

PROJETO DE CONSOLIDAÇÃO DE UM MACIÇO DE ARGILA MOLE

EGON ZANON DA SILVA
LEONI DE OLIVEIRA LANNES

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
AGOSTO – 2013

PROJETO DE CONSOLIDAÇÃO DE UM MACIÇO DE ARGILA MOLE

ÉGON ZANON DA SILVA
LEONI DE OLIVEIRA LANNES

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Sérgio Tibana

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
AGOSTO – 2013

PROJETO DE CONSOLIDAÇÃO DE UM MACIÇO DE ARGILA MOLE

ÉGON ZANON DA SILVA
LEONI DE OLIVEIRA LANNES

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em 16 de Agosto de 2013.

Comissão Examinadora:

Prof. Rodrigo Martins reis (D.Sc., Geotecnia) – UENF

Eng. Cássia Maria de Assis Rangel Melo (M.Sc., Geotecnia)

Prof. Sérgio Tibana (Orientador, D.Sc., Geotecnia) – UENF

Prof. Fernando Saboya (Coorientador, D.Sc., Geotecnia) – UENF

SUMÁRIO

RESUMO.....	VII
LISTA DE FIGURAS.....	VIII
LISTA DE TABELAS	IX
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES.....	IX
CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1 – Histórico.....	1
1.2 – Melhoria do solo.....	2
1.2.1 – Principais técnicas.....	2
1.2.2 – Pré-carga	3
1.2.3 – Drenos verticais	5
1.3 – Monitoramento de aterros sobre solos moles	6
1.4 – Objetivo	7
1.5 – Descrições do aterro	7
CAPÍTULO II – CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO	9
2.1 – Considerações de projeto.....	9
CAPÍTULO III – ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.	11
3.1 – Ensaio de adensamento endométrico.....	11
3.2 - Ensaio triaxial	13
3.3 – Ensaio de sondagem.....	15
3.4 – Ensaio de palheta (vane test)	17
3.5 – Perfil de sondagem.....	18
CAPÍTULO IV – DIMENSIONAMENTO DOS DRENOS.....	19
4.1 – Teoria	19
4.2 – Parâmetros geotécnicos	21
4.3 – Padrão de cravação	21
4.4 – Capacidade de descarga do geodreno.	23
4.5 – Necessidades do projeto	24
4.6 – Dimensionamentos dos drenos	24
4.7 – Cálculo do tempo considerando a utilização dos drenos verticais	27
4.8 – Cálculo do tempo sem considerar drenos verticais;	28
CAPÍTULO V – CÁLCULO DO RECALQUE	29
CAPÍTULO VI – INSTALAÇÃO DOS DRENOS VERTICAIS	32
6.1 – Execução em campo.....	32

6.2 – Colchões drenantes.....	34
6.3 – Aterro de conquista.....	34
CAPITULO VII – RESULTADOS	34
CAPITULO VIII – CONCLUSÃO.....	35
BIBLIOGRAFIA	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.

RESUMO

O objetivo do projeto será realizar o adensamento de um maciço de argila mole através de drenos verticais. Maciço que deverá suportar após o adensamento elevadas cargas distribuídas. Pretende-se caracterizar o solo através de ensaios de campo e laboratório. Uma boa base de dados será fundamental para a perfeita análise do problema. Será calculado o espaçamento dos drenos assim como o recalque ocorrido para as devidas cargas que serão apresentadas, e um comparativo do tempo que levará para ocorrer 90% da consolidação do maciço, com drenos e sem drenos, será apresentado, objetivando analisar a viabilidade da utilização dos drenos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Assentamento resultante da pré-carga. (Stapelfedt&Vepsalainen, 2007)	3
Figura 2– Esquema típico de uma solução de drenos verticais, malha quadrada e quincôncio em planta.	6
Figura 3 – Perfil do aterro proposto.....	8
Figura 4 – Perfil da área a ser consolidada.....	9
Figura 5 – Espessura das camadas de solos	10
Figura 6 – Método de Casagrande	13
Figura 7 – Esquemática do ensaio triaxial.	13
Figura 8 – Círculos de Mohr.	14
Figura 9 – Detalhamento do ensaio SPT.....	17
Figura 10 – Padrão de cravação dos drenos (malha triangular).	22
Figura 11 – Parâmetros geométricos de drenos.	22
Figura 12 – Detalhe da região do dreno.	23
Figura 13 – Ábaco para o cálculo do grau de adensamento vertical U_v	25
Figura 14 – Ábaco para grau de adensamento horizontal.....	26
Figura 15 – Ábacos para a determinação dos diâmetros d e D dos drenos e de suas Zonas de influência.	27
Figura 16 – Ábaco para encontrar o fator tempo	29
Figura 17 – Perfil do solo com as cargas atuantes.....	31
Figura 18 – Sequência executiva da cravação dos drenos.....	33
Figura 19 – Perfil da camada já com os drenos.....	33
Figura 20 – Detalhe da fixação do dreno.	34
Figura 21 – Comparativo de tempo para o mesmo recalque com drenos e sem drenos.....	35

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação das técnicas de melhoramento de solos (Terashi e Miki, 1999)	4
Tabela 2 (continuação) – classificação das técnicas de melhoramento de solos (Terashi e Miki, 1999)	4
Tabela 3 – Parâmetros geotécnicos.....	21
Tabela 4 – Grandezas geométricas	21

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

e : índice de vazios

C_c : índice de compressão

C_r : índice de recompressão

σ_v : tensão vertical

σ_n : tensão normal

SPT: Standard Penetration Test

ϕ : ângulo de atrito do solo

C : coesão do solo

S_u : resistência não drenada do solo

N_{spt} : número de golpes do ensaio SPT

Y : peso específico do solo

H_0 : altura inicial

H_f : altura final

ΔH : variação da altura

H_m : Altura média

c_v : coeficiente de adensamento

a_v : módulo de compressibilidade vertical

m_v : coeficiente de compressibilidade vertical

N.A: nível d'água

σ_t : tensão efetiva normal

μ : poropressão

z : distância entre a linha d'água e o ponto de recalque

γ_w : peso específico da água

ρ : recalque no tempo infinito

ρ_t : recalque em função do tempo

H: espessura da camada

e_o : índice de vazios inicial

h: altura do enrocamento

T: fator tempo

K: coeficiente de permeabilidade

t: tempo

H_d : distância de percolação máxima

U: porcentagem de recalque

q_w : vazão do dreno

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1 – Histórico

Solos argilosos moles, que no seu estado natural ocorre em teores de água e índices de vazios elevados, apresentam uma compressibilidade muito acentuada. Nestas condições, estes solos encontram-se com graus de saturação também elevados (sendo para efeitos práticos considerados saturados), e, portanto sob carregamento experimentam redução de volume à medida que a água é expulsa dos mesmos.

Outro fato a ser observado é a permeabilidade destes solos, que é geralmente muito reduzida, o que implica que essa mesma expulsão de água seja demorada, fazendo com que as deformações volumétricas, que iram dar origem a assentamentos à superfície do terreno se estendam por longos períodos de tempo.

Estas duas características juntas – à tendência para exibir elevadas deformações volumétricas e estas demorarem muito tempo a processar-se, trazem grandes dificuldades aos projetos que envolvem este tipo de solos, quer a nível técnico quer a nível econômico, e por isso este tipo de terreno foi sendo evitado ao longo do tempo.

Quando um solo argiloso mole é carregado, o incremento da tensão é primeiramente suportado pela água contida nos vazios, e ao longo do tempo este vai sendo transferido para o esqueleto sólido do solo. À medida que a água é expulsa, processo que é designado por consolidação, ocorre uma deformação volumétrica, um assentamento crescente da superfície do terreno, um aumento da tensão efetiva e um decréscimo da pressão intersticial.

No entanto, concluída a expulsão da água, não se verifica de fato uma completa estabilização das deformações volumétricas da argila, ocorrendo o que geralmente se designa por consolidação secundária. Ou seja, continuam a ocorrer deformações sob tensão efetiva constante, que resultam da fluência do esqueleto sólido.

O perfeito conhecimento da geologia do subsolo local é condição essencial, de forma a se prever os recalques do terreno e dimensionar uma perfeita e rápida drenagem da água. A presença de material plástico (argila) no subsolo pode

acarretar consideráveis recalques. A argila, ao ser expulsa, flui para as bordas do aterro. Este é um problema recorrente em obras civis construídas em baixadas e mangues.

Nas últimas décadas o Brasil teve um aumento significativo de obras em depósitos de argilas moles, e com isso houve um aprofundamento nos estudos das propriedades geomecânicas dos solos, bem como sua ocorrência. Podemos incluir nesses estudos o comportamento de depósitos de argila localizado na costa brasileira.

Apesar de o assunto apresentar hoje um nível considerado de estudo, os aterros sobre solos moles causam ainda preocupação aos projetistas tanto no que diz respeito a rupturas locais e globais como a recalques inesperados. Vários casos de colapso de aterros podem ser citados e quase em sua totalidade o motivo da maioria do mesmo é a falta de investigação geotécnica necessárias para definir melhor os parâmetros e/ou uma interpretação equivocada dos mesmos.

Para minimizar os assentamentos pós-construtivos derivados do processo de consolidação, torna-se muitas vezes imperativo recorrer a processos artificiais de aceleração da consolidação, o que em obras de grande extensão em planta pode passar por recorrer a drenos verticais, associados ou não a aplicação de uma pré-carga.

1.2 – Melhoramento do solo

1.2.1 – Principais técnicas

Segundo Van Impe (1989), as técnicas de melhoramento de solos podem ser agrupadas em três categorias: temporárias – limitadas ao período que ocorre a obra – e permanentes, com ou sem adição de materiais. Mitchell (1981) propõe uma classificação que tem por base o fenômeno físico que produz a melhoria das características do solo.

Terashi e Miki (1999) propõem a classificação que se apresenta na tabela 1 que tem por base a classificação de Mitchell, mas que foi completada com novas categorias para ser transversal em todas as técnicas e atualizada com as tecnologias mais recentes.

Cada técnica deversa permitir ao solo aumentar a resistência ao cisalhamento, e reduzir a compressibilidade. Este projeto foca essencialmente a técnica de drenos verticais, que surge muitas vezes associada ao pré-carregamento do terreno, que combinadas permitem aumentar mais rapidamente as tensões efetivas instaladas no terreno para valores superiores aos que se pretende impor em fase definitiva, com conseqüente aumento da resistência ao cisalhamento do solo e diminuição das deformações pós construtivas.

1.2.2 – Pré-carga

Um dos processos mais antigos e comuns para melhorar as características resistentes de um solo mole é o pré-carregamento ou pré-carga. Este método consiste em realizar um aterro que transmita ao maciço uma carga superior àquela que se pretende transmitir em fase definitiva (Figura 1.1). A carga em excesso só será retirada quando se verificaram assentamentos de grandeza semelhante àqueles que seriam previsíveis após a construção da obra final. (Matos Fernandes, 2006).

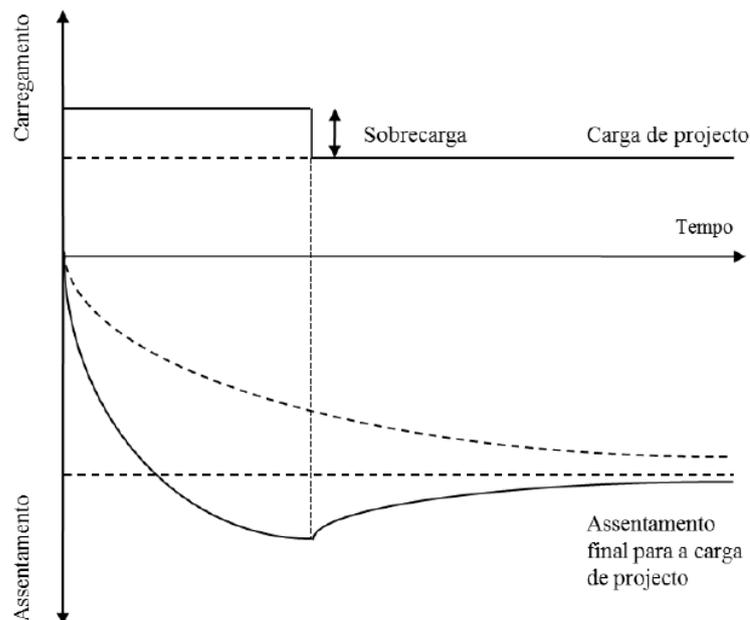


Figura 1 – Assentamento resultante da pré-carga. (Stapelfedt&Vepsalainen, 2007)

Tabela 1 – Classificação das técnicas de melhoramento de solos (Terashi e Miki, 1999)

CATEGORIA	TECNOLOGIA	MAIOR EFEITO DO MELHORAMENTO	SOLOS A QUE SE ADEQUA
TÉCNICAS DE MELHORAMENTO À SUPERFÍCIE USUALMENTE COMBINADAS COM TÉCNICAS DE MELHORAMENTO EM PROFUNDIDADE			
MELHORAMENTO À SUPERFÍCIE	Valas drenantes	Assegurar a transitabilidade através da drenagem	Argilosos e orgânicos
	Colocação de tapete arenoso	Assegurar a transitabilidade; funciona como superfície horizontal de drenagem	Argilosos e orgânicos
	Reforço com geossintéticos	Assegurar a estabilidade do tapete arenoso	Argilosos e orgânicos
	Misturas superficiais	Aumentar a resistência e assegurar a transitabilidade	Qualquer solo
TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DOS SOLOS EM PROFUNDIDADE			
SUBSTITUIÇÃO	Escavação e substituição	Aumentar a resistência ao corte e assegurar a estabilidade; redução do assentamento	Argilosos e orgânicos
	Substituição por explosivos ou por deslocamento		
Aceleração da consolidação por PRE-CARGA com ou sem drenagem artificial	Aterro provisório	Aumentar a resistência ao corte e assegurar a estabilidade; redução do assentamento residual	Argilosos e orgânicos (elevada compressibilidade e baixa permeabilidade)
	Rebaixamento do NF		
	Vácuo		
DRENAGEM	Drenos de material grosseiro	Aumentar a resistência à liquefação devido à redução do excesso de pressão intersticial	Areias soltas com elevado potencial de liquefação
DENSIFICAÇÃO	<i>Compaction piles</i>	Aumentar a uniformidade do terreno para reduzir assentamentos diferenciais; aumentar a resistência ao corte; aumentar a resistência à liquefação	Arenosos; aterros sanitários; solos com permeabilidade elevada
	<i>Sand compaction piles</i>		
	<i>Vibrating Rod Compaction</i>		
	Vibroflutuação		
	Compactação dinâmica		

Tabela 2 (continuação) – Classificação das técnicas de melhoramento de solos (Terashi e Miki, 1999)

INJEÇÕES	Injeção convencional	Aumentar a resistência ao corte; compensar assentamentos diferenciais; eliminar ou reduzir a percolação	Uniformes e permeáveis
	<i>Compaction grouting</i>		Areias soltas
	<i>Fracture grouting</i>		Siltosos e argilosos
	<i>Jet grouting</i>		Qualquer solo
MISTURAS	Método <i>Deep Mixing</i> incluindo <i>Swedish lime columns</i>	Aumentar a resistência ao corte; reduzir os assentamentos; reduzir o potencial de liquefação por aumento da coesão e pelo confinamento acrescentado	Qualquer solo
	<i>Pre-mixing</i>	Diminuir o potencial de liquefação através do aumento da coesão	Areias com potencial de liquefação
	Geomateriais leves	Ajustar o peso volumico do solo, aumentando a resistência ao corte e reduzindo o assentamento	Qualquer solo
TÉRMICOS	Aquecimento por combustão	Melhorar as características de resistência e deformação	Turfas
	Congelamento	Efeitos temporários; aumentar a resistência ao corte, impedir deformações e reduzir percolação	Saturados
	Vitrificação/ Injeção de ar ou água quente no solo	Remediar solos contaminados	Contaminados
INCLUSÕES	Geossintéticos, geogrelhas, ancoragens, pregagens, terra armada, micro-estacas, etc.	Melhorar as características de resistência e deformação do maciço; pode conferir resistência à tração	
OUTROS	Uso combinado de vários métodos	Para fazer face às dificuldades impostas pelas condições do terreno	
	Uso de materiais leves como por exemplo <i>EPS</i> ou <i>Geoleca</i>	Reduzir o peso da massa de solo instabilizante	
	Uso de materiais pesados	Aumentar o peso do solo para balançar a tensão que actua no subsolo	

1.2.3 – Drenos verticais

O método anterior, que tem como desvantagem o longo período de tempo necessário para obter um grau de consolidação satisfatório, pode ser melhorado quando conjugado com a introdução de drenos verticais no maciço a consolidar. Por serem de material muito permeável encurtam as distâncias de drenagem e conseqüentemente diminuem os tempos de consolidação.

