

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO
CENTRO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA
LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL

DIMENSIONAMENTO DE UM ATERRO SOBRE SOLO MOLE REFORÇADO
COM GEOSSINTÉTICO

ALUNO: Rennan Féres Valinho
ORIENTADOR: Paulo César de Almeida Maia

Setembro, 2005

DIMENSIONAMENTO DE UM ATERRO SOBRE SOLO MOLE REFORÇADO COM
GEOSINTÉTICO

RENNAN FÉRES VALINHO

“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. Paulo César de Almeida Maia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
Setembro - 2005

Ficha Catalográfica

DIMENSIONAMENTO DE UM ATERRO SOBRE SOLO MOLE REFORÇADO COM
GEOSINTÉTICO

RENNAN FÉRES VALINHO

“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 15 de setembro de 2005

Comissão Examinadora:

Prof. Sergio Tibana (D. Sc., Geotecnia) – UENF

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

Prof. Paulo César de Almeida Maia (Orientador, D. SC., Geotecnia) – UENF

Dedicatória

Este trabalho é dedicado às memórias de meus avôs Moacyr Valinho Xavier e Rachid Féres dois exemplos de vida.

Agradecimentos

A Deus simplesmente pela minha existência

.

Aos meus pais e avós pelo caráter de minha formação.

À Paulo Maia em ser meu orientador, professor e amigo. E por ter me honrado com a excelência e competência com que desempenhou essas funções.

Aos amigos e técnicos do Leciv: Milton, Vanuzia e André

Aos amigos, principalmente, Milton, Jorge, Jean, Edimar, Hórnis, Miriam, Raphael e Ivan. Pela amizade e pelo convívio sem precedentes na minha vida. São vocês que ajudam a levar a vida adiante quando se está fora do seio familiar.

A todos que de alguma forma contribuíram direta ou indiretamente na realização deste trabalho.

Resumo

O presente projeto objetiva apresentar o dimensionamento de um aterro sobre solos moles destinado a fins viários, na região de Campos dos Goytacazes. Os cálculos e estudos foram realizados baseando-se nos parâmetros dos ensaios de CPT e SPT, executados no local onde se pretende lançar o aterro. É apresentado um perfil geotécnico para caracterizar o subsolo. Para a definição do processo construtivo mais adequado, estima-se o recalque com o peso do aterro, valendo-se da variação da sobrecarga utilizada e da utilização de geodrenos, são comparados para tanto os tempos que cada processo leva para alcançar 90% do recalque final. As análises de estabilidade foram feitas com auxílio do software Slope/w da GeoSlope® Studio International. Comparam-se os fatores de segurança obtidos para a superfície de ruptura crítica devido a variação da inclinação do talude bem como para a utilização de reforço no aterro objetivando alcançar o mínimo previsto em norma do DNER que é de 1,4 para a classe escolhida. Conclui-se que a utilização dos geodrenos é eficaz, pois aumenta drasticamente a velocidade de se atingir a porcentagem dos recalques e que a utilização de reforço garante mais estabilidade para inclinações menores do talude diminuindo o gasto com material.

Palavras-chave: aterro, solo mole, recalque, drenos verticais, reforço.

Abreviaturas siglas e símbolos

- ϕ - Ângulo de atrito do solo
 γ_{nat} - Peso específico natural do solo;
 γ_{sat} - Peso específico saturado;
 γ_w - Peso específico da água;
 ρ - Recalque;
 σ - Tensão total;
 $\bar{\sigma}$ - Tensão efetiva;
 $\bar{\sigma}_i$ - Tensão vertical efetiva inicial;
 $\bar{\sigma}_f$ - Tensão vertical efetiva final;
 $\bar{\sigma}_a$ - Tensão vertical de sobreadensamento;
a e b - Dimensões dos drenos pré-fabricados;
c - coesão;
 C_c - Índice de compressão;
 C_h - Coeficiente de adensamento horizontal;
 C_d - Índice de recompressão;
 C_r - Coeficiente de adensamento radial;
 C_v - Coeficiente de adensamento vertical;
D — Espessura da camada;
 D_d - Diâmetro dos drenos verticais
 D_c - Diâmetro da área de influência dos drenos
 d_e - Diâmetro efetivo;
 d_w - Diâmetro equivalente;
e - Índice de vazios;
 e_0 - Índice de vazios inicial;
fs - Resistência ao atrito lateral do ensaio de CPT/CPTu
FS - Fator de Segurança dos Métodos de Equilíbrio-Limite
 H_c - altura crítica do aterro
h - Umidade natural;
 H_d - Distância de drenagem;
Ir - Índice de rigidez;
 k_h - Coeficiente de permeabilidade horizontal;

k_r – Permeabilidade na direção horizontal na região intacta;
 k_s – Permeabilidade na direção horizontal na região amolgada;
 k_v – Coeficiente de permeabilidade vertical;
 k_w – Permeabilidade do dreno;
 m_v – Coeficiente de deformação volumétrica;
 N – número de golpes no ensaio de SPT
 n – Razão de espaçamento de drenos;
 q_c – Resistência de ponta do ensaio de CPT/CPTu
 R – Raio do piezocone;
 r_e – Raio de influência do dreno;
 r_w – Raio do dreno;
 s – Resistência ao cisalhamento do solo
 S_u – Resistência não drenada;
 τ – Tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada
 t – Tempo;
 T – Fator tempo segundo Terzaghi
 u – Poro-pressão medida no vértice do cone
 U_h – Grau de adensamento devido ao fluxo radial;
 U_v – Grau de adensamento devido ao fluxo vertical;
 U – Grau de adensamento combinado;

ÍNDICE

1. Introdução.....	1
1.1 Formação e Origem dos Solos moles.....	2
1.1.1 Solos moles de origem fluvial (aluviões) e o caso de Campos –RJ.....	3
1.2 Investigação geotécnica.....	4
1.2.1 SPT (Standard Penetration Test).....	4
1.2.2 CPT (Cone Penetratio Test).....	5
1.3 Estabilidade do aterro.....	8
1.3.1 Métodos de equilíbrio-limite.....	9
1.4 Processos construtivos.....	11
1.4.1 Lançamento do aterro em ponta.....	11
1.4.2 Remoção total ou parcial dos solos moles.....	12
1.4.3 Tratamento do solo mole.....	13
1.5 Instrumentação.....	20
2. Descrição do Projeto.....	21
3. Caracterização Geotécnica.....	22
3.1 Ensaio de SPT.....	22
3.2 Ensaio de Laboratório.....	23
3.3 Descrição do Material utilizado como aterro.....	26
3.4 Altura crítica.....	27
4. Estimativa dos recalques.....	28
4.1 Estimativa da velocidade de desenvolvimento dos recalques.....	30
4.2 Drenos verticais.....	32
5. Análise da estabilidade.....	35
6. Detalhamento do projeto.....	41
7. Conclusão.....	42
8. Referências Bibliográficas e Bibliografia.....	43

Índice de Tabelas

Tabela 1-1 – Compacidade e consistência devido à resistência à penetração – NBR / 6484.....	5
Tabela 1-2 – Comparação das Potencialidades de CPT e CPTu.....	7
Tabela 1-3 – Diversos Métodos de Equilíbrio-Limite.....	10
Tabela 1-4 – Quantidade mínima de instrumentos por seção instrumentada.....	21
Tabela 2-1 – características técnicas para o projeto de rodovias.....	22
Tabela 3-1 – Parâmetros da argila a 7,5 do ensaio de adensamento.....	24
Tabela 3-2 – Resultados do ensaio de adensamento.....	25
Tabela 3-3 – Parâmetros do material utilizado no aterro da rodovia.....	27
Tabela 4-1 – Cálculo de Cc.....	30
Tabela 4-2 – Valores do fator T* em função da porcentagem de dissipação.....	34
Tabela 4-3 – Cálculo do coeficiente de adensamento vertical Ch.....	34
Tabela 5-1 – fatores de segurança por diferentes métodos.....	36

Índice de Figuras

Figura 1-1 – Superfície de ruptura circular (Fellenius) para um carregamento flexível qualquer.....	11
Figura 1-2 – Construção de aterros por etapas.....	14
Figura 1-3 – Ilustração do efeito de uma sobrecarga temporária.....	15
Figura 1-4 – Drenos verticais.....	16
Figura 1-5 – Disposições econômicas dos drenos verticais: quadrada e triangular.....	17
Figura 2-1 – Perfil geométrico adotado para o projeto.....	22
Figura 3-1 – Perfil Geotécnico representativo.....	23
Figura 3-2 – Gráfico do ensaio de adensam a 7,5 m de profundidade.....	25
Figura 3-3 – Estimativa da tensão de sobreadensamento, método Pacheco Silva.....	26
Figura 3-4 – Variação da resistência não-drenada com a profundidade.....	28
Figura 4-1 – modelo adotado para estimativa do recalque final.....	29
Figura 4-2 – Gráfico da cota final desejada e espessura necessária.....	30
Figura 4-3 – Gráfico da porcentagem de adensamento com o tempo.....	31
Figura 4-4 – Tempo correspondente a 50% da dissipação para a prof. de 7,5 CPT – furo 1.....	33
Figura 4-5 – Gráfico da porcentagem de adensamento pelo tempo utilizando drenos verticais.....	35
Figura 5-1 – variação do Fator de Segurança pela variação da inclinação do talude.....	37
Figura 5-2 – Gráfico da variação do Fator de segurança pela resistência nominal da geogrelha para diferentes inclinações.....	38
Figura 5-3 – Superfície de ruptura crítica sem reforço.....	39
Figura 5-4 – Superfície de ruptura crítica utilizando reforço.....	40
Figura 6-1(a,b) – Representação do posicionamento dos geodrenos.....	41

1. Introdução

No Brasil verificamos um aumento significativo de obras em depósitos de argilas moles nas últimas décadas e com isso houve um aprofundamento nos estudos das propriedades geomecânicas de solos regionais, bem como sua ocorrência. Podemos incluir nesses estudos o comportamento de depósitos de argilas localizadas na costa brasileira. Isso devido ao grande número de obras marítimas, portos, pontes, aeroportos, parques industriais e muitas outras obras de grande importância. Estes estudos também se devem às novas técnicas de investigação de subsolo implementadas, bem como a incorporação da experiência internacional.

Apesar de o assunto apresentar hoje um nível considerável de publicações, os aterros sobre solos moles causam ainda perplexia 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 investigações geotécnicas necessárias para definir melhor os parâmetros e/ou uma interpretação errônea desses.

Aterros sobre solos moles são construídos com vários objetivos, pode-se citar como exemplo os aterros rodoviários, ferroviários e de barragens de terra, entre outros. Estes tipos de obras, apesar de extensivamente estudadas, requerem dos projetistas e construtores muita atenção e cuidado para não tornar o empreendimento demasiadamente caro. Não só a concepção final da obra mas também as etapas construtivas devem ser cuidadosamente verificadas e planejadas.

Da concepção de aterros sobre solos moles depreendem-se alguns problemas correlacionados do ponto de vista técnico (Massad, 2003):

- a) a estabilidade dos aterros logo após a construção; e
- b) os recalques dos aterros ao longo do tempo

Do ponto de vista construtivo, os problemas dizem respeito:

- a) Ao tráfego dos equipamentos de construção;
- b) Ao amolgamento da superfície do terreno, face ao lançamento do aterro; e

- c) Aos riscos de ruptura durante a construção, o que pode afetar a integridade de pessoas envolvidas com as obras e provocar danos aos equipamentos.

1.1. Formação e Origem dos solos moles

Entende-se por solos moles os solos sedimentados com baixa resistência à penetração (valores de SPT não superior a 4 golpes), em que a fração argila imprime as características de solo coesivo e compressível. São, em geral, argilas moles, ou areias argilosas fofas, de deposição recente, isto é, formadas durante o Quaternário.

Os ambientes de deposição podem ser os mais variados possíveis, desde o fluvial, o deltaico-lacustre, até o costeiro, incluindo-se as lagoas e as baías (Christofolletti, 1980 *apud* Massad, 2003). Eles distinguem-se quer pelo meio de deposição (água doce; salgada ou salobra); quer ainda pelo local de deposição (várzeas ou planícies de inundação, praias, canais de mar, etc.). A deposição depende da litologia da área de erosão, do seu clima e da forma de transporte dos sedimentos. Os depósitos sedimentares diferem entre si em função dessas condições ambientais, que variam no espaço e no tempo. Para a formação de um depósito uniforme é necessária a ocorrência de condições ambientais estáveis.

Para se ter uma idéia da complexidade do fenômeno basta listar os fatores que afetam a sedimentação. São eles:

- a) A velocidade das águas;
- b) A quantidade e a composição da matéria em suspensão na água;
- c) A salinidade e a floculação de partículas;
- d) A presença de matéria orgânica, tais como o húmus, detritos vegetais, conchas, etc.

É muito comum um solo sedimentar estar impregnado com húmus, matéria orgânica absorvida pelas partículas de solo ou por suas agregações, imprimindo-lhe uma cor escura e um cheiro característico.

Os pântanos, uma subcategoria dos ambientes de deposição, caracterizam-se por abundante presença de águas rasas, paradas. A ação das bactérias e fungos é truncada pela ausência de oxigênio e pela presença de ácidos, o que preserva os detritos vegetais e orgânicos, dando origem a depósitos orgânicos nas bordas de lagoas e lagoas e em áreas

planas atingidas pela preamar (planícies de maré) ou pelas cheias dos rios (planícies de inundação). Muitos depósitos formados desse modo encontram-se hoje soterrados, constituindo as camadas de argilas orgânicas turfosas, pretas, subsuperficiais, como as que ocorrem nas várzeas do Rio Paraíba do sul, ou no subsolo da Baixada Campista.

