apresentada na Figura 4.2, foi utilizada a técnica identificada como Consolidação Profunda Radial (CPR). Esta solução foi aplicada em uma área total de aproximadamente 3.700 m<sup>2</sup>.

Esta tecnologia consiste no bombeamento, a alta pressão, de uma mistura de solo denominada de *grout*, que permite a compactação e o aumento da densidade do solo mole, circundado por geodrenos especiais previamente instalados.

O *grout* utilizado é definido particularmente para cada obra e, para este caso específico, foi utilizada uma mistura formada por silte, aproximadamente 27%, areia, aproximadamente 70%, e 3% de aditivos, do tipo cimento e aglutinantes. Esta mistura é molhada para ser bombeada adequadamente, porém não é necessariamente saturada.

A solução propõe a formação de bulbos no interior da camada do solo mole, que transferem as cargas do bombeamento para o solo local, imprimindo uma compressão lateral nesta camada e o conseqüente aumento da pressão neutra. Assim, estando a água em carga superior a que estabeleceria equilíbrio com o meio externo, surge um gradiente que promove a percolação da água em direção à malha de geodrenos instalada na região e daí para fora da camada de solo mole.

Com a percolação da água, parte da pressão aplicada passa a ser suportada pelo solo, causando o aumento da tensão efetiva sobre o mesmo. Este processo continua até que toda a pressão aplicada na camada pelos bulbos tenha se transformado em tensões efetivas do solo e o excesso da pressão neutra tenha sido completamente dissipado. A idéia deste método de tratamento é que o acréscimo da tensão efetiva gere uma redução no índice de vazios, o adensamento da camada compressível e o aumento de sua resistência.

A Figura 4.4 apresenta um croqui esquemático com a planta e perfil da solução de Consolidação Profunda Radial. A Figura 4.5 uma representação em perspectiva das colunas inseridas na camada tratada.

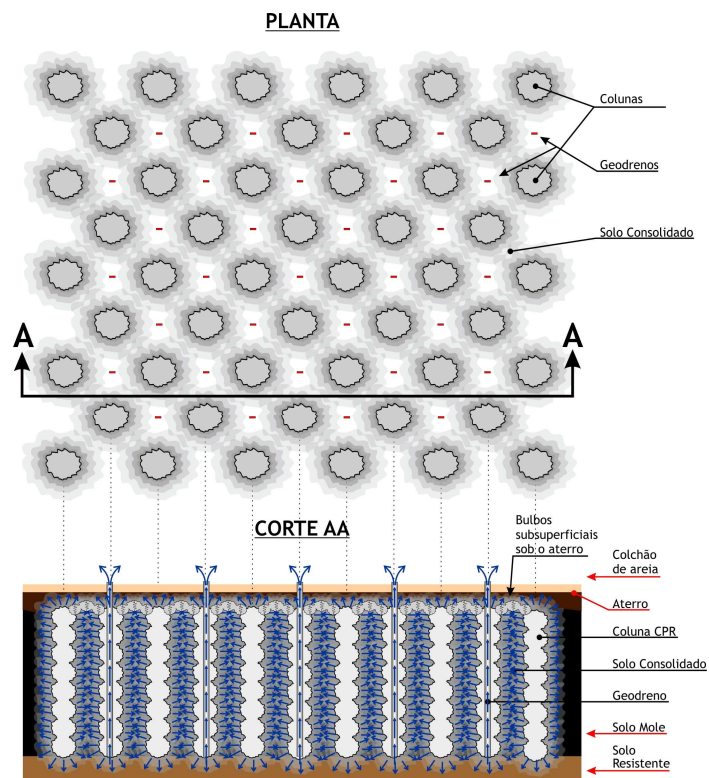


Figura 4.4 - Croqui esquemático da solução de Consolidação Profunda Radial (CPR) - Planta e Perfil (Fonte: ENGEGRAUT, 2009)

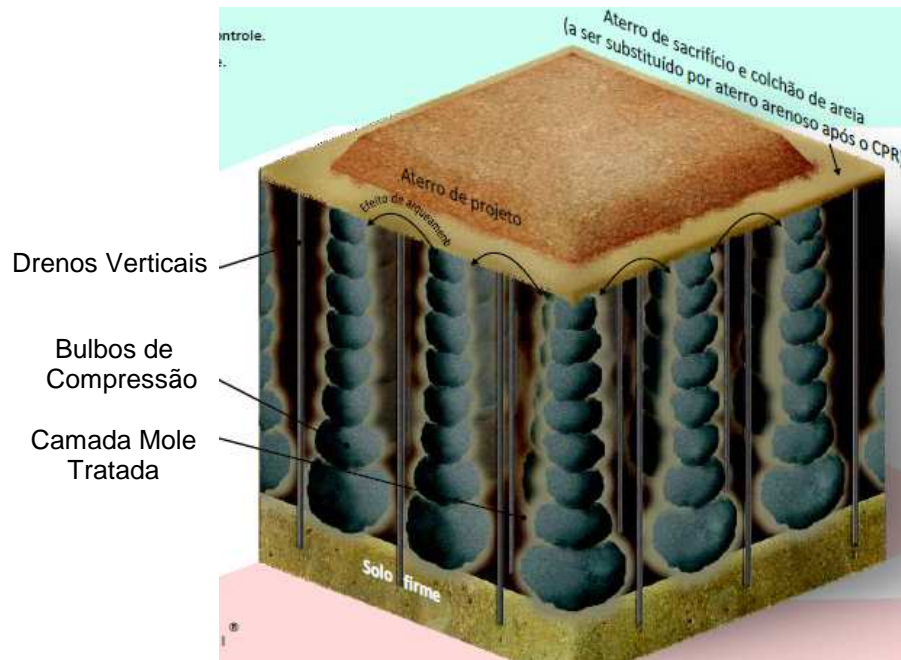


Figura 4.5 - Perspectiva de uma camada tratada com a Consolidação Profunda Radial (CPR)  
(Fonte: ENGEGRAUT, 2009)

#### 4.2.1 Metodologia de Execução em Campo

Antes do início dos trabalhos de tratamento da camada de solos compressíveis a ser tratada é realizada a limpeza da área, com a remoção de possíveis interferências, e a execução de uma camada de aterro de sacrifício, sem irregularidades, para permitir o acesso dos equipamentos ao longo de todo o trecho a ser tratado.

A sequência executiva utilizada para estabilizar os solos moles pelo processo em questão é descrita a seguir:

- **Análise dos solos locais:** Inicialmente é realizada uma campanha de investigações geotécnicas, visando identificar e analisar as características dos solos locais. Esta etapa é fundamental para o reconhecimento da camada a ser tratada e a definição das principais diretrizes do processo de tratamento, tal como o espaçamento e diâmetro das colunas e profundidade do tratamento.
- **Instalação dos drenos verticais:** Definidos a profundidade e o espaçamento dos drenos verticais a serem adotados é iniciada a cravação desta malha em toda a



área a ser tratada. Nesta etapa, utiliza-se maquinário de esteira e torre com altura compatível à profundidade do solo a ser melhorado.

No caso na obra do Rodoanel Sul os drenos utilizados foram implantados em malha quadrada de 1,70 m de lado. A Figura 4.6 ilustra a execução deste serviço.



Figura 4.6 - Cravação da malha de drenos verticais

- **Cravação dos Tubos:** Esta etapa pode ser realizada em paralelo à cravação dos drenos ou após a conclusão deste serviço. Nela, são posicionados e instalados os tubos de bombeamento, responsáveis por guiar o grout até o ponto de geração dos bulbos. Cada um desses equipamentos é posicionado no centro da malha de geodrenos já instalada, estando espaçados na mesma distância destes dispositivos drenantes. A Figura 4.7 ilustra o posicionamento destes tubos na região tratada no empreendimento estudado.



Figura 4.7 - Tubos guias cravados entre a malha de geodrenos

- **Bombeamento:** Esta é a etapa principal do processo de consolidação. Consiste no bombeamento controlado do *grout* para a formação dos bulbos, implantados a cada meio metro de profundidade, no sentido de baixo para cima, através da utilização de uma bomba.

A formação de cada bulbo é realizada em etapas e controlada em campo através de curvas pressão por volume bombeado. O critério de paralisação adotado para cada bulbo consiste em um volume máximo de *grout* bombeado (600 litros) ou na obtenção de uma pressão máxima ( $10 \text{ kg/cm}^2$ ), verificada com auxílio de um manômetro instalado (Figura 4.9). Em média, estima-se que o tempo de formação de cada bulbo seja de 20 minutos.

Imediatamente após a completa formação do bulbo, a boca do tubo é movida até a próxima cota de execução, localizada logo acima da anterior. Assim, cada bulbo é construído independentemente do anterior, se sobrepondo sobre o inferior já existente. Na Figura 4.8 é apresentado o mesmo tubo de bombeamento em duas diferentes posições verticais.



Figura 4.8 - Bombeamento do bulbo na (a) cota inferior e (b) na próxima posição vertical



Figura 4.9 - Manômetros instalados na área bombeada

- Finalização: Após a realização dos serviços de tratamento dos solos moles é realizada uma nova bateria de ensaios, de forma a comprovar a consolidação da camada.

### **4.3 Mistura Mecânica de Aglomerante Cimentício**

Para estabilizar os solos argilosos aluvionares do BSM 305, na região compreendida entre o canteiro central do Rodoanel e a represa Billings (ver Figura 4.2), numa área de 1.800m<sup>2</sup>, foi utilizada a solução de tratamento da camada compressível por meio da metodologia identificada como Mistura Mecânica de Aglomerante Cimentício.

Esta solução consiste na mistura mecânica de aglomerantes em pó com os solos moles a serem tratados, do tipo argila orgânica, turfas, solos dragados, solos moles contaminados e etc, sempre em condições submersas (submersos no lençol freático local), com a finalidade de consolidar a massa de solo mole aumentando sua resistência e capacitá-la a resistir às tensões geradas devido aos carregamentos provocados pela nova rodovia. O item a seguir apresenta a metodologia construtiva desta solução de melhoria.

#### *4.3.1 Metodologia de Execução*

Antes do início da estabilização da camada compressível é realizada, assim como no CPR, a limpeza da área e a execução de um aterro de sacrifício.

A mistura é realizada no próprio local, através de um multimisturador com bicos injetores dispostos em pás rotativas, que são acoplados ao braço hidráulico de uma escavadeira tipo CAT 330, que realiza movimentos de translação e rotação em diversas direções e profundidades, misturando o aglomerante em pó ao solo mole a ser tratado.

A massa de solo tratada é limitada pelas dimensões do braço do misturador, que alcança a profundidade máxima da ordem de 6,0m. A Figura 4.10 ilustra este equipamento, que é conectado a um mangote por onde circula o cimento injetado.





Figura 4.10 - Escavadeira e Multimisturador acoplados e em atividade

O cimento aplicado durante o processo é armazenado em dois tanques pressurizados posicionados sobre esteiras hidráulicas e denominados de Alimentadores de Aglomerante. Cada um destes tanques comporta até 6,5 t e podem ser utilizados independentes, não atrapalhando o fornecimento de aglomerante durante todo o processo construtivo. Este equipamento possui dosadores de volume de ar e de quantidade de material a ser injetado, além de válvulas monitoradas, que garantem um consumo por volume de solo a ser tratado em proporções homogêneas. A Figura 4.11 apresenta uma foto deste equipamento.



Figura 4.11- Alimentadores de aglomerantes

Todo o processo de dosagem, bombeamento e mistura do cimento com o solo mole é controlado eletronicamente no campo por um sistema de aquisição de dados instalado na cabine de comando da escavadeira. O operador da escavadeira, capacitado também como técnico de injeção, é quem controla todo o serviço, incluindo a locomoção dos tanques alimentadores que acompanham a escavadeira.

Acabado o tratamento da área misturada, todos os equipamentos são deslocados e recolocados na próxima região a ser trabalhada, onde todo o processamento é reiniciado.

#### 4.4 Programa de Instrumentação

Com o objetivo de acompanhar a evolução do adensamento da camada compressível posicionada sob os aterros implantados durante a construção do Rodoanel Sul, foram implantados, nas áreas de interesse, placas de recalque, marcos de recalque superficiais e piezômetros. A Figura 4.12 apresenta uma seção tipo com a posição dos instrumentos utilizados em campo.

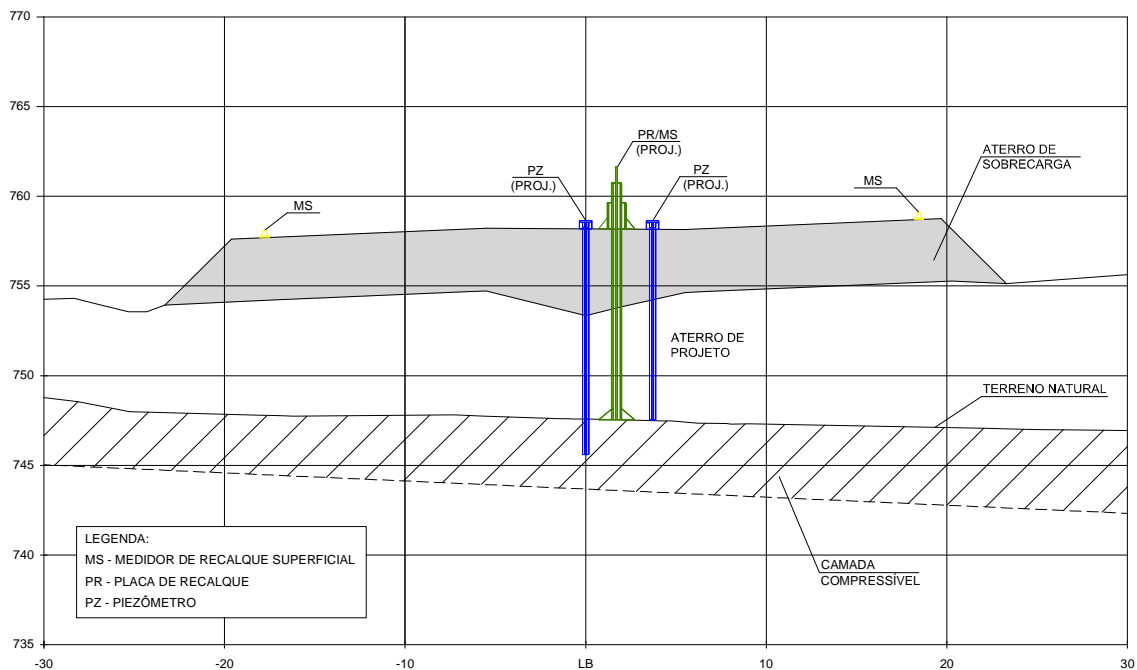


Figura 4.12 - Seção típica da Instrumentação executada na região de interesse

As placas de recalque têm como objetivo acompanhar os recalques das camadas compressíveis desde o início do lançamento do aterro. Estes dispositivos foram confeccionados por hastes de PVC rígido (25,4mm) acopladas em base de madeira (40 x 40cm) e instaladas no topo do terreno.

Os marcos de recalque superficial são dispositivos posicionados na superfície final do aterro construído e têm como função monitorar as deformações do conjunto camada compressível original e aterro compactado lançado e são utilizados, principalmente, por se tratarem de instrumentos de baixo custo. Os resultados destes dispositivos não serão apresentados neste trabalho, visto que as informações obtidas nestes instrumentos não são úteis para os estudos aqui realizados.

Os piezômetros têm a função de mostrar a grandeza das sobrepressões neutras atuantes nas camadas de solos moles, a partir das quais serão controlados a evolução e o término dos recalques. Quando estas pressões se dissiparem, os recalques primários terão sido eliminados. Neste empreendimento, estes dispositivos foram instalados no topo ou no meio da camada compressível analisada.

Nas áreas de interesse foram executadas 17 placas de recalque. No capítulo 5 são apresentadas as análises desenvolvidas com os resultados obtidos nestas instrumentações.

## 5 MELHORIA NA DEFORMABILIDADE DAS CAMADAS DE SOLOS MOLES NAS REGIÕES DE INTERESSE

### 5.1 Introdução

A partir da instrumentação realizada nas regiões de interesse foram levantadas medições de recalque ao longo do tempo, para diversas placas de recalque, que foram posicionadas em áreas tratadas com aterro de sobrecarga temporária, com e sem drenos verticais, e na região tratada com a solução identificada como Consolidação Profunda Radial (CPR).

Os resultados de cada tipo de obra foram analisados separadamente e comparados ao final. Assim, inicialmente foram avaliadas as placas de recalque posicionadas nas regiões referentes à solução de aterro de sobrecarga, sem a implantação dos drenos verticais. Este estudo teve o objetivo de estimar as deformações da camada compressível, o valor da relação  $C_c/(1+e_0)$  e o coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) com a ocorrência de, praticamente, apenas fluxo vertical.

O próximo passo foi avaliar a solução de aterro de sobrecarga temporário com a implantação de drenos verticais, de forma a obter os valores dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal ( $c_v$  e  $c_h$ ), quando verificada a ocorrência de fluxo tanto na direção vertical como na horizontal, além de aferir os valores obtidos para a deformação da camada compressível e a relação  $C_c/(1+e_0)$ .

Por fim, foram estudadas as placas de recalque implantadas na região tratada com a Consolidação Profunda Radial (CPR). Os resultados de campo foram comparados com os estimados teoricamente, em função dos resultados obtidos nas análises dos aterros de sobrecarga com e sem dreno, caso não houvesse ocorrido o tratamento da camada compressível. Esta comparação permitiu avaliar o desempenho desta nova solução de tratamento de solos moles no quesito deformabilidade.

## 5.2 Placas de Recalque

Como já apresentado no item 4.4 deste documento, foram implantadas na região analisada dezessete placas de recalque. Destas, nove foram locadas em áreas de aterro de sobrecarga temporária, estando sete posicionadas no bolsão de solo mole identificado com BSM 3.6 e duas na Área 1. Ressalta-se que estas duas últimas placas foram estudadas juntas, visto a proximidade dos resultados obtidos.

Outras duas placas de recalque foram posicionadas numa região do BSM 3.6 caracterizada pela implantação de drenos verticais seguido pela construção dos aterros permanente e provisório. Esta amostra reduzida é explicada pelo fato de apenas uma pequena parcela da região analisada ter sido tratada com esta solução. As seis placas restantes foram locadas no trecho tratado com a solução de Consolidação Profunda Radial, no BSM 305.

Os resultados das medições de recalques ao longo do tempo foram avaliados individualmente para cada uma das placas, sendo levantado o real carregamento aplicado pelo conjunto aterro permanente e sobrecarga provisória, e analisado o perfil da sondagem de referência, posicionada junto à placa ou bem próxima à mesma. Assim, foi possível determinar as tensões efetivas verticais, iniciais e finais, nos planos médios das camadas compressíveis e a máxima distância de drenagem para todas as placas de recalque analisadas. A Tabela 5.1 apresenta o resumo destes valores para as placas locadas em áreas com aterros de sobrecarga.

As placas de recalque implantadas na região tratada com a Consolidação Profunda Radial foram instaladas no topo de um aterro lançado (aterro de conquista), executado para possibilitar os trabalhos previstos na área. Desta forma, também é de interesse deste trabalho avaliar as tensões atuantes neste aterro, conforme apresentado na Tabela 5.2. O Apêndice A apresenta o detalhamento da obtenção de todos estes valores.

Tabela 5.1 - Informações das placas de recalque analisadas nas áreas com aterro de sobrecarga com e sem drenos

Solução	Local	Placa	Sondagem de Referência	$\Delta_h$ (m)	$H_d$ (m)	NA	$H_o$ (m)	$H_p$ (m)	$H_{sc}$ (m)	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vf}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sem Drenos Verticais	BSM 3.6	3	SP-4402	0,85	0,85	5,88*	1,00	5,00	3,50	20,0	173,0
		4	SP-4403	0,60	0,60	4,45*	0,90	4,50	3,50	16,8	160,8
		5	SP-3056	2,60	1,30	0,08	0,90	9,50	3,50	9,6	243,6
		6	SP-3073	2,80	1,40	0,21	1,80	8,50	3,50	14,9	230,9
		8	SP-3074	3,00	1,50	0,12	0,95	10,0	3,50	11,0	254,0
		9	SP-02	2,68	1,34	0,75	0,00	8,00	3,50	12,9	219,9
		10	SP-04	1,75	0,88	0,68	0,00	11,0	3,50	10,3	271,3
	Área 1	1 = 2	SP-3080	3,52	1,76	0,31	0,98	9,00	3,50	14,1	239,1
Com Drenos Verticais	BSM 3.6	1	SP-01R*	1,36	1,36	1,41	2,82	5,3	3,5	28,1	186,5
		2	SP-02R*	1,11	1,11	1,77	1,97	5,8	3,5	27,8	195,2

\* - Sondagens executadas após o aterro definitivo

Onde:

$\Delta_h$ : Espessura da camada compressível existente originalmente na região;

$H_d$ : Máxima distância de drenagem durante o adensamento unidimensional;

NA: Nível d'água apresentado nos boletins de sondagens (\*- valores provavelmente medidos de forma incorreta durante a execução dos ensaios);

$H_o$ : Espessura do aterro original, existente antes de qualquer intervenção referente ao empreendimento do Rodoanel;

$H_p$ : Espessura do aterro permanente; e

$H_{sc}$ : Espessura do aterro de sobrecarga temporário

Tabela 5.2 - Informações das placas de recalque analisadas na região tratada com o CPR

Placa	Sondagem de Referência	$\Delta_h$ (m)	$H_d$ (m)	NA	$H_{lanc}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_{sc}$ (m)	Camada Aluvionar		Aterro Lançado antes do CPR	
								$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vf}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vf}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	SP-7	2,37	1,19	2,78	3,50	6,93	2,00	44,8	207,4	24,5	185,3
2	SP-15	3,97	1,99	1,55	1,92	5,80	2,00	26,3	171,5	13,4	153,8
3	SP-5	2,49	1,25	3,47	3,51	6,98	2,00	50,7	215,4	24,6	186,2
4	SP-9	2,70	1,35	2,81	3,30	6,44	2,00	44,3	198,7	23,1	175,1
5	SP-4	3,07	1,54	2,69	2,83	6,86	2,00	41,9	203,9	19,8	179,3
6	SP-3	3,63	1,82	2,79	3,10	6,52	2,00	43,8	200,8	21,7	175,0

Onde:

$H_{lanc}$ : Espessura do aterro lançado na região tratada com o CPR, antes da execução do tratamento.

### 5.3 Metodologia de Cálculo

Com o conhecimento da resistência não drenada das camadas de solo mole, obtidas pela análise dos *vanes test*, conforme apresentado no item 3.4, foi possível inferir a razão de sobreadensamento da camada na situação original, ou seja, antes da construção do aterro, e sua tensão de pré-adensamento. Para isso, foi utilizada a equação semi-empírica apresentada por Ladd et al (1977), que relaciona  $s_u$  de projeto com a razão de pré-adensamento, conforme a expressão 5.1. Para tanto, foi adotado o fator de correção proposto por Bjerrum, para transformar o *vane* de campo em coesão para projeto.

$$\frac{s_{u (proj.)}}{\sigma'_{vo}} = (0,23 \pm 0,04) \cdot RSA^{0,8} \quad (5.1)$$

Os recalques observados ao longo do tempo foram analisados pelo Método Gráfico de Asaoka (1978), que é uma ferramenta muito útil nos casos em que se dispões de medições de recalque. Este método consiste na construção de um gráfico que representa o valor do recalque referente a uma leitura, versus o recalque observado na leitura anterior. As leituras plotadas devem ter intervalos  $\Delta t$  constantes, assim como o carregamento aplicado. Do gráfico obtém-se uma reta cuja interceptação com uma reta de 45°, saindo da origem, corresponde ao recalque primário final e seu coeficiente angular  $\beta$  permite a estimativa do  $c_v$  através da seguinte equação:

$$c_v = -\frac{5 \ln \beta}{12 \Delta t} \cdot H_d^2 \quad (5.2)$$

A equação (5.2) é válida apenas para a situação com ocorrência de apenas fluxo vertical, ou seja, para casos sem a existência de drenos verticais instalados na camada compressível. Quando verificada a existência destes dispositivos de drenagem, o Método de Asaoka deve ser alterado para levar em conta a ocorrência da percolação tanto no sentido vertical como no horizontal (MASSAD, 1985). Nesses casos, deve-se utilizar a equação apresentada a seguir:

$$2,5 \cdot \frac{c_v}{H_d^2} + 8 \cdot \frac{c_h}{m \cdot d_e^2} = -\frac{\ln \beta}{\Delta t} \quad (5.3)$$

Destaca-se que este método de cálculo foi escolhido para ser utilizado neste trabalho, visto a sua possível utilização para casos com existência de fluxo horizontal, possibilitando a estimativa do coeficiente  $c_h$ .

Ressalta-se que o Método de Asaoka só pode ser aplicado após transcorridos 60% de adensamento, sendo válido apenas para relações exponenciais (MASSAD, 1982). Portanto, torna-se indispensável o conhecimento da estimativa do recalque final para a correta aplicação do método.

Sousa Pinto (2001b) esclarece que a utilização desta metodologia pode induzir a erros, visto que não há uma maneira simples de determinar quando a ocorrência do adensamento secundário passa a interferir significativamente no desenvolvimento dos recalques. Neste trabalho é recomendado que os dados obtidos pela aplicação do Método de Asaoka sejam comprovados através da comparação entre a curva de campo e a curva teórica obtida pela utilização dos valores encontrados.

Para determinação da relação  $C_r/(1+e_0)$  foi utilizado o valor do recalque primário obtido pelo Método de Asaoka e a equação geral para o cálculo de recalques, apresentada a seguir:

$$\rho_{prim.} = \Delta_h \cdot \left( \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_a} + \frac{C_r}{1+e_o} \cdot \log \frac{\sigma'_a}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (5.4)$$

Para possibilitar a resolução do problema e a obtenção do valor de  $C_r/(1+e_0)$  foi imposta a relação  $C_r/C_c$  equivalente a 10%, coerentes aos valores verificados para argilas moles existentes na Baixada Santista, Rio de Janeiro, Recife e Sergipe, como apresentado por Massad (2009).

#### 5.4 Resultados Obtidos

Para cada uma das dezessete placas de recalque monitoradas nas regiões de interesse foram gerados gráficos com as leituras realizadas em campo, referentes à subida do aterro e os recalques em função do tempo. Estes gráficos encontram-se apresentados no Apêndice B deste documento.



Ao manipular os recalques observados pelo Método de Asaoka foram obtidos os valores do recalque primário final e do coeficiente de adensamento para cada placa instrumentada. Também foram calculadas a razão de sobreadensamento, a tensão de pré-adensamento, a deformação total decorrente do recalque primário e a relação  $C_d/(1+e_0)$ . Os subitens adiante apresentam os resultados obtidos pelo Método Gráfico de Asaoka e a análise de cada uma das soluções de tratamento estudadas.

#### *5.4.1 Método Gráfico de Asaoka*

A eficiência do Método de Asaoka está relacionada à correta escolha do período de observação para manipulação dos dados. Como já mencionado anteriormente, segundo Sousa Pinto (2001b) os valores de recalque final e do coeficiente de adensamento só se aproximam aos reais quando o período analisado é o final do trecho representado pela equação exponencial, referente ao adensamento primário.

Desta maneira, para cada uma das placas de recalque analisadas neste trabalho, foi identificado um pequeno trecho, referente ao adensamento primário, expresso por uma equação exponencial. Os gráficos de Asaoka foram, então, construídos para estes pequenos trechos, resultando nos gráficos e nos resultados apresentados adiante.