Os drenos verticais de areia foram pioneiramente utilizados em fins de 1920, na Califórnia, Estados Unidos, e nos anos 1970 começaram a serem usados os drenos pré-fabricados, os geodrenos, que consistem de um núcleo de PVC com um filtro de geotêxtil ao redor.

Os geodrenos apresentam elevadas resistências mecânicas, o que garante sua integridade durante a operação de instalação, resistindo às solicitações provenientes da cravação e suportando os esforços oriundos das deformações horizontais e verticais de massa de solo de fundação em adensamento. Em contrapartida, os drenos tradicionais de areia são muito suscetíveis a danos durante sua execução e operação. Em argilas muito moles, pode ocorrer o cisalhamento dos drenos de areia, que se tornam inoperantes.

A função de um dreno vertical é então a de recolher a água que aflui radialmente ao seu interior e de transportá-la verticalmente na direção das fronteiras drenantes com o mínimo de resistência hidráulica possível. Uma vez que o deslocamento para os drenos é horizontal, o escoamento será mais rápido, pois o coeficiente de permeabilidade horizontal é geralmente superior ao vertical.

Para análise de um problema com drenos verticais, admite-se simplificadamente que cada dreno tem um zona de influencia cilíndrica de volume igual ao da zona de influência real, como se mostra esquematicamente na Figura 1.2.

- O raio de um dreno circular de areia está normalmente no intervalo entre 80 e 300 mm;
- Para um dreno de fita, as dimensões típicas são: largura de 93 a 100 mm e espessura de 3,2 a 4,2mm, ou seja, tem um raio equivalente entre 31 e 33 mm.

- A zona de influencia de um dreno (raio de influência - R_e) é de $1,05 \times L$ no caso de malha triangular, e de $1,13 \times L$ no caso de malha quadrada, sendo L o afastamento entre drenos consecutivos.

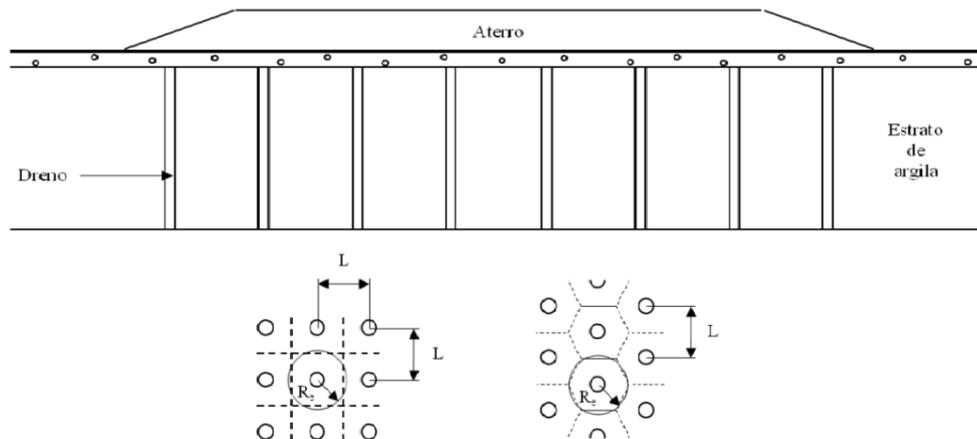


Figura 2 – Esquema típico de uma solução de drenos verticais, malha quadrada e quincôncio em planta.

1.3 – Monitoramento de aterros sobre solos moles

Os principais objetivos de monitoramento de um aterro sobre solos moles são verificar as premissas de projeto; auxiliar o planejamento da obra, principalmente no nas fases de carregamento que concerne à sua segurança e descarregamentos; e garantir a integridade de obras vizinhas. Para que esses objetivos sejam atingidos, a instrumentação proposta para o monitoramento, à campanha de leituras e sua análise devem atender a alguns critérios importantes.

Os objetivos do monitoramento devem estar claramente estabelecidos no programa de monitoramento. O objetivo principal é buscar maior segurança, já que fatores de segurança de projeto são baixos em obras de aterros sobre solos moles. Para isso, é fundamental a definição de faixas de alerta.

Durante a fase de projeto, por vezes não é possível identificar a heterogeneidade das camadas, e há dificuldade na determinação do coeficiente de adensamento vertical de projeto. O monitoramento permite a verificação dos critérios de projeto e a proposição de eventuais ajustes.

Há vários métodos para a avaliação do desempenho de aterros sobre solos moles no que diz respeito ao adensamento da fundação, mas geralmente é utilizado o método de Asaoka (1978), com base em deslocamentos verticais. Nos casos de adensamento secundário significativo em drenagem vertical pura, o método de Asaoka não proporciona resultados satisfatórios para a determinação de valores de C_v . Os resultados de monitoramentos de recalques de aterros construídos sobre drenos, quando comparados aos aterros convencionais, comprovam a aceleração dos recalques.

1.4 – Objetivo

O projeto proposto tem como objetivo estabilizar a camada de argila mole através do método de drenos verticais e realizar o monitoramento do recalque do mesmo, levando em conta o tempo de execução do projeto como parâmetros a considerar. As análises das seções serão feitas considerando os dados dos ensaios de campo e de laboratório.

1.5 – Descrições do aterro

O maciço proposto a consolidar se encontra a 4 metros do nível do terreno. O mesmo deverá ser capaz de sustentar um aterro quem a finalidade voltada para o minério, ou seja, suportará empilhadeiras e estoque de minério de ferro. O estudo de estabilidade do mesmo foi desenvolvido para a construção na área de um porto.

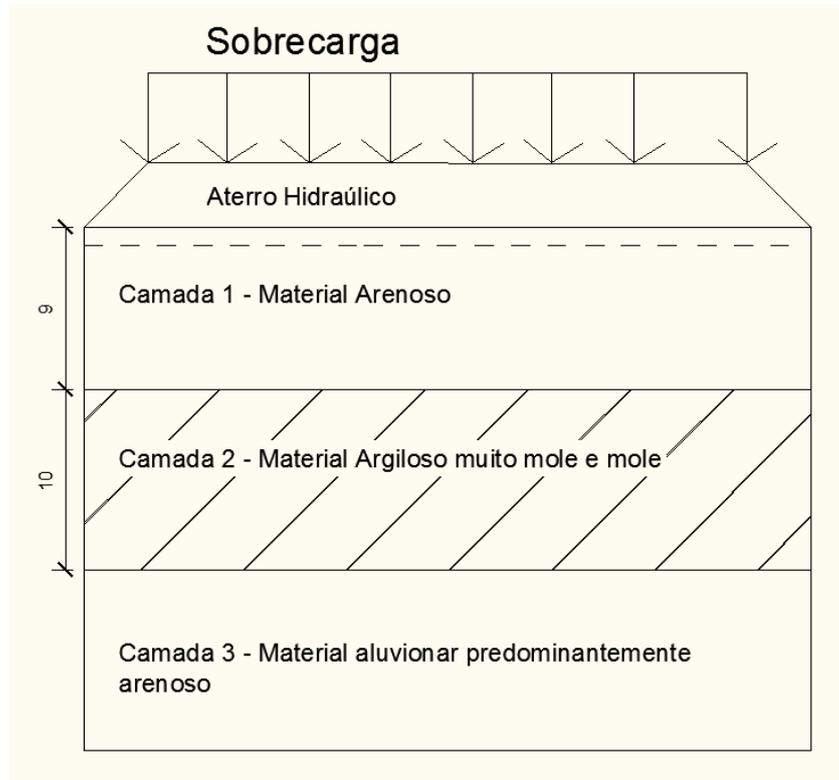


Figura 3 – Perfil do aterro proposto.

CAPÍTULO II – Caracterização do projeto

2.1 – Considerações de projeto

Primeiramente, foram obtidos dados de um projeto semelhante, e foi projetado o perfil do caso.

A área a ser consolidada será para estocar minério de ferro, onde haverá transito de máquinas pesadas para movimentar a carga de minério. Foram pesquisados os valores aproximados das empilhadeiras, que são:

- Empilhadeira de Recuperação: 12 Toneladas.
- Empilhadeira comum: 10 Toneladas.

Área total a ser consolidada: 490.072,00 m²

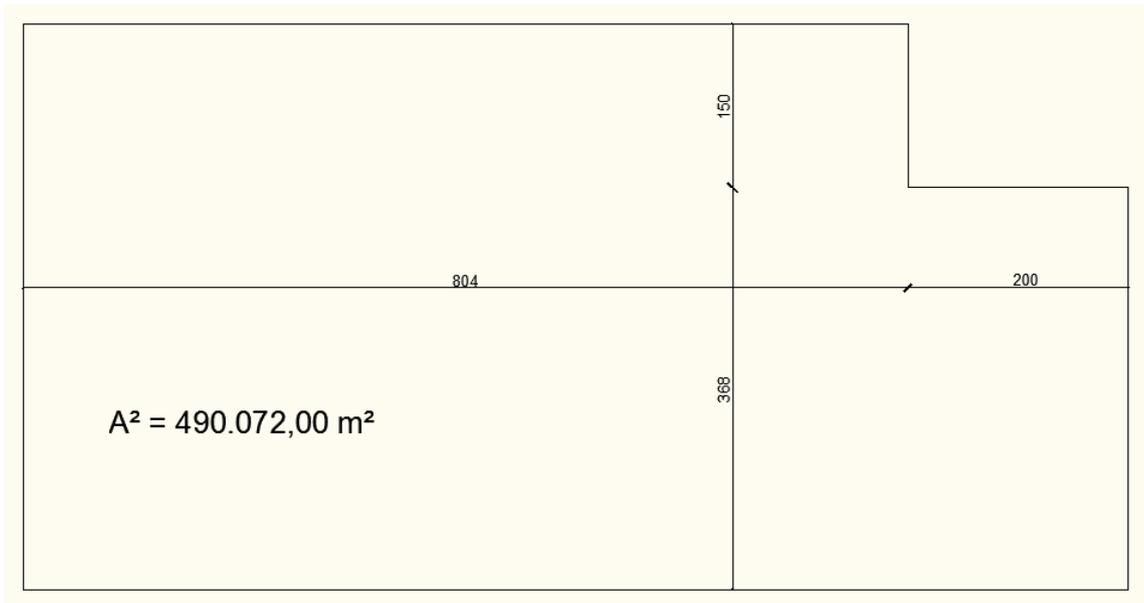


Figura 4 – Perfil da área a ser consolidada

Foram realizados ensaios de campo para determinar a caracterização do solo em questão, e de acordo com os resultados obtidos foi definido que o solo é composto por 3 camadas.

- Camada 1: O horizonte superficial é constituído em sua quase totalidade por solos arenosos e areno-siltosos, via de regra com média e alta compactidade, apresentando espessuras variáveis entre valores de ordem de 10 a 15 metros.

- Camada 2: Este horizonte é constituído por depósitos sedimentares de material argiloso siltoso de baixa consistência, apresentando espessuras variáveis entre valores da ordem de 4 a 10 metros. Tal horizonte se constitui na principal camada tanto no que se refere aos estudos de estabilidade quanto às estimativas de deformações por adensamento.

-Camada 3: Este horizonte é formado por um pacote de materiais aluvionares predominantemente arenosos, mas como intercalações de estratos delgados de material fino, apresentado compacidade média a alta. Tal horizonte, por sua elevada profundidade, alta resistência e pequena deformabilidade, bem como por se situar subjacente à camada de baixa compacidade suscetível aos recalques e com menor resistência ao cisalhamento, acaba servindo como delimitador dos diferentes perfis geológico-geotécnicos de cálculo.

O presente estudo se refere à camada 2, onde se encontra a argila mole, e para projeto será considerado a altura de 10m.

O nível da água se encontra a 1m de profundidade do nível do terreno.