1.1.1. Solos moles de origem fluvial (aluviões) e o caso de Campos dos Goytacazes-RJ

Os solos moles de origem fluvial formaram-se por deposição de sedimentos nas planícies de inundação ou várzeas dos rios, isto é, nas regiões alagáveis pelas cheias dos rios. Nessas ocasiões, nas partes mais baixas da planície, pobremente drenadas, ocorre a decantação dos sedimentos mais finos (argilas e siltes), podendo haver estratificações e intercalações com areias finas. As camadas de argilas depositadas estão sujeitas a ressecamentos, podendo, portanto, apresentarem-se sobreadensadas.

Esse tipo de formação confere ao solo uma heterogeneidade vertical bastante acentuada. Acrescente-se a isso uma heterogeneidade horizontal, conseqüência da forma meandrante dos cursos dos nossos rios, os quais são móveis e descrevem curvas sinuosas e semelhantes entre si, através de um trabalho contínuo de escavação na margem côncava e deposição na convexa, com predominância de materiais finos tanto no leito dos rios quanto na sua carga (suspensão). Ademais o que proporcionou a formação dos aluviões antigos fora a competência bem mais elevada que apresentam alguns rios hoje devido a sua superutilização.

São exemplos brasileiros: o Pantanal matogrossense (Rio Paraguai); as imensas áreas de igapós (matas alagáveis) do Amazonas; as bacias do Alto Xingu e Alto Araguaia; e as regiões do alto e médio Rio São Francisco. Cabe citar também as várzeas dos rios que cortam a Baixada Campista que é o caso proposto para o referente trabalho.

A formação Geológica e Geomorfológica de Campos dos Goytacazes, onde se localiza a Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF) é assunto de pesquisa contínua do setor de Geologia e Geoprocessamento do Laboratório de Engenharia Civil da mesma universidade rendendo várias publicações e teses sobre o respectivo tema.

Segundo Ramos (2000), a planície Campista é de origem deltaica aluvionar que apresenta superfície plana, muito mal drenada, com lençol freático sub-aflorante. Nessas áreas adjacentes ao Rio Paraíba do Sul, na Baixada Campista, onde foram concentradas as investigações para o presente projeto, ainda segundo Ramos (2000) desenvolveram-se as

planícies de inundações. A sedimentação nesse subambiente é predominantemente clástica e periódica, consistindo os depósitos, sobretudo de silte e argila transportados em suspensão por águas que fluem mais lentas que as do canal propriamente dito.

Baseando-se, portanto, na formação do solo da Baixada Campista, bem como nas inúmeras sondagens realizadas no município e nos ensaios de caracterização que definem os solos encontrados, pode-se prever que obras como a que está aqui definida, são freqüentes e de grande valia e importância para a região, servindo portanto, quando é elaborada de forma criteriosa, de banco de dados e referência para futuros casos e similaridades.

1.2. Investigação geotécnica

Projetos geotécnicos de qualquer natureza são normalmente executados com base em ensaios de campo, cujas medidas permitem uma definição satisfatória do perfil pedológico e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos . Estas informações são necessárias em projetos de fundações, estabilidade de taludes, estruturas de contenção, dimensionamento de pavimentos, infra-estrutura hídrica, entre outros.

Novos e modernos equipamentos de investigação foram introduzidos nas últimas décadas visando ampliar o uso de diferentes tecnologias em diferentes condições de subsolo. No entanto restringe-se relatar aqui apenas os métodos utilizados no projeto em questão que são os ensaios de SPT e piezocone.

1.2.1. SPT (Standard Penetration Test)

No final da década de oitenta foi apresentado pela *International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ISSMFE, um documento intitulado *International Reference Test Procedure*, Décourt *et al* (1988) que trata, em linhas gerais, do procedimento recomendado para a execução do ensaio SPT assim então chamado. No Brasil o ensaio está normalizado pela *Associação Brasileira de Normas Técnicas* através da Norma Brasileira - NBR/6484.

Realizado na base de um furo de sondagem, o ensaio SPT consiste em cravar no terreno um amostrador com dimensões e energia de cravação normalizadas (pilão com 63,5 kg de massa e altura de queda de 76cm).

O ensaio é realizado em três fases com penetrações de 15cm, respectivamente. Devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de furação, desprezam-se os resultados obtidos na primeira fase. O número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30cm (segunda e terceira fase) define o valor de N (SPT).

O ensaio é utilizado principalmente para a determinação das propriedades mecânicas dos solos arenosos. Trata-se de um ensaio expedito e pouco dispendioso e, por isso, é talvez o ensaio mais utilizado na prática para o reconhecimento das condições do terreno.

Existem diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de ensaio nos diferentes países, resultantes de fatores locais e grau de desenvolvimento tecnológico do setor, o que resulta em desuniformidade de significado dos resultados obtidos. As principais diferenças se referem ao método de perfuração, fluido estabilizante, diâmetro do furo, mecanismo de levantamento e liberação de queda do martelo, rigidez das hastes, geometria do amostrador e método de cravação. Além desses fatores tem-se a influencia marcante das características e condições do solo nas medidas de SPT. A Tabela 1.1 sintetiza a relação do número de golpes com as compacidades dos solos usualmente encontrados segundo a norma NBR/6484. Uma revisão completa sobre o atual estado do conhecimento pode ser encontrada em Skempton (1986) e Clayton (1995) e considerações sobre a realidade sul-americana em Milititsky & Schnaid (1995).

Tabela 1-1– Compacidade e consistência devido à resistência à penetração – NBR / 6484

Compacidades e consistências segundo a resistência à penetração – SPT		
Solo	Denominação	Nº de Golpes
Compacidades de areias e siltes arenosos	Fofa	≤ 4
	Pouco Compacta	5 – 8
	Méd. Compacta	9 – 18
	Compacta	19 – 41
	Muito Compacta	> 41
Consistência de argilas e siltes argilosos	Muito Mole	< 2
	Mole	2 – 5
	Média	6 – 10
	Rija	11 – 19
	Dura	>19

1.2.2. CPT (Cone Penetration Test) e CPTU (Piezocone Penetration Test)

Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (Cone Penetration Test) e CPTU (Piezocone Penetration Test) respectivamente, vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Os resultados provenientes desses dois tipos de ensaios podem ser utilizados para determinação de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles e previsão da capacidade de carga de fundações.

Os dois tipos de ensaio são bastante similares simples, consistindo na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é de 10cm^2 e a área da luva é de 150cm^2 .

O equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de carga. Um sistema hidráulico é utilizado para essa finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor de combustão. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1m, seguida da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste.

A diferença principal entre os dois tipos de ensaio é exatamente a presença de uma pedra porosa localizada na base do cone (CPTu), utilizada para aferir a poro-pressão no ponto em questão no momento da cravação.

À medida que se procede a cravação das hastes no solo, são feitas medidas a cada 2 cm de profundidade, dos seguintes valores:

- a) Resistência à penetração da ponta (cone de área projetada de 10 cm^2 e ângulo de vértice de 60°);
- b) Resistência por atrito lateral, ou atrito local (luva com área lateral de 150 cm^2);
- c) Poro pressão (apenas CPTu);
- d) Ângulo de inclinação.

Estas grandezas são medidas através de instrumentação de precisão, devidamente calibrada, instalada na extremidade do conjunto, sendo as mesmas transmitidas à superfície

por um sistema de ondas sonoras. Os sinais são coletados, transferidos e armazenados em um computador, podendo o resultado do ensaio ser visualizado imediatamente na tela.

Sendo assim, o ensaio fornece o registro contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada do perfil pedológico, informação essencial à composição de custos de um projeto de fundações, e a eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio .

Antes de descrever as aplicações dos ensaios de CPT e CPTu é necessário fazer uma menção sobre suas potencialidades como mostra a Tabela 1.2 a seguir:

Tabela 1-2– Comparação das Potencialidades de CPT e CPTu

Investigação	CPT	CPTu
Perfil do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Moderada a alta
História de tensões	Baixa	Moderada a alta
Variação espacial das propriedades mecânicas	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Características de adensamento	-	Alta
Condições do nível d'água	-	Alta
Potencial de liquefação	Moderada	Alta
Economia no custo das investigações	Alta	Alta

A seguir lista-se os parâmetros geotécnicos passíveis de obtenção por meio do ensaio de CPT/CPTu:

- a) Classificação do solo;
- b) Estado de tensões insitu (K_0);
- c) Ângulo de atrito efetivo (ϕ');
- d) Módulo oedométrico ;
- e) História de tensões (OCR);
- f) Resistência não-drenada (S_u);
- g) Condutividade hidráulica (k);
- h) Coeficiente de adensamento (Ch);
- i) Peso específico aparente (γ);
- j) Coesão efetiva (c').

As aplicações do ensaio de cone CPT ou CPTu vem crescendo cada vez mais e na literatura se encontra uma vasta correlação entre os resultados destes ensaios com os parâmetros geotécnicos de diferentes interesses.

Dentre as vantagens pode-se destacar:

- a) Penetração rápida (~1m/min),isto é, curto tempo de ensaio;
- b) Perfil pedológico contínuo (cada 2cm);
- c) Ensaio padronizado (Norma Brasileira e Norma Americana) - confiável;
- d) Alta precisão e repetibilidade;
- e) Obtenção e processamento automático dos dados, isto é, sem interferência do operador;
- f) Necessidade de apenas um operador;
- g) Relação custo/benefício elevada.

No entanto algumas limitações são inerentes à execução do ensaio como a necessidade de operador treinado, uma calibração periódica e um suporte técnico apropriado devido à relativa complexidade do equipamento.

1.3. Estabilidade do aterro

Os métodos mais difundidos e de uso corrente hoje em dia para a análise de estabilidade, baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, admitindo essa se comportar como um corpo de propriedades rígido-plástico no prenúncio de entrar em colapso (escorregamento). Deriva daí o nome de *métodos de equilíbrio-limite*. Através das equações de equilíbrio, são determinadas as tensões de cisalhamento induzidas, partindo do pressuposto de que se conhece as forças atuantes no sistema.

Após um escorregamento histórico ocorrido no cais de Stigberg, em Gotemburgo, os suecos, a partir de 1916, desenvolveram os métodos de análise hoje em uso (método sueco), baseados no conceito de equilíbrio-limite. Esses métodos baseiam-se principalmente na concepção de que as linhas de ruptura são aproximadamente circulares e que o escorregamento ocorre de tal modo que a massa de solo instabilizada se fragmenta em fatias

ou lamelas, com faces verticais. O conceito de círculo de atrito, derivado da linha de ruptura e a divisão da massa de solo em lamelas já eram praticados naquele tempo, e o que Fellenius fez, na década de 1930, foi estender a análise para levar em conta também a coesão na resistência ao cisalhamento do solo, além de considerar casos de solo estratificado.

Para o estudo de estabilidade é definido o coeficiente de segurança (FS) como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (s) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (τ) esta última obtida através das equações de equilíbrio, isto é,

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (1.1)$$

segundo o método de ruptura de Mohr-Coulomb s em termos de tensões efetivas, é dada por:

$$s = c' + \bar{\sigma} \cdot tg\phi' \quad (1.2)$$

Os procedimentos de cálculo são similares entre si diferindo fundamentalmente na direção da resultante das forças laterais.

1.3.1. Métodos de equilíbrio-limite

Os métodos de equilíbrio-limite possuem algumas restrições derivadas das hipóteses assumidas:

- a) O solo se comporta como material rígido-plástico, portanto rompe-se bruscamente, sem se deformar;
- b) As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, na realidade, o processo é dinâmico;
- c) O coeficiente de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

Segundo Massad (2003), na classe de métodos de Equilíbrio-Limite existem diversas variantes, conforme a seguinte Tabela 1.3:

Tabela 1-3– Diversos Métodos de Equilíbrio-Limite

	Método do círculo de atrito		
Métodos de Equilíbrio-Limite	Método sueco	Método de Fellenius	
		Método	de Bishop
		Simplificado	
		Método de Morgenstern-Price	
	Método das cunhas		

A Tabela 1.3, no entanto, não esgota os métodos existentes pois existem muitas variantes do método sueco. É demonstrado aqui apenas o método de Fellenius, no entanto a definição de outros métodos muito difundidos como Bishop, Morgenstern-Price e Janbu podem ser encontrado com bastante freqüência na literatura, citados por Moraes (2002), como Almeida (1996), Duncan e Wong (1984), Fhael, Palmeira e Ortigão (2001), Jewell (1982), kaniraj (1994), Sharma (1994), entre outros.

Na sua análise Fellenius admitiu uma superfície circular de ruptura e igualou os momentos atuantes e resistentes. A solução de Fellenius para carregamento flexível qualquer é mostrado na Figura 1.1, o círculo crítico tem o centro em **C**, nota-se que Q_r é a resultante das pressões que levam o aterro à ruptura e **b** define sua linha de ação. Convém aqui fazer duas observações:

- a) A primeira refere-se à altura crítica de aterros (H_c), que podem ser lançados sem que haja ruptura do terreno de fundação.

$$H_c = \frac{5,14S_u}{\gamma_{at}} \quad (1.3)$$

- b) A segunda diz respeito à influencia da espessura da camada de solo mole (D), vale dizer, da posição do terreno firme subjacente. Para valores de D , tais que:

$$D < \frac{b}{0,758} \quad (1.4)$$

o círculo associado ao coeficiente de segurança mínimo não pode se desenvolver. Como consequência pode-se lançar aterros com alturas maiores do que aquelas dadas por (1.3).