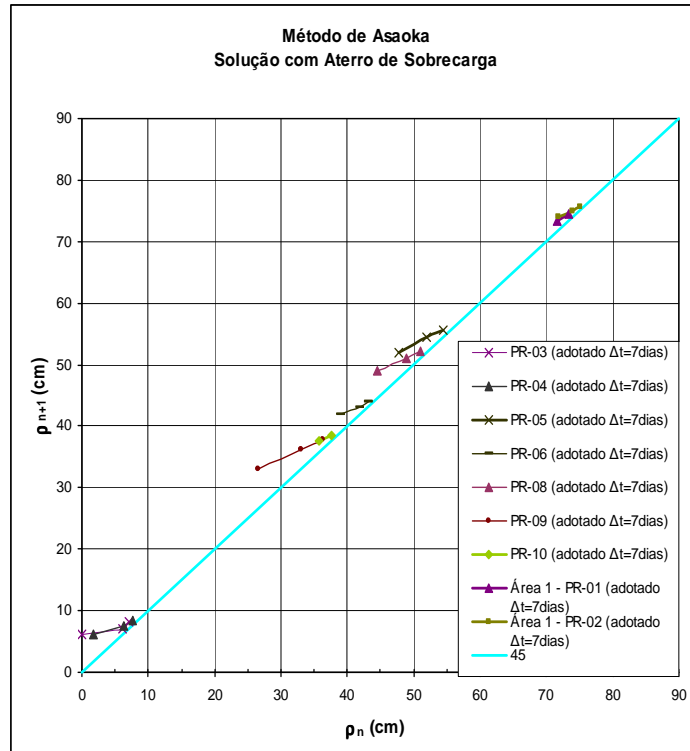


Figura 5.1 - Representação gráfica de Asaoka para as placas de recalque locadas nos trechos com a solução de aterro de sobrecarga sem drenos verticais

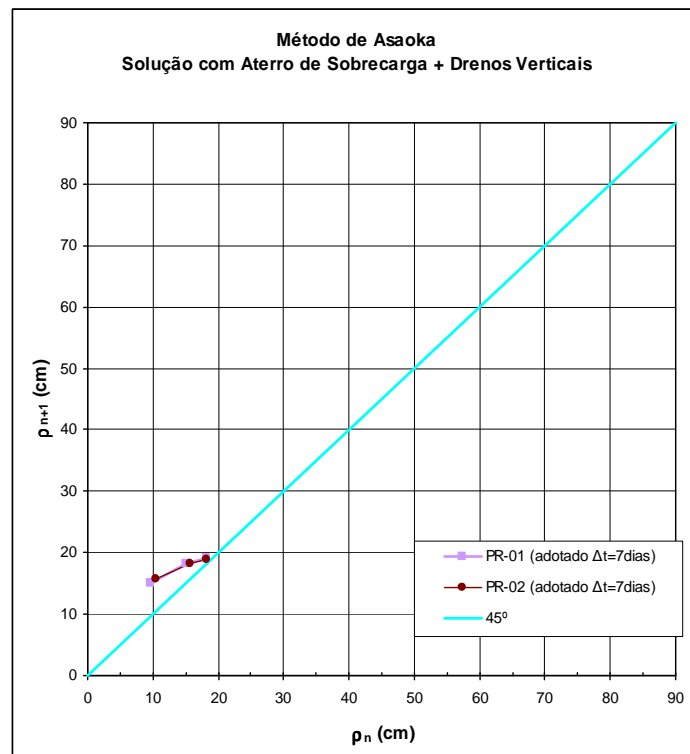


Figura 5.2 - Representação gráfica de Asaoka para as placas de recalque locadas no trecho com a solução de aterro de sobrecarga com drenos verticais

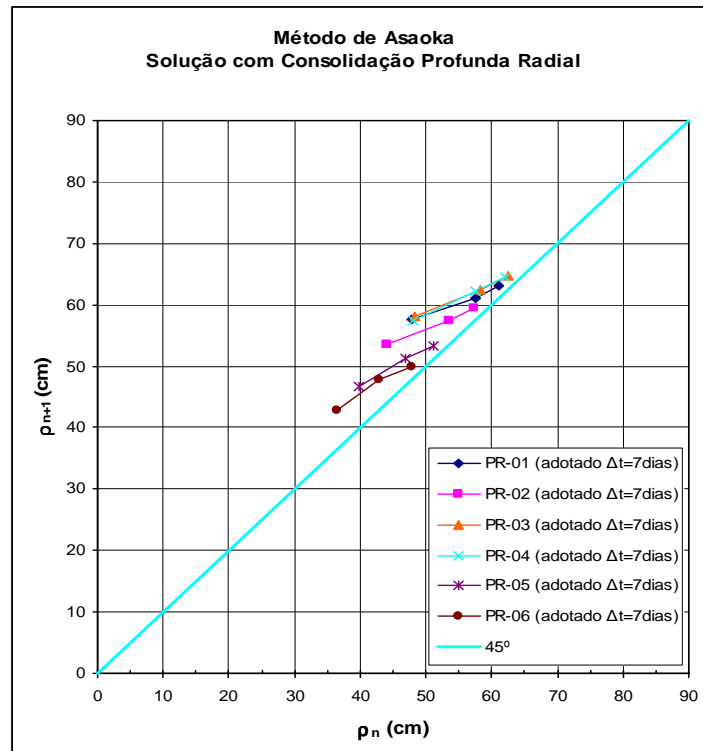


Figura 5.3 - Representação gráfica de Asaoka para as placas de recalque locadas na região com tratamento do tipo Consolidação Profunda Radial

Cada uma das curvas traçadas e apresentadas nas Figuras 5.1 e 5.3 foi aproximada a uma reta, cujos valor do coeficiente angular  $\beta$  e da ordenada do cruzamento com a linha a  $45^\circ$  (equivalente ao recalque primário total) foram medidos. Destaca-se que para todos os casos analisados foi utilizado o mesmo espaçamento no tempo ( $\Delta t$ ), equivalente a 7 dias.

Para a solução com aterro de sobrecarga sem drenos verticais foi encontrado apenas o valor de  $c_v$ , uma vez que, para esta situação ocorre, praticamente, apenas fluxo vertical.

Verifica-se a ocorrência de fluxo na direção horizontal e vertical, concomitantemente, tanto para a solução identificada como aterro de sobrecarga e drenos verticais, como para a consolidação profunda radial. A análise destas situações foram baseadas na geometria da seção transversal dos drenos fibroquímicos instalados ( $d_w = 6,62\text{cm}$ ) e no diâmetro de influência destes dispositivos ( $d_e = 1,70\text{m}$ ).

Os resultados do coeficiente angular  $\beta$ , da ordenada referente ao recalque primário total e das grandezas obtidas para auxiliar no cálculo dos coeficientes  $c_h$  e  $c_v$  encontram-se apresentados na Tabela 5.3. Para obtenção dos coeficientes  $c_v$  e  $c_h$  foram utilizadas as equações 5.2 e 5.3 e os resultados finais obtidos encontram-se apresentados nos itens referentes a cada solução analisada.

Tabela 5.3 - Valores obtidos na interpretação dos gráficos de Asaoka

Solução	Local	PR	$H_d$ (m)	$\rho_{\text{prim. total}}$ (m)	$\beta$	$-\ln(\beta)/\Delta t$	$2,5/H_d^2$	$8/m.d_e^2$		
Aterro de Sobrecarga	Sem Drenos Verticais	3	0,85	0,09	0,26	-	-	-		
		4	0,60	0,09	0,23	-	-	-		
		5	1,30	0,56	0,40	-	-	-		
		BSM 3.6	6	1,40	0,45	0,54	-	-	-	
			8	1,50	0,53	0,54	-	-	-	
			9	1,34	0,40	0,47	-	-	-	
		10	0,88	0,38	0,47	-	-	-		
	Área	1 = 2	1,76	0,75	0,59	-	-	-		
	Consolidação Profunda Radial	Com Drenos Verticais	BSM 3.6	1	1,36	0,20	0,21	$2,58 \times 10^{-6}$	$1,35 \times 10^{-4}$	$1,11 \times 10^{-4}$
				2	1,11	0,19	0,19	$2,73 \times 10^{-6}$	$2,03 \times 10^{-4}$	$1,11 \times 10^{-4}$
BSM 305		1	2,94	0,63	0,42	$1,42 \times 10^{-6}$	$2,90 \times 10^{-5}$	$1,11 \times 10^{-4}$		
		2	2,95	0,60	0,41	$1,46 \times 10^{-6}$	$2,88 \times 10^{-5}$	$1,11 \times 10^{-4}$		
		3	3,00	0,66	0,43	$1,38 \times 10^{-6}$	$2,78 \times 10^{-5}$	$1,11 \times 10^{-4}$		
		4	3,00	0,67	0,50	$1,15 \times 10^{-6}$	$2,78 \times 10^{-5}$	$1,11 \times 10^{-4}$		
		5	2,95	0,56	0,49	$1,19 \times 10^{-6}$	$2,87 \times 10^{-5}$	$1,11 \times 10^{-4}$		
		6	3,37	0,52	0,46	$1,30 \times 10^{-6}$	$2,21 \times 10^{-5}$	$1,11 \times 10^{-4}$		

Destaca-se que, para a máxima distância de drenagem nas situações com tratamento foi adotada uma camada compressível única para a obtenção dos coeficientes  $c_v$  e  $c_h$ , sendo esta a soma do aluvião com o aterro lançado existente na região.

Como sugerido por Sousa Pinto (2001b), alguns dos resultados obtidos pelo Método de Asaoka foram confirmados através da comparação entre a curva de campo e a curva teórica. Para tanto, foi utilizado um conjunto de equações para os recalques

em função do tempo, levando em conta o período construtivo, conforme detalhado por Sousa Pinto (2001a) e resumidamente apresentado a seguir.

$$\text{Equação A: } \rho = \frac{\rho_t}{t_c} \cdot \sqrt{\frac{2c_v}{\pi H_d^2}} \cdot t^{3/2} \quad (5.5)$$

$$\text{Equação B: } \rho = \sqrt{\frac{4c_v}{\pi H_d^2}} \cdot \rho_t \cdot \left(t - \frac{t_c}{2}\right)^{1/2} \quad (5.6)$$

$$\text{Equação C } \rho = \left(1 - 10^{\frac{(c_v / H_d^2)(t-t_c)+0,0851}{0,933}}\right)^{1/2} \cdot \rho_t \quad (5.7)$$

Destaca-se que, estas equações são válidas apenas para a solução de aterro de sobrecarga sem a implantação de drenos verticais, sendo, desta forma, apenas avaliadas as placas referentes a esta solução. A equação A é válida para o período construtivo e considera que o alteamento do aterro é realizado de forma contínua e uniforme, enquanto que as equações B e C são válidas para o período imediatamente após a construção, sendo que a primeira representa o desenvolvimento dos recalques até 60% do total e a segunda o restante.

Observando os gráficos referentes à subida do aterro em função do tempo (Apêndice B) constata-se que para nenhum dos casos estudados o aterro foi construído de forma contínua e constante. Assim, para possibilitar a realização da comparação desejada, foi estimado, para cada placa de recalque, um período construtivo equivalente, que se aproxima ao verificado em campo e possibilita a interpretação dos resultados. A Tabela 5.4 apresenta as datas consideradas para o início dos serviços de alteamento e o período construtivo considerado para cada caso analisado.

Tabela 5.4 - Período construtivo equivalente para cada caso comparativo analisado

Local	PR	Início da Construção	$t_c$ (dia)
	3	04/06/2009	9
BSM 3.6	4	04/06/2009	8
	5	15/05/2009	26

Infelizmente, as placas de recalque 06, 08, 09 e 10 da BSM 3.6 e 01 e 02 da Área 1 apresentaram problemas durante a manipulação dos dados e os estudos comparativos desenvolvidos para estas placas não foram concluídos. Este fato deve-se à descontinuidade observada no alteamento do aterro e, principalmente, ao grande período construtivo verificado para estes casos. As curvas de campo apresentaram variações significativas com início do adensamento secundário antes mesmo da conclusão dos aterros.

Assim, para as três placas analisadas (03, 04 e 05), locadas no BSM 3.6, foram obtidos os resultados ilustrados a seguir, nas Figuras 5.4 a 5.6.

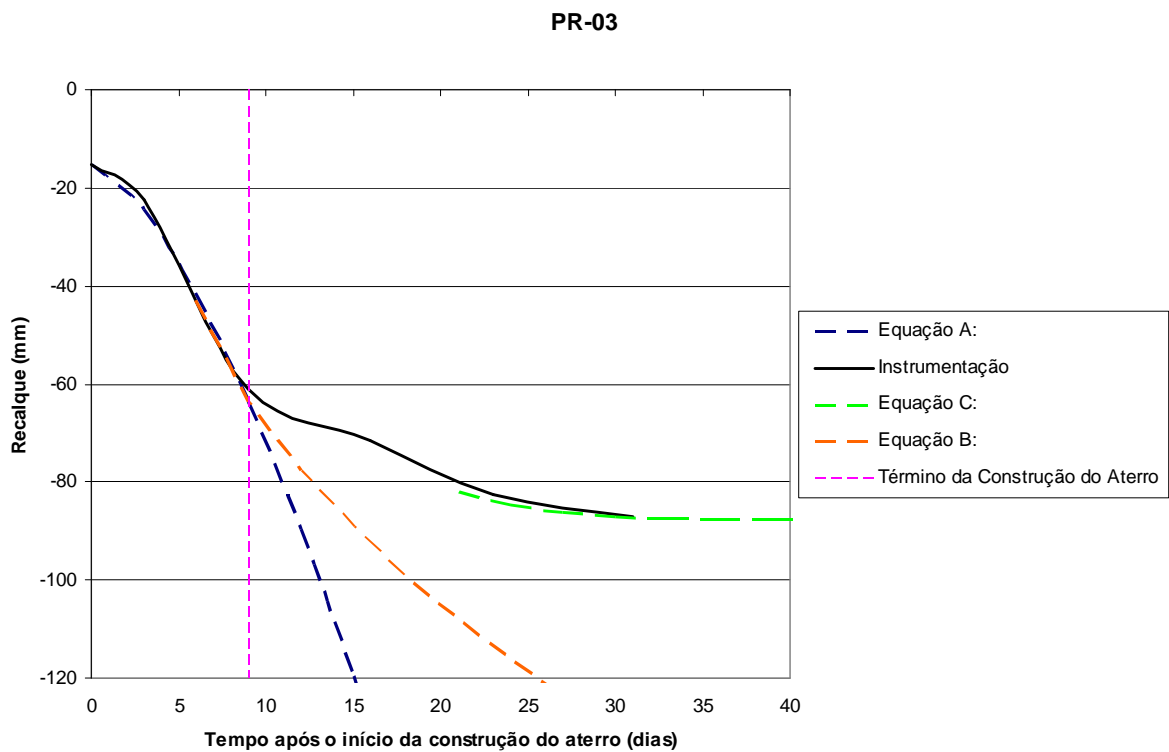


Figura 5.4 - Gráfico comparativo entre a curva de campo e a curva teórica obtida a partir dos resultados do Método de Asaoka - Placa de Recalque 03

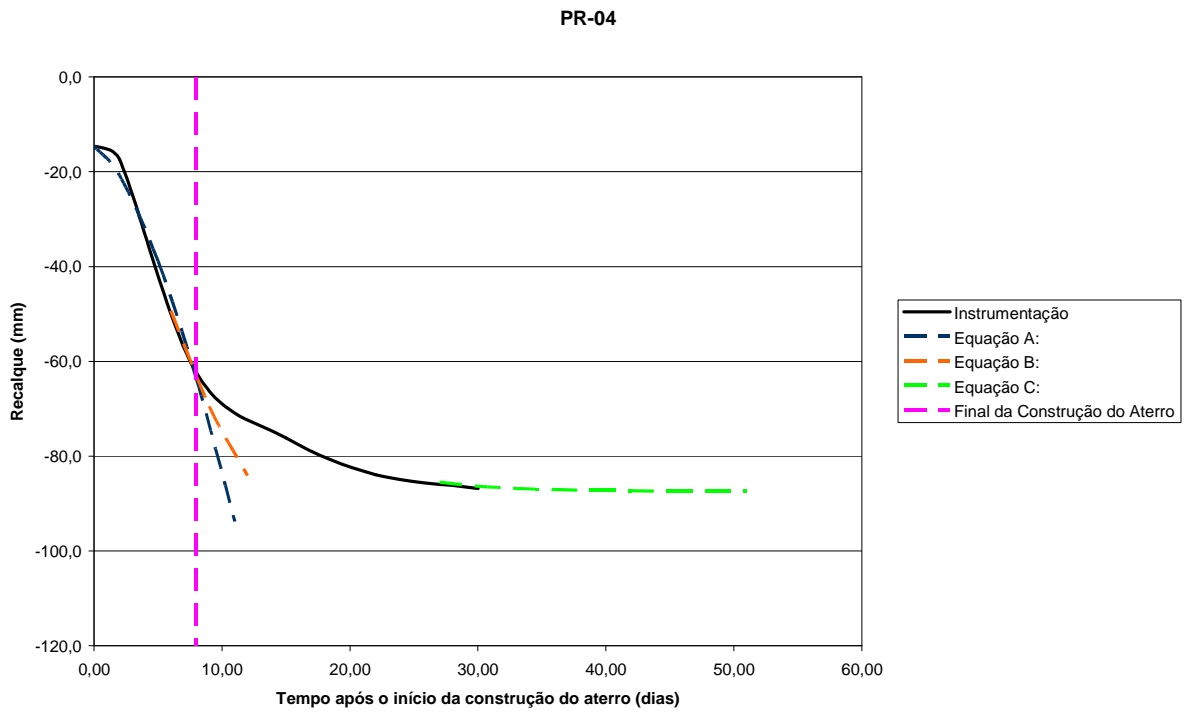


Figura 5.5 - Gráfico comparativo entre a curva de campo e a curva teórica obtida a partir dos resultados do Método de Asaoka - Placa de Recalque 04

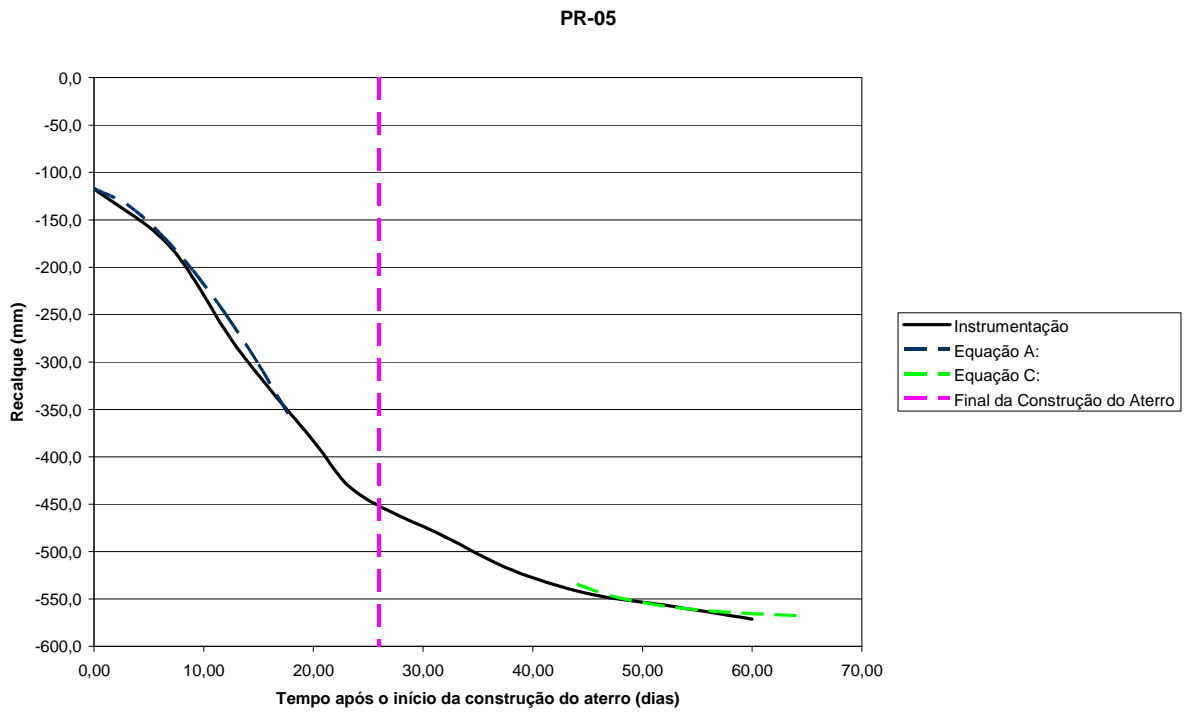


Figura 5.6 - Gráfico comparativo entre a curva de campo e a curva teórica obtida a partir dos resultados do Método de Asaoka - Placa de Recalque 05

Apesar das dificuldades encontradas durante o processo comparativo das curvas de campo e teórica, observa-se que, para as placas que permitiram a manipulação dos dados, as curvas construídas a partir dos  $c_v$  calculados pelo Método de Asaoka e das equações A, B e C apresentaram resultados bem próximos com o da curva de campo.

Desta maneira, entende-se que o Método de Asaoka foi uma boa ferramenta de cálculo, uma vez que foram respeitadas suas limitações de aplicação. Apesar do pequeno campo amostral utilizado para comparar as curvas de campo e teórica (apenas três placas foram concluídas), entendeu-se que o método é eficiente, sendo sua utilização extrapolada para as outras placas.

#### 5.4.2 Aterro de Sobrecarga sem Drenos Verticais

Como já mencionado anteriormente, foram instrumentadas 9 placas de recalque nas regiões tratadas com a solução de aterro de sobrecarga temporário sem drenos verticais. A Tabela 5.5 apresenta um resumo dos resultados obtidos para cada uma destas placas de recalque.

Tabela 5.5 - Resultados obtidos para os aterros de sobrecarga instrumentados, sem implantação de drenos verticais

Local	PR	$\Delta_h$ (m)	RSA	$\sigma'_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\rho_{Prim.}$ Asaoka (m)	$\varepsilon$ (%)	$Cc/(1+e_0)$	$c_v$ (10 <sup>-3</sup> cm <sup>2</sup> /s)
BSM 3.6	3	0,85	1,23	24,51	0,09	10,6	0,177	6
	4	0,60	1,52	25,58	0,09	15,0	0,229	4
	5	2,60	2,93	28,12	0,56	21,5	0,236	10
	6	2,80	1,77	26,36	0,45	16,1	0,179	8
	8	3,00	2,59	28,44	0,53	17,7	0,194	9
	9	2,68	2,13	27,35	0,40	14,9	0,173	9
	10	1,75	2,81	28,91	0,38	21,7	0,227	4
Área 1	1 = 2	3,52	1,90	26,75	0,75	21,3	0,224	11



O sobreadensamento observado pode ser explicado por vários possíveis mecanismos, tais como a oscilação negativa do nível do NA (as sondagens indicam o nível d'água próximo à superfície, mas pode ter existido épocas passadas com NA mais profundo), pelo ressecamento devido a variação do nível d'água próximo a superfície que provoca o aparecimento de uma crosta pré-adensada (PACHECO SILVA, 1953), pelo efeito *aging* ou “envelhecimento” causado pelo adensamento secundário (BJERRUM, 1967) e pela ocupação territorial que existia na região antes do início da obras (região de antigas favelas). A hipótese de um efeito combinado entre estes mecanismos pode ser considerada. Porém, apenas com as informações atuais disponíveis neste trabalho, não é possível concluir qual a real razão deste sobreadensamento.

Apesar de se tratar de uma camada levemente sobreadensada, observou-se a ocorrência de grandes deformações decorrentes do processo de adensamento. Isso é explicado pela magnitude dos aterros construídos, que geraram grandes tensões efetivas finais (bem superiores que as tensões de pré-adensamento). Desta forma, as deformações ocorridas na camada compressível se desenvolveram tanto pela curva de recompressão (trecho sobreadensado) como pela reta virgem (trecho normalmente adensado), sendo esta última responsável por aproximadamente 90% dos recalques ocorridos.

Os valores médios encontrados para a razão  $c_v/(e_0+1)$  e o coeficiente  $c_v$  foram 0,21 e  $8 \times 10^{-3}$  (cm<sup>2</sup>/s), respectivamente. Estes valores estão de acordo com os apresentados para os aluviões quaternários de São Paulo, apresentados por Massad, Sousa Pinto e Nader (1992), e coerentes com alguns solos da costa brasileira, conforme resumido por Massad (2009) e apresentados na Tabela 5.6. Ressalta-se, que para obtenção de  $c_v$  foi admitido que a camada compressível sofreu um adensamento unidimensional. Entretanto, devido à heterogeneidade do solo mole local, que pode apresentar finas lentes ou camadas de areia, sabe-se, que na realidade, deve haver uma pequena componente horizontal, que contribui para acelerar os recalques. Desta forma, o  $c_v$  obtido pode ser considerado um valor superior ao real do material aluvionar estudado.

Tabela 5.6 - Valores de  $Cc/(1+e_0)$  e  $c_v$  conhecidos para alguns solos brasileiros (Fonte: Massad, et al. (1992) e Massad (2009))

Local	$Cc/(1+e_0)$	$c_v^{\text{campo}}$ ( $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ )
Aluviões Quaternários de São Paulo	0,13 – 0,51 (0,25)	1 - 5
Mangue da Baixada Santista	0,35 – 0,39 (0,36)	1 - 9
Mangue do Rio de Janeiro	0,30 – 0,50 (0,41)	0,4 - 60
Mangue de Recife	0,45	-
Mangue de Vitória	0,22	-

#### 5.4.3 Aterro de Sobrecarga com Drenos Verticais

Para as duas placas de recalque posicionadas na região com implantação de drenos verticais foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Resultados obtidos na instrumentação realizada na região do aterro de sobrecarga com implantação de drenos verticais

Local	PR	RSA	$\sigma'_a$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\rho_{\text{Prim. Asaoka}}$ (m)	$\epsilon$ (%)	$Cc/(1+e_0)$	$c_v$ ( $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ )	$C_h$ ( $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ )
BSM 3.6	1	1,00	28,10	0,20	14,7	0,178	8	14
	2	1,00	27,80	0,19	17,1	0,207	8	11

Observa-se que a ordem de grandeza da razão de sobreadensamento obtida para estas duas placas é diferente dos resultados encontrados para a situação de aterro de sobrecarga sem dreno, apresentadas na Tabela 5.5. Esta redução dos valores é explicada pela existência de um aterro na superfície do terreno, considerado nos cálculos da tensão vertical efetiva inicial aplicada no meio da camada compressível, com espessura superior a observada nos casos sem drenos. Desta forma, a RSA apresentada na Tabela 5.7 não reflete a situação original existente na camada compressível.

Apesar desta diferença na RSA, o material existente sob as placas de recalque analisadas nesta situação é idêntico ao observado nas regiões tratadas com apenas aterro de sobrecarga. Desta maneira, o valor de  $c_v$  igual a  $8 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ , encontrado na análise anterior, foi imposto para esta situação, resultando em um coeficiente  $c_h$  igual a  $12 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Através deste resultado obteve-se a relação  $r$  ( $c_h/c_v$ ) igual a 1,60.

A Figura 5.7 apresenta os resultados da deformação primária final em função da tensão aplicada, para as soluções de aterro de sobrecarga com e sem drenos verticais. O evidente crescimento da deformação em função do aumento das tensões aplicadas é intuitivamente esperado. O interessante deste gráfico é observar que, para a situação com drenos houve um pequeno aumento nas deformações, quando comparado ao mesmo nível de tensões aplicadas. Esta diferença pode ser justificada por uma possível perturbação causada na camada compressível durante a implantação do dispositivo, o que pode ter amolgado uma pequena parcela do solo mole. Outra explicação plausível é a diferença existente na faixa da RSA obtida para as duas situações.

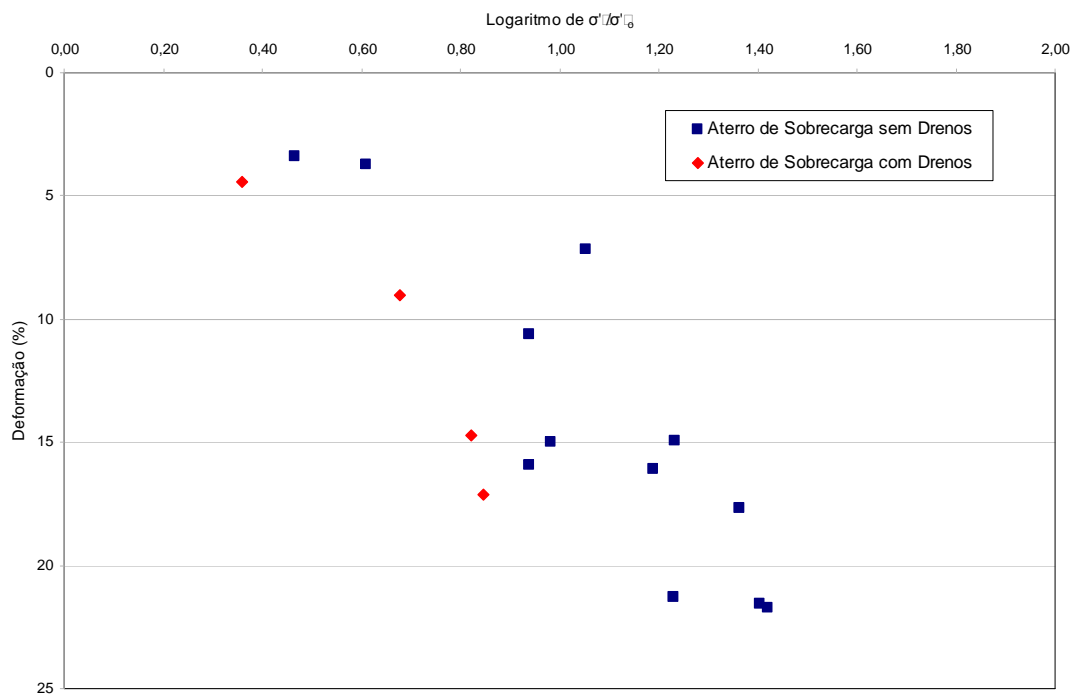


Figura 5.7 - Variação da deformação em função das tensões aplicadas – Comparação entre os aterros instrumentados com e sem implantação de drenos verticais

#### 5.4.4 Consolidação Profunda Radial (CPR)

Da análise pelo Método de Asaoka foram obtidos, para as seis placas de recalque locadas no trecho tratado com a técnica em discussão, os resultados apresentados na Tabela 5.8. Cabe lembrar que, na área monitorada, foram instalados drenos verticais espaçados a cada 1,7 m, aterro de sobrecarga temporária com altura de 2,0m e as colunas de *grout* não foram consideradas drenantes, visto que não foram executadas até o topo da camada.