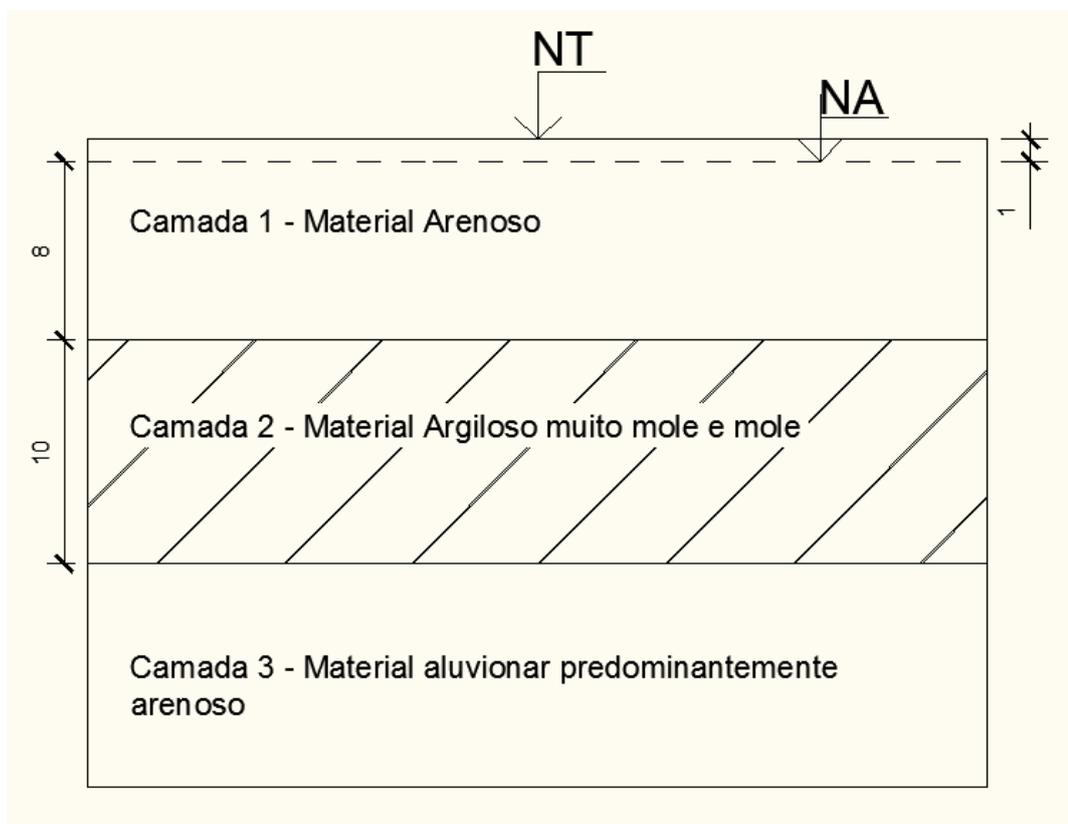


Figura 5 – Espessura das camadas de solos

CAPÍTULO III – Ensaio de campo e laboratório.

Ensaio de laboratório

3.1 – Ensaio de adensamento endométrico

Objetivo:

O ensaio tem a finalidade de relacionar curvas de deformações com o tempo, e índices de vazios com pressões. A importância para engenharia se constitui na previsão de recalques.

Os equipamentos necessários para realização do ensaio serão o edômetro, extensômetro mecânico ou transdutor elétrico de deslocamento, pedras porosas, jogos de pesos para transmissão de pressão ao corpo de prova e para acompanhar as leituras será utilizado um cronometro.

O corpo de prova de prova, através do próprio molde cilíndrico, é moldado na prensa. O corpo de prova indeformado é instalado entre duas pedras porosas, no edômetro, o qual deve estar cheio de água para a saturação por 24 horas. As pedras porosas devem ser preparadas antes da montagem, para evitar mudanças no teor de umidade do corpo-de-prova.

A duração de cada estágio de tensão deve ser aproximadamente a mesma ao longo de todo o ensaio. Aplica-se uma determinada (pressão) no corpo de prova e realizam-se leituras no extensômetro nos instantes 15 e 30s, 1,2, 4, 8, 15, 30 min e etc, até que se estabilizem as deformações. A carga aplicada é dobrada e repetindo-se o mesmo procedimento citado anteriormente.

Cálculos:

Índices de vazios; $e = h/h_s - 1$ $h_s = h_o / (1+e_o)$

Sendo;

e - índice de vazios

h- altura do corpo de prova no dado instante

h_s - altura reduzida do corpo de prova (altura de sólidos)

h_0 - altura inicial do corpo de prova

e_0 - índice de vazios inicial

Curva-Deformação-Tempo - Marcam-se os valores das deformações nas ordenadas em escala aritmética e dos tempos nas abscissas, para cada estágio de carga. O adensamento total ($U=100\%$) ocorrerá no ponto de interseção das tangentes à parte central acentuada da curva. O adensamento nulo ($U=0\%$) será determinado escolhendo-se dois instantes t e $4t$ em cima da curva.

Obtém-se a diferença entre suas ordenadas e este valor é lançada verticalmente acima da ordenada correspondente a t . A leitura no eixo das deformações será o valor procurado. O adensamento 50% será lido exatamente a meio caminho entre $U=100\%$ e $U=0\%$. O valor do tempo para os 50% de adensamento servirá para que o coeficiente de adensamento (c_v) seja calculado através da relação:

$$C_v = 0,197 (Hd)^2 / t_{50}$$

Curva Índice de Vazios x Pressão - Marcam-se os valores dos índices de vazios em escala aritmética, nas ordenadas, e as pressões em escala logarítmica, nas abscissas. Deste gráfico é extraído o índice de compressão (c_c), o qual define a inclinação da reta virgem:

$$C_c = (e_1 - e_2) / \log(p_2 - \log p_1)$$

A determinação da tensão de pré-adensamento foi realizada pelo método de Casagrande, representado na figura a seguir;

Método de Casagrande

Passos:

- Encontrar o ponto de máxima curvatura (menor raio);
- Traçar por este ponto uma tangente à curva e uma horizontal;
- Traçar a bissetriz entre a tangente e a horizontal;
- O encontro da bissetriz com o prolongamento da reta virgem $\rightarrow \sigma'_{vm}$

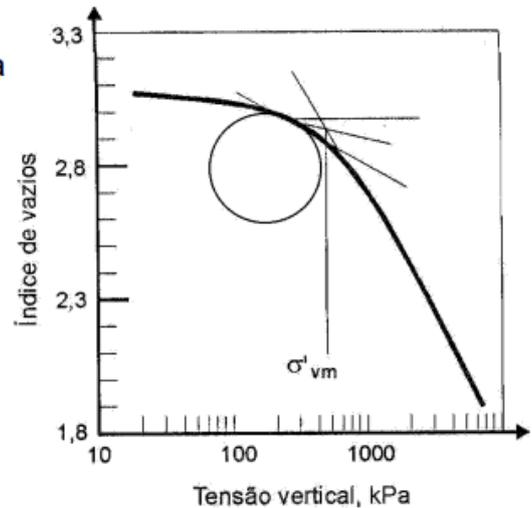


Figura 6 – Método de Casagrande

3.2 - Ensaio triaxial

O ensaio triaxial tem como objetivo determinar a resistência do solo, coesão e ângulo de Atrito Interno dos Solos. Este ensaio é realizado utilizando-se corpos de provas cilíndricos moldados a partir de amostras indeformada. O corpo de prova é colocado na base da câmara de confinamento (figura 7), com uma pedra porosa na sua base e outra no seu topo. Deve ser colocada uma membrana impermeável envolvendo a amostra que é presa por anéis de borracha. O corpo de prova é conectado no topo e na base para permitir a drenagem e depois às buretas. Uma câmara é cheia com água com a função de aplicar a tensão confinante (σ_3) através de dispositivo.

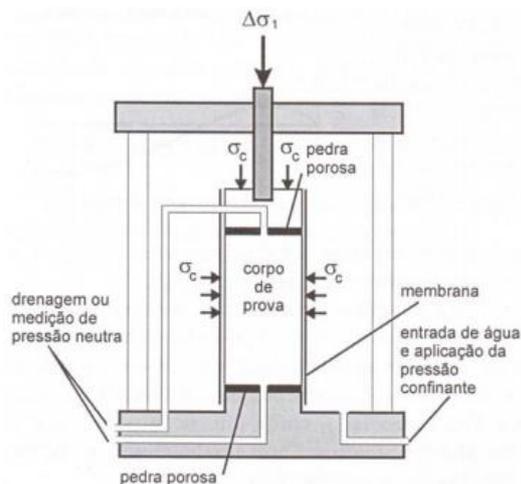


Figura 7 – Esquemática do ensaio triaxial.

Durante o ensaio são aplicados carregamentos, medindo-se em intervalos de tempo, o acréscimo de tensão axial que está atuando e a deformação vertical do corpo de prova. Esta deformação dividida pela altura inicial da amostra fornece a deformação vertical específica. A ruptura é obtida com σ_1 , e os círculos de Mohr são traçados com os pares (σ_1, σ_3) obtidos no ensaio e em seguida a envoltória de Coulomb, conforme mostrado na figura 8.

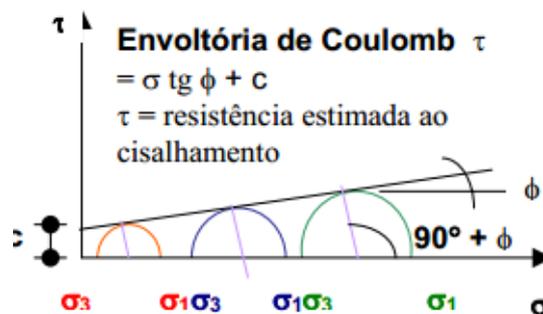


Figura 8 – Círculos de Mohr.

A força normal que é aplicada ao corpo de prova pelo pistão axial, dividida pela seção transversal do corpo de prova e somada a σ_3 corresponde à pressão axial σ_1 . A pressão neutra desenvolvida na água intersticial do corpo de prova é medida utilizando-se um aparelho capaz de medir pressões na água sem exigir variações de volume d'água intersticial da amostra. Existem três maneiras de se realizar o ensaio triaxial:

a) Ensaio não adensado e não drenado: Este ensaio é recomendado quando se deseja obter a coesão e o ângulo de atrito de, por exemplo, um talude, logo após a sua execução. Neste ensaio o corpo de prova é submetido à pressão confinante (σ_3) e depois ao carregamento axial, sem se permitir a drenagem da água intersticial (sem conectar as buretas). O teor de umidade permanece constante e no caso da amostra estar saturada, não ocorre variação de volume. Quando colocada uma barra sobre a letra Q significa que o ensaio é feito com medidas de pressões neutras. O ensaio Q será o mesmo só que sem a medida dessas pressões. Este ensaio demora cerca de 1 a 2 horas.

b) Ensaio adensado não drenado: este ensaio é o que melhor representa as condições do solo para a análise da estabilidade de um aterro certo tempo após a sua construção, ou da estabilidade de uma barragem em virtude de um rebaixamento rápido do reservatório. Neste ensaio é aplicada a pressão confinante (σ_3) e deixa-se dissipar a pressão neutra correspondente, adensando o corpo de prova com σ_3 (conectam-se as buretas para o pré-adensamento – cerca de um dia para adensar). Na sequência aplica-se o carregamento axial σ_1 , espera estabilizar e rompe sem drenagem. Este ensaio fornece a resistência não drenada em função da tensão de adensamento. Se as pressões neutras forem medidas, ter-se-á a resistência em termos de tensões efetivas, sendo por essa razão bastante empregada por permitir determinar a envoltória de resistência em termos de tensão efetiva em cerca de dois dias.

c) Ensaio adensado drenado: Neste ensaio é permitida em todas as fases, a drenagem do corpo de prova, sendo que muitas vezes este chega ao laboratório já pré-adensado. É aplicada a tensão confinante (σ_3) e espera-se que a amostra adense, ou seja, que a pressão neutra (u) se dissipe. Aumenta-se, então, a tensão axial, de maneira a expulsar a água sob pressão, ocorrendo à dissipação total das pressões neutras durante todo o ensaio, ou seja, mantendo-se nulas durante todo o ensaio, de maneira que as pressões totais medidas sejam iguais às efetivas.

Ensaio de campos

3.3 – Ensaio de sondagem

O ensaio *SPT* é um dos ensaios *in-situ* de determinação das condições mecânicas dos solos mais vulgarmente utilizados em todo o mundo. Comparativamente com outros tipos de ensaios de penetração, algumas das características que terão contribuído para este fato são as suas simplicidades operacionais, rapidez de execução, recuperação de amostras de solo e baixo custo, aliadas a uma elevada experiência acumulada com a sua aplicação. O Equipamento

para ensaio de percussão e medição do SPT de subsolo esta representado na figura 3. O material básico consiste em:

- Tripé equipado com sarilho, roldana e cabo;
- Tubos metálicos de revestimento, com diâmetro interno de 63,5 mm (2,5”);
- Hastes de aço para avanço da perfuração, com diâmetro interno de 25 mm.
- Martelo de ferro para cravação das hastes de perfuração, do amostrador e do revestimento. Seu formato é cilíndrico e o peso é de 65 kg;
- Conjunto motor-bomba para circulação de água no avanço da perfuração;
- Trépano de lavagem constituído por peça de aço terminada em bisel e dotada de duas saídas laterais para a água a ser utilizada;
- Trado concha com 100 mm de diâmetro e helicoidal com diâmetro de 56 a 62 mm;
- Amostrador padrão de diâmetro externo de 50,8 mm e interno de 34,9 mm, com corpo bipartido.

“O ensaio consiste em fazer uma perfuração vertical com diâmetro normal 2,5” (63,5mm). A profundidade varia com o tipo de obra e o tipo de terreno, ficando em geral entre 10 a 20 m. Enquanto não se encontra água, o avanço da perfuração é feita, em geral, com um trado espiral (helicoidal).

O avanço com trado é feito até atingir o nível de água ou então algum material resistente. Daí em diante, a perfuração continua com o uso de trépano e circulação de água, processo denominado de “lavagem”. O trépano é uma ferramenta da largura do furo e com terminação em bisel cortante, usado para desagregar o material do fundo do furo.

O trépano vai sendo cravado no fundo do furo por repetidas quedas da coluna de perfuração (trépano e hastes). O martelo cai de uma altura de 30 cm, e a queda é seguida por um pequeno movimento de rotação, acionado manualmente da superfície, com uma cruzeta acoplada ao topo da coluna de perfuração. Injeta-se água sob pressão pelos canais existentes nas hastes, esta água circula pelo furo arrastando os detritos de perfuração até a superfície. Para evitar o desmoronamento das paredes nas zonas em que o solo apresenta-se pouco coeso é instalado um revestimento metálico de proteção (tubos de revestimento).

A sondagem prossegue assim até a profundidade especificada pelo projetista (que se baseia na norma), ou então até que a percussão atinja material duro como, por exemplo, rocha, seixos ou cascalhos de diâmetro grande.

Durante a perfuração, a cada metro de avanço é feito um ensaio de cravação do amostrador no fundo do furo, para medir a resistência do solo e coletar amostras. Esse ensaio, denominado ensaio de penetração ou ensaio SPT, é feito com equipamento (figura 9) e procedimento padronizado no mundo todo, para permitir a correlação de seu resultado com a experiência consolidada de muitos estudos feitos no Brasil e no exterior.