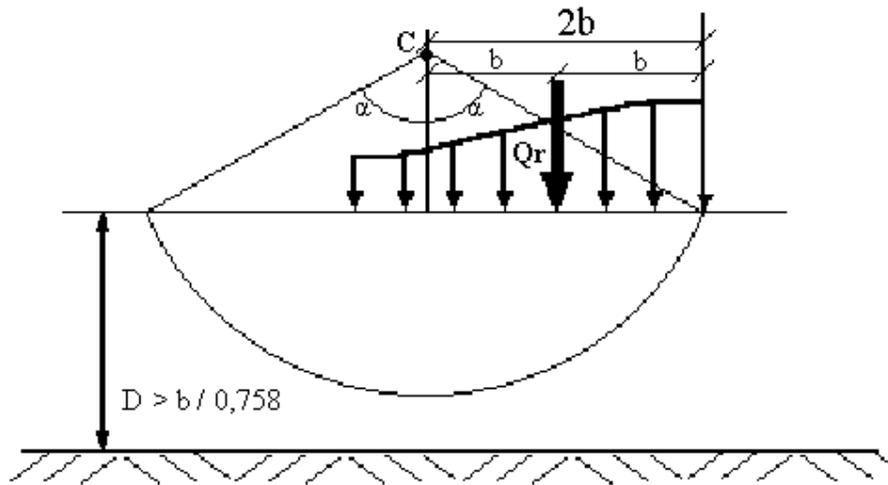


Figura 1-1– Superfície de ruptura circular adotado por Fellenius para um carregamento flexível qualquer

1.4. Processos construtivos

Para a construção de aterros sobre solos moles, Massad (2003) destaca o procedimento, em linhas gerais sobre três formas:

- a) lançar os aterros em ponta sobre o terreno natural, isto é, tal como ele se encontra na natureza. Isto significa conviver com os problemas de estabilidade durante a construção, e de recalques, na fase operacional. Por exemplo, no caso de aterros de estradas, realizar, periodicamente, serviços de manutenção, regularizando a pista, para eliminar as ondulações;
- b) remover o solo mole, total ou parcialmente;
- c) lançar os aterros em ponta, após um tratamento do solo mole cujas propriedades são melhoradas.

1.4.1. Lançamento do aterro em ponta

O lançamento do aterro em ponta depara-se com uma primeira dificuldade relativa ao tráfego de equipamentos de terraplanagem. Neste sentido recomenda-se deixar a vegetação natural, o que facilita, em parte, a colocação da primeira camada de aterro e, em parte, a drenagem de topo da camada de solo mole.

O preparo do terreno pode ser feito:

a) lançando-se como lastro inicial uma primeira camada mais espessa de aterro (0,5 a 1m), sem muita preocupação com a compactação;

b) usando-se como lastro inicial de aterro hidráulico, isto é, de areia em suspensão em água, conduzida por meio de tubulações, com uma vantagem adicional da função drenante desse lastro, no topo da camada mole;

c) colocando-se manta de geotêxtil, ao longo do eixo do aterro, numa faixa correspondente à sua largura, ligada por costura ou por recobrimento, mesmo quando se trabalha com mantas, é necessário lançar lastro de solo de 0,5 a 1m de espessura. Essa manta tem também a função drenante, além de evitar a contaminação do aterro e de aumentar a estabilidade.

Pode-se também recorrer a equipamentos leves com esteiras largas, facilitando a trafegabilidade e o lançamento da primeira camada de aterro.

Um cuidado de ordem geral é procurar evitar rupturas, mesmo localizadas, pois levam a um amolgamento dos solos moles, em geral com elevadas sensibilidade, o que reduz drasticamente a sua resistência ao cisalhamento. O terreno assim “traga” um volume muito grande de solo do aterro, encarecendo por demasiado as obras, além de acarretar problemas técnicas, como dispor de um leito de estrada de má qualidade, com ondulações.

1.4.2. Remoção total ou parcial dos solos moles

A remoção total de solo mole é possível para espessuras relativamente pequenas, com cerca de 4 a 5 m, e, no máximo, 7 m. Esta pode ser feita por escavação mecânica, com *drag-lines* ou dragas, ou por meio de explosivos, para liquefazer os solos moles.

A expulsão de lama com explosivos requer o lançamento prévio de um aterro e a colocação das cargas de dinamite sob ele ou na sua frente de avanço. A idéia é que o solo mole se liquefaça e seja expulso pelo solo do aterro que acaba por ocupar o seu lugar até o

terreno firme. Na prática a expulsão pode não ser completa, permanecendo resquícios de solo mole sob forma de bolsões, o que acaba por afetar o leito da estrada, provocando ondulações com o correr do tempo. Esta técnica fora muito utilizada nos anos 70 e 80 no Brasil e devido às complicações geradas pela explosão bem como a não garantia do processo, esta caiu em desuso.

1.4.3. Tratamento do solo mole

Entende-se por tratamento do solo mole um conjunto de procedimentos visando melhorar as suas propriedades geotécnicas, quer dizer, as suas características de resistência e deformabilidade.

Dentre as técnicas empregadas citam-se:

- a) a construção por etapas;
- b) aplicação de sobrecargas temporárias;
- c) a instalação de drenos verticais para acelerar os recalques;
- d) a execução de colunas de pedra ou
- e) de estacas de distribuição.

1.4.3.1 Construção por etapas

Esta solução consiste em manter tão próximas de zero quanto possível as pressões neutras, mobilizando, assim maior resistência ao cisalhamento do solo, com o conseqüente aumento da sua capacidade de carga. Sendo a resistência ao cisalhamento expressa pela equação (1.5) de Mohr-Coulomb, quanto menor u , maior $(\sigma - u)$ e, portanto τ_r .

$$\tau_r = c + (\sigma - u)tg\phi \quad (1.5)$$

O aterro é construído por partes, como indica a Figura 1.2, em situações em que a altura final do aterro (H) é maior que a altura crítica. Deixa-se o solo mole adensar sob o peso de um aterro de altura H_1 . O solo, então, enrijece aumentando sua resistência ficando apto a suportar um incremento de carga, correspondente à nova altura de aterro H_2 . O processo

continua desse modo, até atingir a altura final H desejada. Necessita-se apenas, portanto, de um prazo dilatado para a construção do aterro.

Dá-se a concluir que a fase mais crítica da vida do aterro é a que corresponde à sua construção, pois, com a expulsão da água, há o adensamento e, no curso do processo construtivo, a resistência ao cisalhamento aumenta.

Nessas condições, será possível construir o aterro sem perigo de ruptura do material de fundação, embora em tempo longo, tendo em vista ser muito pequena a permeabilidade da argila.

Caputo (1989) atenta que a construção do aterro deverá ser, naturalmente, rigorosamente controlada, quer por medição de recalques, quer por observação das pressões neutras que se desenvolverão na água dos poros da argila, através de tubos piezométricos instalados na zona aterrada e em diferentes alturas.

Quando se constata que os recalques estão exagerados ou as pressões se mantêm muito altas, interrompe-se a deposição das terras até que aqueles se estabilizem ou que estas diminuam.

Esta técnica só é viável na prática quando o C_v do solo mole é relativamente elevado ou a espessura da camada é pequena, situações em que o “prazo dilatado para a construção do aterro” se torna exequível (alguns anos).

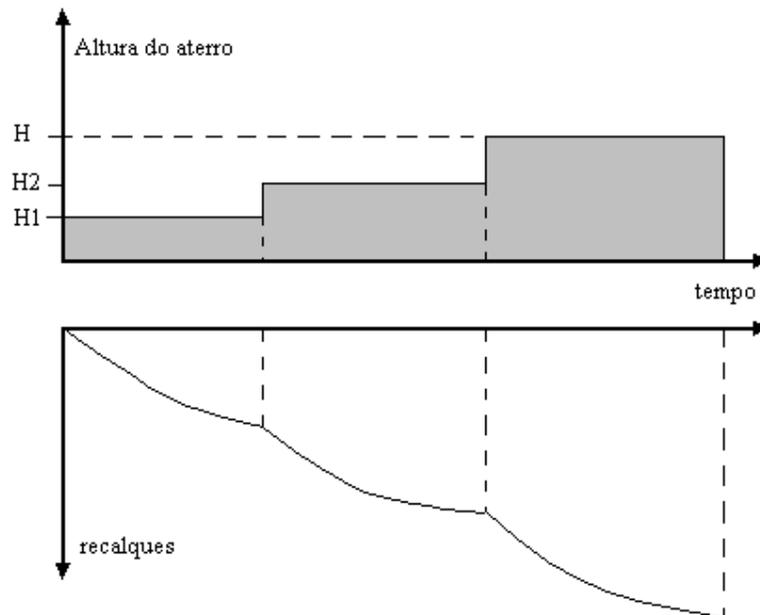


Figura 1-2- Construção de aterros por etapas

1.4.3.2 Sobrecarga Temporária

Por este processo, também denominado pré-compressão, o solo mole é submetido a um carregamento maior do que aquele que atuará durante a vida útil da obra. Com isto, não só se antecipam os recalques, primários e mesmo secundários, como também se consegue um ganho na resistência do solo mole. A Figura 1.3 ilustra o processo. Ao tempo t_{rs} , de remoção da sobrecarga, já ocorreu um recalque ρ_{rs} igual ao primário (ρ_f), devido à carga permanente, acrescido de um ρ_{sec} , de adensamento secundário.

O projeto é feito fixando-se um t_{rs} e um ρ_{sec} , com o que se determina $\rho_{rs} = \rho_f + \rho_{sec}$. Como se conhece o fator tempo T_{rs} associado t_{rs} , pode-se obter, pela Teoria do Adensamento de Terzaghi, U_{rs} e, portanto, o valor do recalque final para a carga $(q_s + q_f)$, pela fórmula $\rho_{s+f} = \rho_{rs} / U_{rs}$. Finalmente, utilizando uma expressão do tipo 4.1, chega-se ao valor da sobrecarga q_s que se necessita.

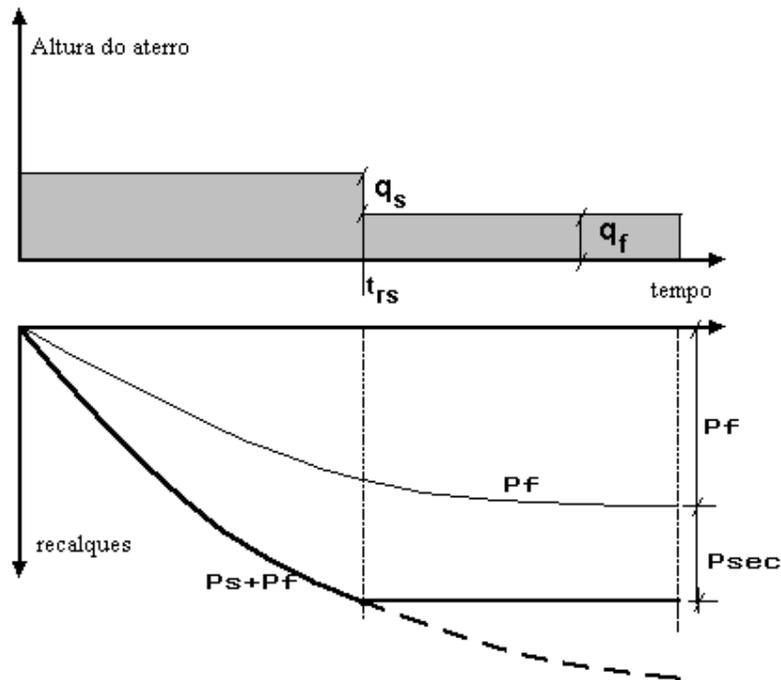


Figura 1-3– Ilustração do efeito de uma sobrecarga temporária

Como o adensamento se processa mais depressa nas extremidades da camada, junto às faces drenantes, pode-se, para fins de projeto, tomar U_{rs} como a porcentagem de adensamento pontual relativa ao centro da camada. Esse procedimento é mais conservador, levando a valores maiores de sobrecarga temporária.

Obviamente, é condição para a aplicação do processo que $(\rho_{sec} + \rho_f)$ não ultrapasse a altura crítica. Ademais, para que o processo funcione, na prática, é necessário que o coeficiente de adensamento do solo mole seja relativamente alto, ou que a camada de solo mole seja delgada. Existem algumas variantes desse processo que recorrem ao uso do vácuo que equivale a aplicar uma carga no terreno.

1.4.3.3 Drenos Verticais

Os drenos verticais de areia, executados em camada de solo que se adensa sob a ação de uma sobrecarga, têm por objetivo acelerar esse processo de adensamento.

A sua execução requer a instalação de tubos metálicos, de ponta aberta, até a cota desejada, em geral até a camada de areia subjacente ao solo mole, após o quê se procede à limpeza do seu interior, com jatos de água. Posteriormente, despeja-se areia dentro do tubo, à medida que ele vai sendo sacado do terreno. Se o material do aterro não for drenante, lança-se uma camada de areia ou um geossintético para garantir a drenagem no topo.