Tabela 5.8 - Resumo dos resultados obtidos da instrumentação realizada na região tratada com a Consolidação Profunda Radial

Local	PR	$\rho_{Prim.}$ Asaoka (m)	$\varepsilon$ (%)	$C_v$ ( $10^{-3}$ cm <sup>2</sup> /s)	$C_h$ ( $10^{-3}$ cm <sup>2</sup> /s)
BSM 305	1	0,63	10,7	7	11
	2	0,60	10,2	7	11
	3	0,66	11,0	7	11
	4	0,67	11,2	6	9
	5	0,56	9,5	6	9
	6	0,52	7,7	7	10

A Figura 5.8 apresenta os resultados da deformação primária final em função da tensão aplicada, para as soluções de aterro de sobrecarga com e sem drenos verticais e a Consolidação Profunda Radial. Pode-se observar pela figura que, quando analisado a mesma grandeza das tensões aplicadas, as deformações encontradas para o caso do CPR foram inferiores do que as esperadas caso fosse adotado a solução com aterro de sobrecarga.

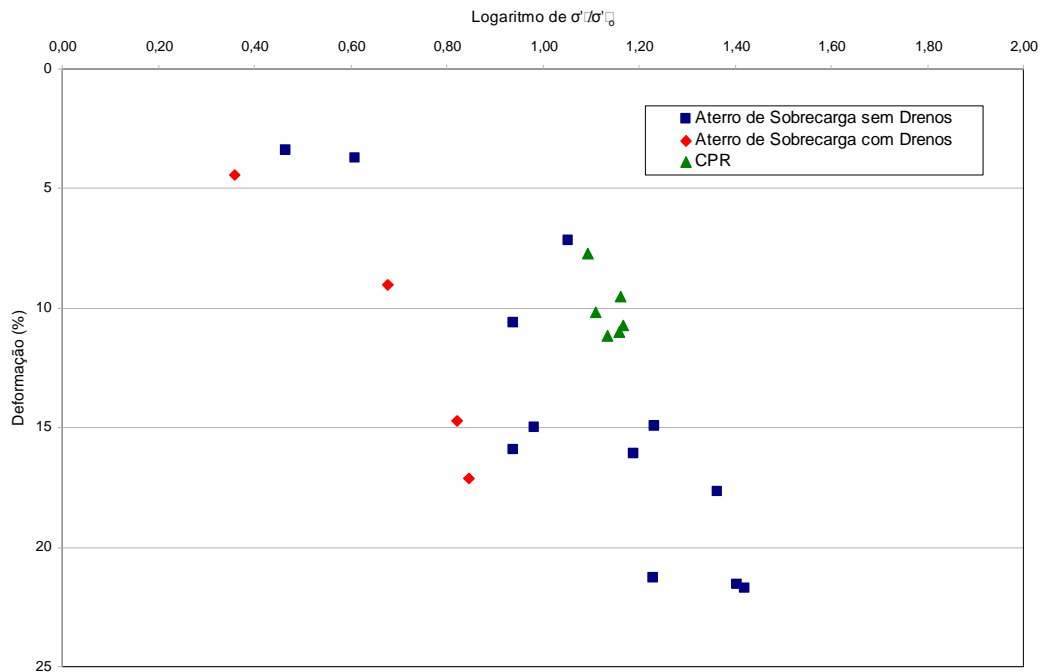


Figura 5.8 - Variação da deformação em função das tensões aplicadas – Comparação entre os aterros instrumentados com e sem implantação de drenos verticais e CPR

A deformação média encontrada para os casos com CPR foi de 10,0%, o que equivale a 58% da porcentagem encontrada para a situação com apenas o aterro de sobrecarga ( $\epsilon=17,35\%$ , conforme indicado pela Figura 5.5). Entretanto, a comparação entre estas deformações médias é prejudicada pela dificuldade de avaliar a RSA da camada após o tratamento, pela diferença entre as tensões médias aplicadas nas duas situações, e o provável amolgamento da camada de solo mole ocorrido durante a introdução da massa de *grout* formadora das colunas do processo.

Assim, para possibilitar a avaliação do CPR na redução da deformabilidade da camada compressível com o tratamento, foram estimados os recalques previstos para a situação sem o tratamento, sendo este valor comparado com os medidos nas instrumentações.

As placas de recalque posicionadas na região tratada com o CPR foram instaladas no topo de um aterro siltoso, lançado sobre a camada compressível original para possibilitar a execução dos trabalhos de tratamento. Assim, os resultados obtidos

nestas instrumentações foram influenciados pelos recalques ocorridos tanto na camada aluvionar como neste aterro.

As sondagens utilizadas como referência para a análise das placas de recalque posicionadas na região tratada com o CPR indicam a presença de uma camada lançada superficialmente, composta por um material siltoso, pouco argiloso, com consistência muito mole a mole e  $N_{SPT}$  similares aos solos compressíveis naturais (variando entre 1/20 a 3).

Durante a execução dos serviços de tratamento da camada aluvionar local, parte deste aterro lançado também foi tratada com a técnica identificada como Consolidação Profunda Radial. Estima-se que apenas o primeiro metro desta camada não foi tratado, visto a falta de confinamento existente até esta profundidade, o que impossibilita a formação dos bulbos.

Quanto às características de deformabilidade desta camada lançada, entende-se que este aterro é compressível e sofrerá deformações quando solicitado pelos carregamentos impostos pelos aterros permanente e provisório construídos sobre a área. Porém, os corretos parâmetros de deformabilidade desta camada siltosa lançada, com consistência muito mole a mole, foi de difícil obtenção, visto sua inexistência na literatura, uma vez que este tipo de aterro não deveria, teoricamente, ser executado sem compactação.

Assim, para o estudo das deformações ocorridas no aterro lançado foram utilizadas as espessuras indicadas nas sondagens de referências, as alturas de aterro permanente e provisório apresentados na Tabela 5.2, as tensões efetivas iniciais e finais calculadas no meio da camada, peso específico de  $14 \text{ kN/m}^2$  e relação  $C_c/(1+e_0)$  igual a obtida para o solo aluvionar local (0,21). Esta consideração foi utilizada devido à similaridade na consistência das duas camadas.

Para analisar a influência do tratamento de CPR na diminuição da deformabilidade das camadas tratadas (aluvião + aterro lançado) foram calculados os recalques esperados caso nenhum tratamento tivesse sido realizado, ou seja, os recalques originais. Estes valores foram obtidos da somatória dos recalques calculados

separadamente para a camada aluvionar e o aterro lançado. A Tabela 5.9 apresenta estes resultados.

Tabela 5.9 - Recalques primários totais obtidos para a situação sem tratamento

Placa	Camada Aluvionar					Aterro Lançado			$\rho_{\text{Prim Total Calc.}} \text{ (m)}$
	$\Delta_h \text{ (m)}$	$\sigma'_{vo}$	$\sigma'_{vf}$	$\rho_{\text{Prim.}} \text{ (m)}$	$H_{\text{lanc.}} \text{ (m)}$	$\sigma'_{vo}$	$\sigma'_{vf}$	$\rho_{\text{Prim.}} \text{ (m)}$	
1	2,37	44,76	207,35	0,33	3,50	24,50	185,31	0,63	0,97
2	3,97	26,31	171,50	0,69	1,92	13,44	153,82	0,42	1,11
3	2,49	50,68	215,36	0,33	3,51	24,57	186,21	0,63	0,97
4	2,70	44,35	198,69	0,37	3,30	23,10	175,09	0,60	0,97
5	3,07	41,89	203,86	0,45	2,83	19,81	179,31	0,56	1,01
6	3,63	43,81	200,85	0,51	3,10	21,70	174,99	0,58	1,09

Na realidade, sabe-se que não foi este o recalque primário final ocorrido na região tratada, mas sim o obtido na interpretação das curvas de recalque apresentadas no Apêndice B. O aumento de compressibilidade observado na região tratada devido à execução do CPR pode então ser obtida pela comparação entre o real recalque de campo e o teórico, calculado pela teoria de Terzaghi para a situação não tratada. A Tabela 5.10 apresenta a comparação destes valores, bem como a porcentagem de redução do recalque.

Tabela 5.10- Porcentagens de redução da deformabilidade com o tratamento

Placa de Recalque	$\rho_{\text{Prim Total Calc.}} \text{ (m)}$	$\rho_{\text{Prim Total Asaoka.}} \text{ (m)}$	Redução do Recalque (%)
1	0,97	0,63	35
2	1,11	0,60	46
3	0,97	0,66	32
4	0,97	0,67	31
5	1,01	0,56	45
6	1,09	0,52	52

A Tabela 5.10 indica que a solução identificada como Consolidação Profunda Radial reduziu, em média, 40% dos recalques esperados na área tratada. Este valor deve ser relacionado às características de execução da solução, ou seja, bulbos com diâmetro aproximado de 0,8 m e espaçados a cada 1,7 m.

Entende-se que o CPR cause na camada tratada um efeito combinado entre o amolgamento do solo, decorrente da formação violenta dos bulbos, e o enrijecimento da camada mole devido ao acréscimo da resistência média provocado pelas colunas com material menos compressível. Mensurar a intensidade e a influência destes mecanismos frente ao comportamento da camada compressível vai além dos objetivos deste trabalho. O que se pode concluir é que, para as condições adotadas neste projeto e os solos locais existentes, a redução dos recalques foi da ordem de 40%. Entretanto, este valor está diretamente relacionado com a deformabilidade da camada lançada existente na região tratada, conforme discutido no item a seguir.

#### 5.4.4.1 Influência do Aterro Lançado na Análise dos Recalques

A redução média na deformabilidade da camada tratada está diretamente relacionada com a relação  $C_c/(1+e_0)$  adotada para o aterro lançado. A Tabela 5.11 apresenta a variação sofrida desta porcentagem de redução de recalque em função de diferentes parâmetros de deformabilidade adotados para ao aterro lançado.

Tabela 5.11 - Porcentagem de redução dos recalques em função com a relação  $C_c/(1+e_0)$  do aterro lançado

$C_c/(1+e_0)$	Redução do Recalque (%)
0,210	40
0,150	29
0,100	14
0,065	0



Pode-se observar que o valor da relação  $Cc/(1+e_0)$  do aterro lançado é de vital importância para a correta análise da redução dos recalques, uma vez que sua variação é sensível no resultado final obtido. O autor sugere que futuras pesquisas que envolvam a definição de parâmetros de deformabilidade de um aterro silto argiloso lançado seja realizada, visto que na prática das obras nacionais eles são utilizados.

Cabe salientar, que este aterro não foi removido da região após a finalização dos serviços de tratamento devido ao corrido cronograma da obra. Esta remoção seria uma boa alternativa para evitar recalques remanescentes elevados.

#### 5.4.5 Resumo

Com base nos resultados obtidos para as três soluções instrumentadas e analisadas neste documento, foram encontrados alguns parâmetros de deformabilidade para a camada aluvionar existente nos braços da represa Billings, na região próxima à Interseção Imigrantes. A Tabela 5.12 apresenta estes resultados.

Tabela 5.12- Parâmetros de deformabilidade obtidos para a camada aluvionar localizada nos braços da represa Billings, na proximidade da Interseção Imigrantes

Espessura (m)	$\sigma'_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	RSA	$Cc/1+e_0$	$C_v$ (10 <sup>-3</sup> cm <sup>2</sup> /s)	$C_h$ (10 <sup>-3</sup> cm <sup>2</sup> /s)
Até 4,20	~ 27	1,2 – 3,0	0,21	8	12

Quanto à influência do tratamento identificado como Consolidação Profunda Radial (CPR) no desenvolvimento dos recalques, pode-se concluir que, para as condições de tratamento consideradas para esta obra, esta técnica melhorou cerca de 40% a deformabilidade da camada. Entretanto, sabe-se que este valor está relacionado aos parâmetros de deformabilidade adotados para o aterro lançado existentes, o que confere a este resultado certa imprecisão.

Pode-se constatar que a técnica de tratamento aqui discutida não elimina totalmente os recalques, ficando sua aplicação restrita para obras onde possam ocorrer deformações.

## **6 GANHOS DE RESISTÊNCIA**

### **6.1 Solução de Consolidação Profunda Radial (CPR)**

A camada aluvionar existente no trecho tratado não possuía resistência suficiente para estabilizar os aterros permanentes necessários para a implantação do greide projetado. Por isso, foi realizada uma intervenção geotécnica na área, visando melhorar a capacidade de suporte desta camada, que estaria localizada na fundação dos novos aterros.

Entretanto, a nova solução adotada (CPR) provocou inseguranças nos profissionais envolvidos nos projetos, uma vez que a experiência em obras desta natureza ainda é pequena e não se dispunha de comprovação da sua real eficiência quanto ao ganho de resistência adquirido pela camada tratada. Desta forma, a execução desta solução em campo foi realizada em duas etapas, identificadas como Fase A e B. A primeira teve como objetivo principal avaliar o comportamento da camada frente ao tratamento proposto em uma área experimental, e a segunda onde foram realizados ajustes e adequação na solução quando da execução nas condições reais de campo.

A primeira etapa dos trabalhos (Fase A) tratou uma pequena área de 220m<sup>2</sup>, representativa de toda a região problemática. Apenas após a finalização desta etapa e verificação da eficiência da solução o trecho restante com 3.500 m<sup>2</sup> (Fase B) foi liberado para a execução. Os limites geográficos, identificados por coordenadas, das regiões tratadas na Fase A e na Fase B estão ilustrados na Figura 6.1, adiante.

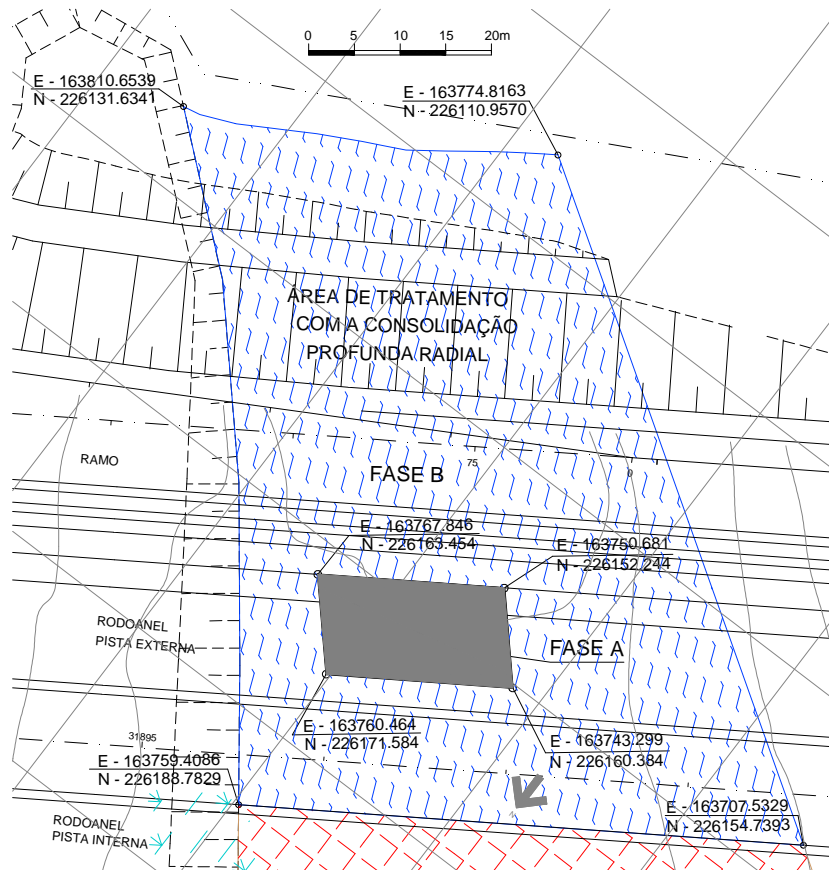


Figura 6.1 - Localização em planta das áreas tratadas com CPR nas Fases A e B

Nestas fases construtivas foram realizadas novas investigações geotécnicas, executadas antes e depois da execução do tratamento, de forma a possibilitar a comparação entre os resultados obtidos. Entretanto, para facilitar a apresentação dos dados e a análise dos resultados, os ensaios realizados nas fases A e B serão avaliados conjuntamente, sendo apenas diferenciados em “antes” e “depois” do tratamento.

### 6.1.1 Ensaios de Resistência Executados Antes do Tratamento

A campanha de investigações inicial contou com a realização de 6 ensaios do tipo DPL e 3 sondagens a percussão. Estes foram classificados como posição A (antes da implantação das colunas) e identificados como A1 a A6, no caso dos DPLs, e A1 a A3 para os SPTs.

Todos os ensaios foram realizados pouco antes do início dos serviços de tratamento, após a execução do aterro lançado implantado na região para possibilitar os trabalhos na obra. Os resultados obtidos nesses ensaios confirmaram a existência de uma camada de solo mole superficial, formada pelo aterro lançado e solo aluvionar local, com espessura total entre 5,0m e 7,0m.

A Figura 6.2 apresenta a variação com a profundidade das resistências iniciais  $q_d$  e  $N_{SPT}$  (valores médios, mínimos e máximos), de forma a permitir a visualização dos dados em torno dos valores médios. Ressalta-se que, os valores de  $q_d$  considerados foram obtidos nos boletins dos ensaios do tipo DPL.

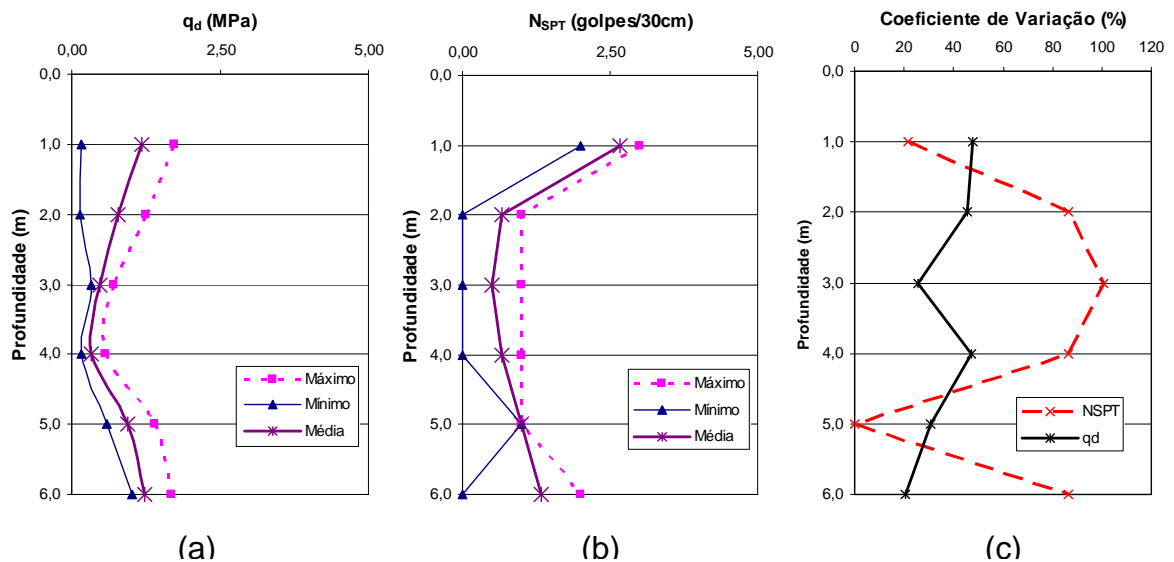


Figura 6.2 - Valores mínimos, médios e máximos de  $q_d$  (a) e  $N_{SPT}$  (b) e coeficiente de variação (c) para os ensaios SPT e DPL executados antes do tratamento

Para a análise estatística da variação dos dados usados em torno da média (aritmética) foi calculado o coeficiente de variação (Figura 6.2 - c). Esta grandeza matemática é definida como o quociente entre o desvio-padrão e a média, sendo frequentemente expresso em porcentagem. Sua vantagem é indicar a dispersão dos resultados em termos relativos a seu valor médio (COSTA NETO, 1977).

Verifica-se, na Figura 6.2, que o  $N_{SPT}$  médio variou entre 1 e 3 golpes e o  $q_d$  médio oscilou de 0,5 a 1,3 MPa. Através do coeficiente de variação verifica-se a heterogeneidade das camadas ensaiadas, o que pode ser observado tanto para ensaio do tipo DPL como SPT. Observa-se que os resultados obtidos para este

coeficiente no ensaio do tipo SPT apresentou grande variação ao longo da profundidade, o que pode ser explicado pelo pequeno campo amostral utilizado nesta análise.

Esses valores iniciais serão utilizados como base para a análise do ganho de resistência obtido pela execução do tratamento.

#### 6.1.1.1 Correlação entre Ensaio SPT e DPL

Castillo et al. (2001) recomenda que os valores de resistência de ponta medidos nos ensaios do tipo DPL sejam sempre “calibrados” com base nos furos de SPT realizados na vizinhança. Esta medida é indicada em virtude da falta de estudos que confirmem a real relação entre os  $q_d$  obtidos pelo DPL e ensaios mais consagrados, como o SPT e o CPT. Assim, os resultados obtidos para os dois índices de resistência ( $q_d$  e  $N_{SPT}$ ), medidos antes da execução do tratamento, foram avaliados e resultaram em uma correlação confiável para a região estudada.

Os resultados médios obtidos a partir dos valores encontrados para cada ensaio, sem qualquer tipo de correção, foram confrontados, entre as profundidades de 2,0 a 6,0m. Para facilitar a análise, foi adotada uma correlação linear, passando pela origem, conforme apresentada na Figura 6.3 e representada pela equação 6.1.

$$q_d = 0,91 \cdot N_{SPT} \quad (6.1)$$

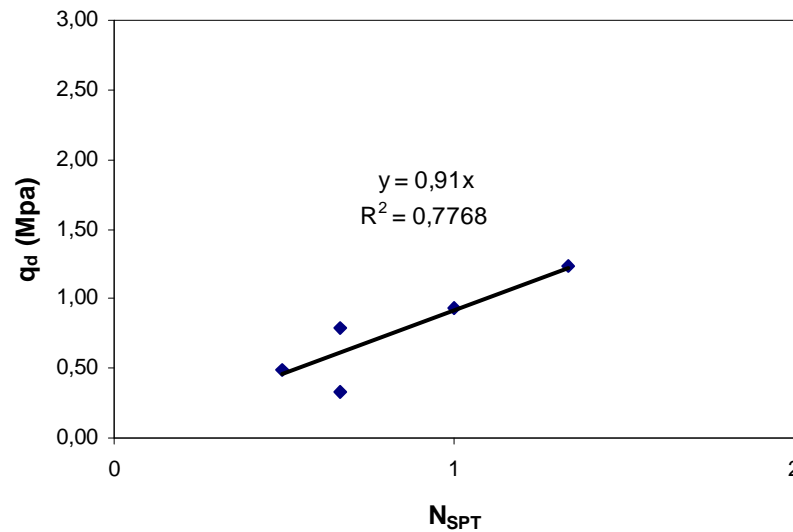


Figura 6.3 - Correlação entre  $q_d$  x  $N_{SPT}$

O valor de  $R^2$  igual a 0,78 indica que a regressão linear utilizada foi bem ajustada, sendo a correlação considerada satisfatória.

### 6.1.2 Ensaios de Resistência Executados após o Tratamento

Logo após a finalização de todos os serviços referentes à implantação da solução de tratamento do tipo Consolidação Profunda Radial, foram realizados novos ensaios dos tipos SPT e DPL. Esta nova campanha teve a finalidade de caracterizar o ganho de resistência adquirido pela camada tratada.

Nesta nova campanha de investigação foram realizados 24 ensaios do tipo DPL, sendo 9 posicionados na região tratada na Fase A, e 20 sondagens a percussão, estando 12 locadas na área da Fase A. Todos estes ensaios foram executados em um prazo de até 7 dias após a finalização dos trabalhos de tratamento.

Os ensaios realizados na região tratada inicialmente (Fase A) foram identificados como DP-07 a DP-15 e SP-03 após a SP-15 após, exceto a SP-12 que não foi executada. As posições em planta destes ensaios estão apresentadas na Figura 6.4.

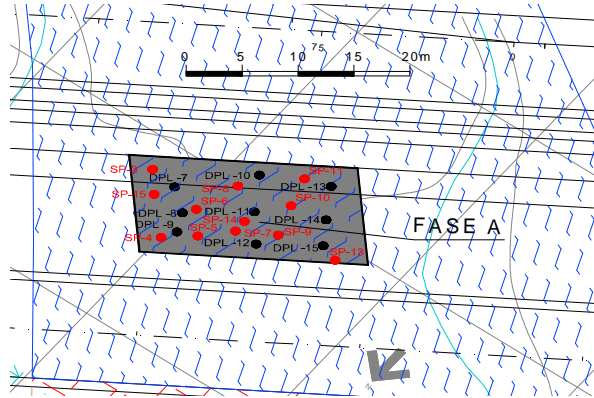


Figura 6.4 - Planta com a localização dos ensaios realizados na Fase A após o CPR

Na campanha de investigações realizada na região tratada na Fase B foram executados os ensaios nomeados como DP-01 a 15 e SP-01 a 17. A planta apresentada na Figura 6.5 ilustra a posição destes ensaios.

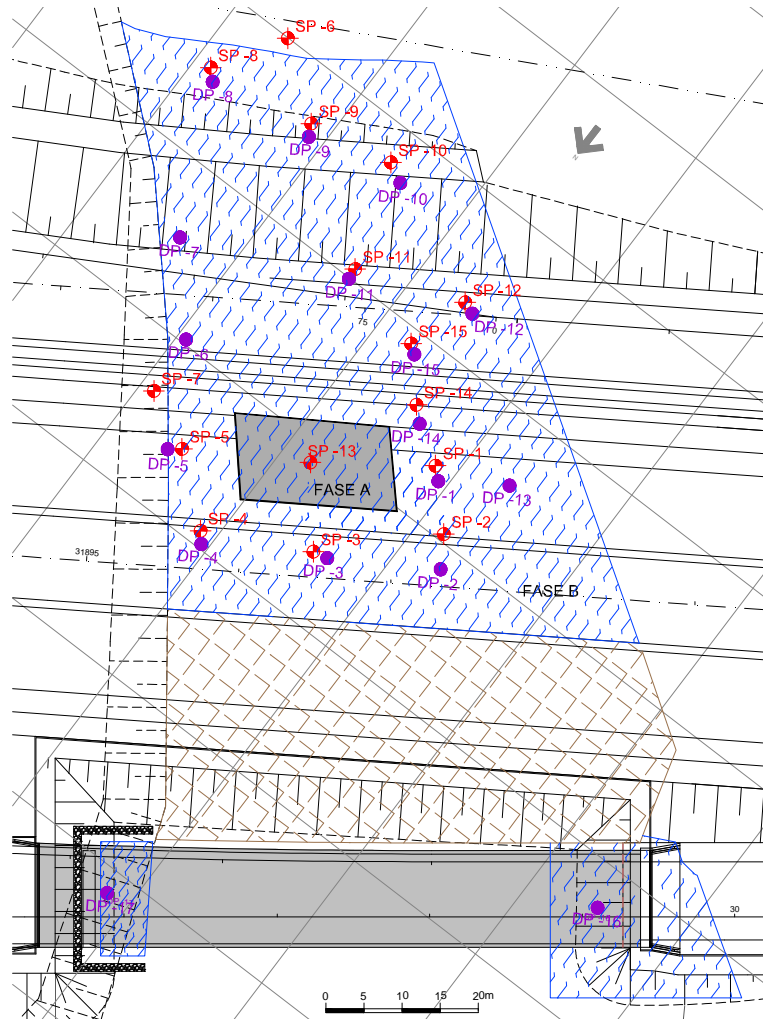


Figura 6.5 - Localização dos ensaios realizados na Fase B - Após o tratamento com CPR



Pela Figura 6.5 verifica-se que dos 17 ensaios do tipo DLP realizados na Fase B apenas 15 estão localizados na região de interesse, estando os outros dois furos localizados nos encontros da obra de arte a ser construída na região. Estes 2 ensaios, identificados como DP-16 e DP-17, foram realizados para avaliar o comportamento nas regiões dos encontros desta obra de arte e não serão discutidos neste trabalho.

Todos os ensaios realizados após o término do tratamento foram analisados e separados em três grupos, diferenciados pela posição em relação às colunas de *grout* implantadas. A Tabela 6.1 indica os grupos criados para permitir a análise do ganho de resistência em diferentes pontos da região tratada.

Tabela 6.1. - Identificação dos grupos utilizados para a análise dos ensaios

Grupo	Posição	Número de Ensaios	
		DPL	SPT
(a)	No meio das colunas de grout	6	5
(b)	Entre as colunas de grout	11	11
(c)	Próximo aos geodrenos	7	12

Os resultados obtidos para os ensaios do tipo DPL e SPT foram analisados separadamente, conforme os itens adiante.

#### 6.1.2.1 Ensaio do Tipo DPL

Os resultados de todos os 24 ensaios do tipo DPL executados após o tratamento da camada aluvionar, até a profundidade de 6,0m, estão apresentados na Tabela 6.2. Os ensaios identificados em vermelho foram os executados na região tratada inicialmente (Fase A). Entretanto, esta indicação é puramente ilustrativa, uma vez que os ensaios foram analisados de forma conjunta, independentemente da região ou da fase em que foram realizados.