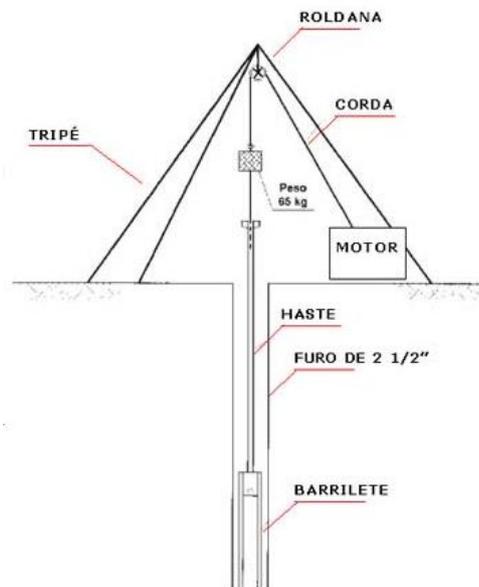


Figura 9 – Detalhamento do ensaio SPT

3.4 – Ensaio de palheta (vane test)

O ensaio de Palheta (**Vane Test**) é tradicionalmente empregado na determinação da resistência ao cisalhamento de argilas moles saturadas, submetidas à condição de carregamento não drenado (S_u), consiste na cravação estática de palheta de aço, com secção transversal em formato de cruz, de dimensões padronizadas, inserida até a posição desejada para a execução do

teste. Ponteira é cravada, utiliza o sistema duplo de hastes, visa eliminar qualquer atrito da haste da palheta de teste com o solo e elimina interferências nas medidas de resistência.

Uma vez posicionada, aplica torque à ponteira por meio de unidade de medição, com velocidade de 6 graus / minuto. O torque máximo permite a obtenção do valor de resistência não drenada do terreno, nas condições de solo natural indeformado.

Posteriormente, para obtenção da resistência não-drenada, representativa de uma condição pós-amolgamento da argila, gira-se a palheta rapidamente por 10 voltas consecutivas, obtendo-se a resistência não drenada do terreno nas condições de solo “amolgado”, permitindo avaliar a sensibilidade da estrutura de formação natural do depósito argiloso.

Através dos ensaios de palheta (Vane Test), podem-se obter os seguintes resultados:

- Gráfico de torque em função da rotação;
- Resistência não drenada nas condições naturais (S_u);
- Resistência não drenada nas condições amolgadas;
- Sensibilidade da estrutura da argila.

3.5 – Perfil de sondagem

O perfil de sondagem foi feito através de dados obtidos no ensaio de palheta, que é o mais utilizado para a determinação da resistência não-drenada (S_u) do solo mole, consistindo na rotação constante de 60 rotações por minuto de uma palheta cruciforme em profundidades pré-definidas. A medida do torque T versus rotação permite a determinação dos valores de S_u do solo natural e amolgado.

Para as hipóteses usuais de condição não-drenada, solo isotrópico, S_u constante no entorno da palheta, e razão altura H versus diâmetro D da palheta é igual a 2, a equação utilizada para o cálculo de S_u é:

$$S_u = 0,86T/\pi D^3$$

Wroth (1984) mostrou resultados experimentais indicando que a hipótese de S_u constante no topo e na base da palheta não se verifica. Como consequência, a equação proporciona, em teoria, resultados conservativos da ordem de 9%.

Vários cuidados devem ser tomados na realização desse ensaio normalizado pela ABNT. Cita-se, por exemplo, a necessária padronização do tempo de espera entre cravação e rotação da palheta, fixado em 1 minuto pela referida norma.

A medição do torque se dá em geral através de dispositivo mecânico (Ortigão e Collet, 1987) instalado na superfície do terreno. Assim, recomendam-se cuidados para que não sejam incorporados ao torque medidas indevidas, como atritos internos no equipamento e no contato haste-solo. Os perfis de solo encontrados através do ensaio estão representados nos anexos de 1 á 5.

A partir dos perfis encontrados, foi calculado o valor da resistência (S_u) para 95% é **29,77Kpa**

CAPÍTULO IV – Dimensionamento dos drenos

4.1 – Teoria

O dimensionamento do sistema de drenos verticais tem como objetivo definir o padrão da malha de cravação e determinar o espaçamento entre os drenos, a fim de se obter o grau de adensamento médio na camada desejada em um tempo aceitável.

A sequência de trabalho a ser adota para o dimensionamento dos drenos é:

- 1 – Definir os parâmetros geotécnicos necessários C_v , C_h , K_v , K_h/K'_h ;
- 2 – Definir o padrão de cravação, em malha quadrada ou triangular, e as grandezas geométricas pertinentes: d_w , d_m , d_s , e h_{arg} . O padrão triangular é mais eficiente e o quadrado, ligeiramente mais fácil de executar;
- 3 – Estimar a capacidade de descarga do geodreno (q_w) para o estado de tensões representativo do caso;
- 4 – Definir o grau de adensamento global médio desejado U para a camada e definir o tempo aceitável (t_{ac}) para obter U ;0
- 5 – Definir se será considerada drenagem combinada ou somente radial, que é mais conservativa;

- 6 – Definir espaçamento l (tentativa inicial) e calcular d_e ;
- 7 – Calcular T_v e pela teoria de Terzaghi, o correspondente U_v , para o tempo t_{ac} definido no passo 4, caso adote drenagem combinada;
- 8 - Calcular o $F_{(n)}$, considerar o efeito do amolgamento, e a resistência hidráulica do geodreno caso seja relevante;
- 9 – Calcular U_h em função do U_v , calculado no passo 7 , caso adote drenagem radial somente, $U_h = U$
- 10 – Calcular U_h , obtido no passo 9 e, de $F(n)$ no passo 8, calcula-se T_h e, o tempo t_{calc} necessário para se obter o adensamento desejado.
- 11 – Se $t_{calc} > t_{ac}$, reduzir tentativamente l ; usar um padrão de malha triangular, se ainda não utilizado, ou empregar o geodreno com q_w maior e repetir os passo de 8 a 13, até obter $t_{calc} < t_{ac}$;

Para o esquema de análise supracitado foram feitas algumas considerações para este projeto, que são;

- O solo é totalmente saturado;
- A compressão e o fluxo d'água são bidimensionais;
- O solo é homogêneo;
- As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- O fluxo é governado pela lei de Darcy;
- As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- O índice de vazios varia linearmente como aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento;

Esta configuração de análise nos leva a resultados poucos refinados e servem para dar uma previsão de quanto será o recalque. Sendo que, para valores mais refinados, programas com base em elementos finitos podem ser utilizados mediante a uma maior acurácia dos dados.

4.2 – Parâmetros geotécnicos

Através dos ensaios realizados em campo, foram obtidos os parâmetros geotécnicos necessários para constituir a base de dados do projeto.

Tabela 3 – Parâmetros geotécnicos

Parâmetro	Unidade	Valor
C_v	m^2/s	5×10^{-8}
C_h	m^2/s	10×10^{-8}
K_v	m/s	10^{-7}
K_h/K'_h	Admissional	2,5

4.3 – Padrão de cravação

Para o projeto foi adotado padrão em malha triangular (tabela 4), e as grandezas geométricas pertinentes são;

Tabela 4 – Grandezas geométricas

Grandezas geométricas	Unidade	Valor
d_w	Mm	62
d_m	Mm	-
d_s	Mm	-
h_{arg}	M	10

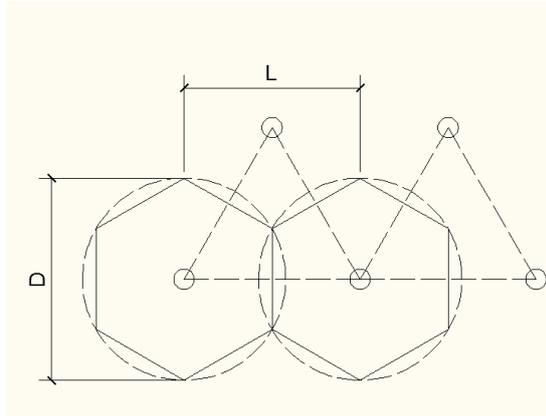


Figura 10 – Padrão de cravação dos drenos (malha triangular).

Os geodrenos usado terá formato triangular (figura10), e as dimensões ‘a’ e ‘b’ são da ordem de 10 cm e 0,5 cm, respectivamente, devendo ser representadas por um diâmetro equivalente (d_w), que, segundo proposição de Hansbo (1979), deve ser o do mesmo perímetro de um dreno circular. Logo;

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi}$$

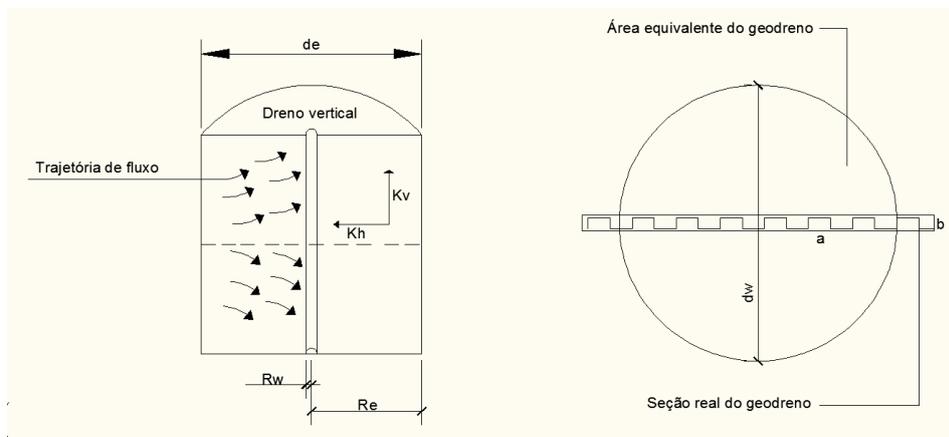


Figura 11 – Parâmetros geométricos de drenos.

Hansbo (2004) apresentou valores de diâmetros equivalentes de 15 geodrenos disponíveis no mercado, variando entre 62 mm e 69 mm, no presente caso adotaremos $d_w = 62$ mm.

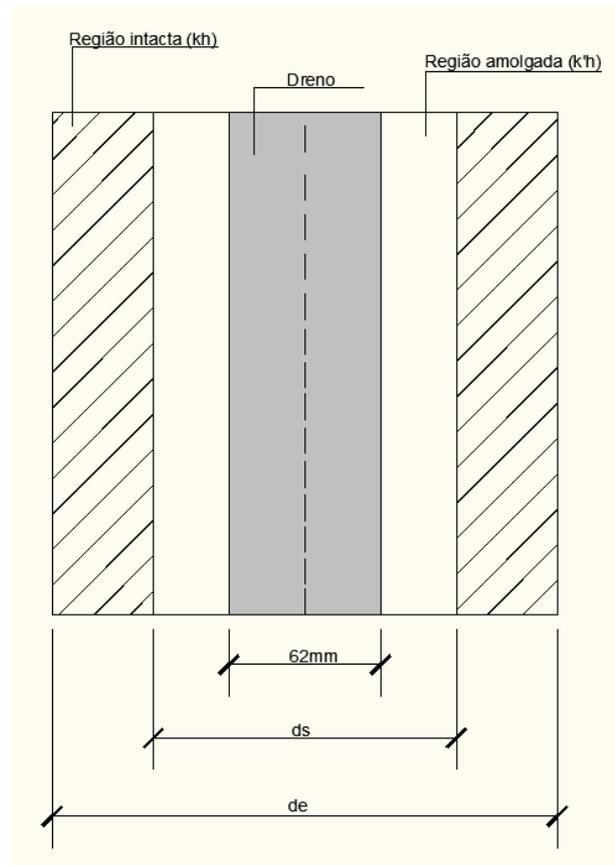


Figura 12 – Detalhe da região do dreno.

4.4 – Capacidade de descarga do geodreno.

A principal característica que o geodreno deve apresentar é ser mais permeável que o solo e manter-se assim durante a sua vida útil. Para tanto, especifica-se o geodreno basicamente por q_w e pela permeabilidade do filtro. As características de resistência mecânica e flexibilidade são também importantes, pois o geodreno deve resistir às operações de cravação e às deformações impostas pelo solo durante o adensamento.

Bergado (1994) e Holtz, Shang e Bergado (2001) propõem que q_w não seja inferior a um valor entre (~100 e 150 m^3/ano), quando medido sob um gradiente hidráulico unitário e sob tensão lateral efetiva confinante máxima atuante no campo. A permeabilidade do filtro deve ser em geral, maior que dez vezes a do solo, adotando-se a maior abertura de filtração do geotêxtil possível.

Os geodrenos comerciais disponíveis apresentam vários valores de q_w , que deverão ser avaliados para cada caso em particular, quanto à permeabilidade e granulométrica do solo. A resistência e a flexibilidade mecânicas do filtro e do núcleo normalmente são atendidas.

No presente caso foi adota o valor de q_w de:

$$q_w = 150 \text{ m}^3/\text{ano}$$

4.5 – Necessidades do projeto

Para que o projeto seja viável existe a necessidade da consolidação do maciço no período de 1 ano, e que neste tempo tenha ocorrida 90% do adensamento da camada de argila. Por tanto:

$$U = 90\%$$

$$t_{ac} = 12 \text{ Meses}$$

4.6 – Dimensionamentos dos drenos

Devemos determinar os diâmetros d e D dos drenos e de suas zonas de influência, de modo a se obter por adensamento horizontal um grau de adensamento U ao fim do tempo t : utiliza-se o ábaco da figura, que fornece diretamente a relação entre d e D , desde que c , U , t , sejam conhecidos.

O padrão da malha adota é triangular, logo L obedece à relação:

$$L = \frac{D}{1,05}$$

1) Logo o primeiro passo é entrar no ábaco (figura 4.4) e encontrar o valor do grau de adensamento vertical U_v , os parâmetros abaixo são dos dados de entrada no ábaco.