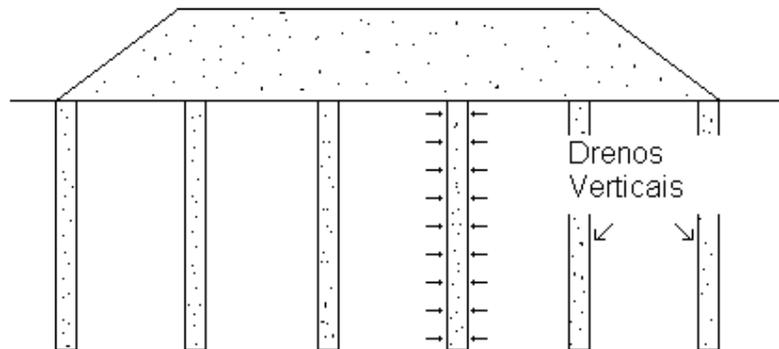


Figura 1-4 - Drenos verticais

A execução dos drenos requer também cuidados especiais para minimizar o amolgamento (*smear*) do solo mole em volta dos drenos, que leva a uma indesejável redução da sua permeabilidade na direção horizontal, e evitar o seccionamento dos próprios drenos quando da retirada dos tubos do terreno. Esses problemas podem reduzir a eficiência dos drenos. Usualmente, os diâmetros variam na faixa de 20 a 45 cm e, os espaçamentos, de 1 a 4,5 m

As mais econômicas distribuições dos drenos verticais de areia, em planta são em malha quadrada ou triangular de lado a .

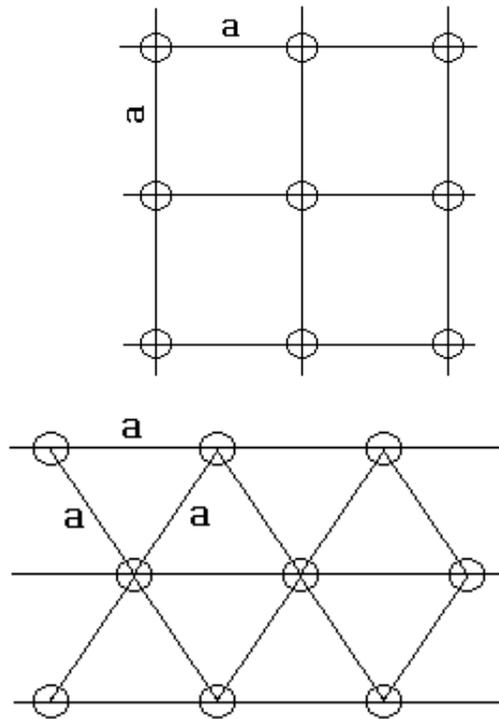


Figura 1-5– Disposições econômicas dos drenos verticais, quadrada e triangular

Os raios de influência para essas distribuições, como facilmente se obtém, são $r_1=0,564a$ (malha quadrada) e $r_2=0,525a$ (malha triangular).

Hoje é muito comum empregar-se os drenos fibro-químicos (geodrenos) que possui sua forma diferenciada em tiras, com seção transversal retangular de $100 \times 3\text{mm}^2$. No interior das tiras existem canais para dar escoamento às águas, que correspondem a mais de 70% da área da sua seção transversal. A instalação das tiras requer o emprego de equipamentos especiais, de grande produção, pois o espaçamento entre drenos costuma ser pequeno. Observações de obras mostram que os drenos fibro-químicos apresentam desempenho equivalente a drenos de areia com 18 cm de diâmetro.

O dimensionamento é feito escolhendo-se um diâmetro (D_d) para os drenos e um espaçamento entre eles (D_c). Caso trate de uma solução combinada com a pré-compressão, determina-se o valor da sobrecarga temporária.

O processo é eficiente e econômica quando:

- a) a carga aplicada estiver bem acima da pressão de pré-adensamento ou seja, quando o solo for realmente mole;
- b) os coeficientes de adensamento C_v e C_r forem baixos; empregar drenos verticais quando esses parâmetros forem elevados é desperdiçar dinheiro inutilmente; e
- c) prevalece o recalque por adensamento primário em detrimento do secundário.

Assim, para solos turfosos, em que os recalques primários são bem menores do que os recalques secundários, e o C_v é alto, não faz sentido empregar os drenos verticais.

Finalmente, a grande dificuldade no projeto desses drenos reside no desconhecimento do valor real do coeficiente de adensamento vertical (C_v) e radial (C_r) que precisa ser obtido através de ensaios *in situ*, e da observação (monitoração) de obras.

A metodologia do dimensionamento é dada a seguir.

Da teoria clássica de Terzaghi (adensamento unidimensional), sabemos que o tempo t requerido para uma camada alcançar um certo grau de adensamento é proporcional ao quadrado da espessura H da camada por face de drenagem. Isto é, ao quadrado da distância máxima que uma molécula de água tem que percorrer até atingir uma zona permeável:

$$t = \frac{TH^2}{C_v} \quad (1.6)$$

onde T é o fator tempo e C_v o coeficiente de adensamento.

Assim, se a distância a entre os drenos é bem menor que H e o coeficiente de permeabilidade horizontal é, em geral, maior que o coeficiente de permeabilidade vertical, verifica-se que o tempo para atingir o mesmo grau de adensamento será mais curto.

O adensamento de camada mole por meio de drenos verticais de areia envolve, portanto, um processo de adensamento chamado *tridimensional*, muito mais complexo do que exposto por Terzaghi.

A teorização dos drenos verticais é traduzida pela equação em coordenadas cilíndricas.

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C_r \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.7)$$

que resolvida separadamente nos dá:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \rightarrow U_z = f(T_r) \quad \text{com} \quad T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (1.8)$$

$$C_r \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \rightarrow U_r = f(T_r, n) \quad (1.9)$$

com

$$T_r = \frac{C_r t}{D_c^2} \quad (1.10)$$

$$n = \frac{D_c}{D_d} = \frac{2r_2}{2r_1} = \frac{r_2}{r_1} \quad (1.11)$$

sendo D_d o diâmetro do dreno, D_c o diâmetro de influência do dreno e U o grau de consolidação global, dão pela fórmula de Carrilo segundo Caputo (1987):

$$(1-U) = (1-U_r)(1-U_z) \quad (1.12)$$

com U_r e U_z (em %) os graus de adensamento devidos às drenagens radial e vertical, respectivamente

Como se verifica, o cálculo depende fundamentalmente do conhecimento, dos coeficientes de adensamento C_v e C_r .

Para se obter U , calcula-se U_z pela teoria clássica de Terzaghi e U_r utilizando-se a fórmula (1.10) e as curvas do gráfico 2 (em anexo) “grau de adensamento por fator tempo” para o valor de n .

A eficiência da instalação dos drenos nos processos de adensamento poderá ser avaliada pela comparação dos valores de U e U_z .

Pode-se ainda incluir no cálculo, segundo Barron (1948), a influência da perturbação causada no solo adjacente ao dreno durante a execução, *smear*, como já citado acima.

1.4.3.4 Colunas de pedra

Trata-se de um processo em que se abrem furos na camada de solo mole, espaçados entre si de 1 a 2,5 m, e com 70 a 90 cm de diâmetro, até atingir-se estrato firme subjacente. Na seqüência, os furos são preenchidos com pedras ou brita, densificadas por vibração. O aparelho usado para a perfuração é um torpedo com uma massa excêntrica, que imprime vibração horizontal, e em cuja ponta pode-se jatear água. O mesmo aparelho é empregado na fase de preenchimento do furo com material granular, mais especificamente, na sua compactação.

As colunas de pedras têm duas funções: a primeira é transferir a carga dos aterros a maiores profundidades como se fosse um estacão; com cargas de trabalho variando na faixa de 100 a 300 kN. A segunda função é a de dreno vertical, encurtando as distâncias de percolação da água dos poros dos solos moles.

1.4.3.5 Estacas de distribuição

Como o nome indica, este processo consiste em transferir a carga de um aterro para as partes mais profundas do subsolo, que apresentam, em geral, maiores resistências e menores compressibilidades. Estacas de madeira foram muito empregadas na Suécia, com esse objetivo. Requerem o uso de blocos de capeamento na interface base do aterro-topo das estacas, espaçados entre si de 1 a 2 m. O número de estacas e, conseqüentemente, o custo envolvido são muito elevados.

1.5. Instrumentação

Segundo o DNER (1998), é muito importante a instrumentação em obras rodoviárias sob solos moles, seja pela sua extensão e profundidade da camada mole, ou pela necessidade de se acompanhar os recalques.

Os objetivos de um programa de instrumentação são:

- a) acompanhar os recalques e verificar o tempo de permanência de uma sobrecarga temporária;
- b) monitorar poropressões geradas durante a construção e a sua velocidade de dissipação;
- c) acompanhar os efeitos de deslocamentos horizontais provocados por um aterro sobre solo mole;
- d) monitorar a estabilidade da obra em casos críticos;
- e) verificar a adequação de um método construtivo.

A instrumentação a ser empregada em cada caso varia com a importância e a complexidade do problema. Os tipos de instrumentos a serem utilizados bem como a quantidade mínima desses por seção instrumentada estão relacionados na Tabela 1.4 a seguir.

Tabela 1-4– Quantidade mínima de instrumentos por seção instrumentada

Instrumento	Encontro de pontes	Seção de aterro reforçado	Seção com sobrecarga temporária	Aterro estaqueado	Seção com geodrenos
Placas de recalque	3	3	3	3	3
Piezômetro elétrico	3	3	3	-	3
Piezômetro Casagrande	-	-	-	-	2
Tubo de Inclinômetro	1	1	-	1	-
Extensômetro magnético vertical	1	-	-	1	1
Extensômetro magnético horizontal	1	1	-	-	-
Tubo para perfilômetro	1	1	1	1	1
Extensômetro elétrico	-	5	-	-	-
Referência de nível	1	1	1	1	1

2. Descrição do Projeto

O presente projeto destina-se a dimensionar um aterro assente sobre solo mole, servindo como fundação de uma rodovia definida como sendo de Classe 0 segundo DNER (1999) e cujas características geométricas é apresentada na Tabela 2.1.

Tabela 2-1– características técnicas para o projeto de rodovias

Descrição das características técnicas	Unidade	Classe 0
Velocidade diretriz	Km/h	120
Taxa de Superelevação Máxima	%	10
Largura da Faixa de Trânsito	m	3,6
Largura do Acostamento Externo	m	3,5
Largura do Acostamento Interno	m	1
Afastamento Mínimo do Bordo do Acostamento	m	1
Largura do Canteiro Central	m	7

É apresentado a seguir na Fig. 2.1, o perfil transversal geométrico da rodovia requerida, considerando duas pistas de rolamento para cada lado, a rodovia é portanto tida como Classe 0 de terreno plano.

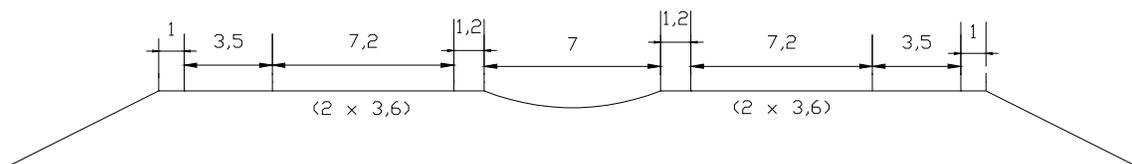


Figura 2-1– Perfil geométrico adotado para o projeto

3. Caracterização Geotécnica

Nesta seção são apresentadas, inicialmente, as informações obtidas das sondagens, os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica e uma breve descrição do material utilizado no aterro

3.1. Ensaio de SPT

Com base nas sondagens SPT e CPTu realizadas no local onde se pretende lançar o aterro, foi possível compor o perfil geotécnico do terreno que é dado na Figura 3.1. O perfil aqui apresentado é tido como representativo de toda a seção longitudinal do aterro que é considerado de 50 m.

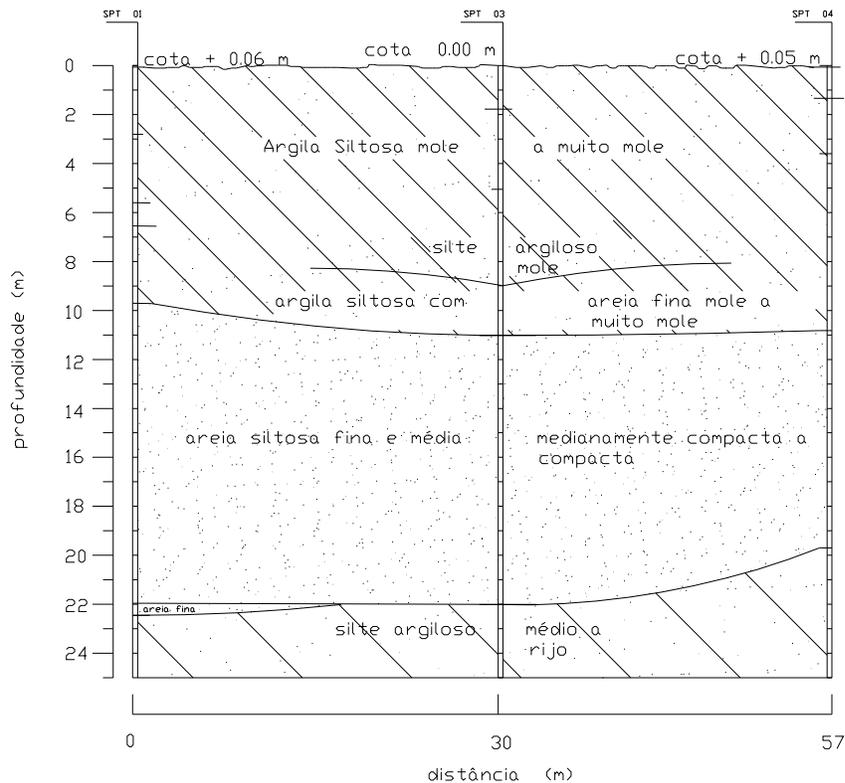


Figura 3-1- Perfil Geotécnico representativo

Com base no perfil traçado, observa-se que a camada de solo mole composta essencialmente de argila com silte possui aproximadamente 10 m de altura com N_{spt} variando entre 2 e 5. Abaixo desta camada existe um substrato arenoso que será levado em conta para a estimativa da velocidade de adensamento.