Tabela 6.2. - Valores de  $q_d$  (MPa) obtidos em função da profundidade para todos os ensaios de DPL realizados após o tratamento com CPR

Ensaio		Profundidade (m)					
		1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
Solo Natural	A1	1,42	1,25	0,43	0,43	0,94	1,16
	A2	1,65	0,83	0,7	0,28	1,39	1,68
	A3	0,17	0,15	0,43	0,33	1,14	1,15
	A4	1,14	0,76	0,47	0,56	0,59	1,37
	A5	1,72	0,86	0,34	0,16	0,85	1,03
	A6	1,01	0,9	0,54	0,18	0,73	1,01
Meio das Colunas (a)	DP 9	1,69	3,00	3,09	2,62	2,11	1,88
	DP13	1,75	3,88	6,21	5,32	5,06	5,27
	DP14	0,73	1,17	2,93	5,29	1,16	1,49
	DP 03	0,92	0,93	3,68	2,68	6,13	3,11
	DP 06	2,34	1,51	1,63	3,61	7,66	5,67
	DP 09	0,98	1,11	2,02	11,27	3,14	2,30
Entre as colunas de grout (b)	DP 7	0,62	0,53	0,53	1,97	0,96	4,60
	DP 8	0,81	0,49	0,81	1,32	1,27	1,60
	DP 11	1,53	0,52	1,43	1,61	0,92	1,18
	DP 12	0,75	0,47	0,57	1,95	1,60	2,44
	DP 04	1,17	0,69	0,61	0,81	1,74	2,30
	DP 05	0,55	0,67	0,69	0,64	0,94	1,25
	DP 08	1,67	1,57	1,16	2,79	1,66	1,77
	DP 10	1,27	1,38	1,30	1,11	4,68	5,75
	DP 12	1,11	1,11	1,99	2,20	2,54	2,26
	DP 13	0,89	0,79	1,64	3,82	1,94	2,44
	DP 15	0,86	0,59	0,36	-	-	-
Próximo aos geodrenos (c)	DP 10	0,73	1,01	1,88	2,76	0,86	5,39
	DP 15	0,89	1,14	4,19	3,76	1,00	2,24
	DP 01	1,04	0,66	2,29	1,46	5,60	-
	DP 02	0,98	0,96	0,95	1,41	1,70	3,51
	DP 07	0,42	2,07	1,70	1,54	1,94	1,65
	DP 11	2,58	1,19	1,08	1,91	2,75	2,66
	DP 14	1,56	0,87	0,74	1,02	1,67	2,94

Os gráficos com a variação de  $q_d$  (valores mínimos, médios e máximos) em função da profundidade, para cada um dos grupos analisados após o tratamento, são apresentados na Figura 6.6. Na Figura 6.7 é apresentado o gráfico resumo, com a

média dos ensaios realizados antes e após a execução do CPR, permitindo a comparação dos resultados obtidos para cada uma das regiões ensaiadas.

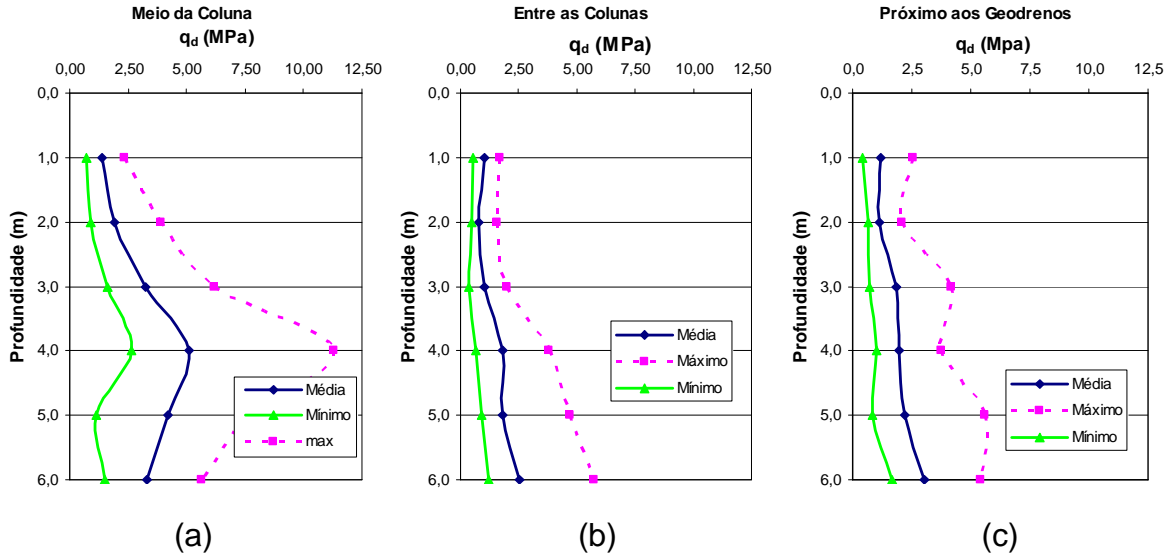


Figura 6.6 - Valores mínimos, médios e máximos de  $q_d$  para os ensaios DPL realizados após o tratamento com CPR na coluna (a), entre as colunas (b) e próximas aos drenos (c)

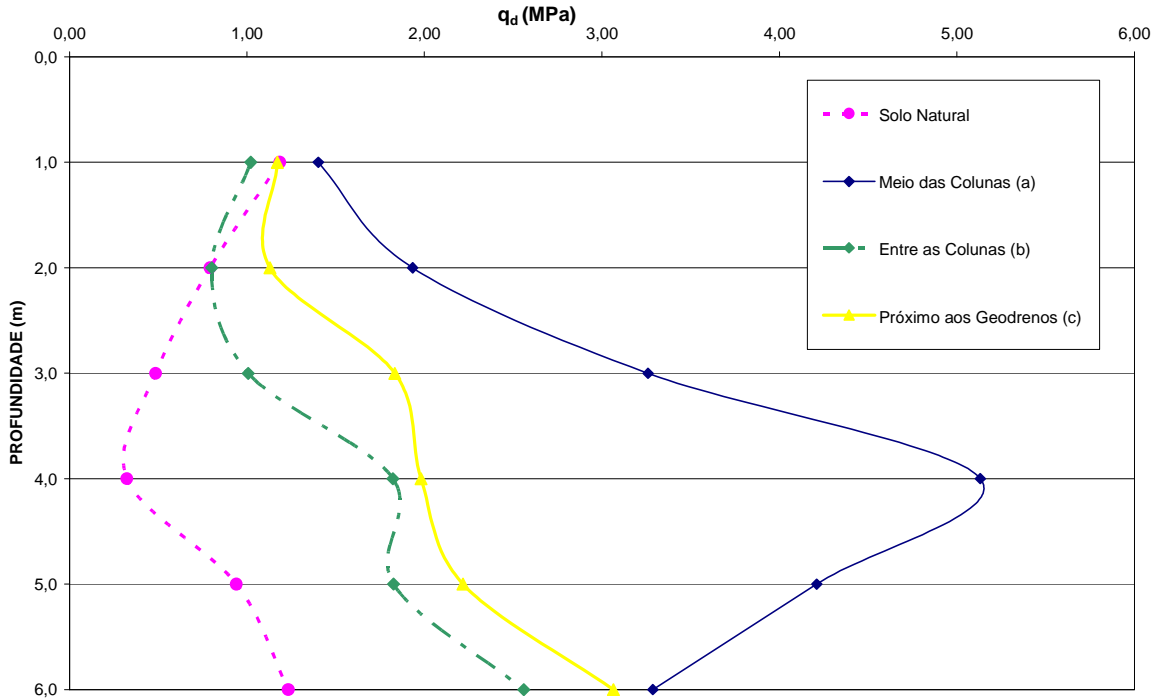


Figura 6.7 - Valores médios de  $q_d$  antes e depois do tratamento com CPR

A partir dos dados plotados na Figura 6.7 foram comparados os resultados obtidos nos ensaios realizados antes e depois da execução da Consolidação Profunda Radial (CPR), levando em consideração as diferentes posições em relação à coluna de *grout* avaliadas. Pode-se observar que houve um acréscimo considerável de resistência ao se comparar os ensaios prévios (solo natural) com os da posição (a), ou seja, na região das colunas. Na realidade, parte do material ensaiado nesta posição é o próprio *grout* inserido durante a realização do tratamento.

Os resultados apresentados para a posição próxima aos drenos (c) também indicaram um aumento representativo na resistência de ponta, indicando a ocorrência da dissipação de pressão neutra gerada durante a formação das colunas.

Na posição (b) (entre as colunas de *grout* e o geodrenos) observa-se um menor aumento da resistência de ponta, o que pode ser explicado pela maior distância de drenagem, causada pelo afastamento dos drenos. Estima-se, que as pressões neutras não tinham sido totalmente dissipadas na época dos ensaios e acredita-se que, ao longo do tempo, esta curva irá se aproximar cada vez mais da curva representativa da região reproduzida pela curva (c).

Pela análise das diferentes regiões ensaiadas constatou-se que o ganho de resistência da camada tratada não foi homogêneo. Entretanto, para análise do comportamento mecânico de toda a camada tratada foi considerada uma condição homogênea, com parâmetro  $s_u$  representativo do comportamento de todos os materiais existentes. Assim, em virtude dos resultados obtidos nos ensaios de DPL, foi considerado que a resistência da camada final, após tratamento, teve um aumento de 150%, uma vez que a resistência não drenada ( $s_u$ ) da camada passou de 6,35 kN/m<sup>2</sup> (item 3.4) para 15,9 kN/m<sup>2</sup>, conforme será demonstrado nos parágrafos a seguir.

O parâmetro de resistência  $s_u$  representativo da nova situação, isto é, das camadas de solos moles associadas às colunas de CPR, foi obtido pela interpolação dos  $q_d$  encontrados para a situação após o tratamento, com o valor da resistência não drenada original da camada orgânica local, como apresentado na Tabela 6.3. Verifica-se que para  $s_u$  inicial de 6,35 kN/m<sup>2</sup> foi associada uma média final das leituras de  $q_d$  igual a 0,83 MPa. Esta relação de  $s_u=6,35$  kN/m<sup>2</sup> para  $q_d$  de 0,83 foi

extrapolada para os resultados médios de resistência de ponta obtidos para cada posição avaliada após a implantação da solução, resultando nos valores apresentados na última coluna da Tabela 6.3.

Tabela 6.3. – Valores de  $q_d$  (MPa) e  $s_u$  obtidos para cada posição analisada

Ensaio		Somatória de $q_d$ até 6,0m	Média de $q_d$	Média Final de $q_d$ por Posição	$s_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
Solo Natural	A1	5,63	0,94	0,83	6,35
	A2	6,53	1,09		
	A3	3,37	0,56		
	A4	4,89	0,82		
	A5	4,96	0,83		
	A6	4,37	0,73		
Meio das Colunas (a)	DP 9	14,39	2,40	3,20	24,62
	DP13	27,49	4,58		
	DP14	12,77	2,13		
	DP 03	17,45	2,91		
	DP 06	22,42	3,74		
	DP 09	20,82	3,47		
	DP 7	9,21	1,54		
	DP 8	6,30	1,05		
50cm da Coluna (b)	DP 11	7,19	1,20	1,48	11,37
	DP 12	7,78	1,30		
	DP 04	7,32	1,22		
	DP 05	4,74	0,79		
	DP 08	10,62	1,77		
	DP 10	15,49	2,58		
	DP 12	11,21	1,87		
	DP 13	11,52	1,92		
	DP 15	9,21	1,54		
	DP 10	12,63	2,11		
20cm do Geodreno (c)	DP 15	13,22	2,20	1,87	14,37
	DP 01	11,05	2,21		
	DP 02	9,51	1,59		
	DP 07	9,32	1,55		
	DP 11	12,17	2,03		
	DP 14	8,80	1,47		

Para definição do valor de  $s_u$  representativo de toda a camada tratada foi considerada a porcentagem referente ao volume geométrico de cada uma das posições consideradas. Para a área de influência de cada coluna, com malha quadrada de 1,7m de lado, estima-se um “volume de influência” de 17,35 m<sup>3</sup> (1,7 m x 1,7 m x 6,0 m), sendo este último valor (6,0 m) referente à profundidade da

camada tratada. O volume da coluna, que caracteriza a posição (a) no gráfico da Figura 6.7, pode ser estimado considerando esferas de aproximadamente 1,0 m de diâmetro, sobrepostas a cada 0,5m de altura, formando uma coluna “irregular” de aproximadamente 5,0 m<sup>3</sup>. Do volume restante estimou-se que 25% localiza-se próximo aos drenos (posição “c”) e que 75% está posicionado entre as colunas e estes elementos. Assim, considerando o volume total de 17,35 m<sup>3</sup>, 30% refere-se à posição (a), 20% à posição (c) e os 50% restantes à (b).

Considerando as resistências não drenadas apresentadas na Figura 6.7 e a porcentagem de influência de cada posição estudada em relação ao valor total, estimou-se que o  $s_u$  representativo de toda a camada tratada é 15,9 kN/m<sup>2</sup> (30% de 24,62 kN/m<sup>2</sup> + 20% de 14,37 kN/m<sup>2</sup> + 50% de 11,37 kN/m<sup>2</sup>).

Para melhor ajustar o valor de ganho de resistência  $s_u$  através da execução da técnica de CPR, será realizado a seguir o mesmo raciocínio proposto neste item para o ensaio SPT.

#### 6.1.2.2 Ensaio do Tipo SPT

As análises dos resultados obtidos nos ensaios de resistência à penetração do tipo SPT seguiram a mesma tendência que a definida pelos ensaios de DPL. O Apêndice C apresenta os estudos detalhados desenvolvidos para este tipo de ensaio e a Figura 6.8 ilustra as variações do  $N_{SPT}$  (valores mínimos, médios e máximos) para as posições analisadas e o resumo sobreposto destes resultados.

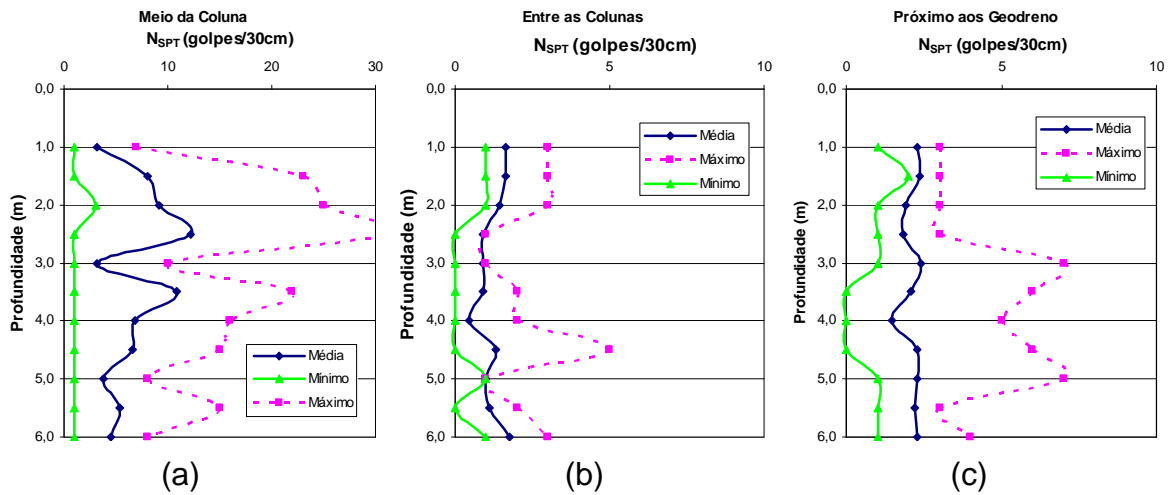


Figura 6.8 - Valores mínimos, médios e máximos de  $N_{SPT}$  para os ensaios realizados sobre a coluna (a), entre as colunas (b) e próximas aos drenos (c)

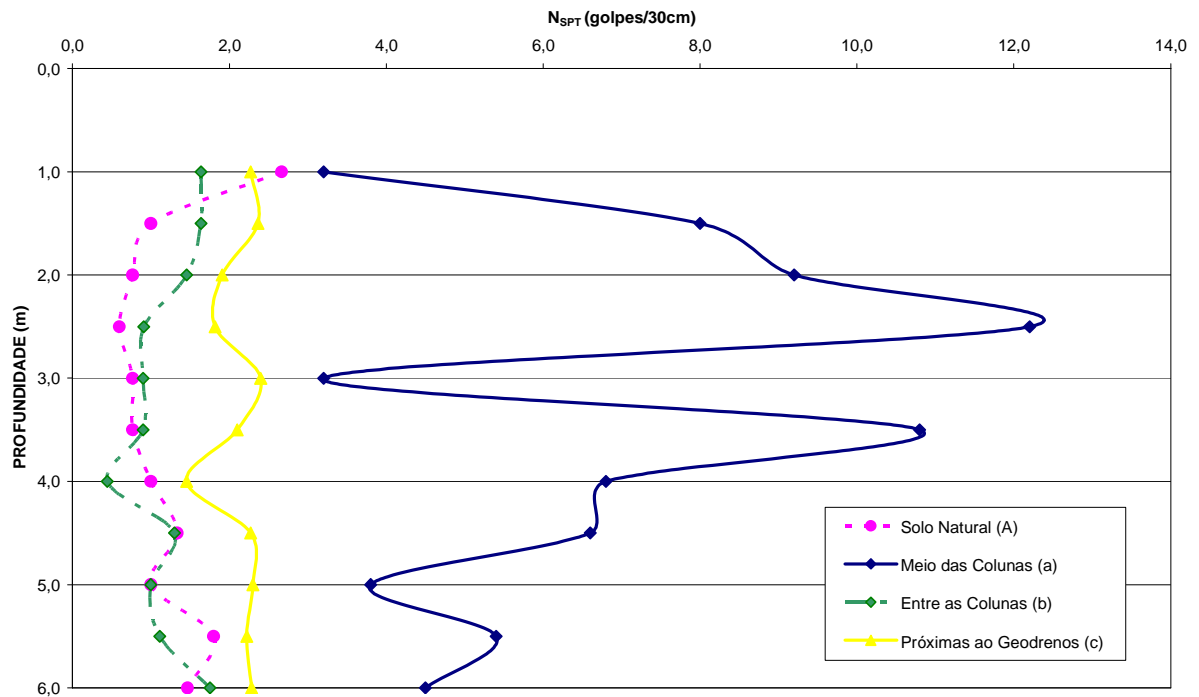


Figura 6.9 - Valores médios de  $N_{SPT}$  – Ensaio antes e depois do tratamento com CPR

Confrontando os resultados obtidos nos ensaios realizados antes e depois da execução da Consolidação Profunda Radial, observa-se que houve um acréscimo significativo de resistência na região das colunas. Entretanto, nas demais regiões não foi verificado um ganho de resistência tão expressivo, principalmente quando analisada a posição (b), entre as colunas de CPR. Provavelmente esta situação foi

prejudicada pelo amolgamento da camada de solo mole provocado pela introdução do material a grande pressão.

Admitindo o mesmo critério desenvolvido para os ensaios de DPL (Apêndice C) verificou-se que, considerando a camada tratada como homogênea, a nova resistência não drenada seria de  $16,1 \text{ kN/m}^2$ , ou seja, cerca de 155% do valor original, valor praticamente idêntico ao obtidos na análise com o DPL ( $15,9 \text{ kN/m}^2$ ).

### 6.1.3 Ganho de Resistência Resultante

Através dos resultados dos ensaios executados na região tratada com a tecnologia denominada de Consolidação Profunda Radial foi avaliado o ganho de resistência adquirido pelas camadas tratadas, considerando uma camada única homogênea.

Confrontados os resultados obtidos nos ensaios de SPT e DPL, apresentados na Tabela 6.4 a seguir, constatou-se que os dois modelos de ensaios realizados apresentaram parâmetro de resistência muito próximos.

Tabela 6.4. - Valores de  $s_u$  após o tratamento com o CPR

Parâmetros de Resistência	DPL	SPT
$s_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	15,9	16,1

Desta forma, o valor de  $s_u$  representativo da resistência da camada tratada foi de  $16,0 \text{ kN/m}^2$ , ou seja, houve um aumento de 150% na resistência não drenada do solo.

Vale destacar que, no projeto desenvolvido para a área, foi adotado um fator de segurança da ordem de 1,5. Este valor foi considerado devido às incertezas do método de cálculo utilizado e a segurança necessária para esse tipo de empreendimento. Desta forma, a resistência de projeto não foi a apresentada neste estudo.



Por fim, vale lembrar que esta porcentagem de 150% de aumento de resistência foi obtida considerando uma camada homogênea, o que na realidade não é o que ocorre no campo a partir da heterogeneidade da camada natural, além da inclusão do *grout*. Outra consideração da metodologia adotada nestes estudos realizados foi admitir a influência da pressão neutra nos valores de resistência obtidos e considerados como representativos da camada tratada nos ensaios do tipo DPL.

## **6.2 Solução de Mistura Mecânica com Aglomerado Cimentício**

Os trabalhos referentes à melhoria da camada orgânica, através da Mistura Mecânica de Aglomerante Cimentício com os solos moles saturados locais, foram iniciados com o tratamento de uma pequena área de 118m<sup>2</sup>, inserida dentro da região a ser tratada, com as características representativas de toda a região problemática. Esta primeira etapa dos trabalhos de campo foi identificada como Fase A - Experimental.

A execução desta fase inicial teve como objetivo principal avaliar o comportamento da camada de solo mole perante o tratamento proposto, calibrando os critérios pré-definidos em projeto e analisando os resultados da solução quando executada nas condições de campo.

Os limites geográficos da região tratada na Fase A, identificados por coordenadas, estão ilustradas na Figura 6.10.

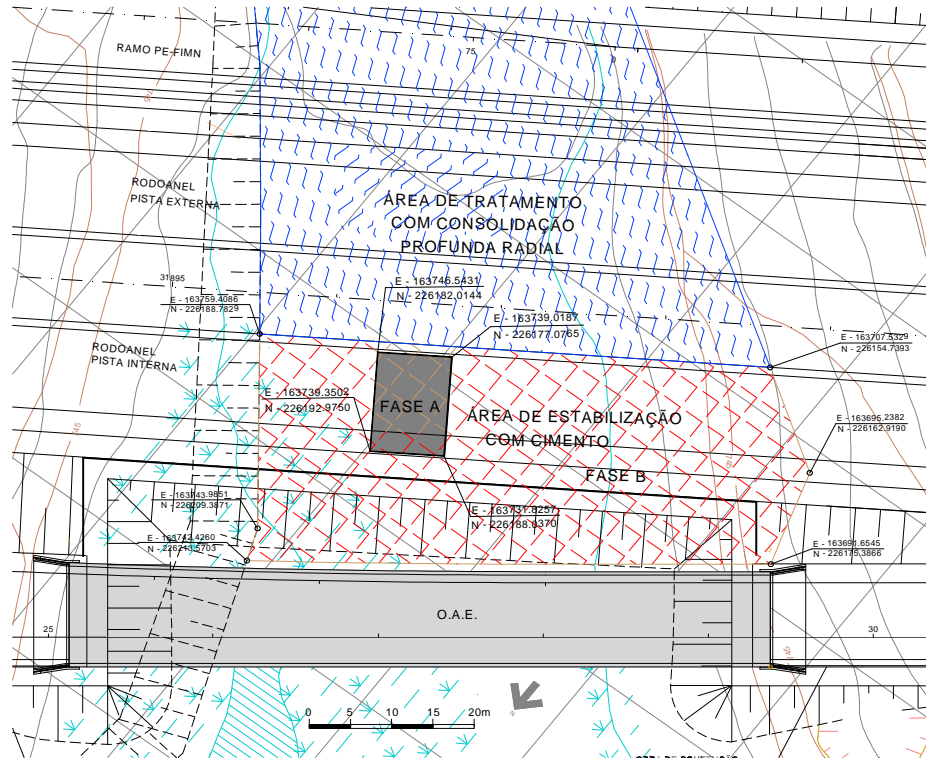


Figura 6.10 - Localização em planta da área tratada na Fase A

### 6.2.1 Determinação da Taxa de Cimento – Fase A

Para a definição da taxa de cimento a ser aplicada no tratamento da camada compressível foram realizados ensaios de laboratório com corpos de prova moldados com diferentes proporções de solo natural – cimento. Ao longo dos estudos também foi avaliada a influência do acréscimo de silte, representando o material do aterro de sacrifício, no comportamento da mistura ensaiada. Os detalhes envolvendo esta etapa de determinação da taxa ideal e os resultados encontrados estão apresentados a seguir.

Para possibilitar a realização dos ensaios programados foram retiradas amostras do solo natural existente em campo. A Figura 6.11 ilustra essa etapa inicial.



Figura 6.11 - Extração das amostras naturais (a) extração e (b) estocagem

O material retirado foi armazenado em tambores metálicos, idênticos ao apresentado na Figura 3.8. As condições de saturação verificadas em campo foram mantidas durante toda a estocagem em laboratório, possibilitando que as características naturais do material fossem preservadas. Para a realização de todos os ensaios executados foi utilizado o solo natural armazenado dentro destes tambores.

No primeiro grupo de ensaios foram moldados corpos de prova com taxas de cimento de 100, 110, 120, 130, 140, 150 e 200 kg/m<sup>3</sup>. Para todas estas variações foram criados 4 (quatro) corpos de prova, sendo verificada a resistência adquirida pela mistura nos prazos de 2, 7, 14 e 21 dias. Ressalta-se que todos os corpos de prova foram guardados submersos em água, simulando a situação de campo.

Foi realizado um ensaio expedito de resistência da mistura que consistiu na cravação de uma barra de ferro por engenheiro geotécnico especializado, que avaliou a resistência do corpo de prova, convertendo esta resistência para o valor estimado de  $N_{SPT}$  equivalente. Ressalta-se que estes ensaios expeditos foram realizados sempre pelo mesmo profissional, possibilitando que os critérios utilizados para a avaliação dos valores de resistência fossem mantidos durante a evolução dos ensaios. A Figura 6.12 ilustra a análise de um dos corpos de prova.



Figura 6.12 - Análise da Resistência Através da Penetração da Barra de Ferro

Após a análise de todos os corpos de prova dessa fase, ficou evidente que não houve nenhum ganho significativo na resistência das misturas. Mesmo após 21 dias foi verificado, para todas as taxas analisadas, que o material continuou com consistência muito mole e sem capacidade de suportar o aterro previsto. A partir desta conclusão as taxas de cimentos até  $200 \text{ kg/m}^3$  foram abandonadas como possíveis alternativas, e uma nova campanha de ensaio foi programada.

Nesta nova fase foram ensaiados corpos de prova com taxas de 300, 400 e  $500 \text{ kg/m}^3$ . Com o mesmo procedimento aplicado na fase anterior, constatou-se que as misturas com teores elevados, principalmente as com 400 e  $500 \text{ kg/m}^3$ , adquiriram resistência muito boa logo nos primeiros dias, gerando uma mistura extremamente rija. A partir destes resultados, concluiu-se que a dosagem necessária para estabilizar a camada tratada poderia ser inferior a  $400 \text{ kg/m}^3$ , mas deveria ser superior a  $300 \text{ kg/m}^3$ .

Assim, para calibrar a taxa de cimento real a ser utilizada em campo foram moldados novos corpos de prova com 340, 360 e  $380 \text{ kg/m}^3$ . Nesta etapa, além do ensaio de penetração da barra de ferro, foram executados ensaios de compressão simples, aos 2, 7,14 e 28 dias após a moldagem dos corpos de prova, cujos resultados estão apresentados na Figura 6.13.

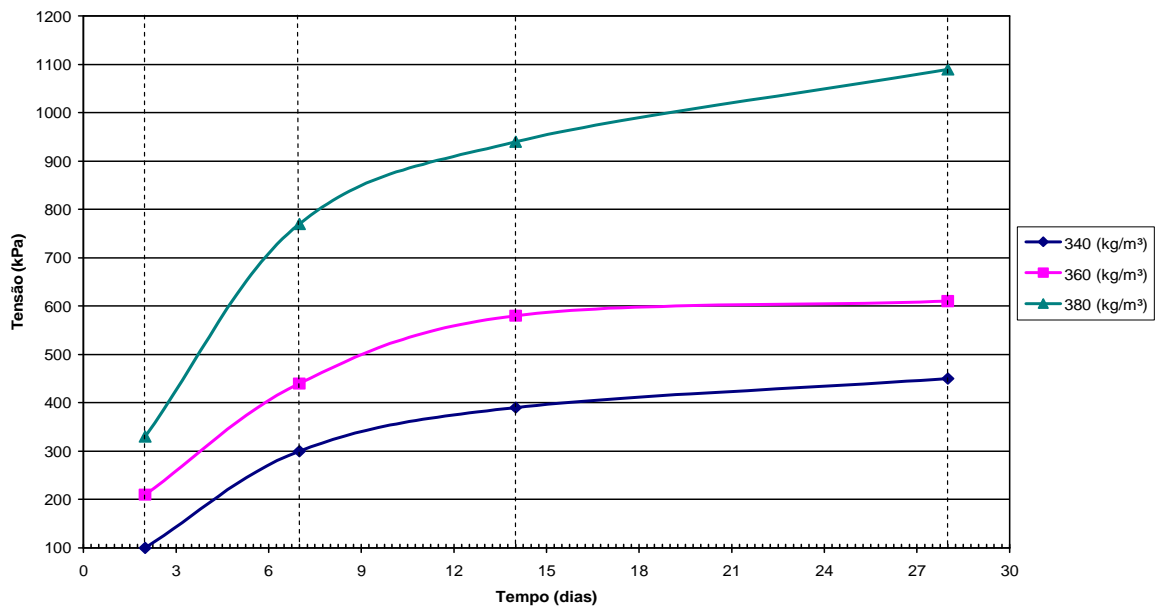


Figura 6.13 - Resultados dos ensaios de compressão simples para diferentes taxas de cimento

Analisando os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples a taxa de cimento recomendada nesta etapa dos estudos foi a de  $360 \text{ kg/m}^3$ .