Para:

$$C_v = 5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$t_{ac} = 12 \text{ meses}$$

$$h_{arg} = 10 \text{ metros}$$

$$\underline{U_v = 29\%}$$

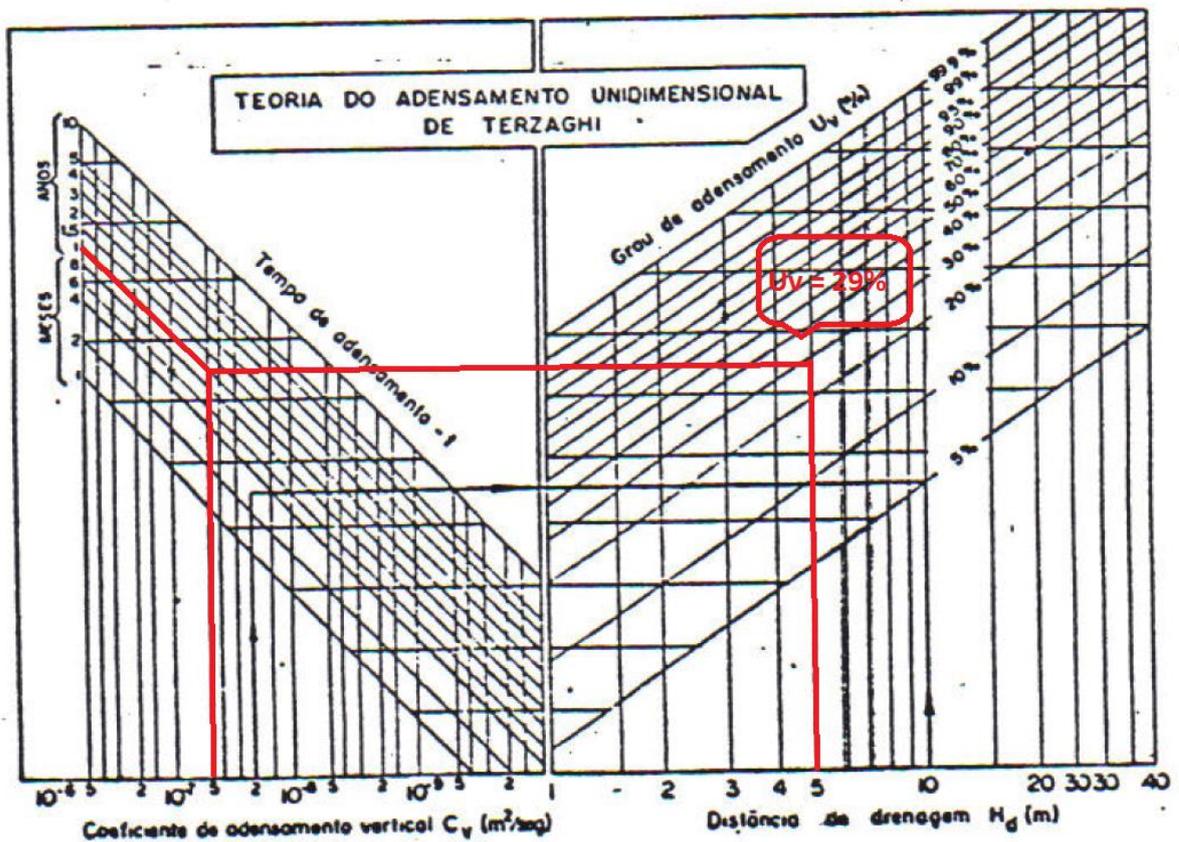


Figura 13 – Ábaco para o cálculo do grau de adensamento vertical U_v .

2) Com o grau de adensamento vertical U_v , e o grau de adensamento total U , calculamos o grau de adensamento horizontal U_h .

Para:

$$U_v = 29\%$$

$$U = 90\%$$

$$U_h = 86\%$$

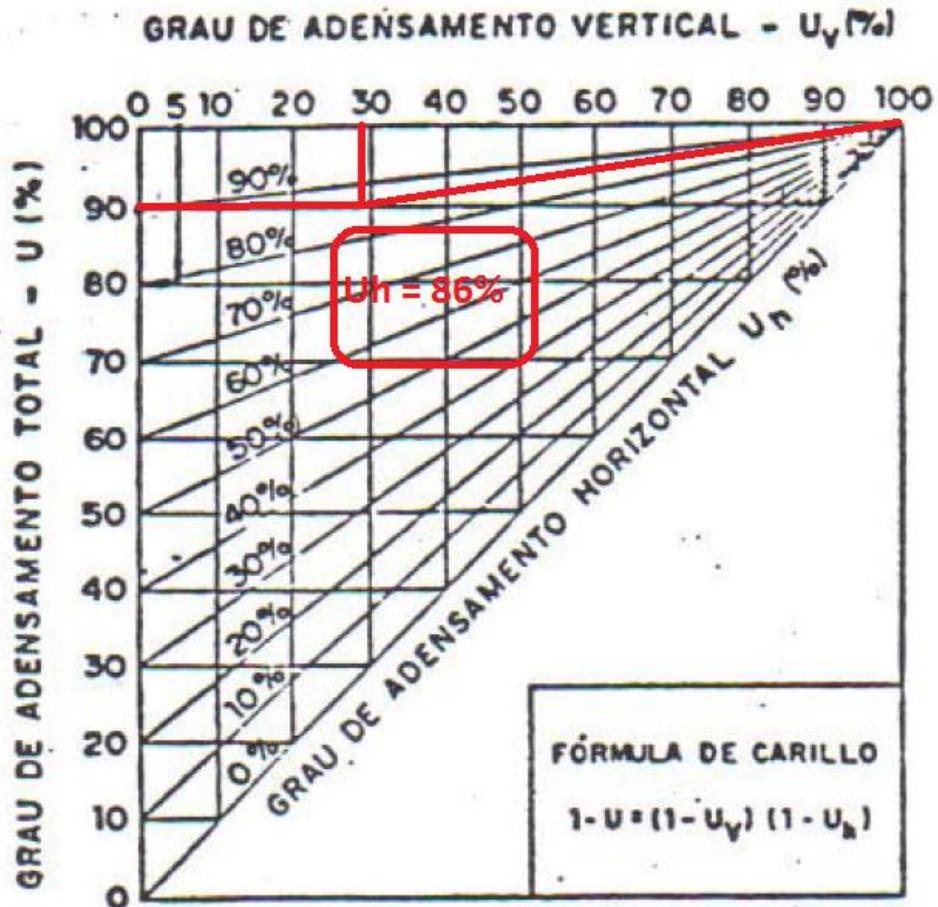


Figura 14 – Ábaco para grau de adensamento horizontal.

3) Com o t_{ac} determinado, U_h , C_h , d , podemos calcular o diâmetro de influência dos drenos D .

Para:

$$C_h = 10 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$U_h = 86\%$$

$$d = 62 \text{ mm}$$

$$t_{ac} = 12 \text{ meses}$$

$$D = 1,85 \text{ m}$$

$$L = 1,85/1,05 = 1,76\text{m}$$

Logo, para o projeto o espaçamento dos drenos será consideramos para melhor efeito construtivo $l = 1,8$ metros.

L = 1,8 metros

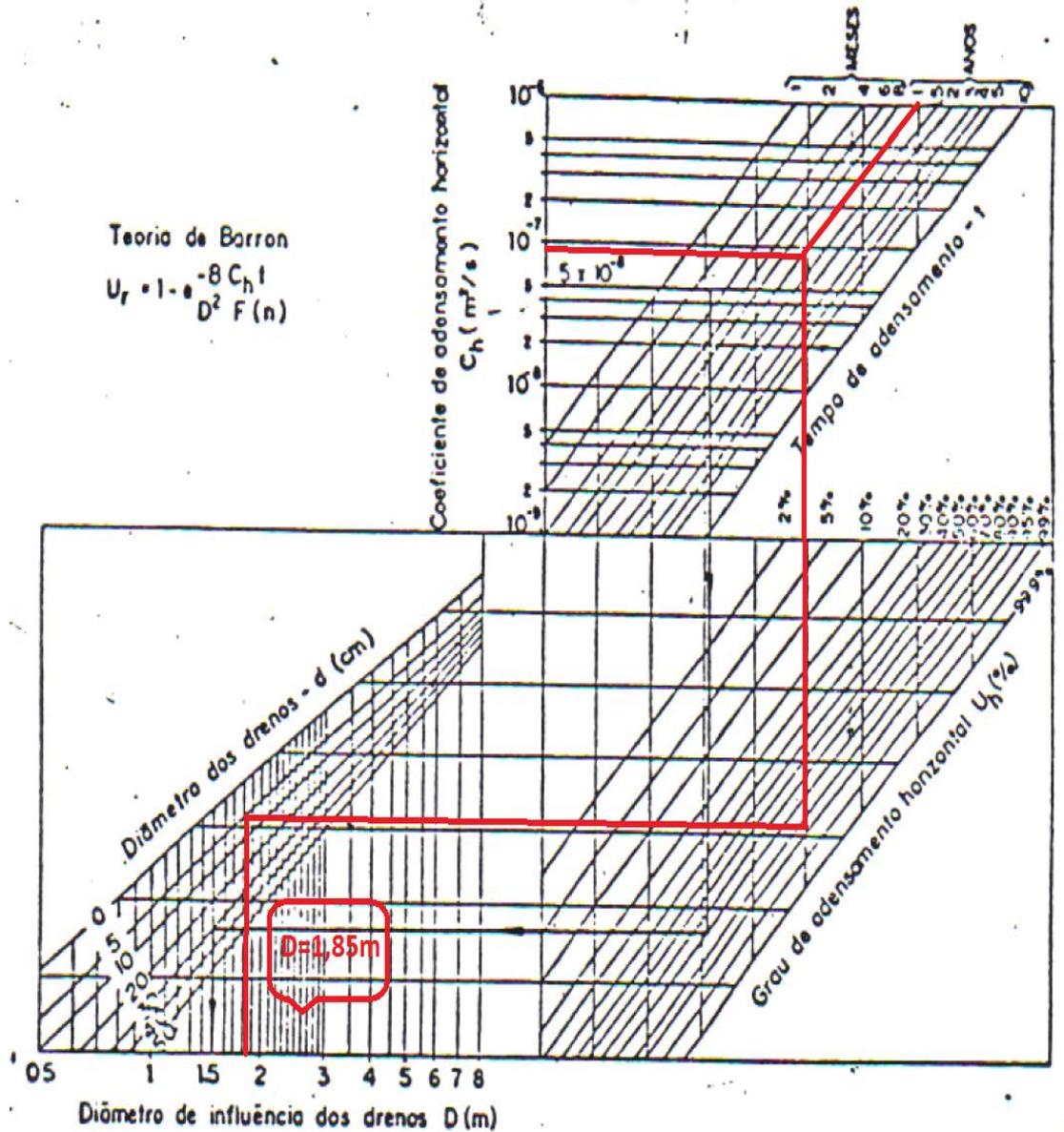


Figura 15 – Ábacos para a determinação dos diâmetros d e D dos drenos e de suas Zonas de influência.

4.7 – Calculo do tempo considerando a utilização dos drenos verticais

Para o cálculo do tempo t_{calc} será necessário obter o fator tempo T_h através de;

$$U_h = 1 - e^{-(8T_h/F(n))}$$

$$U_h = 86\%$$

$$F(n) = \ln(n) - 0,75$$

$$n = D/d$$

obtem-se $T_h = 0,6$

Agora por:

$$T_h = 0,6$$

$$C_h = 10 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$L = 1,8\text{m}$$

$$T_h = C_h \times t_{\text{cal}} / (L/2)^2$$

$$t_{\text{cal}} = 53 \text{ dias}$$

4.8 – Calculo do tempo sem considerar drenos verticais;

Para o calculo do tempo t_{calc} será necessário obter o fator tempo T, para 90% de adensamento, o ábaco abaixo fornece a relação:

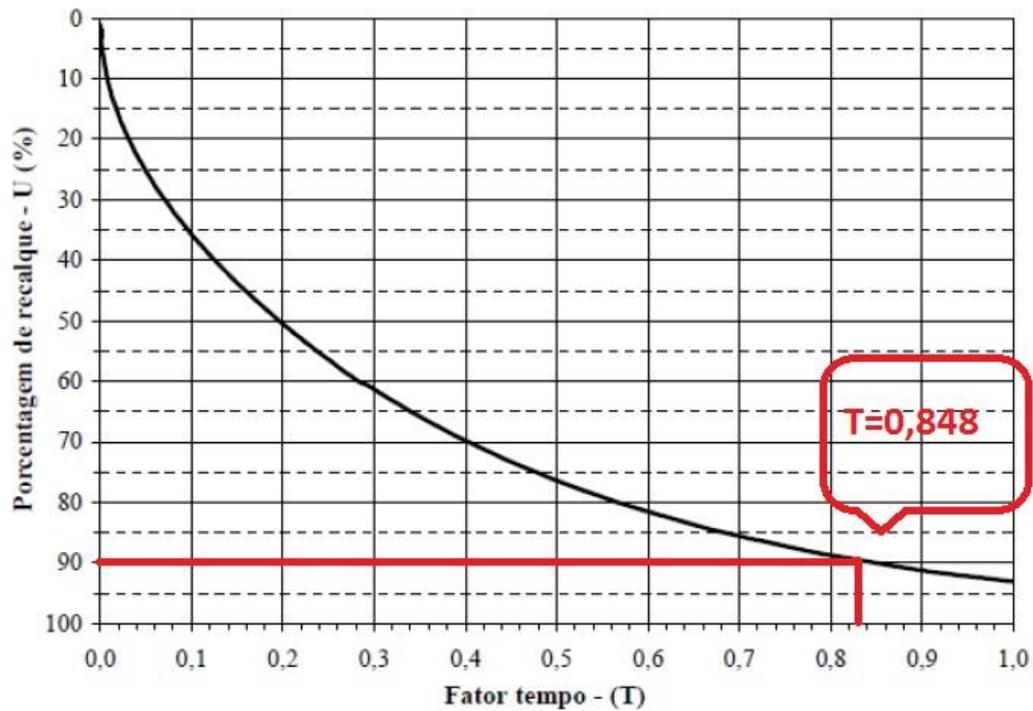


Figura 16 – Ábaco para encontrar o fator tempo

Para $U = 90\%$

$T = 0,848$

$H_d = 5\text{m}$

$C_v = 5 \times 10^{-8}$

Com os parâmetros fornecidos acima calcula-se t_{calc} pela fórmula:

$$T = C_v \times t_{\text{calc}} / H_d^2$$

$$t_{\text{calc}} = 13 \text{ anos e } 5 \text{ meses}$$

Capítulo V – Cálculo do recalque

Todos os materiais existentes na natureza se deformam quando submetidos a esforços. A estrutura multifásica característica dos solos confere-lhe um comportamento próprio tensão-deformação, o qual normalmente depende do tempo. Um esforço de compressão aplicado a um solo fará com que ele varie seu volume, o qual poderá ser devido a uma compressão da fase sólida, a uma compressão da fase fluida ou a uma drenagem da fase fluida dos vazios. Ante a grandeza dos

esforços aplicados na prática, e admitindo-se o solo saturado tem-se que tanto a compressibilidade da fase sólida como a da fase fluida, serão quase desprezíveis e a única razão para que ocorra uma variação de volume, será uma redução dos vazios do solo com a conseqüente expulsão da água intersticial.

Evidentemente, a saída dessa água dependerá da permeabilidade do solo. No caso das areias, em que a permeabilidade é alta, a água poderá drenar com bastante facilidade e rapidamente; nas argilas, porém essa expulsão de água dos vazios necessitará de algum tempo, até que se conduza o solo a um novo estado de equilíbrio, sob as tensões aplicadas.

Essas variações volumétricas que se processam nos solos finos, ao longo do tempo, constituem o fenômeno de adensamento, e são as responsáveis pelos recalques a que estão sujeitas estruturas apoiadas sobre esses solos.

O conhecimento da tensão de pré-adensamento é de fundamental importância para o cálculo de recalques, pois para acréscimos de tensões que não superassem essa tensão, as deformações a se esperar seriam quase desprezíveis.