3.2. Ensaio de laboratório

Com as amostras indeformadas provenientes dos furos de sondagens foi possível determinar os parâmetros geotécnicos necessários para a caracterização do solo mole. Os principais parâmetros, do solo argiloso, estão representados na Tabela 3.1 bem como o ensaio de adensamento realizado com amostra indeformada à profundidade de 7,5 m que é mostrado na Figura 3.2. Pela Figura 3.3 é estimada, segundo Sousa Pinto (2000) pelo método do Engenheiro Pacheco Silva, a tensão de sobreadensamento dada para essa profundidade como $\bar{\sigma}_a = 50kPa$. Observa-se que para essa profundidade a tensão total, considerando $\gamma_{nat} = 15kN/m^3$, para efeito de cálculo, para a argila mole, é de $\sigma_t = 112,5kPa$ descontando-se a parcela da pressão neutra, salientando que o nível freático se encontra a 1,80 m, têm-se a tensão efetiva inicialmente é de $\bar{\sigma} = 55,5kPa$, conclui-se para tanto que o solo é normalmente adensado. A escolha de se utilizar os dados referentes à essa profundidade deve-se ao fato de que se possui mais informações técnicas pra amostras na profundidade em questão, como ensaios de adensamento e ensaio de dissipação obtida *in situ* no momento da execução do ensaio de piezocone.

Tabela 3-1 - Parâmetros da argila a 7,5 do ensaio de adensamento

G_s = massa esp. dos grãos (g/cm^3)	2,580
γ_w = peso específico da água (kN/m^3)	10,0
γ = peso específico (kN/m^3)	16,27
γ_d = peso específico seco (kN/m^3)	10,40
S = grau de saturação (%)	98
e_o = índice de vazios	1,480
N = pososidade (%)	59,674
γ_{sat} = peso específico saturado (kN/m^3)	16,37
γ_{sub} = peso específico submer. (kN/m^3)	6,37

Tabela 3-2 - Resultados do ensaio de adensamento

Est. (no.)	Tensão normal σ_n (kPa)	Altura inicial: H_o (mm)	Altura final: H_f (mm)	Varição da altura: ΔH (mm)	Altura Média H_m (mm)	t_{90} (s)	c_v (cm^2/s)	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	3,07	19,100	19,095	0,005	19,098	-	-	2,12E-04	8,5E-05	-
2	6,13	19,095	19,070	0,025	19,083	-	-	1,06E-03	4,3E-04	-
3	12,26	19,070	18,940	0,130	19,005	182	4,22E-03	2,75E-03	1,1E-03	4,63E-07
4	24,52	18,940	18,760	0,180	18,850	326	2,31E-03	1,91E-03	7,8E-04	1,77E-07
5	49,04	18,760	18,480	0,280	18,620	428	1,72E-03	1,48E-03	6,2E-04	1,04E-07
6	98,08	18,480	17,740	0,740	18,110	804	8,65E-04	1,96E-03	8,5E-04	7,22E-08
7	196,17	17,740	16,540	1,200	17,140	979	6,36E-04	1,59E-03	7,4E-04	4,61E-08
8	392,34	16,540	15,200	1,340	15,870	1074	4,97E-04	8,87E-04	4,5E-04	2,19E-08
9	196,17	15,200	15,310	-0,110	15,255	-	-	7,28E-05	-	-
10	98,08	15,310	15,485	-0,175	15,398	-	-	2,32E-04	-	-
11	49,04	15,485	15,725	-0,240	15,605	-	-	6,35E-04	-	-
12	98,08	15,725	15,665	0,060	15,695	130	4,03E-03	1,59E-04	7,8E-05	3,09E-08
13	196,17	15,665	15,460	0,205	15,563	280	1,83E-03	2,71E-04	1,4E-04	2,43E-08
14	392,34	15,460	15,045	0,415	15,253	334	1,48E-03	2,75E-04	1,4E-04	2,04E-08
15	784,68	15,045	13,950	1,095	14,498	505	8,83E-04	3,62E-04	2,0E-04	1,73E-08

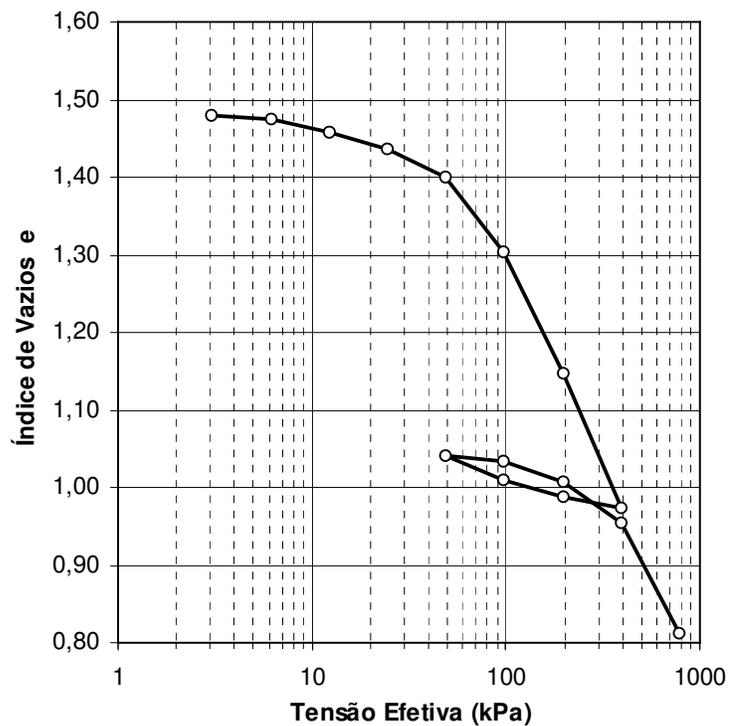


Figura 3-2– Gráfico do ensaio de adensam a 7,5 m de profundidade

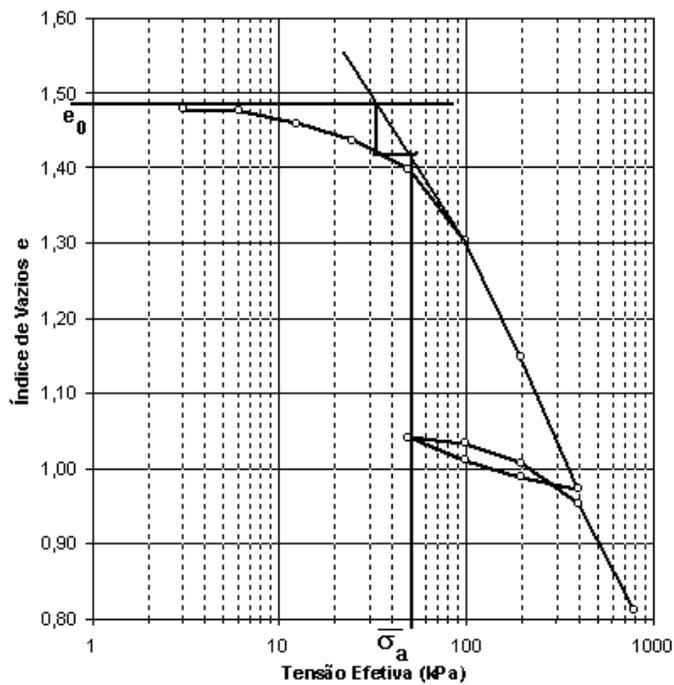


Figura 3-3 – Estimativa da tensão de sobreadensamento, método Pacheco Silva

3.3. Descrição do material utilizado como aterro

O aterro lançado para conformação da plataforma da rodovia na área considerou-se como sendo constituído por solo argilo-arenoso, proveniente de diferentes jazidas próximas da região, estudado e descrito por Miranda (2005).

Tabela 3-3– Parâmetros do material utilizado no aterro da rodovia

Parâmetros do material utilizado no aterro	
Classificação do material (predominante)	Areia c/ grossos
γ_d = peso específico natural (kN/m ³)	19
ϕ = ângulo de atrito	30°
c = coesão	3

3.4. Altura crítica

Para se calcular a altura crítica pela relação $H_c = \frac{5,14S_u}{\gamma_{at}}$ necessitou-se de estimar a resistência não drenada (coesão), do solo através da correlação:

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad (4.7)$$

baseado nos parâmetros do ensaio de piezocone (CPTu), segundo Bowles (1996) os valores mais usuais do fator N_{kt} estão na faixa entre 15 e 20, foi adotado para o cálculo o valor de 15. A análise do CPTu forneceu valores de S_u variando entre 3 e 58 KPa conforme mostra a Figura 3.4. Para um S_u de 20 KPa a altura crítica é, portanto, de 5,5m.

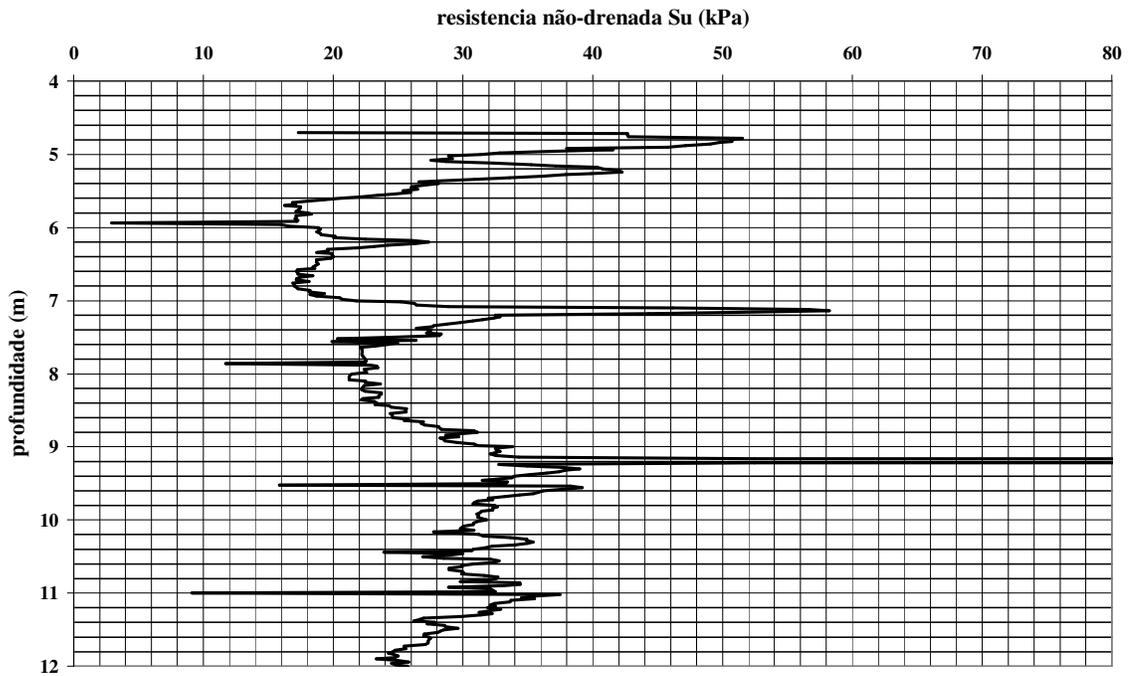


Figura 3-4 - Variação da resistência não-drenada com a profundidade

4. Estimativa dos Recalques

O modelo geotécnico adotado considerou a espessura do solo extremamente mole de toda a área como igual a dez metros admitindo drenagem dupla. O maciço, apresenta nível de água aproximadamente a 1,80m da superfície do terreno como observado nas sondagens preliminares. A Figura 4.1 exemplifica o modelo utilizado para a estimativa dos recalques. Pretende-se fixar a altura final do aterro em aproximadamente 3 m.

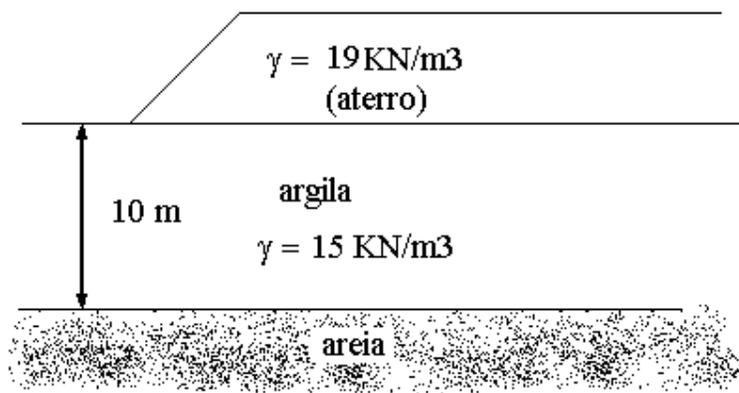


Figura 4-1 – modelo adotado para estimativa do recalque final

De um modo geral, o recalque final ρ_f , por adensamento primário, pode ser calculado pela expressão 4.1, segundo Sousa Pinto (2000):

$$\rho_f = \frac{H}{(1 + e_o)} \left(C_r \log \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_i} + C_c \log \frac{\bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_a} \right) \quad (4.1)$$

Como o solo é tido como normalmente adensado a fórmula reduz para:

$$\rho_f = \frac{H}{(1 + e_o)} \left(C_c \log \frac{\bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_i} \right) \quad (4.2)$$

O índice de compressão e de recompressão é obtido pela expressão (4.2), diferenciando apenas no intervalo de carregamento considerado:

$$C_c = C_r = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} \quad (4.3)$$

A Tabela 4.1, resume o cálculo de C_c , com os parâmetros obtidos no ensaio e adensamento.