Uma vez determinada esta taxa de cimento foi executada em campo a Fase A dos trabalhos de tratamento dos solos moles, conforme descrito a seguir.

### 6.2.2 - Execução em Campo da Fase A

Para comprovar a eficiência da taxa de cimento adotada de  $360 \text{ kg/m}^3$ , definida pelos ensaios de laboratório conforme descrito anteriormente, foi executada em campo a Fase A dos trabalhos de estabilização dos solos locais, em uma pequena área teste conforme apresentado na Figura 6.10.

As sondagens a percussão realizadas na região, logo após o tratamento, já mostraram um grande aumento de resistência adquirido pelo solo. Constatou-se em campo que a resistência adquirida pela camada tratada foi muito superior à verificada nos resultados obtidos em laboratório, tanto no critério de suporte como

no tempo de “pega”, indicando que as condições simuladas nos ensaios realizados antes da aplicação da solução não foram fiéis à realidade do campo.

Após análise do ocorrido, verificou-se uma variável muito importante para a solução executada, referente à existência de uma camada de aterro lançado, que até então tinha a única função de possibilitar a passagem do equipamento na região mole. O acréscimo do material do aterro (silte) na mistura com cimento aumentou muito a resistência da camada tratada, conferindo a esta características de uma laje cimentada. Foi este o fato que causou a alta resistência da mistura solo cimento, diferentemente dos ensaios realizados em laboratório.

### *6.2.3 - Etapas Construtivas - Fase B*

A descoberta da nova condição da mistura descrita acima, realizada durante a execução da Fase A em campo, que indicou a alta resistência em função da camada de silte na mistura dos materiais, possibilitou a mudança do projeto original desenvolvido para o restante da área a ser tratada, em uma área aproximada de 1.800 m<sup>2</sup>.

A taxa inicialmente adotada de 360 kg/m<sup>3</sup>, a ser previamente utilizada em toda a extensão da Fase B, foi modificada para o tratamento das áreas remanescentes, sendo adotada uma nova taxa de 200 kg/m<sup>3</sup>. Ressalta-se, que para viabilizar esta economia na quantidade de cimento utilizada foi indicado o uso obrigatório do aterro de silte inserido na mistura. A Figura 6.14 ilustra as áreas tratadas com estas duas diferentes taxas de cimento.

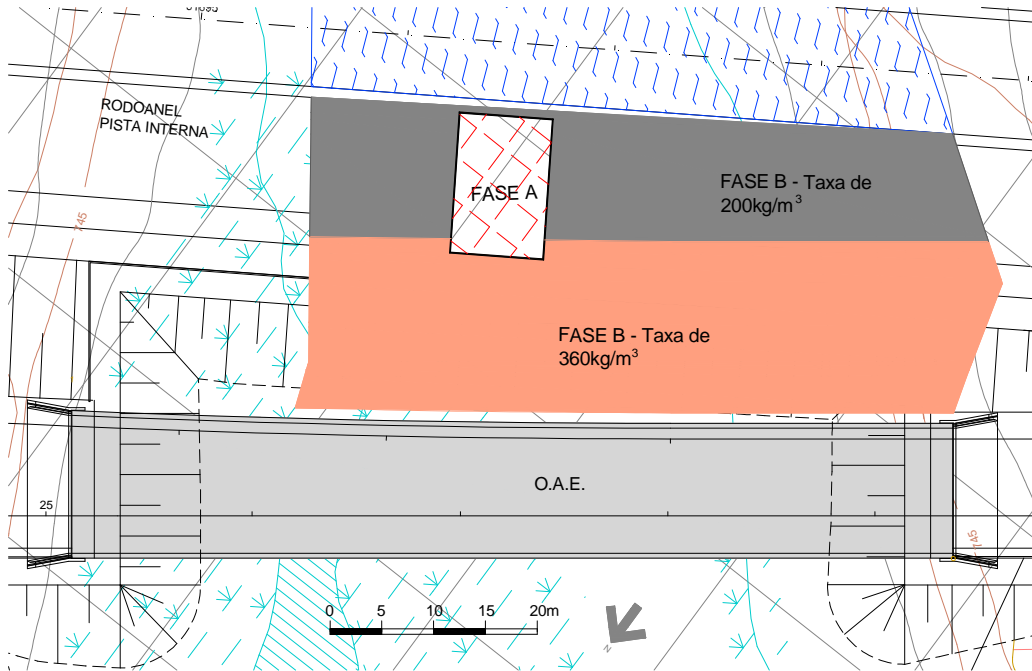


Figura 6.14 - Regiões tratadas com taxas de  $360\text{kg/m}^3$  e  $200\text{kg/m}^3$

Para verificar o resultado após a implantação desta solução foram realizadas quatro sondagens do tipo rotativa, uma vez que a percussão não conseguiu avançar na nova camada. Estes ensaios indicaram a presença de um solo cimento duro, com espessura variável entre 3,0 e 4,5 m, conforme os boletins apresentados no Anexo B.

Pode-se concluir que a camada aluvionar tratada teve suas propriedades mecânicas totalmente modificadas, apresentando outro comportamento quando solicitada pelo aterro permanente projetado.

#### 6.2.4 Obra concluída

As fotos apresentadas nas Figuras 6.15 a 6.17 adiante foram tiradas no dia 16 de junho de 2010 e ilustram a região tratada já em operação.





Figura 6.15 - Região do BSM 305 em operação. Pista a direita sob camada tratada com a Mistura Mecânica com Aglomerante Cimentício e do canteiro central para a esquerda solução do CPR.



Figura 6.16 - Vista da região do BSM 305 com a obra finalizada.





Figura 6.17 - Detalhe da OAE 305 e da pista tratada com a Mistura Mecânica com Aglomerado Cimentício.

## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este capítulo final apresenta as conclusões referentes aos estudos realizados neste trabalho e as sugestões para futuras pesquisas sobre a utilização da técnica de tratamento identificada como Consolidação Profunda Radial e outros assuntos relacionados.

### 7.1 Conclusões

#### 7.1.1 Quanto à Deformabilidade

Neste estudo foram levantados dados relativos às medições das deformações realizadas em aterros assentados sobre camadas de solos moles tratados com sobrecarga temporária, com e sem drenos verticais, e com a técnica identificada como Consolidação Profunda Radial. Da análise dos resultados obtidos nesses monitoramentos foram estabelecidas as seguintes conclusões quanto à deformabilidade dos solos moles:

- A camada aluvionar existente nos braços da represa Billings, localizados na região próxima à Interseção Imigrantes, apresenta-se sobreadensada, com razão de sobreadensamento variando de 1,2 a 3,0 e tensão de pré-adensamento efetiva próxima a  $27 \text{ kN/m}^2$ . A relação  $C_c/(1+e_0)$  média desta camada é de 0,21 e os coeficientes de adensamento vertical e horizontal são equivalentes a  $8 \times 10^{-3}$  e  $12 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ , respectivamente, resultando em um relação  $r$  ( $c_h/c_v$ ) igual a 1,60;
- Os resultados obtidos pelo Método de Asaoka apresentaram boa concordância com as curvas de recalque de campo, indicando que este método foi uma boa ferramenta de cálculo. O mérito deste fato pode ser atribuído ao fato de que apenas o período final do trecho representado pela equação exponencial, referente ao adensamento primário, foi analisado;

- As placas de recalque posicionadas na região com implantação de drenos verticais indicaram um pequeno aumento na deformabilidade neste trecho, quando comparada com a situação sem dreno com mesma grandeza nas tensões aplicadas, indicando a ocorrência de um pequeno amolgamento da camada compressível durante a execução destes dispositivos de drenagem; e
- A técnica de tratamento identificada como Consolidação Profunda Radial (CPR) reduziu, em média, 40% dos recalques esperados na camada tratada. Entretanto, sabe-se que este valor está relacionado aos parâmetros de deformabilidade adotados para o aterro lançado, o que confere a este resultado certa imprecisão. Estima-se que este valor de 40% seja um resultado combinado entre os efeitos produzidos pelo amolgamento do solo, decorrente da formação violenta dos bulbos, o enrijecimento da camada mole devido ao acréscimo das colunas com material menos compressível e redução do índice de vazios dos solos moles remanescentes.

### 7.1.2 Quanto à Resistência dos Solos Moles

Da análise dos ensaios do tipo *Vane Test*, *SPT* e *DPL* executados nas regiões de interesse, nas situações antes e depois dos tratamentos, foram obtidas as seguintes conclusões:

- A correlação linear obtida entre a resistência de ponta ( $q_d$ ) do ensaio Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) e o número de golpes ( $N_{SPT}$ ) do ensaio SPT apresentou coeficiente angular de 0,91 ( $q_d=0,91 \cdot N_{SPT}$ );
- A execução da solução de Consolidação Profunda Radial aumentou a resistência não drenada média ( $s_u$ ) da camada mole, passando de um valor original de 6,35 kN/m<sup>2</sup> para 15,9 kN/m<sup>2</sup>, ou seja, um acréscimo de 150%. Destaca-se, que este valor foi obtido considerando uma camada homogênea, o que não corresponde à realidade devido à heterogeneidade da camada natural, além da inclusão do grout no terreno;

- As colunas de *grout* não apresentam uma continuidade vertical, o que pode ser observado pelos ensaios realizados nas regiões das colunas. Observa-se, desta forma, que a formação dos bulbos não gera esferas perfeitas e que o material bombeado pode se deslocar para qualquer direção, formando formas variáveis e desconhecidas;
- Na solução identificada como Mistura Mecânica com Aglomerante Cimentício foram utilizadas taxas de cimento equivalentes a 200 e 360 kg/m<sup>3</sup>, que podem ser consideradas elevadas. A resposta da camada aluvionar a este tratamento resultou em um solo cimento duro, que impossibilitou a execução de sondagem a percussão, apresentando deformabilidade quase nula; e
- A presença de um aterro lançado de silte executado na região tratada com a mistura com cimento seco aumentou muito a resistência da camada final tratada. Entende-se que a presença desta camada na mistura da solução cimentícia possibilitou a reação do aglomerante com este material, atribuindo ao material resultante mais resistência e resultado mais eficiente.

### *7.1.3 Resultado Final das Duas Novas Soluções Adotadas*

Por fim, pode-se concluir que as duas novas soluções de tratamento aplicadas no Rodoanel Trecho Sul, identificadas como Consolidação Profunda Radial (CPR) e Mistura Mecânica de Aglomerante Cimentício, apresentaram bom desempenho, pois possibilitaram a inauguração do empreendimento na data programada e, principalmente, por apresentarem ótimo desempenho como obra final de engenharia, uma vez que não foi constatado nenhum problema de estabilidade ou de deformação remanescente nas regiões tratadas.

## 7.2 Sugestões para Futuros Trabalhos

A solução de Consolidação Profunda Radial é uma nova técnica de tratamento de solos moles que ainda apresenta muitas dúvidas quanto a sua eficiência e mecanismos teóricos. Avaliar o amolgamento introduzido na camada tratada, a influência do diâmetro e do espaçamento das colunas de *grout* no ganho de resistência e redução da deformabilidade, avaliar a continuidade das colunas criadas e analisar o benefício de um geotêxtil envolvendo as colunas de *grout* são alguns dos muitos estudos que podem ser desenvolvidos a partir deste trabalho inicial.

Estudos que envolvam as análises da deformabilidade de um aterro lançado também podem ser realizados. Apesar deste tipo de aterro não ser recomendado na teoria, observa-se muitas vezes sua existência na prática, principalmente quando se tratam de camadas de sacrifício ou de um aterro provisório, que, infelizmente, muitas vezes se tornam obras permanentes.

Outro bom assunto a ser abordado em possíveis dissertações é uma melhor análise do ensaio do tipo Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL), que apresenta a vantagem de ser um ensaio simples, barato e até confiável quando melhor conhecido.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A.; ZIRLIS, A. C. Reforço do Terreno. In: HACHICH, W. et. al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2ª ed. São Paulo: ABMS/ABEF, 1998. p. 641-690.
- ASAOKA, A, Observation Procedure of Settlement Prediction, **Soil and Foundation**, Japanese Society of soil mechanics and Foundation Engineering, Vol 18, nº 4, dez. 1978, pp 87-101.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **Diretrizes para execução de sondagens**. 1990, 45 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB-3122**: Ensaio de palheta *in situ*. Rio de Janeiro, out. 1989, 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6484**: Execução de sondagem de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, dez. 1980, 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento os solos. Rio de Janeiro, 1982, 3 p.
- AVALLE, D. Trials and Validation of Deep Compaction Using the "Square" Impact Roller. **Australian Geomechanics Society Sydney, Mini-Symposium**. 2007.
- BARRON, R. A. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE**, paper 2346, v. 113, p. 718-754, 1948.
- BRAND, E. W. e BRENNER, R. P.. **Soft Clay Engineering**, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1981, p.. 69-78 e 242-308.
- BEDESCHI, M. V. R. **Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na barra da tijuca**. 2004. 172p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- BELINCANTA, A; ALVIM, F. M.; NAVAJAS, S.; RAMIRES SOBRINHO, R. Método para medida de energia dinâmica no SPT. In: Revista Solos e Rochas, v. 17, n.2, p. 93-110. São Paulo, 1994.
- BERGADO, D. T.; SINGH, N.; SIM, S. H.; PANICHAYATUM, B.; SAMPACO, C. L.; BALASUBRAMANIAM, A. S. Improvement of Soft Bangkok Clay Using Vertical Geotextile Band Drains Compared with Granular Piles. **Asian Institute of Technology**, GPO Box 2754, Bangkok. Thailand, 1990.
- BJERRUM, L. Embankments on Soft Ground. In: Proceedings of the Specialty Conference on Performance of earth and earth-supported structures, **Purdue University, Lafayette**, v. II, p. 1-54, 1972.

BJERRUM, L. Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to the settlement of building. **Geotechnique**, n. 17, v. 2, p. 83-118, 1967.

CADLING, L. e ODENSTAD, S. "The Vane Borer", **Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings**, No. 2, 1950.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações. v. 2, 5 edição, 1983.

CARRILHO, N. Simple Two- and Three-Dimensional cases in the theory of consolidation of soils. **Journal of Mathematics and Physics**, v. 21, n.1, mar. 1942.

CHANDLER, R. J. The In-Situ Measurement of Undrainen Shear Atreatgh of Clays Using the Field Vane. In:**Vane Shear Strength Testting in Soils**, ASTM STP 1014, 1988. p. 13-44

CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F.; BICALHO, K.V.. Recalques observados de sapatas em solos terciários de São Paulo. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 24, n. 2, 2001.

COUTINHO, R. Q., BELLO, M. I. Obras de Terra – Aterro sobre Solos Moles, Geotecnia no Nordeste, Editora Universitária de UFPE, 2005.

COUTINHO, R. Q. Investigação geotécnica de campo e avanços para a prática. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 14., 2008, Búzios. **COBRAMSEG 2008**. Rio de Janeiro, 2008. v. 1, p. 201-230.

COSTA NETO, P. L. **Estatística**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1977.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. F. Practical applications of the standard penetration test complemented by torque measurements, SPT-T, present stage and future trends. In: **ICSMFE**, 8., 1994, New Delhi. p. 143-146.

DONALD, I.B.; JORDON, D.O.; PARKER, R.J.; TOH, C.T., The Vane Test – A Critical Appraisal, **Proceeding of the 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 1, 1977, p. 81-88.

EMPRESA METROPOLITANA DE PLANEJAMENTO DA GRANDE SÃO PAULO S.A (EMPLASA). **Carta Geológica da Região Metropolitana da Grande São Paulo**. 1981.

EMPRESA METROPOLITANA DE PLANEJAMENTO DA GRANDE SÃO PAULO S.A (EMPLASA). **Levantamento Aerofotogramétrico** – Escala 1:10.00 – Folhas Mauá, Jd. Eldorado, Bairro Demarchi, Pedroso, Jd. Los Angeles, Riacho Grande e Caveira. 1981.

ENGEGRAUT. **CPR: Consolidação Profunda Radial**. Disponível em:< <http://www.engregraut.com.br/cpr.htm> >. Acesso em: 28 maio 2010.

FLETCHER, G. F. A. Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses. *Journal of Soils Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v. 91, SM4, 1965.

GILBOY, G. Improved soil testing methods, **News-Record**, maio 1936.

HANSBO, S. Consolidation of Clay by Band-shaped Pre-fabricated Drains, *Ground Engineering*, July, Vol 12, nº5, 1979.

HUSSIN, James D. **The Foundation Engineering Handbook**. 2006, p. 530-565.

ISSMFE (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering). Report of the ISSMFE – Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16. **Reference to Test Procedures CPT-SPT-DP-WST**. Suécia: Swedish Geotechnical Institute Information, n. 7, 1989.

JOHNSON, S. J. Precompression for Improving Foundation Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, Vol 96, No. SM1, p. 111-144, 1970.

JOHNSON, S. J. Foundation precompression with vertical sand drains. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, Vol 96, No. SM1, p. 145-176, 1970.

KEMPFERT, H. G.; JAUP, A.; RAITHEL, M. Interactive Behavior of a Flexible Reinforced Sand Column Foundation in Soft Soils. In: **International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering**, 14., Hamburg, 1997.

LA ROCHELLE, P. et. al., Field Measurements of Cohesion in Champlain Clays, In: **Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow**, Vol. 1, 1973, p. 229-236.

LADD, C. C.; FOOT, R.; ISHIHARA, K.; POULOS, H. G.; SCHLOSSER, F.. Stress deformation and strength characteristics. In: **Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tóquio**, Vol. 2, p. 421-494, 1977.

MASSAD, F., Método gráfico para Acompanhamento da Evolução dos Recalques com o Tempo. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, 12., ABMS, Recife, 1982.

MASSAD, F. **As argilas quaternárias da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas**. 1985. 250 p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.

MASSAD, F.; PINTO, C.S.; NADER, J. J. Resistência e Deformabilidade. In: **SOLOS DA CIDADE DE SÃO PAULO**. São Paulo: ABMS, 1992, p. 141-176.

MASSAD, F. **Solos Marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas**. São Paulo: Oficina de Texto, 2009.



MENZIES B. K. e MERRIFIELD, C. M. Measurements of shear stress distribution on the edges of a shear vane blade. **Geotechnique**, n. 30, v. 3, p. 314-318, 1980.

MORAN; PROTOR; MUESER; RUTLEDGE. Study of deep soil stabilization by vertical sand drains. Publicado em Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy, jun. 1958.

NILSSON, T. Comparação entre DPL Nilsson e SPT. **Geosul 2004 – IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul**, ABMS, 310 p. 2004.

NORDENDAHL, E.. **Beskrivning över Nya Lidingöbron byggd åren 1917-1927** Lidingöbrostyrelsen, Stockholm, 82 p. plus 40 plates, 1928.

PACHECO SILVA, F. Shearing Strength of a Soft Clay Deposit near Rio de Janeiro. **Geotechnique**, v. 3, n. 7, p. 300-305, 1953.

PHEAR, A. G.; HARRIS, S. J. Contributions to Géotechnique 1948-2008: Ground improvement. **Géotechnique**, vol. 58, n. 5, pg. 399-404. 2008.

QUARESMA, A. R. et al. Investigações Geotécnicas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2.ed., São Paulo: ABMS/ABEF, 1998. p. 119-162. 1998.

QUINALIA, E. **Estabilização de solos moles por vibrocompactação**. IPT Técnica, 2009 – Disponível em:< <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/145/fundacoes-metodo-recem-chegado-ao-brasil-estabiliza-solos-criando-colunas-131687-1.asp>>. Acesso em: 18 jul. 2009.

RICHART. F. E. Review of the theories for sand drain. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, jul. 1957. In: **Award-Winning ASCE papers in geotechnical engineering, 1950-1959**, p. 541-572, 1977.

RICCOMINI, C.; COIMBRA. A. M. Geologia da bacia sedimentar. In: SOLOS DA CIDADE DE SÃO PAULO. São Paulo: ABMS, 1992. p. 37-94.

RUTLEDGE, P. C. Relation of Undisturbed Sampling to Laboratory Testing. ASCE, Vol. 109, 1944.

SAYE S. R. Assessment of soil disturbance by the installation of displacement sand drains and prefabricated vertical drains”, **Geotechnical Special publication**, ASCE, n°119, 2001.

SANGLERAT, G. **The penetrometer and soil exploration**. 2<sup>nd</sup> ed., Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, v. 1, 1972.

SCHMERTMANN, J. H. The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay. ASCE, Out. 1953. In: **Award-winning ASCE papers in geotechnical engineering, 1950-1959**, p. 171-197, 1977.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Texto, 2000.

SIVAKUMAR, V.; MCKELVEY, D.; GRAHAM, J.; HUGHES, D.. Triaxial Tests on Model Sand Columns in Clay. **Canadian Geotechnical Journal**. Vol. 41, Pages 299-312. 2004.

SKEMPTON, A. W., The Vane in the Alluvial Plain of the River Forth near Grangemouth, **Geotechnique**, V.1, No. 2, p. 111-124, 1948.

SLOCAMBE, B. C.; BELL, A. L.; BAEZ, J. L. The densification of granular soils using vibro methods, **Geotechnique**, V.50, No. 6, p. 715-725, 2000.

SOUSA PINTO, C. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Texto, 2000.

SOUSA PINTO, C. **Curso básico de mecânica dos solos – Exercícios Resolvidos**. São Paulo: Oficina de Texto, 2001a.

SOUSA PINTO, C. Considerações sobre o método de Asaoka. **Revista solos e Rochas**, São Paulo, v. 24, n. 1, p.95-100, jan-abr 2001b.

TAYLOR, D. W. Research on Consolidation of Clays. In: Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Serial 82, 1942.

TAYLOR, D. W. Fundamentals of Soil Mechanics. Nova York: John Wiley & Sons, 1948.

TERZAGHI, K. Settlement analysis – The backbone of foundation research. **World Engineering Congress**, Tokyo, 1929.

TERZAGHI, K; FROLICH, O. K. Theorie der Setzung von Tonschichten. Vienna: Deuticke, 1936.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons Inc., Nova York, 1948.

VARGAS, M. A teoria dos drenos verticais de areia, **Clube de Engenharia**, nº152, 1949.

VAZ, L F. **Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Alteração de Rocha em Regiões Tropicais**. v19, n. 2, p 117-136. 1996

WASCHKOWSKI, E. Le Pénétrometre Dynamique. **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, n. 125, p. 95-103, 1983.

WILSON, S. D. Control of foundation settlements by preloading. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, v. 40, Jan. 1953. In: **Contributions to Soil Mechanics 1941-1953**. Boston, Mass. : Boston Society of Civil Engineers, 1953.

WROTH, C. P. The interpretation of in situ soil tests. **Geotechnique**, n. 34, v. 4, p. 449-489, 1984.

## APÊNDICE A – TENSÕES VERTICAIS EFETIVAS INICIAIS E FINAIS

As tensões em qualquer ponto de uma seção de massa de solo podem ser definidas a partir das tensões principais totais  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ , que agem sobre este ponto. Se os vazios estiverem preenchidos por água sobre pressão ( $u$ ) as tensões totais são compostas por duas parcelas:

- Uma parcela  $u$  que atua na água, de igual intensidade em todas as direções, denominada pressão neutra; e
- Outra parcela  $\sigma'$  transmitida pelos contatos entre as partículas, identificada como pressão efetiva, suportada exclusivamente pela parte sólida dos sólidos.

Com base neste fundamento, Terzaghi escreveu a equação fundamental do princípio das tensões efetivas, para solos saturados, expressa por:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{a.1})$$

O mesmo princípio indica que todos os efeitos mensuráveis oriundos da variação de tensões, tais como compressão, distorção ou mudança de resistência, são exclusivamente devido a variações das tensões efetivas. Desta maneira, foi esta a tensão calculada e estudada neste documento.

Para os cálculos das tensões efetivas verticais, iniciais e finais, nos planos médios da camada compressível foi considerado o peso submerso do solo, que leva em consideração o empuxo da água. Assim, até o nível d'água a tensão efetiva é equivalente a tensão total ( $\sigma' = \sigma = \gamma_{\text{nat}} \cdot z$ ), e para maiores profundidades seu valor pode ser obtido pela somatória dos produtos dos pesos específicos submersos pela profundidade ( $\sigma' = \gamma_{\text{sub}} \cdot z$ ).

Este foi o raciocínio utilizado para obtenção dos valores apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2, exceto para as tensões verticais iniciais calculadas para as seis placas de recalque localizadas na região tratada com o CPR, referente à camada aluvionar. Nestes casos, as etapas construtivas verificadas em campo apresentaram uma peculiaridade. Isso porque, antes da execução dos serviços de tratamento, foi lançado sobre a área um aterro de espessura variável entre 1,92 e 3,51 m, indicado nas sondagens de referência. Este aterro atuou sobre a camada compressível

durante um tempo aproximado de 30 dias antes do início da construção do aterro permanente, sendo que na segunda metade deste período os drenos fibroquímicos já estavam instalados.

A existência deste aterro lançado alterou, ao longo do tempo, as tensões efetivas existentes na camada aluvionar, de tal forma que seus valores no início da construção do aterro permanente eram diferentes dos valores originais, existentes antes da implantação do aterro lançado, mas também diferentes dos finais, visto que o tempo de atuação deste aterro não foi suficiente para dissipar toda a pressão neutra introduzida na camada local confinada.

Frente a este problema, foram estimados os recalques primários totais gerados na camada aluvionar devido à existência do aterro lançado. Paralelamente, foram calculados os graus de adensamento devido ao fluxo vertical ( $U_z$ ), horizontal ( $U_h$ ) e o resultante ( $U$ ), considerando um período de 30 dias, sendo 15 com drenos verticais, e os valores de  $c_h$  e  $c_v$  obtidos neste documento.

O recalque primário real ocorrido na camada aluvionar, até o início da construção do aterro permanente, foi estimado como sendo  $\rho_{total} \cdot U$ . As tensões efetivas existentes neste momento foram calculadas em função destes recalques e consideradas como sendo as iniciais da instrumentação realizada na região. A Tabela A.1 apresenta os resultados obtidos nestes cálculos.

Tabela A.1 - Valores obtidos nos cálculos da real tensão efetiva vertical existente na região tratada com o CPR

Local	PR	$T_v$	$U_v$	$T_r$	$U_r$	$U$	$\rho_{Prim. Total}$ (m)	$\rho_{Prim. Ocorrido}$ (m)	$\sigma'_{vf}$ período com aterro lançado (= $\sigma'_{vo}$ da instrumentação)
BSM 305	1	0,42	0,72	0,46	0,72	0,92	0,105	0,097	44,76
	2	0,15	0,44	0,46	0,72	0,84	0,053	0,044	26,31
	3	0,38	0,69	0,46	0,72	0,91	0,145	0,132	50,68
	4	0,33	0,64	0,46	0,72	0,90	0,125	0,112	44,35
	5	0,25	0,57	0,46	0,72	0,88	0,132	0,116	41,89
	6	0,18	0,48	0,46	0,72	0,85	0,186	0,159	43,81

Ressalta-se que o valor da densidade natural considerada para a camada aluvionar e para o aterro lançado foi de  $14\text{kN/m}^3$  e para os aterros permanentes e temporários

18kN/m<sup>3</sup>. Estes valores foram inferidos dos trabalhos apresentados por Massad (2009), Massad et al. (1992) e Bedeschi (2004).