Relação entre tensão de pré-adensamento e tensão efetiva;

SOLO NORMALMENTE ADENSADO (NA) - Se a tensão de pré-adensamento for menor que a tensão efetiva do solo no campo.

SOLO PRÉ-ADENSADO (PA) - Se a tensão de pré-adensamento é maior que a tensão efetiva do solo no campo.

No estudo em questão, o solo será normalmente adensado, isto ocorre quando o solo se encontra em processo de adensamento devido a carregamentos recentes. Os valores de tensão atual, pré-adensamento, e outros parâmetros expressos no Anexo 11.

Inicialmente foi pesquisado o peso das empilhadeiras, a recuperadora com 12 toneladas e as normais com 10 toneladas cada. Foi calculada a tensão que as empilhadeiras provocam na superfície do aterro, dividindo-se o valor da soma das mesmas por uma área de 1,8m x 1,0m. A seguir foi calculado a carga total sobre o solo.

Carga total = (Tensão emp. Recuperadora) + 2 x(Tensão emp. Comum) + 2x(carga estoque de minério) + (Tensão do aterro, considerando um altura de 5 m).

Carga total = $(12 / 1,8) + 2x (10 / 1,8) + 2 x (17) + 9 = 60,77 \text{ tf/m}^2$, que transformada em Kpa obtém-se: 595,6 Kpa.

Para efeito de cálculo, as tensões geradas pelas empilhadeiras, e o estoque de minério, foram consideradas uniformemente distribuídas como na modelagem abaixo.

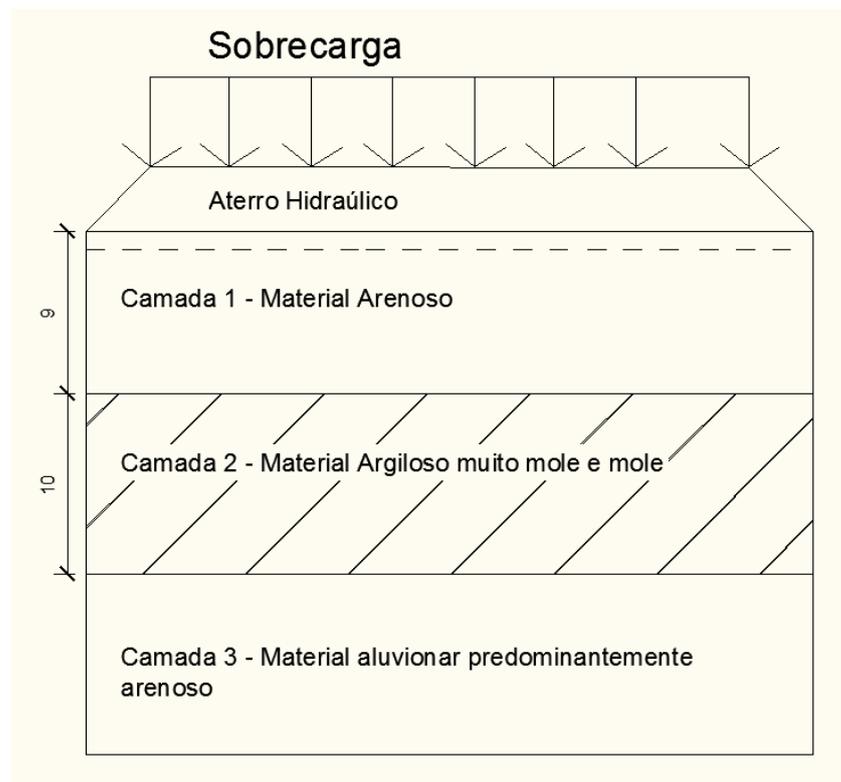


Figura 17 – Perfil do solo com as cargas atuantes.

A fórmula do recalque para solos normalmente adensados será:

$$\rho = (Cc/1+e_0) \times H_0 \times \log (\sigma'_2/\sigma'_1)$$

Sendo H_0 (espessura da argila) = 10 m

$C_c = 0,41$

$\sigma'_1 =$ Tensão de pré-adensamento = 73,58 Kpa

Tensão efetiva inicial (peso específico do solo x altura da camada);

$(9 \times 18) \times (5 \times 18) = 237 \text{ Kpa}$

$$e_0 = 1,49$$

$$\bar{\sigma}'_2 = \text{Tensão efetiva inicial} + \text{carga total} = 237 + 595,6 = 832,6 \text{ Kpa}$$

Logo:

$$\rho = 1,73 \text{ metros}$$

Recalque para 90% de adensamento;

$$\rho = 1,5 \text{ metros}$$

Capítulo VI – Instalação dos drenos verticais

6.1 – Execução em campo

A instalação dos drenos verticais reduz sensivelmente o percurso que a água deve fazer para sair da área comprimida e chegar numa região permeável sem pressões, ou seja, nas colunas dos drenos.

Com o uso dos drenos, o fluxo de água no interior da argila é predominantemente horizontal, enquanto no processo de adensamento normal o fluxo é vertical (figura 19).

O coeficiente de permeabilidade horizontal é substancialmente superior ao coeficiente de permeabilidade vertical, especialmente no caso de argilas moles sedimentares, conferindo ao uso de drenos, uma significativa vantagem adicional.

A execução de um dreno vertical consiste basicamente na introdução no terreno de um material com elevado coeficiente de permeabilidade e capacidade de resistir aos esforços de cravação e aos movimentos da camada argilosa provocados pelo adensamento e execução de aterros. Deste modo, os drenos pré-fabricados estão substituindo com vantagens os drenos de areia que, apesar de possuírem boa permeabilidade, apresentam muito pouca resistência aos movimentos da camada argilosa.

O dreno é posicionado no interior da haste metálica vazada sendo conectado a uma âncora que, além de evitar a penetração de solo no interior da haste, garante a fixação do dreno no terreno no final da cravação, ou seja, impede que o dreno se

solte na ponta da haste ou que volte a subir durante a retirada da haste metálica (figuras 18 e 20). A profundidade do dreno cravado no projeto é 19 metros.

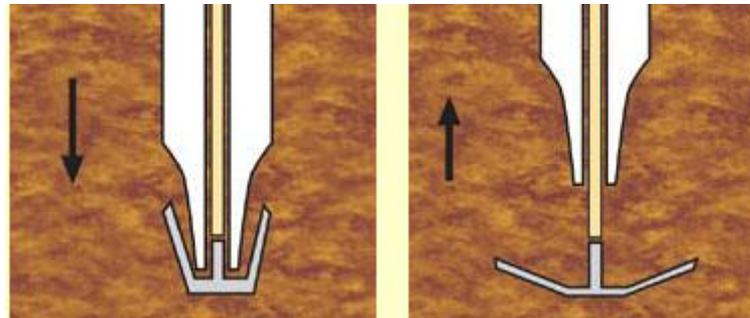


Figura 18 – Sequência executiva da cravação dos drenos.

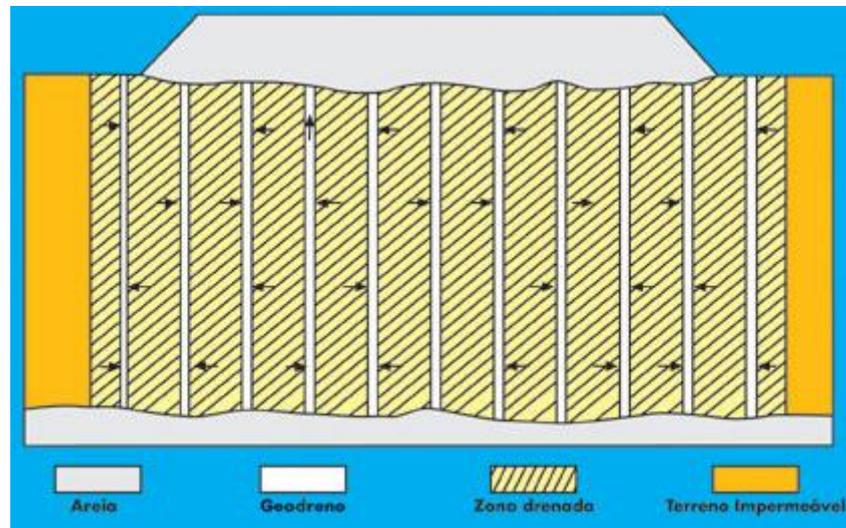


Figura 19 – Perfil da camada já com os drenos.



Figura 20 – Detalhe da fixação do dreno.

6.2 – Colchões drenantes

Quando se usam geodrenos para a aceleração de recalques a vazão q_d por dreno que chega á base do aterro é de tal forma magnitude que deve ser usado um colchão drenante, adequadamente dimensionado, de forma a não retardar o processo de adensamento. Neste caso, deve-se utilizar no interior da camada de areia, drenos horizontais de brita.

Envolta em geotêxtil não tecido, denominado drenos franceses e também o bombeamento da água de poços de drenagem instalados nos cruzamentos dos drenos franceses.

6.3 – Aterro de conquista

Há ainda uma etapa preliminar, para começar a obra deixando a área trabalhável, permitindo o trânsito de máquinas e o transporte do próprio aglomerante, criando de um aterro de conquista, que consiste em lançar material sobre o solo de baixa consistência ou um aterro de ponta onde simplesmente se lança material sobre o solo.

Capítulo VII – Resultados

7.1 – Análises dos resultados

Foi realizado um comparativo entre o tempo para 90% do recalque com a utilização de drenos verticais e sem drenos verticais, segue tabela.

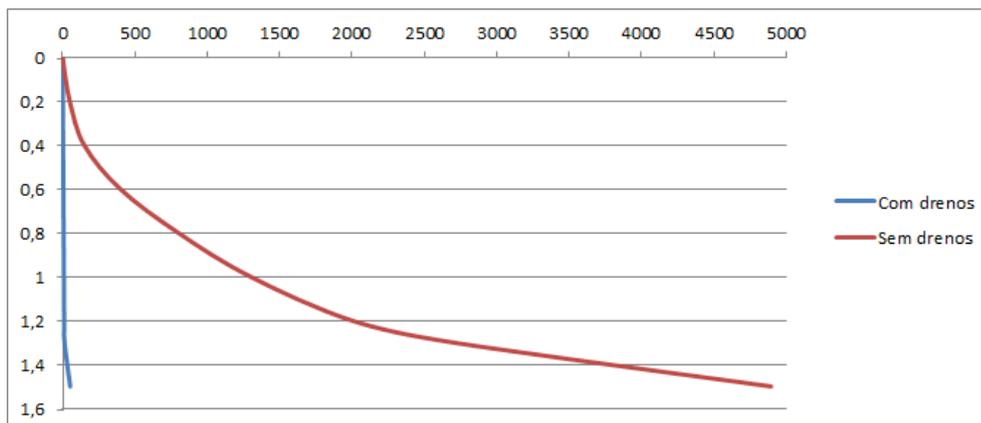
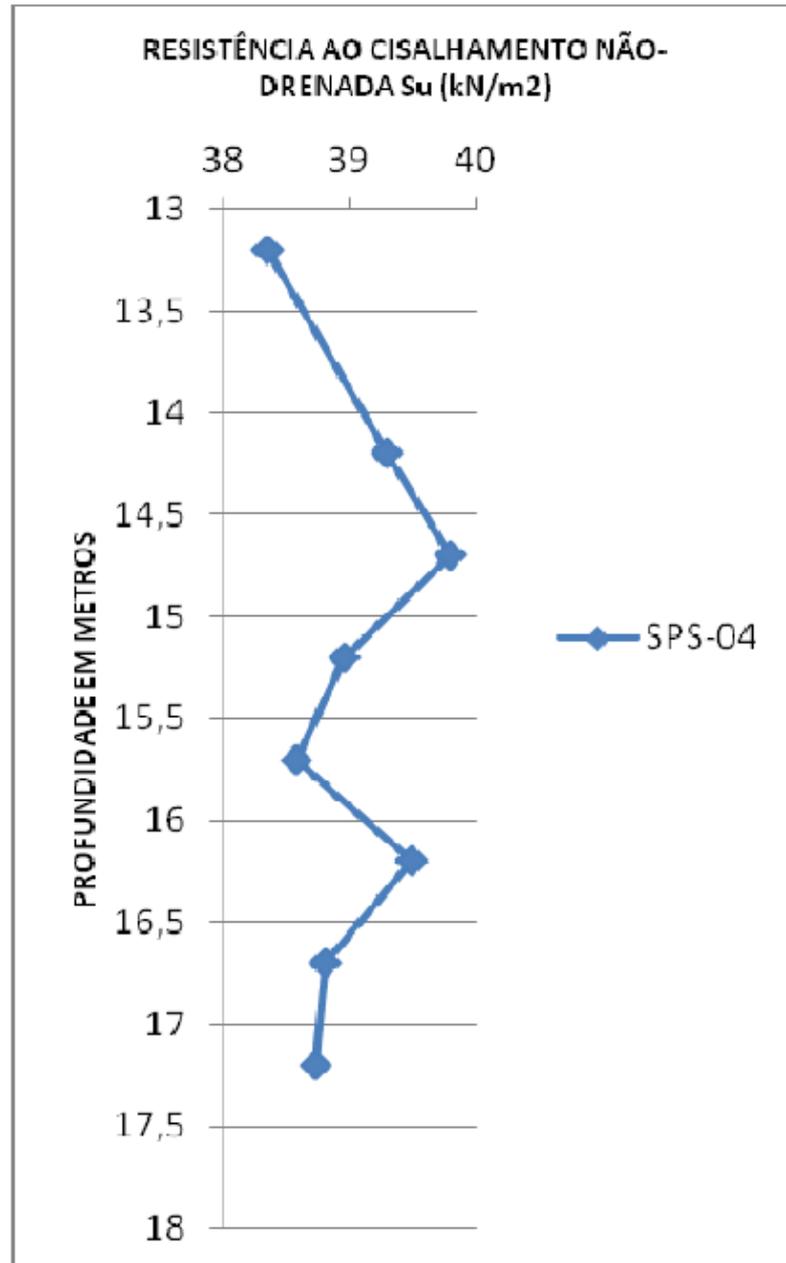


Figura 21 – Comparativo de tempo para o mesmo recalque com drenos e sem drenos.