Tabela 4-1- Cálculo de Cc

Cálculo Cc	
e_0	2,68
e_1	2,57
e_2	1,78
σ_1	98 kPa
σ_2	392 kPa
Cc	1,31

O gráfico da Figura 4.2, idealizado por Bedeschi (2004), e modificado para o caso em estudo, apresenta os recalques e a espessura necessária de aterro em função da cota final desejada. Percebe-se, portanto que para atingir uma cota final de 3 m considerando os recalques finais a altura requerida para tanto é de aproximadamente 3,8 m, gerando para tanto um recalque de 0,8 m.

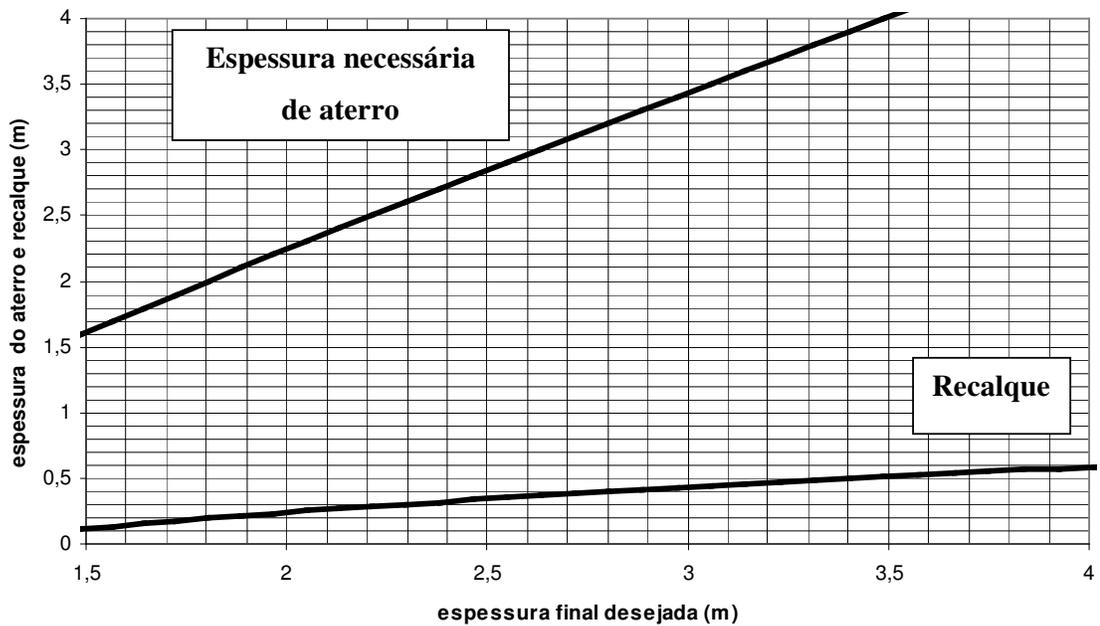


Figura 4-2– Gráfico da cota final desejada e espessura necessária

4.1. Estimativa da velocidade de desenvolvimento dos recalques

Para a determinação do tempo necessário para que uma parcela do recalque final se desenvolve, recorre-se a Teoria do Adensamento de Terzaghi que é dada por:

$$\frac{c_v \cdot t}{H_d^2} = T \quad (4.4)$$

Uma vez conhecida a menor distância de drenagem (H_d) e o coeficiente de adensamento vertical (c_v) definido pelo ensaio de adensamento, para a profundidade, como sendo $c_v = 8,65 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. O gráfico abaixo relaciona o tempo necessário com a percentagem de adensamento. Segundo DNER (1998), a percentagem de recalque a ser atingida para esta classe de rodovia é de 90% do recalque total.

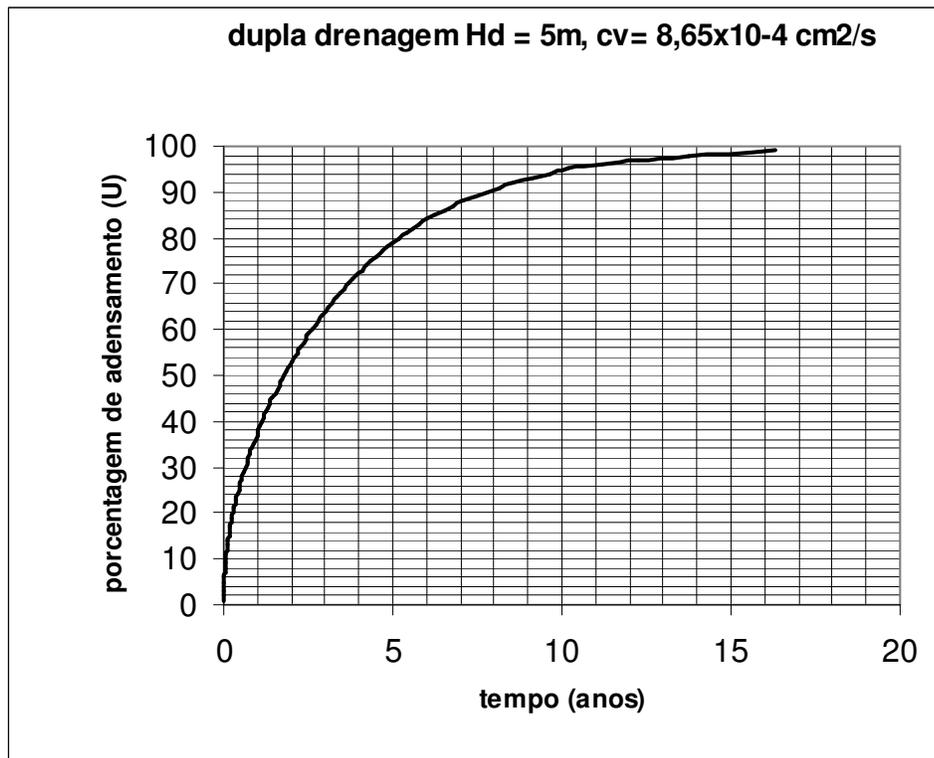


Figura 4-3– Gráfico da percentagem de adensamento com o tempo

Percebe-se pela Figura 4.3 que utilizando apenas o adensamento provocado pelo peso do próprio do aterro, o tempo necessário para se atingir 90% do recalque total, estaria em torno

de 8 anos utilizando drenagem nas duas faces, o que torna, evidentemente, inviável a construção utilizando apenas essa forma de adensamento.

4.2. Drenos verticais

Como já definido no primeiro capítulo deste projeto, os drenos verticais correspondem a uma outra forma de aceleração de recalques, no entanto atenta-se para uma das dificuldades encontradas é o conhecimento do valor do coeficiente adensamento horizontal ou radial C_h , que pode ser estimado através de correlações.

Com os ensaios de dissipação do excesso de pressões neutras geradas durante a cravação do piezocone no solo pode-se estimar o valor do coeficiente de adensamento horizontal. O piezocone utilizado apresenta luva de atrito de 150 cm^2 de área com 36 mm de diâmetro e ângulo de base de 60° com 10 cm^2 de área. Considerando que a poro-pressão pode ser medida em três posições ao longo do cone (face, base e topo da luva de atrito), a prática internacional tem consagrado a utilização deste elemento locado na posição (u_2), base do cone, posição esta utilizada nestes ensaios.

O ensaio consiste em interromper a cravação do piezocone em profundidades pré-estabelecidas, por um período de em torno de 1 hora, até atingirem-se 50 % de dissipação do excesso de poro-pressões, e monitorar a dissipação das pressões neutras durante esse período. Vale ressaltar que esta técnica é revestida de considerável interesse na prática de engenharia, na medida em que se eliminam os efeitos de amolgamento usuais em amostras destinadas a ensaios de laboratório e reduzem-se os custos do programa de investigação geotécnica. Muitos autores propuseram formulações para este propósito como Baligh (1986), Baligh & Lavadox (1986), Houlby & Teh (1988), Teh & Houlby (1991) citados por Schnaid (2000). O processo de dissipação assim definido pode ser convenientemente expresso através de um fator de tempo adimensional:

$$C_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (4.4)$$

sendo

R = raio do piezocone

t = tempo de dissipação (normalmente adotado como $t_{50\%}$)

$I_r = \text{índice de rigidez } (=G/S_u)$

$G = \text{módulo de cisalhamento do solo}$

O exemplo da figura 4.5 abaixo ilustra como foi o procedimento para a obtenção do tempo correspondente a 50% da dissipação objetivando calcular o coeficiente de adensamento horizontal.

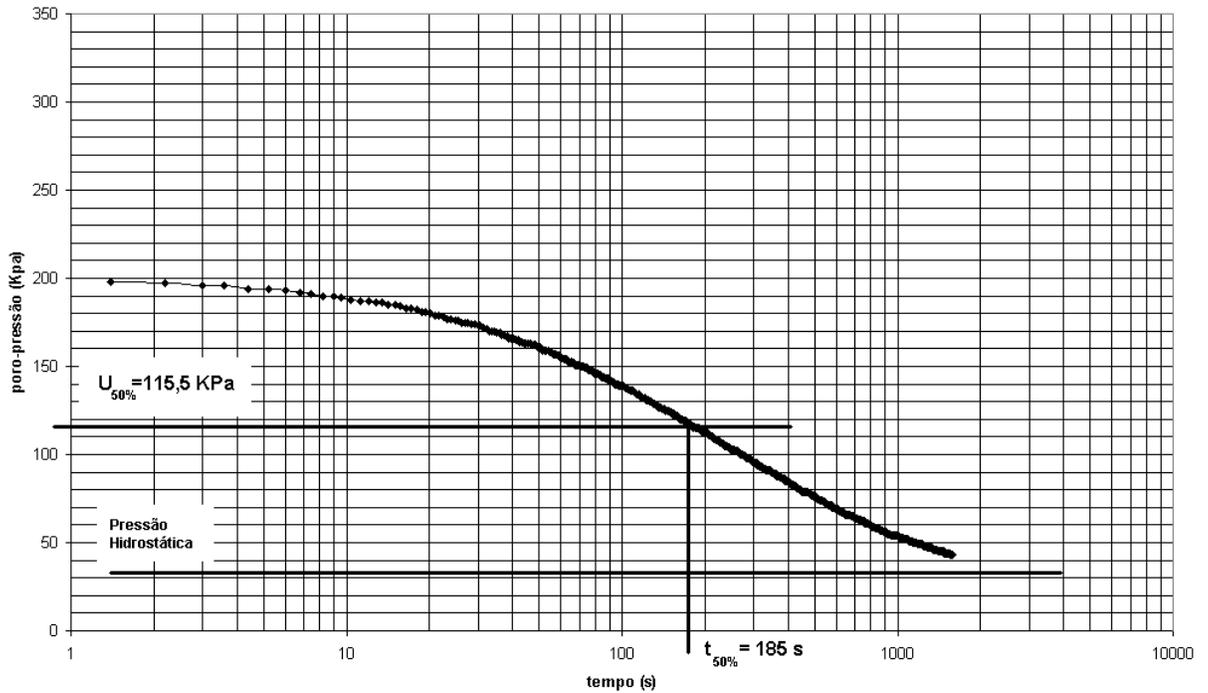


Figura 4-4 - obtenção do tempo correspondente a 50% da dissipação para a prof. de 7,5 do furo CPT - 04

Na Tabela 4.2, são listados os valores do fator tempo T^* em função da porcentagem de dissipação (1-u), proposto por Houlsby & Teh (1988).

1 - u (%)	Posição do filtro		
	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone
20	0,001	0,014	0,038
30	0,006	0,032	0,078
40	0,027	0,063	0,142
50	0,069	0,118	0,245
60	0,154	0,226	0,439
70	0,345	0,463	0,804
80	0,829	1,040	1,600

Tabela 4-2– Valores do fator T* em função da porcentagem de dissipação

Com base na literatura disponível para depósitos naturais de argila em solos brasileiros, o índice de rigidez admitido para o depósito em análise foi de $I_r = 100$ considerando uma resistência não-drenada média de 20 Kpa.

Tabela 4-3– Cálculo do coeficiente de adensamento vertical Ch.

	Prof. (m)	Raio (cm)	T*	I_r	t	Ch (cm ² /s)
CPTu (dissipação)	7,5	3,57	0,069	100	185	0,047535
	9,5	3,57	0,069	100	1400	0,006281
	11	3,57	0,069	100	2100	0,004188

O procedimento de cálculo dos drenos verticais aplica-se para drenos de areia com diâmetros bem definidos, portanto para a utilização dos drenos fibroquímicos (geodrenos) deve-se calcular um diâmetro equivalente.

De acordo com HANSBO (1979) *apud* Bedeschi (2004) o perímetro do dreno equivalente seria o mesmo do dreno real. Desta forma o diâmetro equivalente é representado pela equação:

$$\pi.d_w = 2(a + b) \quad (4.5)$$

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (4.6)$$

onde a e b são as dimensões do dreno vertical pré-fabricado, que usualmente se encontra no mercado com as seguintes dimensões largura de 100mm e espessura de 3 mm. Para essas dimensões o diâmetro equivalente é deste modo 6,5 cm

Estimando a relação $n = \frac{D_c}{D_d} = 40$, fez-se a previsão da velocidade dos recalques que é apresentado no gráfico da Figura 4.5, é nítida a diferença de tempo necessária quando comparada com outra forma de aceleração de recalques, para atingir 90% do recalque total utilizando os geodrenos o tempo passa de alguns anos para aproximadamente 3,5 meses, ratificando a eficiência da utilização dos drenos artificiais para este tipo de perfil geotécnico. Pela relação acima obtém-se o diâmetro da área de influência $D_c = 2,6$ m, o que provoca um espaçamento de 1,45 m utilizando a distribuição quadrada ou de 1,35 utilizando a distribuição triangular.