## APÊNDICE B – GRÁFICOS COM AS LEITURAS DAS INSTRUMENTAÇÕES REALIZADAS EM CAMPO

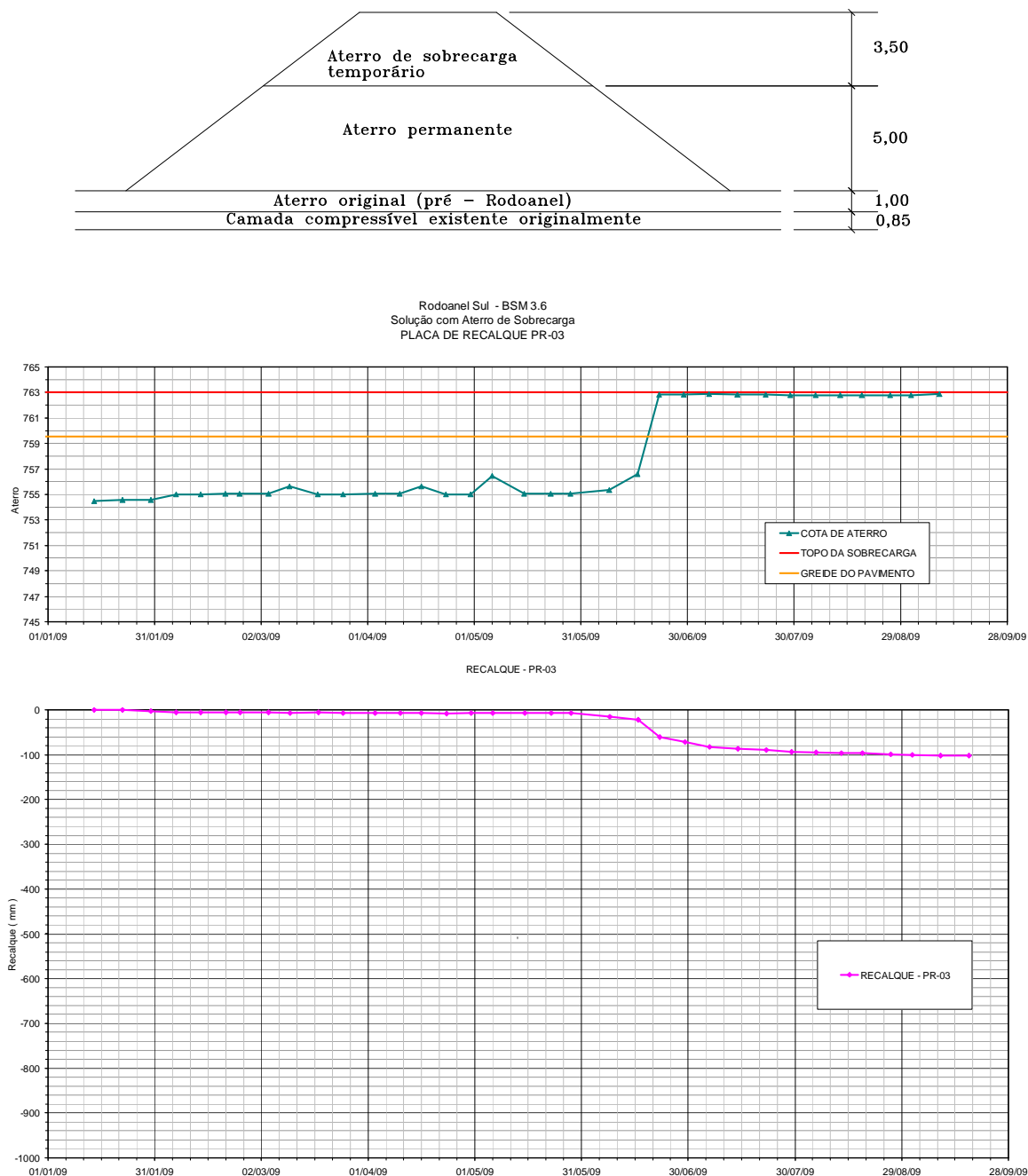
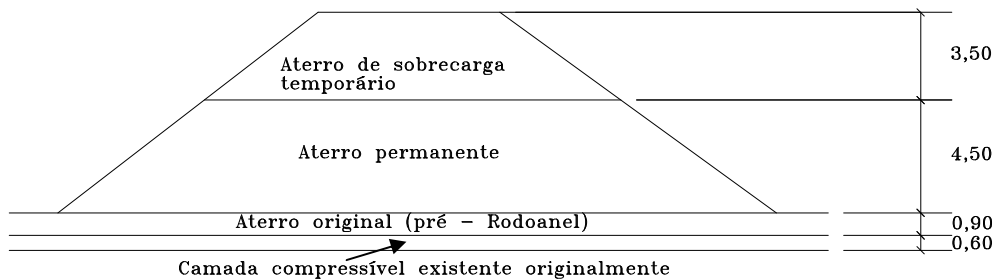
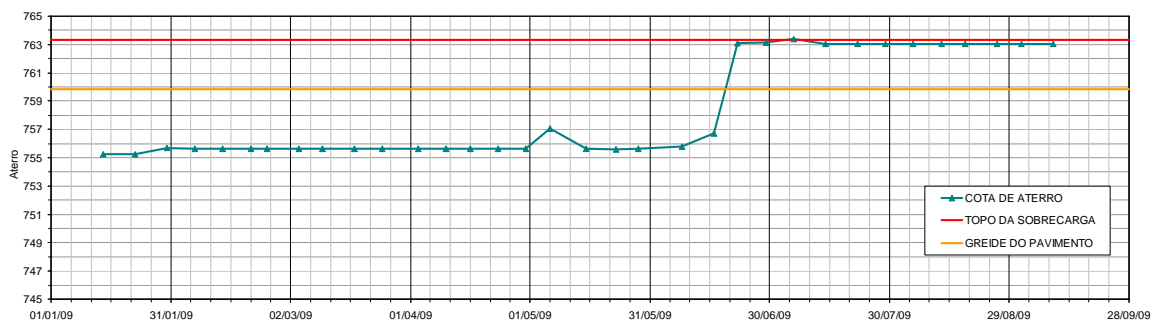


Figura B.1 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 03 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)



Rodoanel Sul - BSM 3.6  
 Solução com Aterro de Sobrecarga  
 PLACA DE RECALQUE PR-04



RECALQUE - PR-04

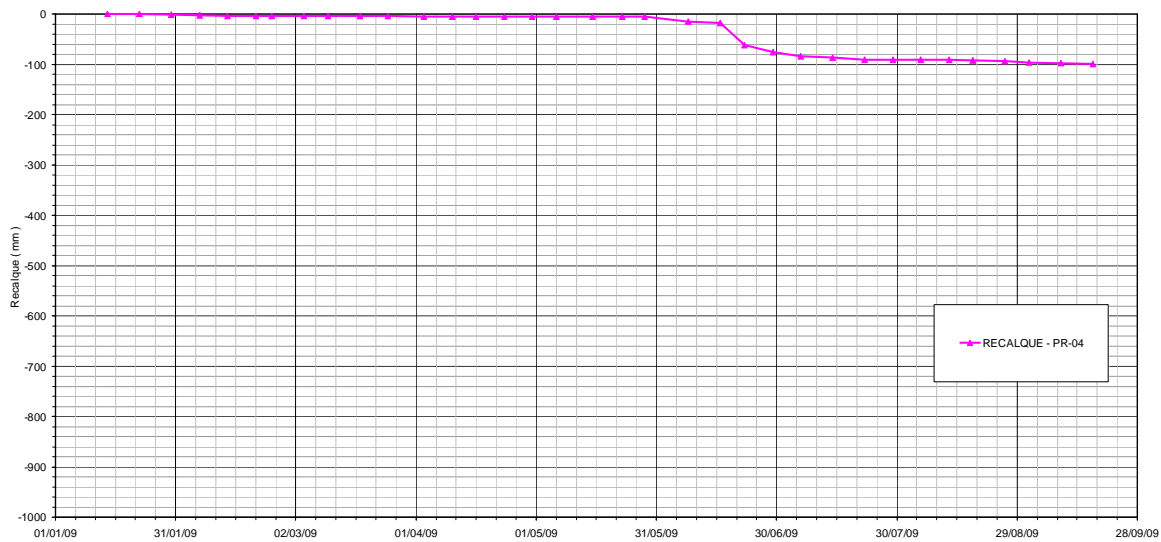


Figura B.2 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 04 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)



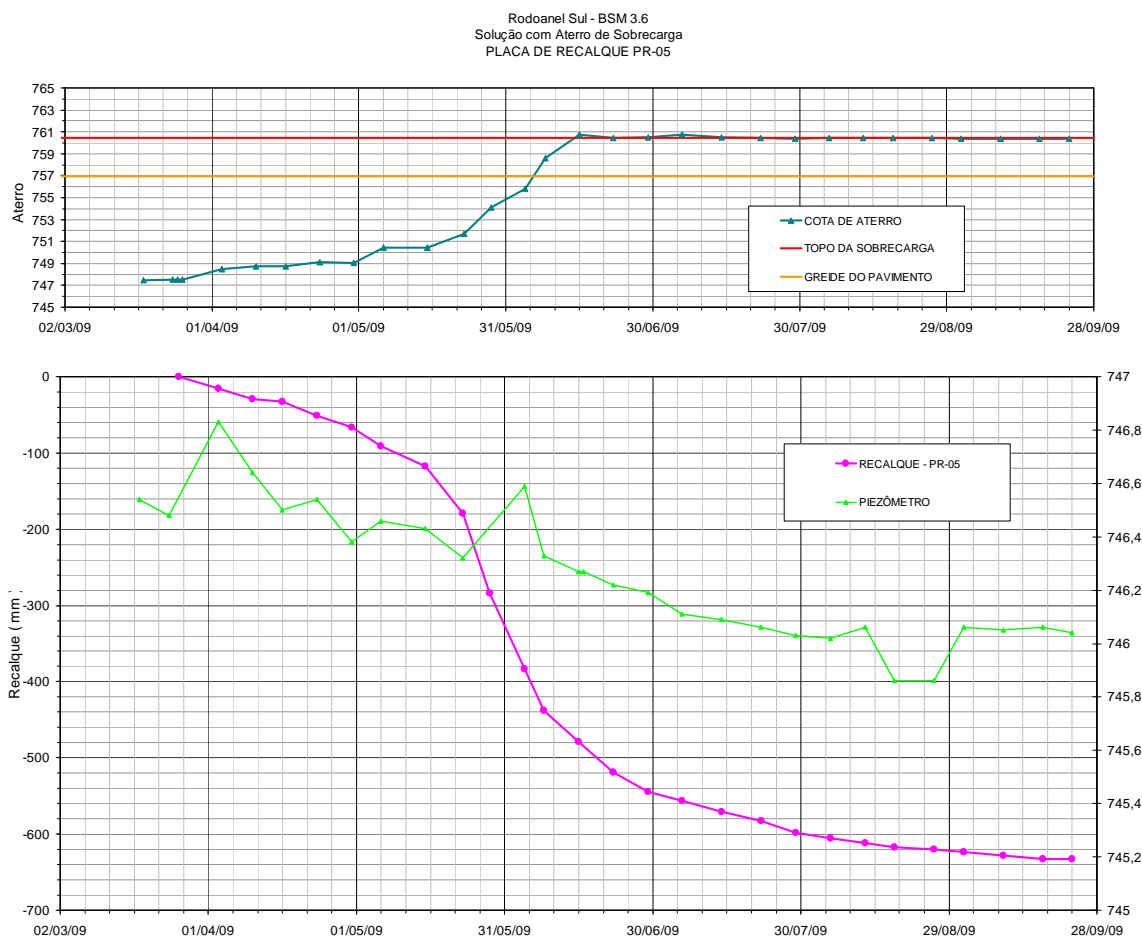
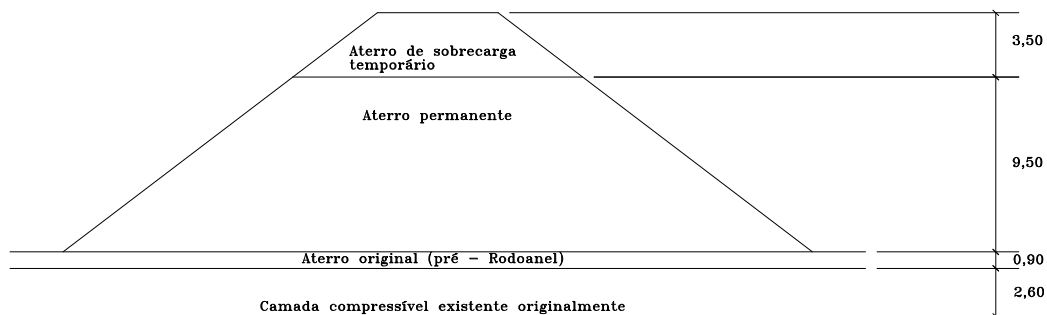
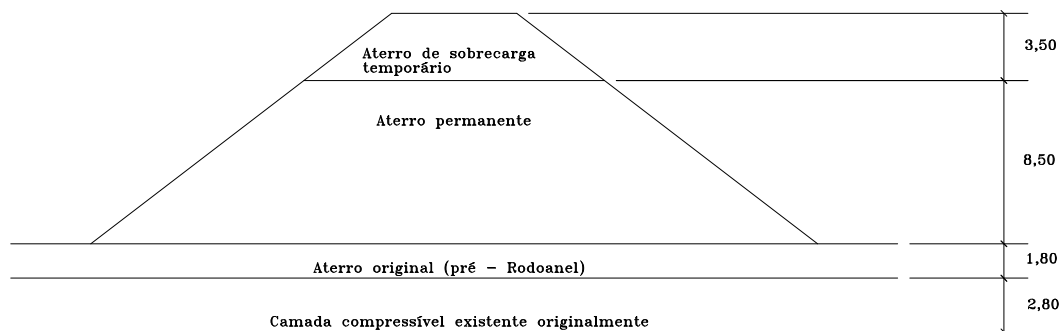
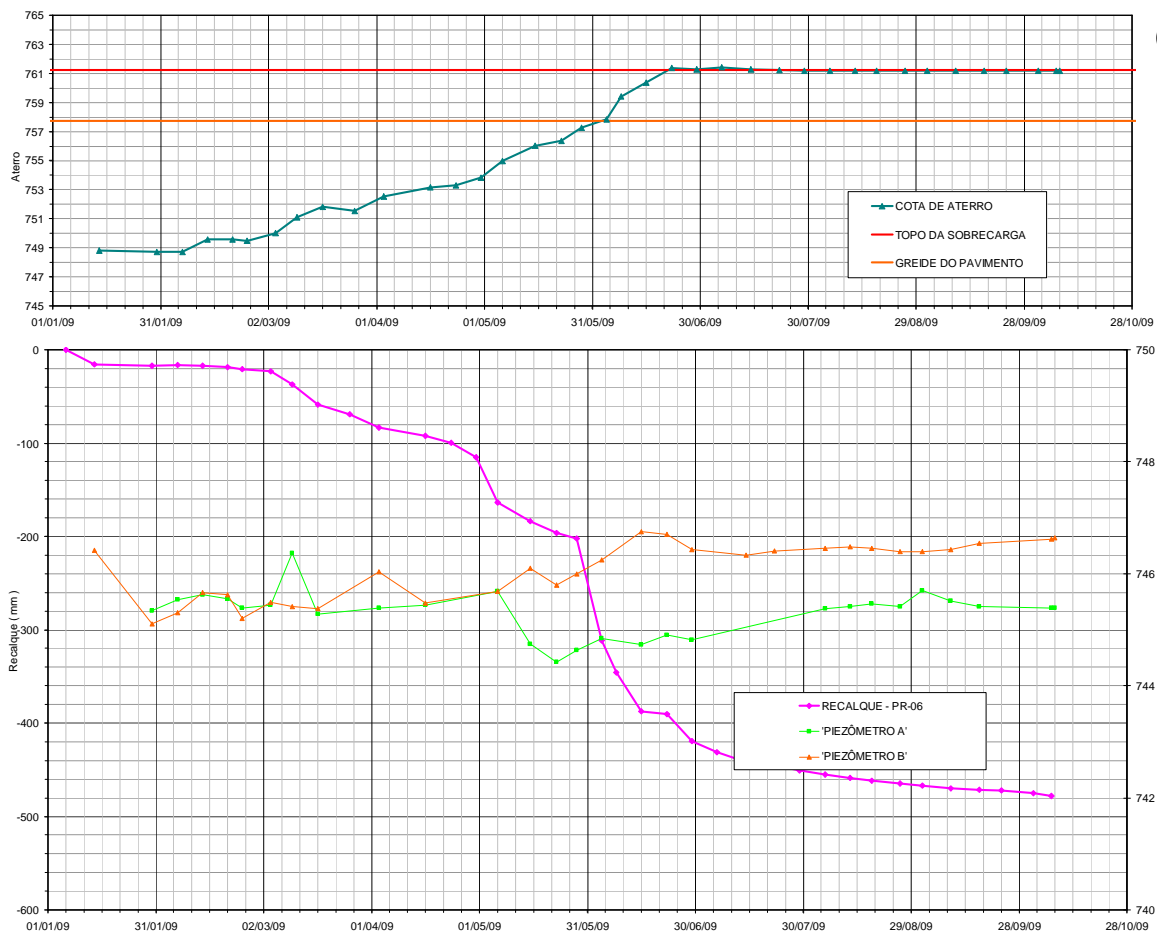


Figura B.3 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 05 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)

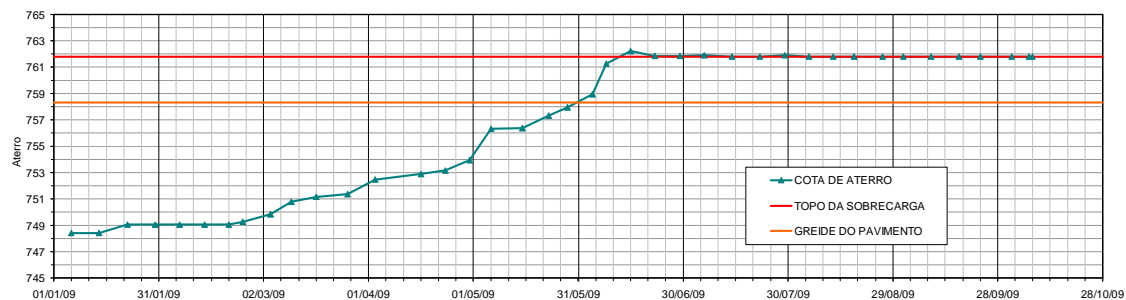


Rodoanel Sul - BSM 3.6  
 Solução com Aterro de Sobrecarga  
 PLACA DE RECALQUE PR-06



06

Rodoanel Sul - BSM 3.6  
 Solução com Aterro de Sobrecarga  
 PLACA DE RECALQUE PR-08



RECALQUE - PR-08

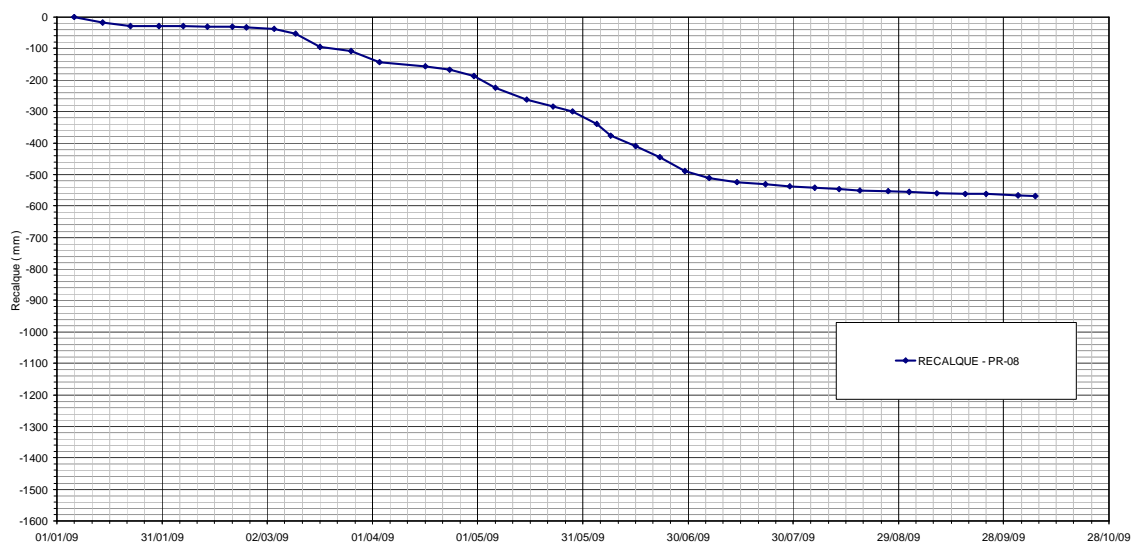


Figura B.5 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 08 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)

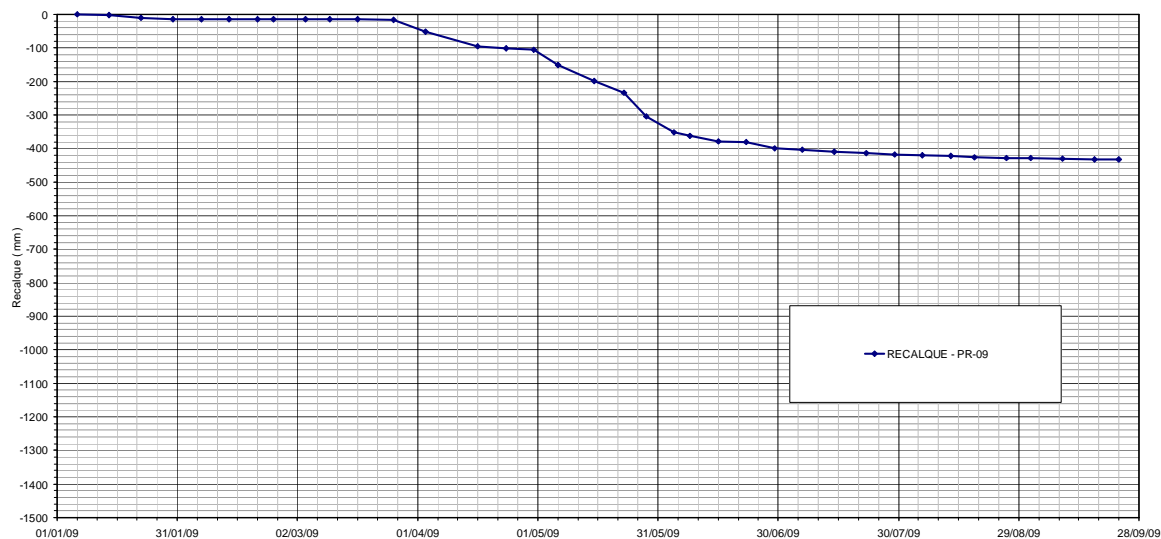
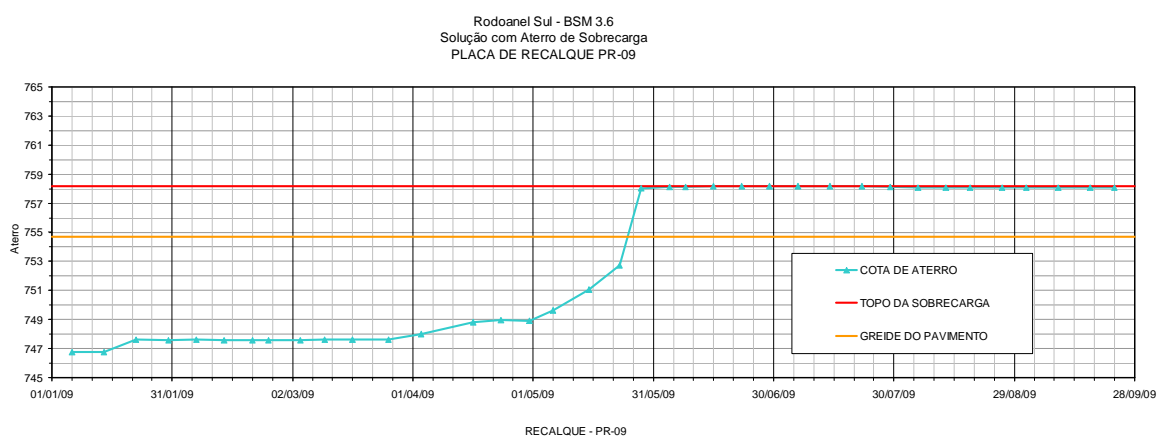
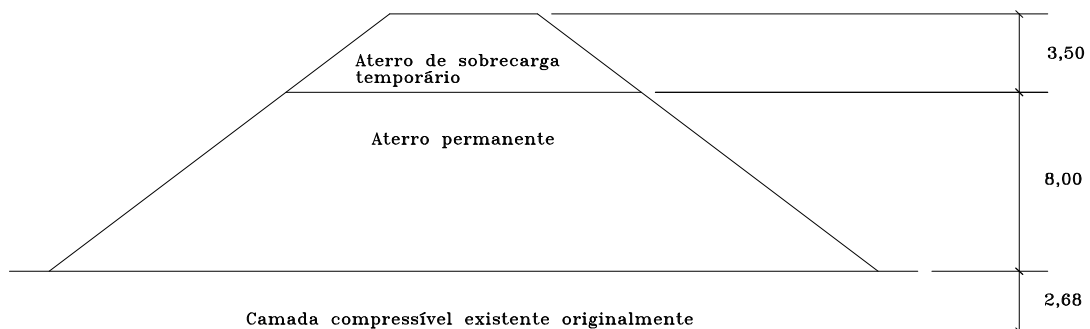


Figura B.6 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 09 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)

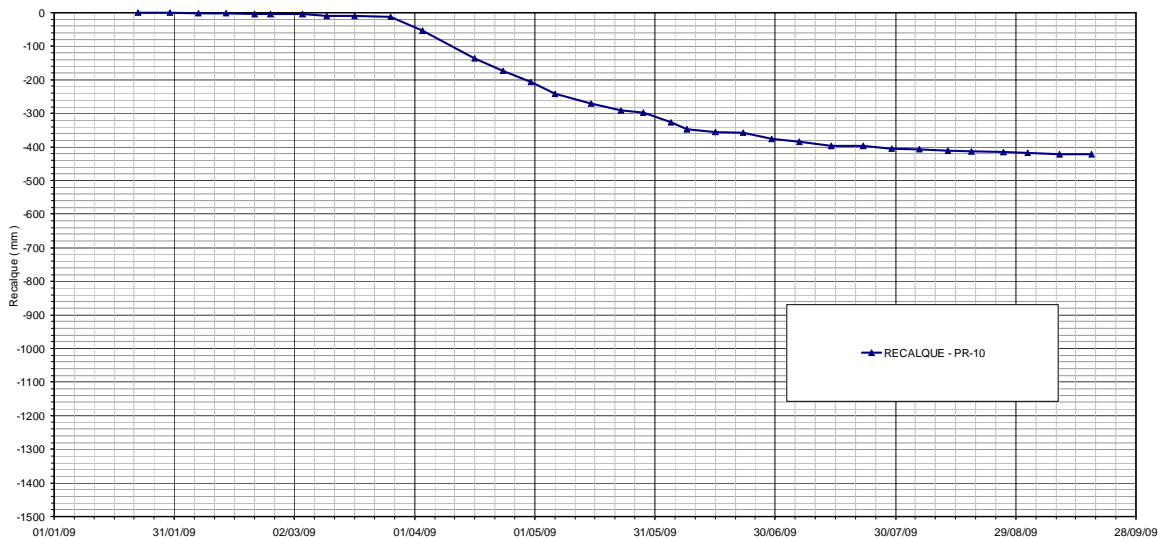
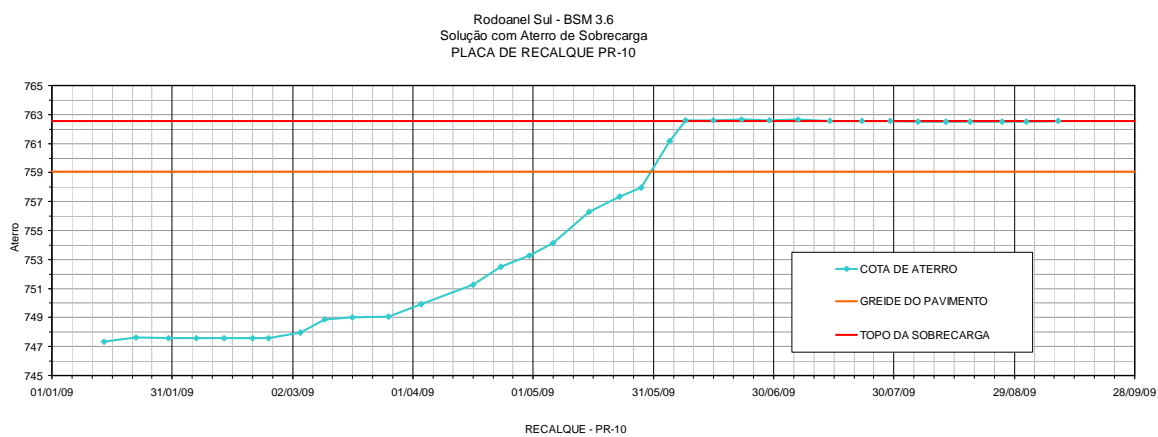
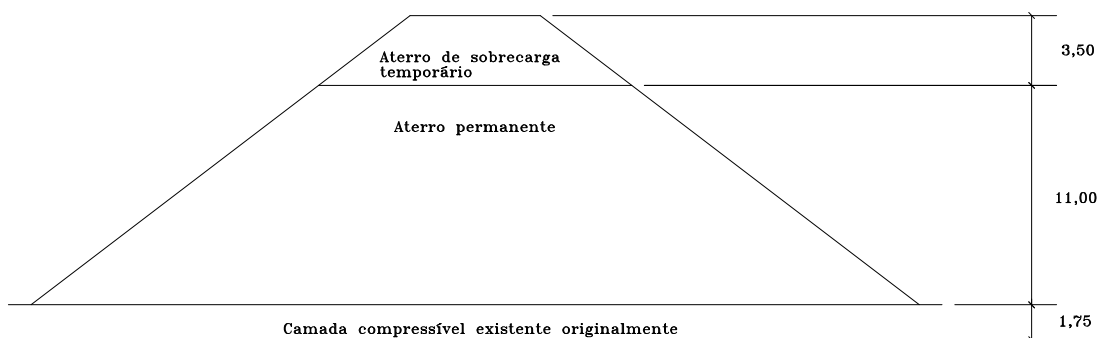
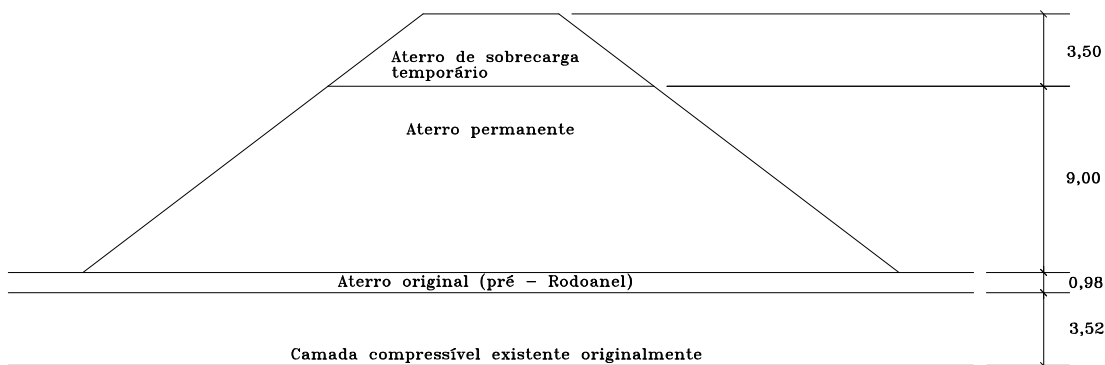