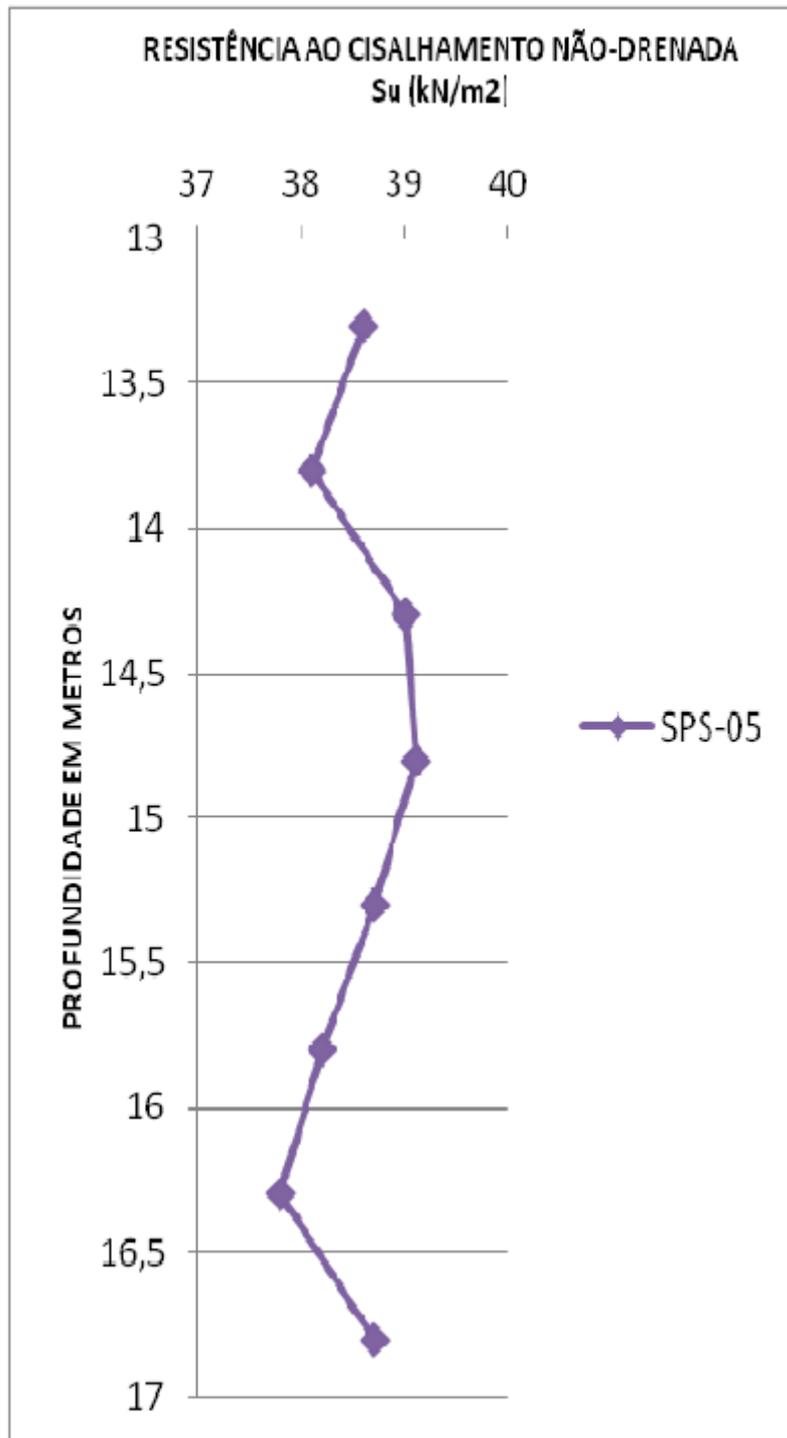
Capítulo VIII – Conclusão

Conforme podemos observar a utilização dos drenos verticais combinado com a sobrecarga do aterro, maximiza o tempo para se atingir o recalque esperado. Isto viabiliza a obra sobre camadas de solos argilosos muito moles, visto que a consolidação do maciço será atingida em um período de tempo bem menor do que se fosse ser consolidado pelas condições ambientes. Pode-se observar na figura 21 um comparativo do tempo gasto para se atingir o mesmo valor de recalque com drenos (53 dias) e sem drenos (13 anos e 5 meses).

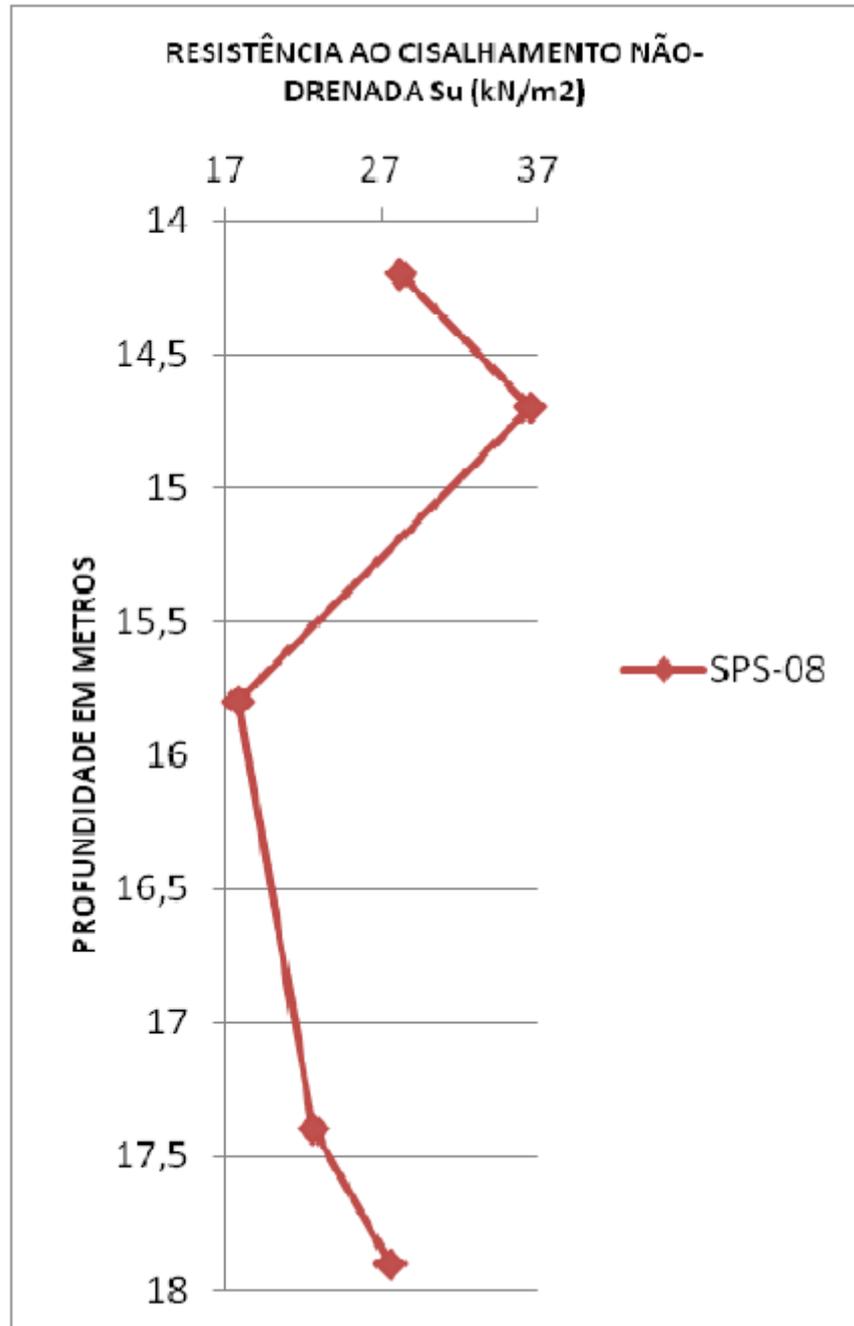
Anexo 1



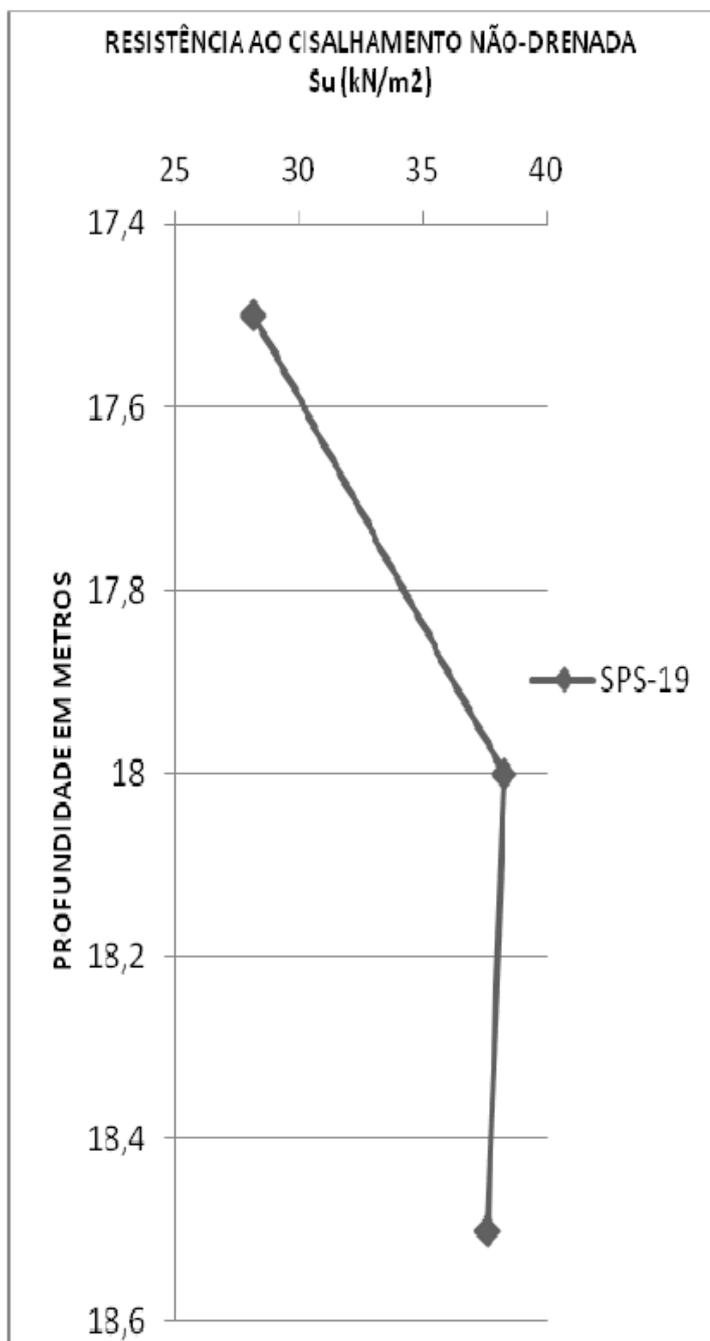
Anexo 2



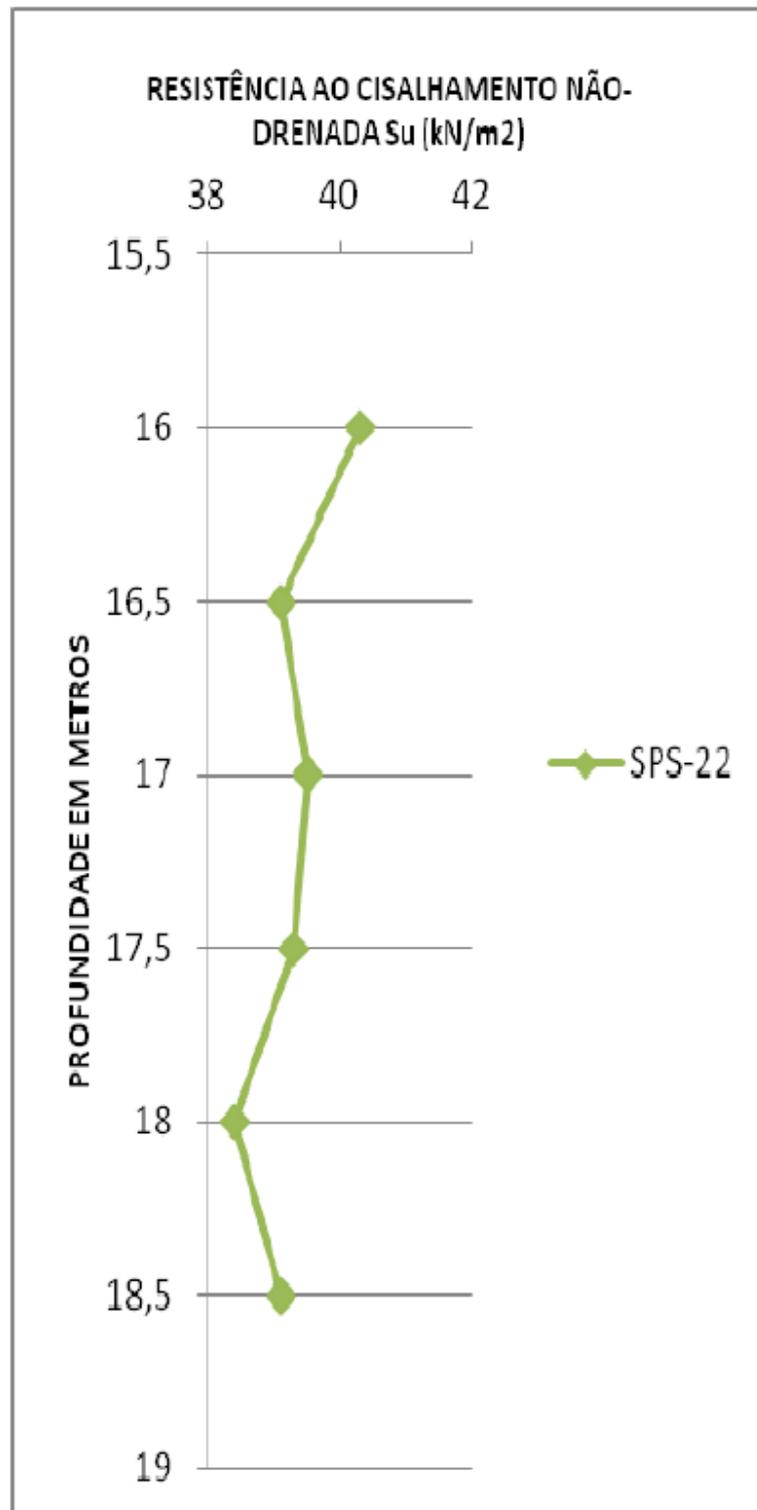
Anexo 3



Anexo 4



Anexo 5



Anexo 6

Resultado do ensaio triaxial (UU)		
Furo	Profundidade (m)	$S_u(UU)_{\text{médio}}$ (kPa)
AM-SPS-2A	15,00 a 15,52	56,9
AM-SPS-05	17,85 a 18,38	38,6
AM-SPS-06	13,30 a 13,85	45,4
AM-SPS-08	13,00 a 13,55	46,2
	16,90 a 17,45	41,6
AM-SPS-12A	16,00 a 16,55	19,2
AM-SPS-15A	15,00 a 15,50	50,6
AM-SPS-16	15,80 a 16,40	44,0
AM-SPS-19	15,70 a 16,30	33,0
	17,30 a 17,90	51,7