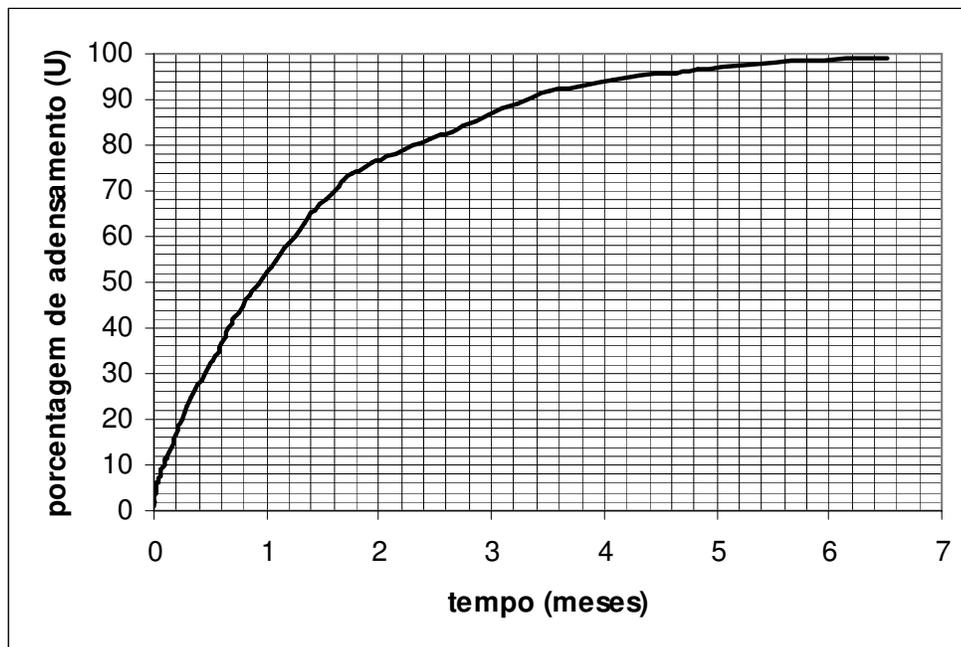


Figura 4-5– Gráfico da porcentagem de adensamento pelo tempo utilizando drenos verticais

5. Análise da estabilidade

Para a análise da estabilidade foi utilizado o software Slope/w da GeoSlope®(2004) Studio International. Este software calcula os fatores de segurança associado com a situação mais crítica quanto a ruptura do talude por diferentes métodos, os métodos utilizados para o presente projeto foram: Fellenius e Bishop modificado que utilizam o Método de Equilíbrio Limite por compatibilidade dos momentos atuantes, Janbu por compatibilidade de forças atuantes e Morgenstern-Price que utiliza os dois tipos de solicitações.

Tabela 5-1- fatores de segurança por diferentes métodos

fatores de segurança pelos métodos					contorno		
Fellenius	Bishop	Janbu	M.-price		Média	inclinação	T _{max} (KN/m) Fortrac®
momento	momento	força	momento	força			
2,021	2,122	2,013	2,115	2,115	2,06775	I:8	0
1,835	1,929	1,818	1,922	1,922	1,876	I:7	0
1,648	1,737	1,626	1,729	1,729	1,685	I:6	0
1,463	1,549	1,434	1,543	1,535	1,49525	I:5	0
1,288	1,373	1,249	1,367	1,363	1,31825	I:4	0
1,133	1,218	1,094	1,211	1,216	1,164	I:3	0
1,038	1,105	1,014	1,1	1,101	1,06425	I:2	0
0,983	1,05	0,969	1,044	1,044	1,0115	I:1	0
1,174	1,262	1,143	1,255	1,26	1,2085	I:3	20
1,205	1,295	1,18	1,288	1,296	1,242	I:3	35
1,246	1,246	1,23	1,333	1,333	1,26375	I:3	55
1,298	1,396	1,294	1,389	1,388	1,344	I:3	80
1,36	1,462	1,365	1,455	1,454	1,41025	I:3	110
1,442	1,55	1,46	1,543	1,54	1,498	I:3	150
1,545	1,632	1,567	1,627	1,626	1,5925	I:3	200
1,015	1,082	1,01	1,078	1,077	1,046	I:1	20
1,047	1,111	1,047	1,18	1,106	1,07775	I:1	35
1,083	1,151	1,091	1,147	1,145	1,1175	I:1	55
1,115	1,18	1,103	1,174	1,169	1,14175	I:1	80
1,115	1,18	1,103	1,174	1,169	1,14175	I:1	110
1,074	1,144	1,057	1,139	1,139	1,1035	I:2	20
1,102	1,175	1,094	1,17	1,169	1,135	I:2	35
1,139	1,216	1,14	1,212	1,21	1,17625	I:2	55
1,186	1,268	1,196	1,263	1,261	1,22775	I:2	80
1,243	1,329	1,262	1,324	1,322	1,289	I:2	110
1,318	1,411	1,351	1,406	1,401	1,37025	I:2	150
1,36	1,447	1,386	1,443	1,44	1,40825	I:2	200

A tabela 5.1 mostra os diferentes fatores de segurança relacionados com os métodos respectivos. Procurou-se variar alguns parâmetros visando obter uma otimização do problema.

Foi adotado como forma mais crítica o menor valor de fator de segurança obtidos pelas métodos.

Os parâmetros de entrada para este software foram o peso específico, o ângulo de atrito, a coesão (quando pertinente) de cada material, e a geometria do problema.

O DNER (1998) afirma que para o tipo de classe escolhido o fator de segurança (FS) mínimo é de 1,4. Para uma melhor economia buscou-se variar a inclinação do talude desde 1:1 até 1:8 (v:h). Ressalta-se que para inclinações menores que 1:1, o talude apresentou a superfície de ruptura crítica passando apenas por dentro da massa do talude. Isso implica na mudança dos parâmetros do material do aterro e não mais da fundação (argila mole), e foi, portanto desconsiderado.

O gráfico da Figura 5.1, mostra a variação da média dos fatores de segurança pela variação da inclinação do talude, definido pelo tamanho da base. Vale ressaltar que os fatores de segurança apresentados nos gráficos que se seguem são a média dos encontrados nos quatro métodos supracitados.

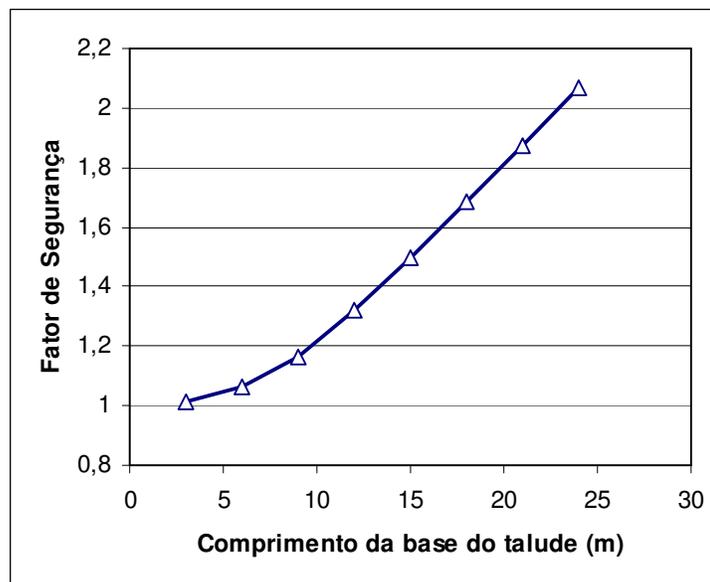


Figura 5-1- variação do Fator de Segurança pela variação da inclinação do talude.

Verifica-se que sem a utilização de algum tipo de reforço o comprimento do talude necessário para se chegar ao fator de segurança desejável está em torno 15 m com a inclinação igual a 1:5. Neste sentido, fez-se uso da colocação de reforço sob a forma de

geogrelha no encontro do material do aterro com a argila, o gráfico da Figura 5.2, mostra a variação do fator de segurança com a resistência nominal ($T_{máx}$) da geogrelha considerada, produzidas e fornecidas pela Huesker[®] (2005) para três tipos de inclinação do talude 1:1, 1:2 e 1:3.

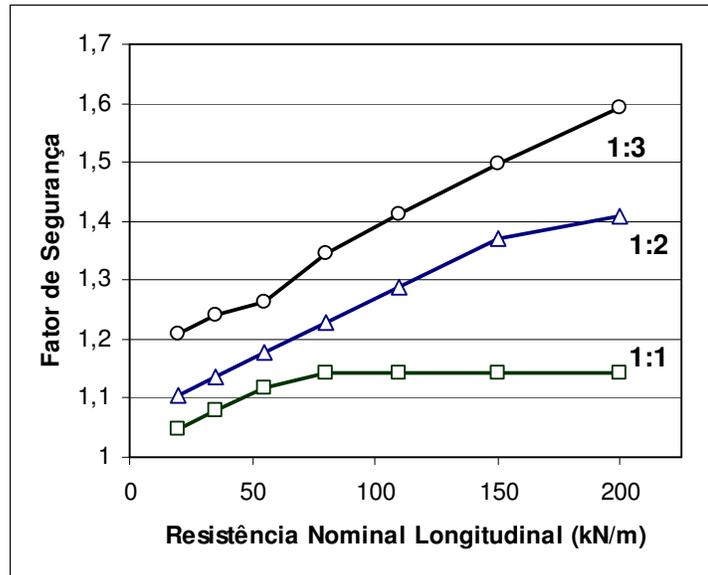


Figura 5-2- Gráfico da variação do Fator de segurança pela resistência nominal da geogrelha para diferentes inclinações.

Destaca-se, portanto que fazendo uso da geogrelha com Resistência nominal de 150 kN/m, consegue-se diminuir a inclinação do talude para 1:2 o que pode resultar em um custo final menor devido ao tempo de execução. As Figuras 5.3 e 5.4 ilustram as superfícies de ruptura geradas pelo Slope/w e os fatores de segurança para os casos sem e com geogrelha.