Figura B.7 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placa de recalque 10 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária)



Rodoanel Sul - Lote 3 - Área 1  
 Solução com Aterro de Sobrecarga  
 PLACAS DE RECALQUE PR-01 e PR-02

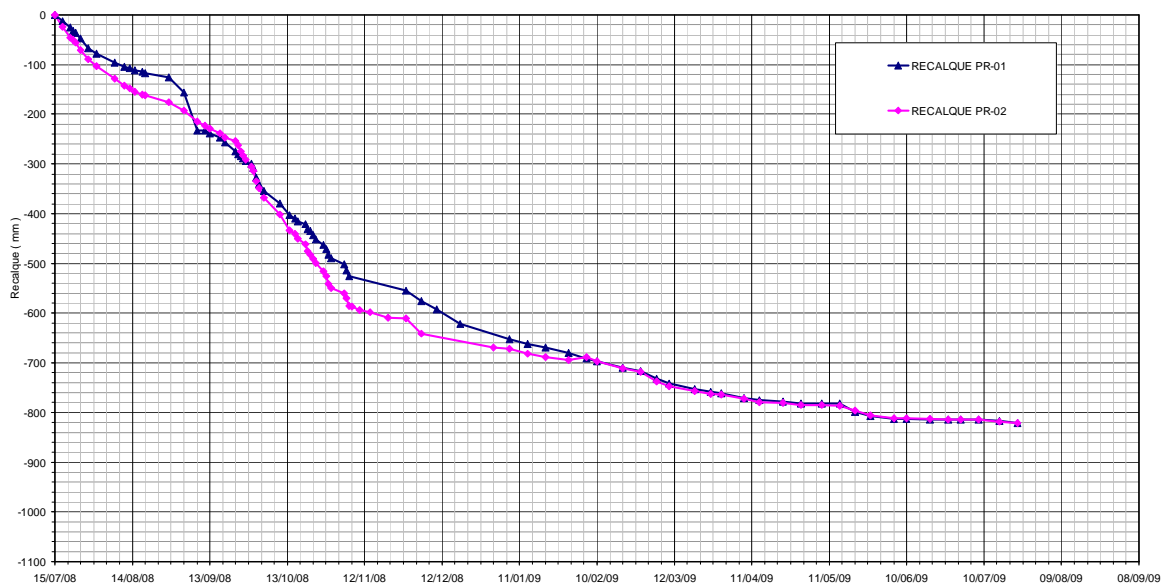
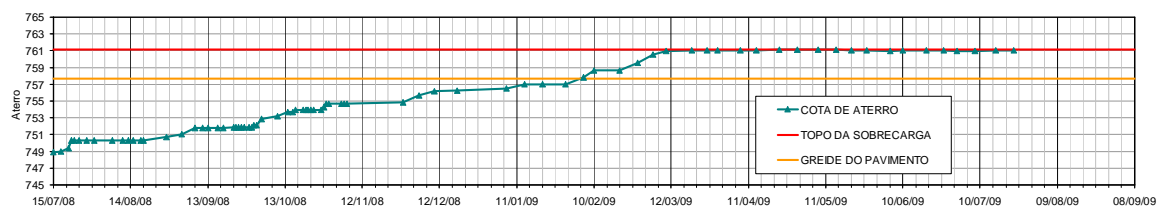
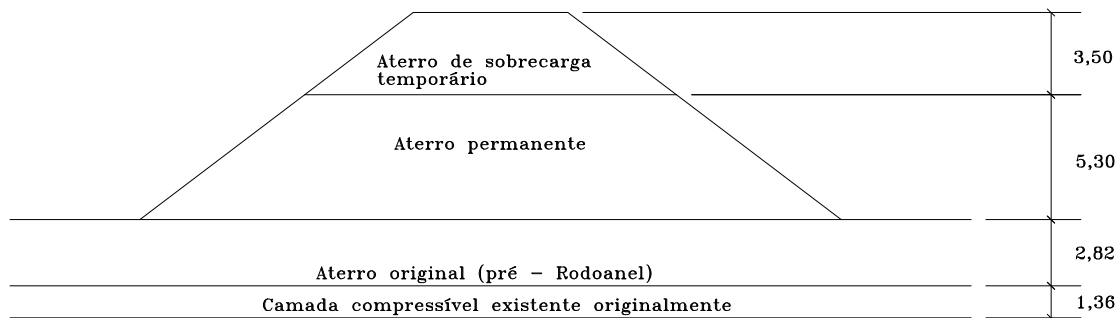


Figura B.8 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placas de recalque 01 e 02 da área 1 (aterro de sobrecarga temporária)



Rodoanel Sul - BSM 3.6  
 Solução com Aterro de Sobrecarga com Drenos Verticais  
 PLACAS DE RECALQUE PR-01 e PR-02

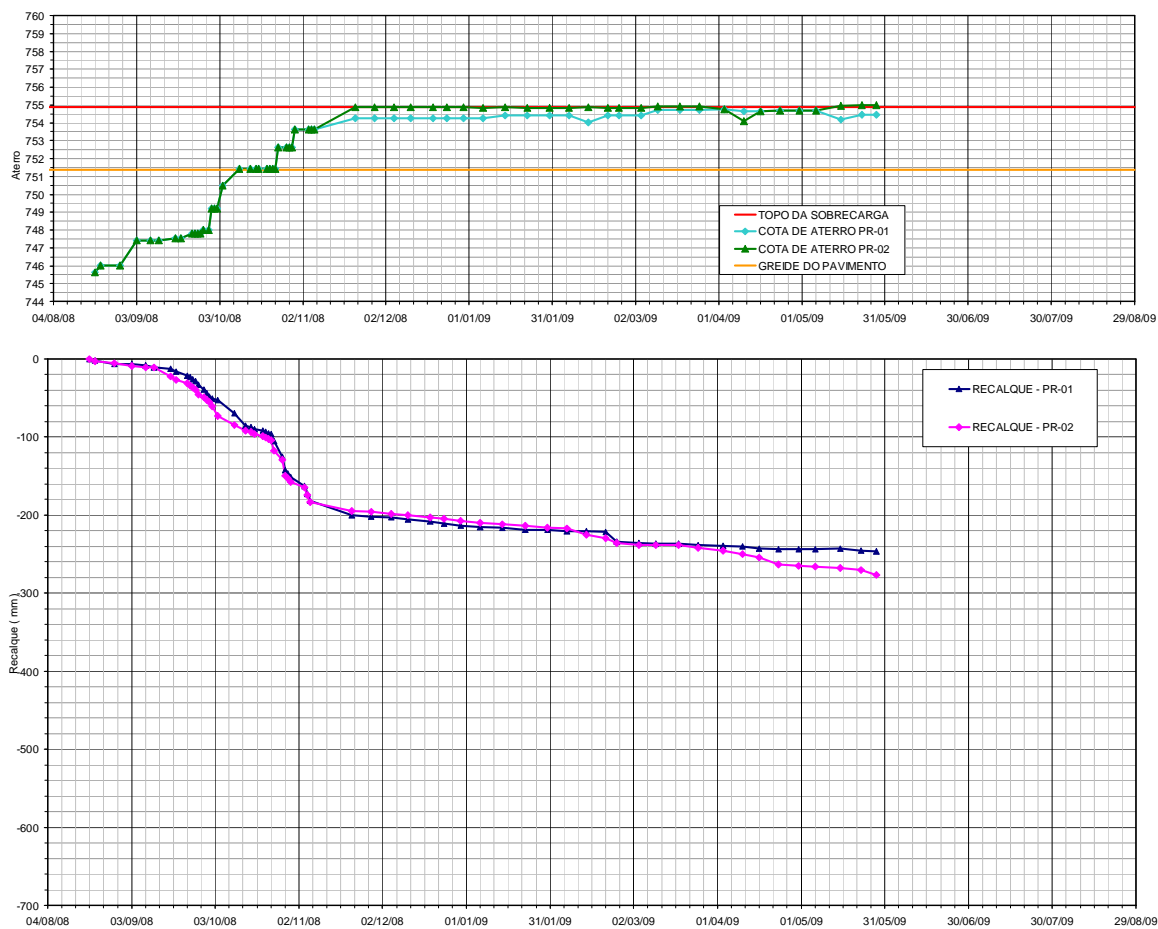


Figura B.9 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placas de recalque 01 e 02 do BSM 3.6 (aterro de sobrecarga temporária com drenos verticais)

Rodoanel Sul - BSM 305  
 Consolidação Profunda Radial  
 PLACAS DE RECALQUE PR-1 A PR-6

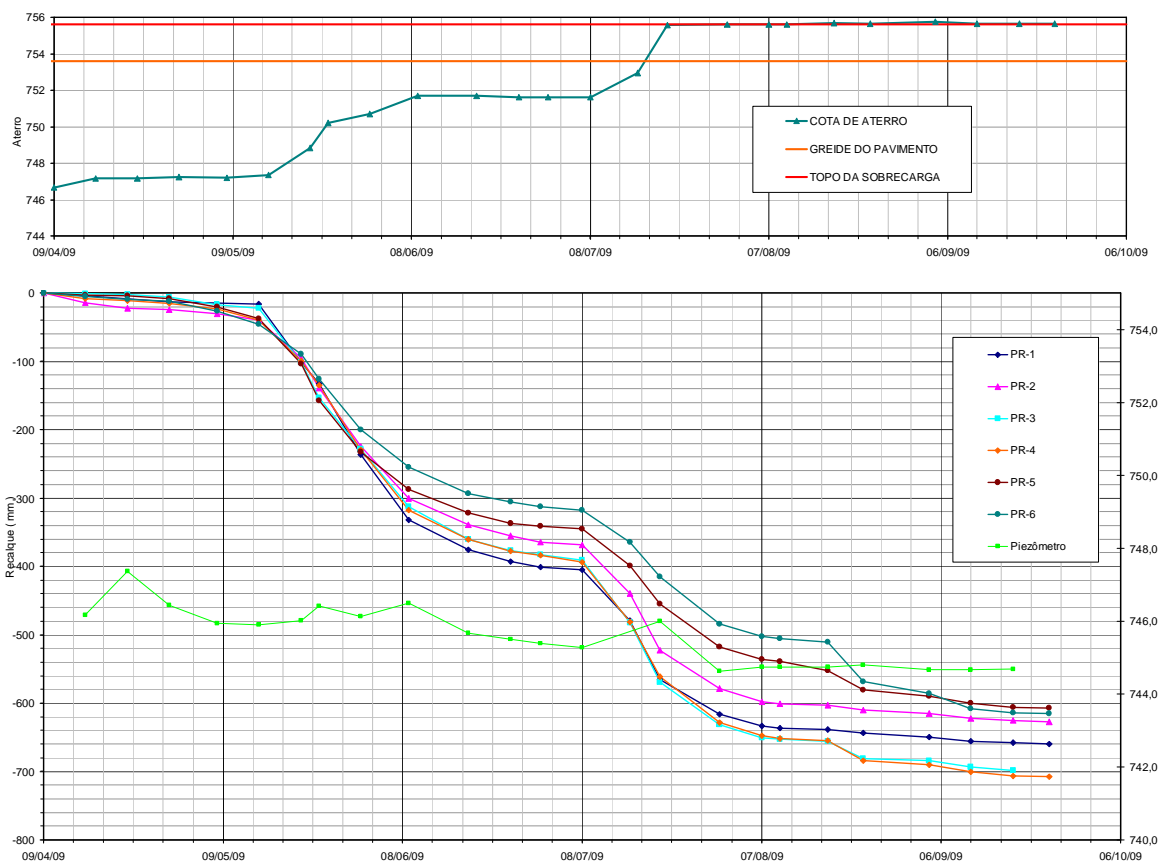


Figura B.10 - Gráficos da subida do aterro e do recalque em função do tempo - Placas de recalque 01 a 06 do BSM 305 (Consolidação Profunda Radial)



## APÊNDICE C – RESULTADOS DOS ENSAIOS DO TIPO SPT REALIZADOS NA REGIÃO TRATADA COM CPR

Dos 27 ensaios do tipo SPT realizados após o tratamento com a técnica do CPR, 11 furos foram locados na região próxima ao dreno (c), 5 no meio das colunas (a) e os 11 restantes entre as colunas (b). Os resultados obtidos nestes ensaios encontram-se apresentados na Tabela C.1.

Tabela C.1 - Valores de  $N_{SPT}$  (golpes/30 cm) obtidos em função da profundidade para todos os ensaios tipo SPT realizados após o tratamento com CPR

Ensaio		Profundidade (m)											
		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
Solo Natural	A1	-	3	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
	A2	-	3	1	0	0	1	1	1	1	1	3	2
	A3	-	2	1	1	0	0	0	1	2	1	2	2
Meio das Colunas (a)	a3	-	3	23	25	31	2	22	1	1	1	1	1
	a8	-	1	1	4	11	10	11	14	15	8	1	8
	a9	-	7	11	11	15	1	1	1	1	1	3	-
	a13	-	3	3	3	1	1	18	16	15	1	15	8
	SP-09	-	2	2	3	3	2	2	2	1	8	7	1
	b7	-	2	3	3	1	1	1	0	3	1	0	1
	b11	-	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1
Entre as Colunas (b)	b14	-	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	-
	b15	-	3	1	1	1	0	0	0	0	10*	-	-
	SP-04	-	3	3	2	1	1	0	0	1	1	1	1
	SP-05	-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2
	SP-07	-	1	1	1	1	1	2	37*	5	1	1	3
	SP-08	-	2	3	2	0	-	-	-	-	-	-	-
	SP-12	-	2	2	2	1	1	2	2	1	1	1	2
	SP-13	-	1	1	1	1	1	1	0	0	1	2	3
	SP-14	-	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1
	c4	-	1	3	2	1	7*	7*	1	1	3	3	-
Próximo aos Geodrenos (c)	c5	-	1	2	1	2	1	1	0	3	3	3	3
	c6	-	3	2	1	1	4	0	1	1	1	3	3
	c10	-	3	3	1	1	1	2	2	2	1	1	3
	SP-01	-	3	2	3	2	2	2	3	3	4	1	1
	SP-02	-	2	3	2	1	2	4	5	5	-	-	-
	SP-03	-	3	3	3	3	3	2	1	1	1	3	1
	SP-06	-	2	2	2	1	1	1	0	1	1	3	4
	SP-10	-	3	2	2	3	1	1	2	2	1	-	-
	SP-11	-	2	2	2	3	7	6	0	0	1	1	1
	SP-15	-	2	2	2	2	2	2	1	6	7	2	-

\* - valores descartados por apresentar valores duvidosos

A análise destes valores resultou na Tabela C.2.

Tabela C.2 - Valores dos  $N_{SPT}$  e de  $s_u$  obtidos para cada posição analisada

Ensaio		Somatória até 6,0m	Média dos $N_{SPT}$	Média Final dos $N_{SPT}$ por Posição	$S_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
Solo Natural	A1	11	1,1	1,20	6,35
	A2	14	1,3		
	A3	12	1,2		
Meio das Colunas (a)	a3	111	10,1	6,74	35,77
	a8	84	7,6		
	a9	52	5,2		
	a13	84	7,6		
	SP-09	33	3,0		
	b7	16	1,5		
	b11	10	0,9		
Entre as Colunas (b)	b14	8	0,8	1,19	6,33
	b15	6	0,8		
	SP-04	14	1,3		
	SP-05	13	1,2		
	SP-07	17	1,7		
	SP-08	7	1,8		
	SP-12	17	1,5		
	SP-13	12	1,1		
Próximo aos Geodrenos (c)	SP-14	10	0,9	2,12	11,23
	c4	15	1,9		
	c5	20	1,8		
	c6	20	1,8		
	c10	20	1,8		
	SP-01	26	2,4		
	SP-02	24	3,0		
	SP-03	24	2,2		
Próximo aos Geodrenos (c)	SP-06	18	1,6	2,12	11,23
	SP-10	17	1,9		
	SP-11	25	2,3		
	SP-15	28	2,8		

Considerando as resistências não drenadas apresentadas na Tabela C.2 e a porcentagem de influência de cada posição estudada em relação ao valor total, estima-se que a  $s_u$  representativa de toda a camada é 16,1 kN/m<sup>2</sup> (30% de 35,77 kN/m<sup>2</sup> + 20% de 11,23 kN/m<sup>2</sup> + 50% de 6,33 kN/m<sup>2</sup>).

## ANEXO A – BOLETINS DAS SONDAGENS A PERCUSSÃO DE REFERÊNCIA DAS INSTRUMENTAÇÕES

- BSM 3.6

PENETRAÇÃO (golpes/ 30 cm.) S.P.T.		NUMERO DE GOLPES – S.P.T.	CONSISTÊNCIA* OU COMPACTIDADE**	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO E REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR : Ø Interno: 34.9 mm    Peso: 65 Kg Ø Externo: 50.8 mm    Altura de queda: 75 cm REVESTIMENTO: 63.5 mm	NIVEL D'AGUA E AVANÇO			
GRAF. Esc 1:2000 50 40 30 20 10									DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
INTERESSADO : CONSÓRCIO SONDOTÉCNICA – THEMAG											
OBRA : RODOANEL MARIO COVAS – TRECHO SUL (Ramo IMS1-PE)											
ESTACA: 39+0,16    AFAST.: 2,32m – LE											
SONDAGEM A PERCUSSÃO SP.4402											
INICIO: 30/01/2006    FIM : 31/01/2006											
COTA: 751,561 COORD. N: 226.326,4891 E: 164.067,2624											
		1	MUITO MOLE*	ALUVIÃO		1.00	ARGILA SILTOSA, (MARROM)	T.C.			
		2	MOLE*			1.85	ARGILA ORGÂNICA, (PRETA)				
		3	MOLE*	SEDIMENTOS		4.50	ARGILA SILTOSA, (MARROM CLARA)	EST.			
		3	MUITO MOLE*								
		4	MOLE*								
		5	MOLE*								
		5	FOFA**								
		6	POUCO COMPACTA**	AREIA		5.90	FINA PCO. ARGILOSA, CINZA CLARA	LAV.			
		7	FOFA**			6.30	FINA A GROSSA C/ PEDREG. MIUDOS, VARIEGADA CINZA CLARA E AMARELA				
		7	FOFA**			7.40	FINA C/ PEDREGULHOS MIUDOS, CINZA CLARA				
		8	MOLE*	SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA		7.85	CINZA CLARO	31/01/06			
		9	MOLE*			8.00	VERMELHO				
		10	MOLE*			12.00	SILTE ARGILOSO C/ AREIA FINA A MEDIA MICÁCEO				
		11	MEDIA*			15.00	ROXO				
		12	MOLE*			MEDIANAMENTE COMPACTA**			15.00	PCO. ARENOSO FINA A MEDIA MICÁCEO, VARIEGADO ROXO	
		13	MEDIA*								SILTE ARENOSO
		14	MOLE*								FINA A GROSSA MICÁCEO, VARIEGADO ROXO E CINZA
		15	COMPACTA**								
		16									
		17									
		18									
		19									
		20									
LAVAGEM POR TEMPO – 10 MINUTOS: PROF. DE INICIO:    m ESTAGIOS: 1*    cm – 2*    cm – 3*    cm											
PERFIL GEOLÓGICO e GEOTÉCNICO INDIVIDUAL DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO							NOTAS:    EST = ESTABILIZADO LAV = LAVAGEM TC = TRADO CONCHA				

INTERESSADO : CONSÓRCIO SONDOTÉCNICA – THEMAG				SONDAGEM A PERCUSSÃO SP.4403				
OBRA : RODOANEL MARIO COVAS – TRECHO SUL (Ramo IMN-PI)				INICIO: 30/01/2006 FIM : 30/01/2006				
ESTACA: 40+18,32 AFAST.: 3,47m – LD				COTA: 751,394 COORD. N: 226.310,8749 E: 164.039,3969				
PENETRAÇÃO (golpes/ 30 cm.) S.P.T.		NUMERO DE GOLPES – S.P.T.	CONSISTÊNCIA* OU COMPACTIDADE**	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLÓGICO E REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR :	NIVEL D'AGUA E AVANÇO
GRAF. Esc 1:2000 50 40 30 20 10							DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
							∅ Externo: 50.8 mm      Altura de queda: 75 cm	
							REVESTIMENTO: 63.5 mm	
		1	MUITO MOLE*	ALUVIÃO		.90	ARGILA SILTOSA, (MARROM)	T.C.
		2	MOLE*			1.50	ARGILA ORGÂNICA, (PRETA)	
		3	MOLE*	SEDIMENTOS		2.75	ARGILA SILTOSA, (MARROM CLARA)	EST. 4.45 4.68
		4	FOFA**			4.85	FINA PCO. ARGILOSA, VERMELHA AREIA	
		5	POUCO COMPACTA**			5.65	FINA A GROSSA, AMARELA	
		6	FOFA**					
		7	MOLE*				ARGILA SILTOSA, (CINZA CLARA)	
		10	MEDIA* MEDIANAMENTE COMPACTA**			7.25 7.60	AREIA FINA A GROSSA C/ PEDREGULHOS MIUDOS, (CINZA)	
		8	MEDIA*			8.00		
		9	MOLE*				FINA A MEDIA, VARIEGADO CINZA CLARO E VERMELHO	
		10				9.50	SILTE ARGILOSO C/ AREIA	
		11					FINA A GROSSA MICÁCEO, ROXO	
		12	MEDIA*					
		13		12.70				
		14	POUCO COMPACTA**	SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA				LAV. 31/01/06
		15						
		16	MEDIANAMENTE COMPACTA**				SILTE ARENOSO (FINA A MEDIA) MICÁCEO, VARIEGADO (ROXO E CINZA)	
		17						
		18	COMPACTA**					
		19				19.00		
		20			AREIA FINA A GROSSA MICÁCEA SILTOSA VARIEGADA AMARELA E CINZA			
		14						

LAVAGEM POR TEMPO – 10 MINUTOS: PROF. DE INICIO: 36.31 m ESTAGIOS: 1° 10.0 cm – 2° 4.0 cm – 3° 3.0 cm

PERFIL GEOLÓGICO e GEOTÉCNICO INDIVIDUAL DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO

NOTAS: EST = ESTABILIZADO  
LAV = LAVAGEM  
TC = TRADO CONCHA

E GEOTECNIA (11) 3871-2555

Cliente: CONSÓRCIO THEMAG-SONDOTÉCNICA					Ref. GE 085-06													
Local: RODOANEL MARIO COVAS - TRECHO SUL ("RAMO PI-IMS2")																		
Escala: 1:100		Data: 02/09/06		Desenhista: r.a.g.		Engº:		Des.nº: 03625										
SONDAGEM			SP-3056			COTA: 746.501m.												
Cotas em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração : (golpes/30cm)				Revestimento ø 76,2 mm											
			— 1ª e 2ª penetrações		— 2ª e 3ª penetrações		Amostrador { ø interno: 34,9 mm		ø externo: 50,8 mm									
Nível d'água			Nº de golpes		Gráfico		Peso 65 Kg - Altura de queda 75 cm											
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL									
746.42									Argila arenosa Marrom escura (Aterro)									
745	①	0.90	1	1/15					Argila siltosa Marrom clara Muito mole (Aterro)									
	②	1.60	1/35	1/20					Argila arenosa Cinza escura Muito mole (Sedimento recente)									
	③	2.70	2	3					Silte areno-argiloso, com pedregulhos, micáceo Variegado (marrom claro) Fofo (Alteração de rocha)									
	④	3.50	4	5					Silte arenoso, pouco argiloso Variegado (marrom claro) Pouco compacto (Alteração de rocha)									
	⑤		5	6														
	⑥	6.45	5	6					LIMITE DA SONDAGEM									
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Avanço (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Trado</td> <td>0.00 a 1.00</td> </tr> <tr> <td>Lavagem</td> <td>1.45 a 6.00</td> </tr> <tr> <td>Revestimento</td> <td>0.00 a 3.00</td> </tr> </tbody> </table>											Avanço (m)		Trado	0.00 a 1.00	Lavagem	1.45 a 6.00	Revestimento	0.00 a 3.00
Avanço (m)																		
Trado	0.00 a 1.00																	
Lavagem	1.45 a 6.00																	
Revestimento	0.00 a 3.00																	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		SIMBOLOGIA		<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI OBSERVADO				<input type="checkbox"/> AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB <input type="checkbox"/> PESO DAS HASTES <input type="checkbox"/> AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB <input type="checkbox"/> PESO DAS HASTES+PESO BATENTE <input type="checkbox"/> NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO										
INICIAL	FINAL																	
0.91	0.08																	
28/06/06	29/06/06																	

Cliente: CONSÓRCIO THEMAG-SONDOTÉCNICA						Ref. GE 085-06									
Local: RODOANEL MARIO COVAS - TRECHO SUL (Ramo IMS1-PE)															
Escala: 1:100		Data: 22/06/06		Desenhista: r.a.g.		Engº:	Des.nº: 03592								
<b>SONDAGEM</b> SP-3073				<b>COTA:</b> 745.364m.											
Cotas em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração : (golpes/30cm) — 1ª e 2ª penetrações - - 2ª e 3ª penetrações				Revestimento Ø 76.2 mm								
Nível d'água			Nº de golpes		Gráfico		Amostrador { Ø interno: 34.9 mm Ø externo: 50.8 mm								
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30								
745.15		0.40													
745	①		2	2/29											
	②	1.80	1/48												
	③	2.50	2	2											
	④	3.50	2	2											
	⑤	4.60	2	2/27											
740	⑥		2	3											
	⑦		4	6											
	⑧		5	6											
		8.45	5	7											
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL															
Argila arenosa Marron escura (Aterro)															
Argila siltosa, com areia fina Variegada (amarela) Muito mole (Recente)															
Argila siltosa Preta Muito mole (Recente)															
Areia fina siltosa Cinza clara Fofa (Recente)															
Argila, com areia fina Variegada (cinza clara) Muito mole (Recente)															
Silte argiloso, pouco arenoso micaceo Variegado (cinza claro) Mole a medio															
(Alteracao de rocha)															
LIMITE DA SONDAGEM															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Avanço (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Trado</td> <td>0.00 a 1.00</td> </tr> <tr> <td>Lavagem</td> <td>1.45 a 8.00</td> </tr> <tr> <td>Revestimento</td> <td>0.00 a 5.00</td> </tr> </tbody> </table>								Avanço (m)		Trado	0.00 a 1.00	Lavagem	1.45 a 8.00	Revestimento	0.00 a 5.00
Avanço (m)															
Trado	0.00 a 1.00														
Lavagem	1.45 a 8.00														
Revestimento	0.00 a 5.00														
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		SIMBOLOGIA		AMOSTRA NÃO RECUPERADA		O/N									
INICIAL	FINAL	☒				☐	AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB								
0.90	0.21	☉				☐	PESO DAS HASTES								
12/06/06	14/06/06	☉				☐	AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB								
		☉				☐	PESO DAS HASTES+PESO BATENTE								
		☉				☐	NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI OBSERVADO								
		☉				☐	NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO								