Anexo 7

Resultados dos Ensaios de Palheta				
Furo nº	Ensaio (nº)	Profundidade (m)	Resistência não drenada S_u (kPa)	
			Solo natural	Solo amolgado
SPS-04	1	13,2	38,5	-
	2	14,2	>39,3	-
	3	14,7	>39,8	-
	4	15,2	38,96	-
	5	15,7	38,58	-
	6	16,2	>39,5	-
	7	16,7	38,81	-
	8	17,2	38,73	-
SPS-05	1	13,3	>38,6	9,20
	2	13,8	>38,1	8,44
	3	14,3	>39,0	24,93
	4	14,8	>39,1	29,53
	5	15,3	>38,7	30,07
	6	15,8	>38,2	-
	7	16,3	>37,8	7,21
	8	16,8	>38,7	-
SPS-08	1	14,2	28,15	16,80
	2	14,7	36,05	20,55
	3	15,8	17,79	3,30
	4	17,4	22,55	13,81
	5	17,9	27,46	16,87
SPS-19	1	17,5	28,15	-
	2	18	>38,3	-
	3	18,5	>37,6	-
SPS-22	1	16	>40,3	-
	2	16,5	>39,12	-
	3	17	>39,5	-
	4	17,5	>39,3	-
	5	18	>38,4	-
	6	18,5	>39,1	-

Anexo 8

		Valores de N_{spt} para Camada 1																										
Sondagens		Valor de N_{spt}																										
		SP-05	SP-06	SP-07	SP-08	SP-09	SP-10	SPS-01	SPS-02	SPS-02A	SPS-03	SPS-04	SPS-05	SPS-06	SPS-08	SPS-09	SPS-22	SPS-23	SPS-24	SPS-38	SPS-39	SPS-40	SPS-42	SPS-47	SPS-48	SPS-49	SPS-54	SPS-55
Camada 1 - Material Arenoso		2	2	3	8	7	4	9	9	5	8	5	6	12	15	5	16	12	6	6	26	29	15	15	6	11	6	34
		6	3	5	10	8	12	11	7	15	8	9	7	14	13	6	28	21	6	9	24	26	12	11	7	10	7	41
		14	4	13	10	10	6	14	7	16	17	10	7	20	17	9	19	16	11	12	24	15	26	11	9	14	10	7
		31	16	59	14	9	40	16	9	17	19	9	8	36	17	11	21	20	9	20	22	16	29	51	15	50	16	16
		29	60	57	17	10	49	19	24	20	19	26	26	43	20	10	16	26	21	24	21	25	33	71	32	64	53	24
		29	19	68	19	13	64	25	25	17	40	35	26	60	25	11	27	22	19	26	24	27	36	70	61	75	69	60
		60	22	64	28	23	60	28	53	23	35	43	29	40	26	12	19	17	41	29	25	26	114	32	35	36	26	29
		60	23	38	60	13	59	29	29	17	42	47	29	44	27	12	16	36	46	29	27	30	10	20	26	10	26	25
		2	13	35	68	9	13	26	27	16	42	20	29	19	28	16	21	42	46	12	22	68	10	16	30	6	7	17
		3	15	18	69	14	12	18	19	13	36	26	26	11	30	28	17	36	34	6	21	114	14	18	25	27	14	36
		4	11	23	19	9	10	16	18	12	36	22	29	11	30	35	15	38	31	5	19	10	15	10	20	16	11	29
		-	14	5	15	7	-	9	16	-	34	17	10	-	50	30	26	39	-	-	22	10	-	16	9	-	12	23
		-	-	-	-	5	-	-	16	-	-	6	-	-	-	-	16	11	-	-	20	14	-	11	32	-	-	39
		-	-	-	-	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	27	-	-	-	16	15	-	-	-	-	-	57
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Anexo 9

Resultados dos ensaios de Caracterização (cont.)													
Furo	Prof. (m)	Condição da amostra	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G _s	W (%)	e ₀	γ _{nat} (KN/m ³)
SP-33	0,00-13,00	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	19,3	-	-
	13,00-18,00	deformada	0	20	50	30	54,5	35,6	18,9	2,738	65,4	1,57	16,4
	18,00-23,40	deformada	0	24	38	38	66,0	29,5	36,5	2,770	43,1	1,19	17,6
	23,40-29,60	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	8,3	-	21,4
	29,60-35,00	deformada	2	23	37	38	51,5	24,1	27,4	2,763	42,5	0,93	18,2
	35,00-44,15	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	11,8	-	-
SP-36	0,00-6,70	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	17	-	-
	6,70-11,65	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	28,4	-	-
	11,75-17,15	deformada	0	18	53	29	47,0	29,0	18,0	2,659	49	1,51	15,8
	14,00-14,60	indeformada	0	41	35	24	39,0	25,4	13,6	2,673	45,9	1,22	17,5
	17,15-24,40	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	18,8	-	-
	24,40-30,70	deformada	0	34	36	30	43,5	21,6	21,9	2,744	49,8	-	-
AM-SPS-02A	32,00-44,45	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	17,6	-	-
	2,30-2,75	deformada	1	98	1	0	NP	NP	NP	2,634	-	-	-
	9,00-9,45	deformada	1	91	5	3	NP	NP	NP	2,664	-	-	-
	15,00-15,52	indeformada	1	24	54	21	40,8	25,3	15,6	2,547	59,6	1,51	15,9
	16,85-17,38	indeformada	1	41	39	19	36,3	22,7	13,6	2,606	19,6	-	-
	21,30-21,75	deformada	1	93	3	3	NP	NP	NP	2,639	-	-	-
AM-SPS-05	27,30-27,75	deformada	2	82	11	5	NP	NP	NP	2,634	-	-	-
	3,00-3,45	deformada	1	98	1	0	NP	NP	NP	2,642	-	-	-
	9,00-9,45	deformada	0	93	7	0	NP	NP	NP	2,664	-	-	-
	14,50-15,05	indeformada	0	39	56	5	40,4	26,1	14,3	2,606	56,5	1,49	16,1
	17,85-18,38	indeformada	1	54	31	14	31,4	2,03	11,1	2,657	29	0,77	18,9
	23,00-23,45	deformada	0	65	33	2	23,1	15,7	7,4	2,648	-	-	-
AM-SPS-06	29,00-29,45	deformada	0	56	42	2	34,7	26,6	8,1	2,658	-	-	-
	2,10-2,55	deformada	0	100	0	0	NP	NP	NP	2,654	-	-	-
	8,10-8,55	deformada	0	97	1	2	NP	NP	NP	2,675	-	-	-
	13,30-13,85	indeformada	0	25	70	5	45,7	29,6	16,0	2,676	59,9	1,63	15,6
	15,30-15,85	indeformada	0	23	72	5	13,9	27,3	16,7	2,574	56,7	-	-
	20,60-21,05	deformada	0	30	60	10	55,8	31,5	24,3	2,564	-	-	-
AM-SPS-08	26,10-26,55	deformada	0	100	0	0	NP	NP	NP	2,653	-	-	-
	3,00-3,45	deformada	9	59	2	0	NP	NP	NP	2,646	-	-	-
	9,60-10,05	deformada	0	92	7	1	NP	NP	NP	2,669	-	-	-
	13,00-13,55	indeformada	0	21	75	4	48	29,0	19,0	2,594	54,9	1,49	16,1
	16,90-17,45	indeformada	0	70	28	2	24,1	15,9	8,1	2,635	31,2	0,85	18,4
	24,60-25,05	deformada	0	66	8	4	NP	NP	NP	2,626	-	-	-
AM-SPS-12A	3,00-3,45	deformada	0	100	0	0	NP	NP	NP	2,643	-	-	-
	7,00-7,45	deformada	0	97	3	0	NP	NP	NP	2,643	-	-	-
	11,00-11,45	deformada	0	92	5	3	NP	NP	NP	2,645	-	-	-
	16,00-16,55	indeformada	1	30	63	6	38,2	24,3	13,9	2,667	55,8	1,55	16,0
	21,00-21,45	deformada	1	90	8	1	NP	NP	NP	2,630	-	-	-
	25,00-25,45	deformada	3	59	8	3	NP	NP	NP	2,614	-	-	-
AM-SPS-15A	3,00-3,45	deformada	4	95	1	0	NP	NP	NP	2,644	-	-	-
	7,00-7,45	deformada	2	94	4	0	NP	NP	NP	2,643	-	-	-
	11,00-11,45	deformada	0	92	7	1	NP	NP	NP	2,630	-	-	-
	15,00-15,50	indeformada	1	29	63	7	41,5	23,6	17,9	2,641	5,05	1,54	15,4
	22,00-22,45	deformada	0	58	21	21	40,2	19,5	20,6	2,608	-	-	-
	24,00-24,45	deformada	1	78	14	7	25,3	17,7	7,5	2,648	-	-	-
AM-SPS-16	4,60-5,05	deformada	0	98	1	1	NP	NP	NP	2,667	-	-	-
	9,60-10,05	deformada	1	97	2	0	NP	NP	NP	2,655	-	-	-
	12,80-13,35	indeformada	0	22	73	5	44	28,0	15,9	2,60	-	-	-
	15,80-16,35	indeformada	0	55	42	3	46,9	28,7	18,2	2,644	55,6	1,54	15,9
	18,40-18,95	deformada	14	18	62	6	41,1	27,2	13,8	2,619	-	-	-
	22,60-23,05	deformada	0	61	36	3	29,8	18,5	11,3	2,532	-	-	-
AM-SPS-19	30,15-30,60	deformada	1	98	1	0	NP	NP	NP	2,655	-	-	-
	4,15-4,60	deformada	0	99	1	0	NP	NP	NP	2,664	-	-	-
	10,02-10,60	deformada	0	92	8	0	NP	NP	NP	2,673	-	-	-
	15,70-16,30	indeformada	0	53	47	0	41,6	26,5	15,3	2,640	50,0	1,35	16,5
	17,30-17,90	indeformada	0	26	66	6	34,6	24,2	10,6	2,618	54,4	1,43	16,4
	22,15-22,60	deformada	0	27	68	5	51,7	24,6	27,0	2,509	-	-	-
AM-SPS-23	3,02-3,65	deformada	0	97	2	1	NP	NP	NP	2,656	-	-	-
	10,20-10,65	deformada	1	96	1	0	NP	NP	NP	2,663	-	-	-
	15,40-15,80	indeformada	0	21	75	4	49,6	30,7	18,8	2,582	59,6	1,58	15,7
	17,30-17,85	indeformada	0	18	80	2	46,8	29,0	17,8	2,587	-	-	-
	22,20-22,65	deformada	0	69	25	6	26,4	19,0	7,5	2,644	-	-	-
	27,20-27,65	deformada	0	59	37	4	45,2	25,4	19,8	2,601	-	-	-

Anexo 10

Resultado dos Ensaio de Dissipação (Piezocone)				
Ensaio de piezocone	Prof. (m)	C_h (PA) (cm²/s)	C_h (NA) (cm²/s)	C_v (NA) (cm²/s)
EC-SPS 02A	15,20	52×10^{-4}	10×10^{-4}	5×10^{-4}
	16,80	8700×10^{-4}	1700×10^{-4}	870×10^{-4}
	Areia	-	-	-
EC-SPS 04	Areia	-	-	-
	Areia	-	-	-
	Areia	-	-	-
EC-SPS 06	13,40	88×10^{-4}	18×10^{-4}	9×10^{-4}
EC-SPS 08	14,40	330×10^{-4}	67×10^{-4}	33×10^{-4}
	15,80	260×10^{-4}	51×10^{-4}	26×10^{-4}
	17,40	3900×10^{-4}	780×10^{-4}	390×10^{-4}

Anexo 11

Resultados dos Ensaio de Adensamento Oedométrico							
Furo	Profundidade (m)	e_0	σ'_{vm} (kPa)	C_c	$C_c/(1+e_0)$	C_v	
						Valor (cm^2/s)	Estágio de σ'_v
SP-10	15,00-15,60	1,62	70	0,47	0,18	8×10^{-4}	320
	18,00-18,60	0,92	97	0,2	0,1	81×10^{-4}	320
SP-13	15,00-15,60	1,47	38	0,37	0,15	24×10^{-4}	320
	17,00-17,60	0,89	45	0,19	0,1	8×10^{-4}	320
SP-16	13,00-13,60	1,7	73	0,48	0,18	20×10^{-4}	320
	19,00-19,60	0,68	56	0,12	0,07	114×10^{-4}	320
SP-25	14,00-14,55	1,73	37	0,41	0,15	13×10^{-4}	320
SP-36	14,00-14,60	1,22	53	0,27	0,12	86×10^{-4}	320
AM-SPS-02A	15,00-15,52	1,57	115	0,86	0,33	5×10^{-4}	240
AM-SPS-05	14,50-15,05	1,49	125	0,74	0,3	11×10^{-4}	240
AM-SPS-06	13,30-13,85	1,57	69	0,6	0,23	11×10^{-4}	240
AM-SPS-08	16,90-17,45	0,84	105	0,28	0,15	29×10^{-4}	240

Referencias bibliográficas

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S.; 2010, Aterros sobre solos moles – projeto e desempenho, Editora Oficina de Textos, Sao Paulo, SP. 254p.

PINTO, C.S.; 2006, Curso basico de mecanica dos solos, Editora Oficina de Textos, 3a edicao, Sao Paulo, SP. 362p.

NOGUEIRA, E.S;2010,estudo de algumas soluções de tratamento de solos para construção no trecho sul do rodoanel – SP.166p.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio, anexo A: NBR 6484, Rio de Janeiro, 2001.

Augustesen, A., Liingaard, M., & Lade, P. V. (2004). Evaluation of Time-Dependent Behaviour of Soils (Vol. 4). International Journal of Geomechanics ASCE.

Barron. (1948). Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. Transactions of ASCE, 113(2346), 718-724.

Buisman, K. (1936). Results of long duration settlement tests. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 103-107.

Burland, J. (1965). The Yielding and Dilation of Clay. (Correspondence). Géotechnique 15, 211-214.

Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e-log p') (technical note).

Carrillo, N. (1942). Simple two and three dimensional consolidation. Jnl. Math. and Phys., vol 21, no.1.

Darcy, H. (1856). Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon. Paris: Dalmont.

Garlanger, J. (1972). The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress.

Hansbo, S. (1979). Consolidation of clay by band shaped pre-fabricated drains. Grounf Engng, vol 12. no 5, 16-25.

Terashi, & Miki. (1999). Importance of prediction in ground improvement. Prediction and Performance of Ground Improvement, Practitioners Series No. 11, Japanese Geotechnical Society, 1-10, Referido em Santos (2010).

Terzaghi, K. (1923). Die Berechnung der Durchlaassigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. Szber Akademie Wissenschaft Vienna, Mathnaturwissenschaft Klasse Ila, 132, 125-138.

Van Impe, W. (1989). Soil Improvement Techniques and their Evolution. A.A Balkema.