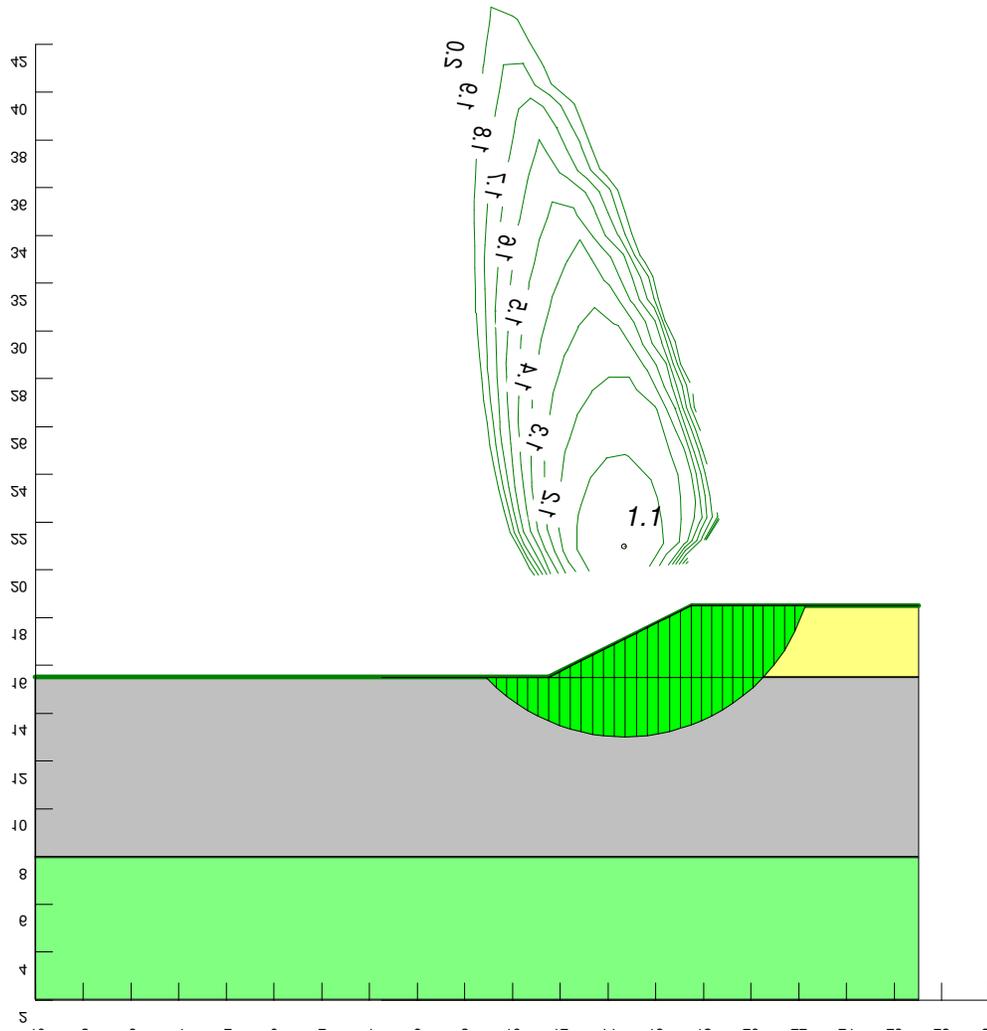


Figura 5-3– Superfície de ruptura crítica sem reforço

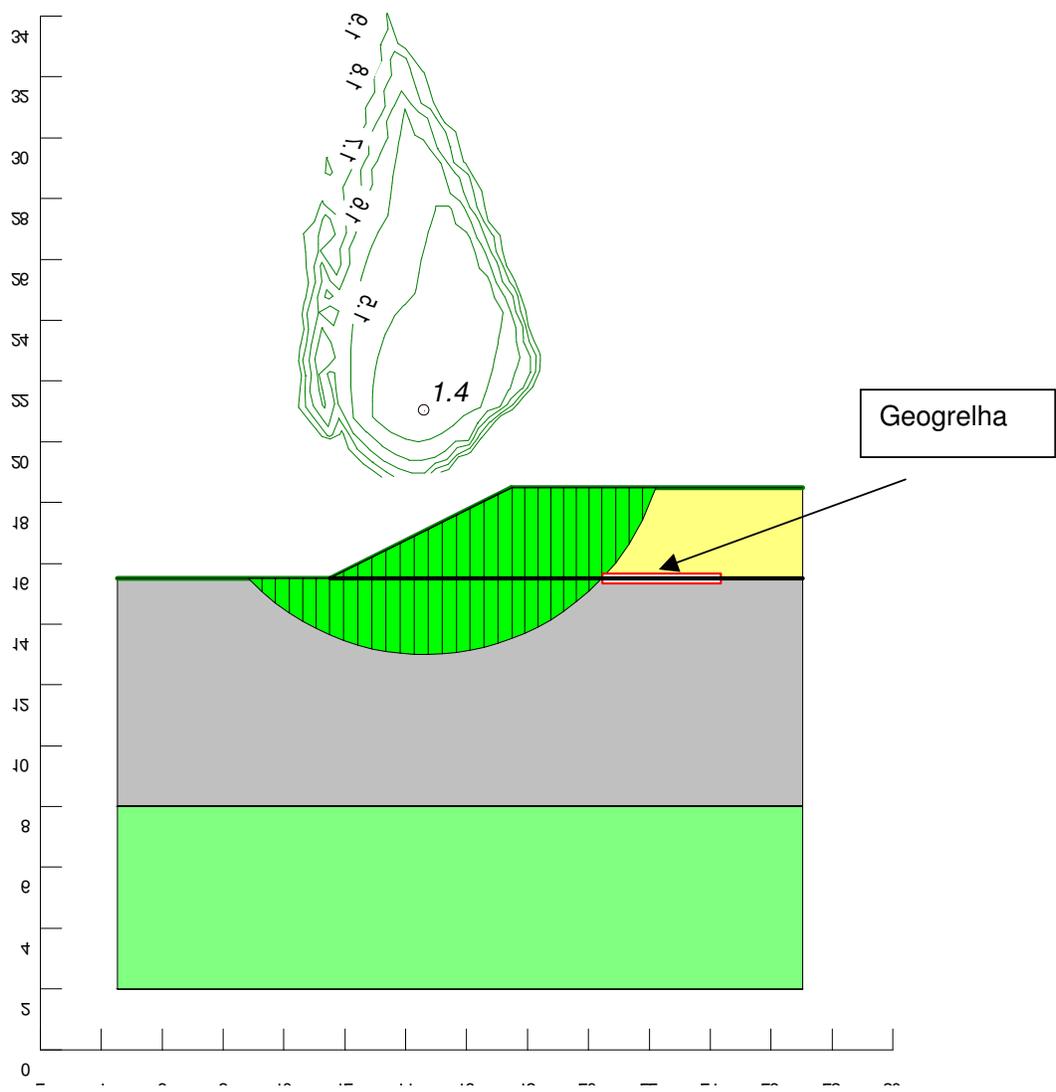


Figura 5-4– Superfície de ruptura crítica utilizando reforço

6. Detalhamento do projeto

Para o preparo da superfície do terreno, deve ser feito o corte da vegetação leve ao nível do terreno e removida a vegetação arbórea com diâmetro de tronco superior a 5 centímetros.

O tapete de areia, deve ser lançado com espessura média de 50 centímetros, constituído por areia média a grossa limpa, não havendo portanto a necessidade de compactação.

Os drenos pré-fabricados devem ser cravados em uma distribuição triangular (1,35 x 1,35 metros) a partir do tapete de areia até atingir o colchão de areia drenante, com a profundidade de no mínimo 12 metros.

A geogrelha da Huesker deve ser aplicada sobre todo o tapete de areia após a cravação dos geodrenos.

Deve-se lançar o aterro em ponta até a altura de 3m e completar após a conclusão do recalque até a cota desejada que é de 3m, onde será posteriormente lançado o grade da rodovia.

O tempo previsto para se alcançar 90% do recalque é de aproximadamente 4 meses, sendo o recalque esperado de 55 cm.

Objetivando o controle do recalque de forma mais eficiente deve-se garantir a instalação de um mínimo de instrumentação constando de 3 placas de recalque, 2 piezômetros Casagrande e 1 referência de nível.

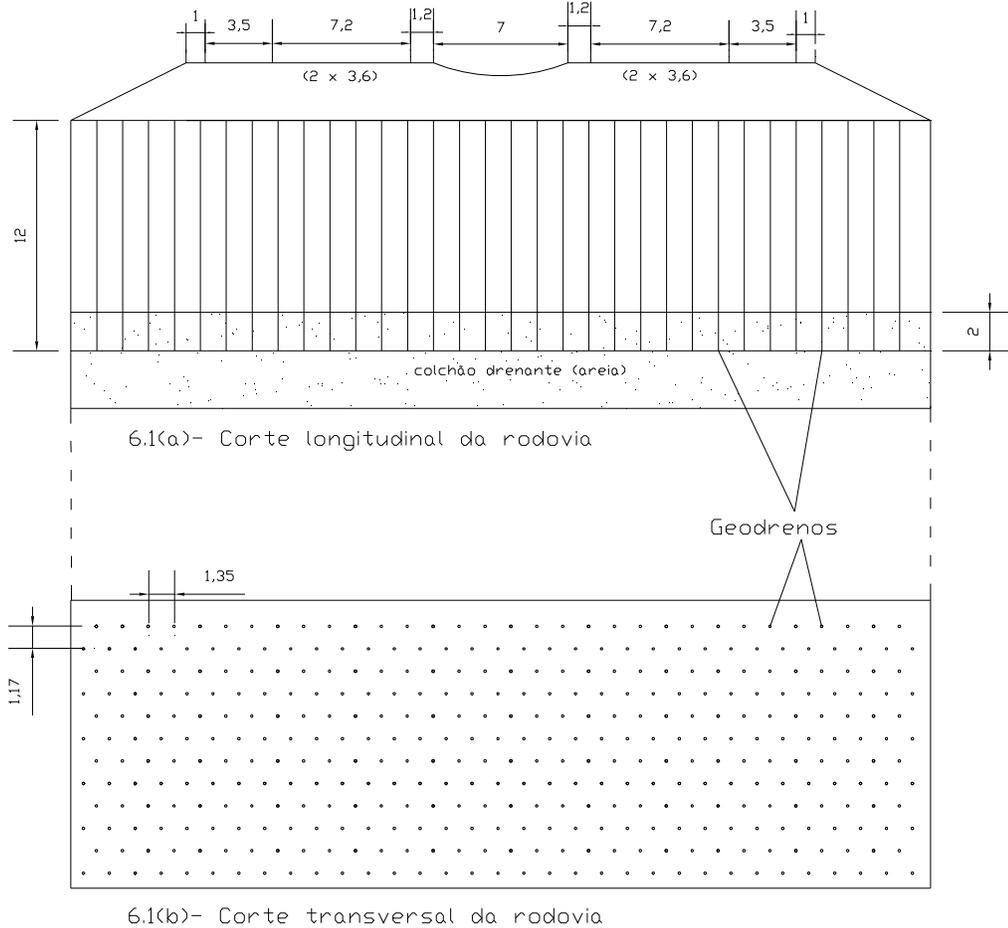


Figura 6-1(a,b)- representação do posicionamento dos geodrenos

7. Conclusão

Pode-se concluir com as análises feitas que, para este tipo de perfil geotécnico, o processo de aceleração de recalques por meio de drenos sintéticos mostrou-se muito mais eficiente comparado com o processo de sobrecarga temporária, fornecendo para uma mesma porcentagem de recalque final os valores de 3,5 meses e 3 anos, respectivamente, utilizando alturas relativas de 4 m e 12 m. O espaçamento entre os drenos calculados foram de 1,45 m utilizando a malha quadrada e de 1,35 utilizando a malha triangular. As análises de estabilidade, mostram a variação do Fator de Segurança (FS) calculados por quatro diferentes métodos (Fellenius, Bishop Modificado, Janbu e Morgenstern-Price) frente à variação da

inclinação do talude e pela colocação de reforço no aterro com geogrelha. Os resultados apontam que para um mesmo FS a inclinação do aterro varia de 1:5 sem o reforço e 1:2 lançando-se reforço da geogrelha com resistência nominal de 150kN/m. Confirmando que os métodos utilizados podem gerar segurança e economia de tempo e custo. Ressalta-se também a importância da utilização de investigações geotécnicas para determinação mais precisa dos parâmetros e do perfil geotécnico, bem como a relevância da instrumentação e do acompanhamento da obra.

8. Referências Bibliográficas e Bibliografia

- ALMEIDA, M. S. S.**, “Aterros reforçados sobre solos moles”. In: *Aterros reforçados sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho*, Capítulo 6, Rio de Janeiro, UFRJ, 1996
- BALIGH, M.M.** *Undrained Deep Penetration, II: Pore Pressure*, Géotechnique, 36 (4), 486-501, 1986.
- BALIGH, M.M. & LEVADOUX, J.N.** *Consolidation After Undrained Piezocone Penetration II. Interpretation*, in *J Geotech. Engng.* 112 (7), 727-745. New York:ASCE, 1986.
- BARRON, R.A.** *Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells*, in: *Transaction of the ASCE*, vol; 113:718-742, 1948.
- BEDESCHI, M.V.R.**, *Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004
- CAPUTO, H.P.**, *Mecânica dos Solos e suas aplicações*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987
- CHRISTOFOLETTI, A.** *Geomorfologia*, Edgar Blucher, 1980, 189 p.
- CLAYTON, C.R.I.; MATTHEWS, M.C. & SIMONS, N.E.** *Site Investigation*. Oxford: Blackwell Science, 1995.
- DÉCOURT, L.; MUROMACHI, T.; NIXON, I.K.; SCHMERTMANN, J.H.; THORBURN, S. E ZOLKOV, E.** *Standard Penetration Test (SPT)*, Reference Test Procedure, Proc. ISOPT I, vol.1 pp 3-26, Orlando, 1988.
- DNER**, Norma rodoviária – PRO 381/98 – *Projeto de aterro sobre solos moles para obras viárias*. Rio de Janeiro: 1998
- DNER**, *Manual de projeto geométrico de rodovias rurais*. Rio de Janeiro: Copiarte, 1999
- DUNCAN, J. M., WONG, K. S.**, *STABR: A computer program for slope stability analysis with circular slip surfaces, microcomputer version*. In: *Geotechnical Engineering Report No.UCB/GT/84-09*, University of California, Berkeley, California, USA. 1984
- FHAEL, A. R. S., PALMEIRA, E. M., ORTIGÃO, J. A. S.** , “Aterros reforçados com geossintéticos sobre solos moles”. In: *Propriedades de Argilas Moles Brasileiras*, COPPE/UFRJ, ABMS. 2001
- GEOSLOPE.**, Geo-slope International 2004, trade mark in <http://www.geo-slope.com>

- HANSBO, S.**, *Consolidation of Clay by Band-shaped Pre-fabricated Drains*, Ground Engineering, July, Vol. 12, n° 5, 1979.
- HOULSBY, G.T. & TEH, C.I.** *Analysis of the piezocone in clay*, in : Int. Symp. Penetration Testing . Rotterdam: Balkema/De Ruiter, 1988
- HUESKER**, Geosynthetics 2005, trade mark, in <http://www.huesker.com>
- JEWELL, R. A.**, “A Limit Equilibrium Design Method for Reinforced Embankments on Soft Foundation”. In: *2nd International conference on Geotextiles*, v.3, pp.671-676 Las Vegas, USA. 1982
- KANIRAJ, S. R.**, “Rotacional stability of unreinforced and reinforced embankments on soft soils”. *Geotextiles and Geomenbranes*, 13(11), pp.707-726. 1994
- MASSAD, F.** *Obras de terra: Curso Básico de Geotecnia*, Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2003.
- MILITITSKY, J. & SCHNAID, F.** *Uso do SPT em Fundações – Possibilidades e Limitações, Avaliação Crítica* in XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Vol. 6., 125 – 138. Tucuman, Argentina, 1995.
- MIRANDA, M.F.;** *Avaliação da estabilidade de contenções através de métodos probabilísticos*, Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense, 2005
- MORAES, C.M.;** *Aterros reforçados sobre solos moles – análise numérica e analítica*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002
- NBR 6486.** *Execução de Sondagens de simples reconhecimento dos solos* .ç NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980.
- ORTIGÃO, J.A.R.**, *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1993
- RAMOS, I. S.;** *Delimitação, caracterização e cubagem da região de exploração de argila de Campos dos Goytacazes*, Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense, 2000
- SCHNAID, F.**, *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000
- SHARMA, J.**, *Behaviour of reinforced embankments on soft clay*. Tese de D.Sc., Cambridge University, Cambridge, England. 1994
- SKEMPTON, A.W.** *Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation* in: *Géotechnique*, 36, 3, 425 – 447, 1986

SOUSA PINTO, C., *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000

TEH, C.I. & HOULSBY, G.T. *An analytical study of the cone penetration test in clay*, in: *Géotechnique*, 41 (1), 17-34, 1991.