Cliente: CONSÓRCIO THEMAG-SONDOTÉCNICA						Ref. GE 085-06										
Local: RODOANEL MARIO COVAS - TRECHO SUL (Ramo IMS1-PI)																
Escala: 1:100		Data: 22/06/06		Desenhista: r.a.g.		Engº:	Des.nº: 03593									
<b>SONDAGEM</b> SP-3074				<b>COTA:</b> 745.171m.												
Cotas em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração : (golpes/30cm) — 1ª e 2ª penetrações - - 2ª e 3ª penetrações				Revestimento Ø 76.2 mm Amostrador { Ø interno: 34.9 mm Ø externo: 50.8 mm Peso 65 Kg - Altura de queda 75 cm									
			Nº de golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL									
Nível d'água 745.05			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40								
	①		1/10	1/60												
	②	1.95	1/45													
	③		1/25	1/20												
	④	3.95	19	19												
740	⑤	5.50	14	15												
	⑥		8	11												
	⑦		9	13												
	⑧	8.45	10	14												
LIMITE DA SONDAGEM																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Avanço (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Trado</td> <td>0.00 a 1.00</td> </tr> <tr> <td>Lavagem</td> <td>1.70 a 8.00</td> </tr> <tr> <td>Revestimento</td> <td>0.00 a 6.00</td> </tr> </tbody> </table>									Avanço (m)		Trado	0.00 a 1.00	Lavagem	1.70 a 8.00	Revestimento	0.00 a 6.00
Avanço (m)																
Trado	0.00 a 1.00															
Lavagem	1.70 a 8.00															
Revestimento	0.00 a 6.00															
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		AMOSTRA NÃO RECUPERADA		O/N		D AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB D PESO DAS HASTES										
INICIAL	FINAL	AMOSTRA SHELBY		P/N		D AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB D PESO DAS HASTES+PESO BATENTE										
0.86	0.12	AMOSTRA SHELBY NÃO RECUPERADA		NFE		NFE NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO										
12/06/06	13/06/06	NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI OBSERVADO														

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO						SP-02								
COTA E N A	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	N° DE GOLPES				AMOS.	PENETRAÇÃO SPT (30cm)					
				PENETRAÇÕES			SPT		10	20	30	40		
0,75 31/07/2007	0,25		com matéria orgânica, cinza ALUVIÃO	00/15	01/30	-	-	01/30	1					
			ARGILA, POUCO MICÁCEA, MUITO MOLE, MARROM	01/30	01/20	-	-	01/20	2					
	2,68		AREIA FINA, ARGILOSA, COM MATÉRIA ORGÂNICA, FOFA, CINZA ESCURO	01/15	01/15	02/15	03/15		3					
	3,92		AREIA GROSSA, MICÁCEA, MEDIANAMENTE COMPACTA, MARROM	04/15	04/15	08/15	12/15		4					
	5,30		SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA	05/15	07/15	09/15	16/15		5					
				04/15	07/15	10/15	17/15		6					
				02/15	04/15	05/15	09/15		7					
				03/15	04/15	06/15	10/15		8					
				04/15	04/15	06/15	10/15		9					
				05/15	08/15	08/15	16/15		10					
	10,91		SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO (AREIA FINA), MICÁCEO, POUCO CAULÍNICO, MÉDIO A RIJO, VERMELHO CLARO	03/15	05/15	07/15	12/15		11					
				04/15	05/15	06/15	11/15		12					
				02/15	06/15	07/15	13/15		13					
	15,00		compacto	04/15	06/15	10/15	16/15		14					
	15,45		FURO TERMINADO COM 15,45m	05/15	08/15	13/15	21/15		15					

DATA	COORDENADAS	AVANÇO	REVEST.	COTA
INÍCIO: 31/07/07	N : 226.540,3700	TRADO: 1,45	PROF.: 6,00	744,544
TÉRMINO: 31/07/07	E : 163.962,4420	LAVAGEM: 14,00		





- Área 1

Cliente: CONSÓRCIO THEMAG-SONDOTÉCNICA						Ref. GE 085-06			
Local: RODOANEL MARIO COVAS - TRECHO SUL									
Escala: 1:100		Data: 23/06/06		Desenhista: r.a.g.		Engº:	Des.nº: 03599		
<b>SONDAGEM</b> SP-3080				<b>COTA:</b> 749.331m.					
Cotas em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração : (golpes/30cm)				Revestimento Ø 76.2 mm		
			— 1ª e 2ª penetrações		— 2ª e 3ª penetrações		Amostrador { Ø interno: 34.9 mm Ø externo: 50.8 mm		
Nível d'água			Nº de golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20		30	40
749.02									Argila arenosa Variegada (marrom clara) (Aterro)
	①	0.98	1/45						Argila arenosa Variegada (marrom escura) Muito mole
	②		1/50						(Aterro)
	③	3.48	1	1/18					Areia fina e media siltosa Cinza escura Pouco compacta (Recente)
745	④	4.50	4	5					
	⑤		6	8					
	⑥		7	9					
	⑦		5	7					Silte arenoso pouco argiloso Variegado (marrom claro) Pouco compacto a medianamente compacto
	⑧		4	9					(Alteracao de rocha)
740	⑨		6	9					
	⑩		7	10					
	⑪		8	12					
	⑫		9	13					
	⑬	13.00	15	21					Silte arenoso, pouco micaceo Variegado (cinza claro) Compacto
735	⑭		18	25					(Alteracao de rocha)
	⑮	15.45	19	26					
LIMITE DA SONDAGEM									
Avanço (m)									
Trado								0.00 a 1.00	
Lavagem								1.45 a 15.00	
Revestimento								0.00 a 5.00	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		INICIAL		FINAL		SIMBOLÓGICA		<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI OBSERVADO	
		1.00		0.31		0/N		<input type="checkbox"/> AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB <input type="checkbox"/> PESO DAS HASTES	
30/05/06		01/05/06		NFO		P/N		<input type="checkbox"/> AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB <input type="checkbox"/> PESO DAS HASTES+PESO BATENTE	
						NFE		<input type="checkbox"/> NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO	

## - BSM 3.6 (com drenos verticais)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAAGEM A PERCUSSÃO						CONFORME: NBR6484/01 NBR6502/95		SP01R		1/2		
COTA e N.A.	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	EQUIP. UTILIZADO: EQ.01			AMOSTRA	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" QUEDA DE 75 cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 Kg	TORQUE	TORQUE Residual	
					N.º DE GOLPES		SPT (N)					PENETRAÇÃO SPT (N)
						5 10 15 20 25					Kgf . m	
				AT	-	-	-	00				
			SILTE ARENOSO FINO A MÉDIO, FRIÁVEL, COM BRITA, MICÁCEO, VERMELHO-AMARRONZADO, FOFO A POUCO COMPACTO		1	2	2	01				
					15	16	14					
					2	2	3	02				
					17	13	15	5/28				
					2	2	3	03				
					15	15	18	5/33				
					2	2	2	04				
					16	14	15	4/29				
					2	3	3	05				
					15	15	15	6				
	6.00		CAMADA DE BRITA		3	9	6	06				
	6.36			STA	15	15	15	15				
			ARGILA SILTOSA, PLÁSTICA, CINZA CLARA, MOLE A MÉDIA		3	4	2	07				
					15	15	15	6				
	7.77				1	1	2	08				
					20	10	15	3/25				
	9.18		ARGILA ORGÂNICA POUCO ARENOSA FINA, PLÁSTICA, PRETA A MARRON ESCURA, MUITO MOLE	STA/SO	1	1	-	09				
					16	30	-	1/30				
	10.34		SILTE ARGILO-ARENOSO FINO, PLÁSTICO, MUITO MICÁCEO, CAULÍNICO, CINZA-ESVERDEADO COM PORÇÕES AMARELAS, MUITO MOLE A MOLE	SRM	2	2	1	10				
					15	17	13	3				
					1	1	1	11				
					20	16	10	2/26				
					1	1	2	12				
					17	13	17	3				
	12.91		(ALTERAÇÃO DE ROCHA GRANÍTICA)		2	3	4	13				
					15	15	15	7				
					2	3	5	14				
					15	15	15	8				
	15.23		SILTE MICÁCEO ARENO-ARGILOSO FINO A MÉDIO, POUCO PLÁSTICO, CAULÍNICO, CINZA-ESVERDEADO, POUCO COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO		2	3	5	15				
					15	15	15	8				
					2	4	5	16				
					15	15	15	9				
					3	3	5	17				
					17	13	16	8/29				
NÍVEIS D'ÁGUA						Solo Residual: Maduro (SRM), Saprolítico (SRS), Rocha (SRR)						
						Solo Transportado: Coluvionar (STC), Aluvionar (STA), Edólico (STE), Glacial (STG), Marinho (STM)						
						Aterro (AT), Solo Orgânico (SO)						
DATA	HORA	PROF.	DATA	HORA	PROF.	DATA	COORDENADAS	AVANÇO	REVEST.: 11.00			
14/04/09	15:10	8.17	14/04/09	15:30	7.81	14/04/09	N: 226.385,219	TRADO: 0.00-8.00				
14/04/09	15:20	7.86	14/04/09	15:40	7.77	14/04/09	E: 164.129,085	LAV: 8.45-20.00	COTA: 754.460			

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO						CONFORME: NBR6484/01 NBR6502/95		SPØ2R		1/2								
COTA e N.A.	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA	EQUIP. UTILIZADO: EQ.01			AMOSTRA	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" QUEDA DE 75 cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 Kg					TORQUE	TORQUE Residual			
					N.º DE GOLPES		SPT (N)		PENETRAÇÃO SPT (N)									
								5 10 15 20 25					Kgf . m					
			SILTE ARENOSO FINO A MÉDIO, NÃO PLÁSTICO, POUCO MICÁCEO, MARROM-AVERMELHADO, FOFO A POUCO COMPACTO	AT	-	-	-	-	00									
					1	1	2	3	01									
					16	14	17	4/28	02									
					1	1	3	6	03									
					17	13	15	3/31	04									
					2	3	3	5/31	05									
					15	15	15	5/28	06									
					1	1	2	5	07									
					17	13	18	9	08									
					2	2	3	3/32	09									
					16	14	18	3/34	10									
					1	1	2	19	11									
					15	15	19	17	12									
					5	9	10	5/28	13									
					15	15	15	8	14									
					2	3	5	8	15									
					15	17	13	8	16									
			2	3	5	8	17											
			15	15	15													
			3	5	7	12												
			15	15	15													
NÍVEIS D'ÁGUA						Solo Residual: Maduro (SRM), Saprolítico (SRS), Rocha (SRR)						Solo Transportado: Coluvionar (STC), Aluvionar (STA), Edáfico (STE), Glacial (STG), Marinho (STM)						
DATA	HORA	PROF.	DATA	HORA	PROF.	Aterro (AT), Solo Orgânico (SO)		AVANÇO		REVEST.: 13.00								
15/04/09	11:51	9.89	15/04/09	12:11	9.71	DATA	COORDENADAS	TRADO: 0.00-10.00		COTA: 775.030								
15/04/09	12:01	9.78	15/04/09	12:21	9.67	INÍCIO: 15/04/09	N: 226.407,287	LAV: 10.45-20.00										
						TÉRMINO: 15/04/09	E: 164.120,169											

- BSM 305

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAAGEM A PERCUSSÃO						CONFORME: NBR6484/01 NBR6502/95		SP-07		1/1					
COTA e N.A.	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA	EQUIP. UTILIZADO: EQ.01			AMOSTRA	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" QUEDA DE 75 cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 Kg					TORQUE	TORQUE Residual
					N.º DE GOLPES		SPT (N)		PENETRAÇÃO SPT (N)					Kgf. m	
					PENETRAÇÃO				5	10	15	20	25		
2.78 06/05/09	3.50		SILTE POUCO ARGILOSO, POUCO PLÁSTICO, MARRON VARIEGADO, MUITO MOLE	AT	-	-	-	-	00						
					1	1	-	-	1/20						
					29	20	-	-	1/19						
					30	19	-	-	1/20						
					1	1	-	-	1/18						
					29	20	-	-	1/19						
					31	18	-	-	2						
					1	1	-	-	37						
					30	29	-	-	5						
					1	1	-	-	1/18						
15	20	-	-	1/17											
12	17	-	-	3/31											
15	15	-	-	3/27											
6	3	-	-	3/31											
15	15	-	-	2											
1	1	-	-	3/31											
30	18	-	-	3/31											
1	1	-	-	2											
29	17	-	-	3/31											
1	1	-	-	2											
15	15	-	-	3/34											
1	1	-	-	3/31											
17	14	-	-	3/31											
1	1	-	-	4											
15	15	-	-	4/31											
1	1	-	-	4											
15	17	-	-												
1	2	-	-												
15	15	-	-												
10.45			FURO TERMINADO EM 10.45m												

NÍVEIS D'ÁGUA						Solo Residual: Maduro (SRM), Saprolítico (SRS), Rocha (SRR) Solo Transportado: Coluvionar (STC), Aluvionar (STA), Eóico (STE), Glacial (STG), Marinho (STM) Aterro (AT), Solo Orgânico (SO)					
DATA	HORA	PROF.	DATA	HORA	PROF.	DATA	COORDENADAS	AVANÇO	REVEST.:		
06/05/09	10:22	3.50	06/05/09	10:42	2.82	INÍCIO:	06/05/09 N: 226167,260	TRADO:	0.00-3.00	COTA: 746,404	
06/05/09	10:32	3.01	06/05/09	10:50	2.78	TÉRMINO:	06/05/09 E: 163778,083	LAV:	3.45-10.00		

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAAGEM A PERCUSSÃO							CONFORME: NBR6484/01 NBR6502/95		SP 15		1/1						
COTA e N.A.	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	EQUIP. UTILIZADO: EQ.01			AMOSTRA	TORQUE	TORQUE Residual	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" QUEDA DE 75 cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 Kg						
					N.º DE GOLPES		SPT (N)				PENETRAÇÃO SPT (N)					Kgf . m	
								5 10 15 20 25									
07/05/09	0.40		AREIA QUARTZÍTICA FINA, [COM PEDREGULHOS, CINZA]	AT	-	-	-	-	00								
	1.55		SILTE ARENO-ARGILOSO FINO, PLÁSTICO, MICÁCEO, VERMELHO-AMARRONZADO, FOFO		-	1	1	1	2	01							
	1.92			-	1	1	1	2/31									
				-	1	1	1	2/33									
				-	1	1	1	-	02								
				-	1	1	1	2/33									
				-	1	1	1	2/31	03								
				-	1	1	1	2/33									
				-	1	1	1	1/20	04								
				-	1	3	3	6									
					15	15	15	7	05								
	5.89		CAMADA DE AREIA	SRM	1	1	1	2/19									
	5.96				1	1	1	2/28	06								
					1	1	1	2/28									
					1	1	1	2/24	07								
					1	1	1	2/31									
					1	1	1	2	08								
					1	1	1	3									
					1	2	2	4	09								
					1	2	2	3									
					1	2	2	5	10								
	8.00		SILTE MICÁCEO POUCO ARGILOSO, POUCO PLÁSTICO, ROXO, MOLE A MÉDIO		1	1	1	1									
					1	1	1	2									
					1	1	1	3									
					1	1	1	4									
					1	1	1	5									
					1	1	1	5									
					1	1	1	8									
	10.45		FURO TERMINADO EM 10.45m		1	1	1	8	10								
									11								
									12								
									13								
									14								
									15								
									16								
									17								

NÍVEIS D'ÁGUA						Solo Residual: Maduro (SRM), Saprolítico (SRS), Rocha (SRR) Solo Transportado: Coluvionar (STC), Aluvionar (STA), Eólico (STE), Glacial (STG), Marinho (STM) Aterro (AT), Solo Orgânico (SO)					
DATA	HORA	PROF.	DATA	HORA	PROF.	DATA	COORDENADAS	AVANÇO	REVEST.:		
05/05/09	12:45	1.80	05/05/09	13:10	1.70				7.00		
05/05/09	12:55	1.76	07/05/09		1.55	INÍCIO: 05/05/09	N: 226133,306	TRADO: 0.00-5.00	COTA: 747,631		
						TÉRMINO: 05/05/09	E: 163752,632	LAV: 5.45-10.00			

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO						CONFORME: NBR6484/01 NBR6502/95		SP 05		1/1						
COTA e N.A.	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO GEOOLÓGICO-GEOTÉCNICA	EQUIP. UTILIZADO: EQ.01			AMOSTRA	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" QUEDA DE 75 cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 Kg					TORQUE	TORQUE Residual	
					N.º DE GOLPES		SPT (N)		PENETRAÇÃO SPT (N)							
					PENETRAÇÃO				5 10 15 20 25					Kgf . m		
06/05/09	0.37		AREIA QUARTZÍTICA FINA, CINZA-AMARELADA	AT	-	-	-		00							
						1	1	-		1/20						
						31	20	-		01						
						1	1	-		01						
						28	20	-		02						
						1	1	-		02						
						29	16	-		03						
						1	1	-		03						
						30	17	-		04						
						1	1	-		04						
	3.70		SILTE POUCO ARGILOSO, POUCO PLÁSTICO, VERMEHO-ARROXEADO, MUITO MOLE	AT	1	1	-	05								
					27	19	-		05							
					1	1	-		06							
					30	18	-		06							
					1	1	-		07							
					28	18	-		07							
					1	1	-		08							
					30	17	-		08							
					1	1	-		09							
					27	19	-		09							
	5.60		ARGILA ORGÂNICA, PLÁSTICA, CINZA ESCURA A MARROM, MUITO MOLE	STA	1	1	1	10								
					17	13	15		2/28							
					1	1	1		05							
					15	15	15		05							
					1	1	1		06							
					15	17	13		06							
					1	1	2		07							
					20	10	17		07							
					1	1	2		08							
					15	15	15		08							
	6.00		AREIA QUARTZÍTICA FINA, POUCO MICÁCEA, CINZA-ESVERDEADA, FOFA	SRM	1	1	2	11								
					1	1	2		3							
					15	17	13		3							
					1	1	2		3							
					15	15	15		3							
					1	1	-		1/20							
					28	20	-		1/20							
					1	1	-		1/21							
					27	21	-		1/21							
					1	1	2		3/34							
	7.10		AREIA QUARTZÍTICA FINA A MÉDIA, POUCO MICÁCEA, CINZA-ESVERDEADA, FOFA	SRM	1	1	2	12								
					15	15	15		3							
					1	1	2		3							
					15	17	13		3							
					1	1	-		1/20							
					28	20	-		1/20							
					1	1	-		1/21							
					27	21	-		1/21							
					1	1	2		3/34							
					15	15	15		3							
	10.49		SILTE MICÁCEO ARENOSO FINO A MÉDIO, POUCO CAULÍNICO, CINZA-ESVERDEADO, FOFO	SRM	1	1	2	13								
					15	15	15		3							
					1	1	2		3							
					15	17	13		3							
					1	1	-		1/20							
					28	20	-		1/20							
					1	1	-		1/21							
					27	21	-		1/21							
					1	1	2		3/34							
					15	15	15		3							
	10.49		FURO TERMINADO EM 10.49m		1	1	2	14								
					15	15	15		3/34							
					1	1	2		3							
					15	17	13		3							
					1	1	-		1/20							
					28	20	-		1/20							
					1	1	-		1/21							
					27	21	-		1/21							
					1	1	2		3/34							
					15	15	15		3							

NÍVEIS D'ÁGUA

Solo Residual: Maduro (SRM), Saprolítico (SRS), Rocha (SRR)  
Solo Transportado: Coluvionar (STC), Aluvionar (STA), Eólico (STE), Glacial (STG), Marinho (STM)  
Aterro (AT), Solo Orgânico (SO)

DATA	HORA	PROF.	DATA	HORA	PROF.	DATA	COORDENADAS	AVANÇO	REVEST.: 7.60
06/05/09	7:10	3.67	06/05/09	7:30	3.00	INÍCIO: 06/05/09	N: 226171,028	TRADO: 0.00-4.00	
06/05/09	7:20	3.14	06/05/09	7:40	2.83	TÉRMINO: 06/05/09	E: 163770,565	LAV: 4.47-10.00	COTA: 746,753

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO						CONFORME: NBR6484/01 NBR6502/95		SP 09		1/1	
COTA e N.A.	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO GEOOLÓGICO-GEOTÉCNICA	EQUIP. UTILIZADO: EQ.01			AMOSTRA	TORQUE	TORQUE Residual	
					N.º DE GOLPES		SPT (N)				
					PENETRAÇÃO			PENETRAÇÃO SPT (N)		Kg f. m	
					5	10	15	20	25		
1.77 07/05/09	0.96		AREIA QUARTZÍTICA FINA, HOMOGÊNEA, CINZA, FOFA	AT	-	-	-	-	(00)		
			SILTE ARGILOSO, POUCO PLÁSTICO, POUCO MICÁCEO, POUCO CAULÍNICO, VERMELHO-ARROXEADO, MUITO MOLE A MOLE	AT	1	1	1	2	(01)		
					1	1	1	2	(02)		
					1	1	1	2	(03)		
					1	1	1	2	(04)		
		4.00		ARGILA, PLÁSTICA, CINZA CLARA A ESCURA, MUITO MOLE	SRM	35	21	-	1/21	(05)	
		4.50				15	15	5	8	(06)	
		5.52		AREIA FINA A MÉDIA, COM PEDRISCOS, VERMELHA-AMARRONADA, POUCO COMPACTA		3	4	3	7	(07)	
		6.89		ARGILA ORGÂNICA, PLÁSTICA, PRETA, MUITO MOLE		1	1	-	1/18	(08)	
				SILTE CAULÍNICO ARGILOSO POUCO ARENOSO MÉDIO, PLÁSTICO, POUCO MICÁCEO, AMARELO VARIEGADO, MOLE A MÉDIO	SRM	10	36	-	1/36	(09)	
				1		1	-	1/16	(10)		
				1		1	1	2/24	(11)		
				1		1	1	2/26	(12)		
	10.45		FURO TERMINADO EM 10.45m		20	11	15	2/24	(13)		
					1	1	1	2/24	(14)		
					25	11	13	3/29	(15)		
					1	1	2	4	(16)		
					18	12	17	6	(17)		
					1	2	2	4			
					15	15	15	6			
					1	3	3	7			
					2	3	4	7			
					15	15	15	7			

NÍVEIS D'ÁGUA						Selo Residual: Maduro (SRM), Saprolítico (SRS), Rocha (SRR) Selo Transportado: Coluvionar (STC), Aluvionar (STA), Eólico (STE), Glacial (STG), Marinho (STM) Aterro (AT), Solo Orgânico (SO)					
DATA	HORA	PROF.	DATA	HORA	PROF.	DATA	COORDENADAS	AVANÇO	REVEST.:		
06/05/09	13:17	2.81	06/05/09	13:37	2.61	DATA	N: 226127,040	TRADO: 0.00-3.00	7.00		
06/05/09	13:27	2.72	07/05/09		1.77	TERMINO: 06/05/09	E: 163782,827	LAV: 3.47-10.00	747,353		



PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO						CONFORME: NBR6484/01 NBR6502/95		SP04		1/1						
COTA e N.A.	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	EQUIP. UTILIZADO: EQ.01			AMOSTRA	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" QUEDA DE 75 cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 Kg					TORQUE	TORQUE Residual	
					N.º DE GOLPES		SPT (N)		PENETRAÇÃO SPT (N)							
					PENETRAÇÃO				5 10 15 20 25					Kgf. m		
05/05/09 2.69	0.36		AREIA QUARTZÍTICA FINA, MARROM-ACINZENTADO	AT	-	-	-	-	(00)							
			SILTE POUCO ARGILOSO, POUCO PLÁSTICO, VERMELHO VARIEGADO, MUITO MOLE A MOLE	AT	1	1	2	3/31	(01)							
					17	13	18									
						1	1	2	3/32	(02)						
						15	15	17								
						1	1	1	2/31	(03)						
						15	17	14								
						1	1	-	1/20	(04)						
						30	20	-								
						1	1	-	1/16	(05)						
					33	16	-									
			ARGILA ORGÂNICA, PLÁSTICA, PRETA, MUITO MOLE	AT	1	-	-	-	(06)							
							47	-	-							
					1	-	-	-	(07)							
					48	-	-	-								
					1	1	-	1/38	(08)							
					16	38	-									
					1	1	-	1/20	(09)							
					27	20	-									
					1	1	-	1/20	(10)							
					25	20	-									
					1	1	-	1/22	(11)							
					26	22	-									
			SILTE MICÁCEO ARGILO-ARENOSO FINO, PLÁSTICO, CINZA-ESVERDEADO, MUITO MOLE A MOLE	SRM	1	1	2	3/29	(12)							
							20	10	19							
					1	1	2	3	(13)							
					15	15	15									
					1	2	2	4	(14)							
					15	17	13									
					1	2	-	2/18	(15)							
					26	18	-									
					1	1	-	1/18	(16)							
					30	18	-									
					1	1	-	1/20	(17)							
					27	20	-									
					1	1	2	3	(18)							
					15	15	15									
					1	2	2	4	(19)							
					15	17	13									
					1	2	2	4	(20)							
					15	15	15									
			FURO TERMINADO EM 10.45m						(21)							
									(22)							
									(23)							
									(24)							
									(25)							
									(26)							
									(27)							
									(28)							
									(29)							
									(30)							
									(31)							
									(32)							
									(33)							
									(34)							
									(35)							
									(36)							
									(37)							
									(38)							
									(39)							
									(40)							
									(41)							
									(42)							
									(43)							
									(44)							
									(45)							
									(46)							
									(47)							
									(48)							
									(49)							
									(50)							
									(51)							
									(52)							
									(53)							
									(54)							
									(55)							
									(56)							
									(57)							
									(58)							
									(59)							
									(60)							
									(61)							
									(62)							
									(63)							
									(64)							
									(65)							
									(66)							
									(67)							
									(68)							
									(69)							
									(70)							
									(71)							
									(72)							
									(73)							
									(74)							
									(75)							
									(76)							
									(77)							
									(78)							
									(79)							
									(80)							
									(81)							
									(82)							
									(83)							
									(84)							
									(85)							
									(86)							
									(87)							
									(88)							
									(89)							
									(90)							
									(91)							
									(92)							
									(93)							
									(94)							
									(95)							
									(96)							
									(97)							
									(98)							
									(99)							
									(100)							

NÍVEIS D'ÁGUA						Solo Residual: Maduro (SRM), Saprófitico (SRS), Rocha (SRR) Solo Transportado: Coluvionar (STC), Aluvionar (STA), Eólico (STE), Glacial (STG), Marinho (STM) Aterro (AT), Solo Orgânico (SO)					
DATA	HORA	PROF.	DATA	HORA	PROF.	DATA	COORDENADAS	AVANÇO	REVEST.:		
05/05/09	13:41	3.11	05/05/09	14:01	2.73	DATA	N: 226178,043	TRADO: 0.00-3.00	7.60		
05/05/09	13:51	2.87	05/05/09	14:11	2.69	INÍCIO: 05/05/09	E: 163762,146	LAV: 3.47-10.00	COTA: 746,810		
						TÉRMINO: 05/05/09					

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO						CONFORME: NBR6484/01 NBR6502/95		SP 03		1/1					
COTA e N.A.	PROF. (m)	PERFIL	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA	EQUIP. UTILIZADO: EQ.01			AMOSTRA	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" QUEDA DE 75 cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 Kg				TORQUE	TORQUE Residual	
					N.º DE GOLPES		SPT (N)		PENETRAÇÃO SPT (N)						
								5 10 15 20 25				Kg. . m			
05/05/09	0.53		AREIA QUARTZÍTICA FINA, CINZA	AT	-	-	-	-							
			SILTE POUCO ARGILOSO, POUCO PLÁSTICO, VERMELHO-ARROXEADO, MOLE		1	1	2	3							
					17	13	17	3/27							
			ARGILA ORGÂNICA, PLÁSTICA, CINZA ESCURA A OCRE, MUITO MOLE		1	1	2	3/28							
					18	12	16								
			cinza-esverdeada escura		1	1	2	3							
					15	15	15								
			AREIA QUARTZÍTICA GROSSA, CINZA ESURA, FOFA		1	1	2	3							
					17	13	17								
			SILTE MICÁCEO ARENOSO FINO, POUCO PLÁSTICO A NÃO PLÁSTICO, CAULÍNICO, VERDE-ACINZENTADO VARIEGADO, FOFO		1	1	2	2/25							
		20		12	13										
		FURO TERMINADO EM 10.45m	1	1	2	1/21									
			26	21	-										
				1	1	2	1/20								
				27	20	-									
				1	1	2	1/21								
				28	21	-									
				1	1	2	3/31								
				17	13	18									
				1	1	2	1/13								
				30	13	-									
				1	-	-	-								
				45	-	-	-								
				1	1	2	3/32								
				15	15	17									
				3	2	2	4								
				1	1	2	4/32								
				15	15	15									
				1	1	2	3								
				15	17	15									
				1	1	2	4								
				15	16	14									
				1	1	2	3								
				15	15	15									
				1	2	2	4								
				15	17	13									
				1	2	2	4								
				15	15	15									

NÍVEIS D'ÁGUA						Solo Residual: Maduro (SRM), Saprolítico (SRS), Rocha (SRR) Solo Transportado: Coluvionar (STC), Aluvionar (STA), Eólico (STE), Glacial (STG), Marinho (STM) Aterro (AT), Solo Orgânico (SO)					
DATA	HORA	PROF.	DATA	HORA	PROF.	DATA	COORDENADAS	AVANÇO	REVEST.: 8.00		
05/05/09	10:13	3.70	05/05/09	10:33	2.81	DATA	N: 226171,212	TRADO: 0.00-4.00			
05/05/09	10:23	3.13	05/05/09	10:43	2.79	INÍCIO: 05/05/09	E: 163748,739	LAV: 4.47-10.00	COTA: 746,971		
						TÉRMINO: 05/05/09					



