



COPPE/UFRJ

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS SOBRE SOLOS
MOLES: UM ESTUDO DE CASO DA RODOVIA BA-685, SANTA CRUZ CABRÁLIA,
BA.

Uilliam Rocha da Silva

Dissertação de Mestrado apresentada ao
Programa de Pós-graduação em Engenharia
Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio
de Janeiro, como parte dos requisitos
necessários à obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientador: Maurício Ehrlich

Rio de Janeiro
Dezembro de 2008

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS SOBRE SOLOS
MOLES: UM ESTUDO DE CASO DA RODOVIA BA-685, SANTA CRUZ CABRÁLIA,
BA.

Uilliam Rocha da Silva

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

Prof^a. Maria Esther Soares Marques, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
DEZEMBRO DE 2008

Silva, Uilliam Rocha da

Análise do Comportamento de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles: Um Estudo de Caso da Rodovia BA-685, Santa Cruz Cabralia, BA/Uilliam Rocha da Silva. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2008.

X, 204 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Maurício Ehrlich

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2008.

Referencias Bibliográficas: p. 193-204.

1. Aterros sobre solos moles. 2. Aterros reforçados com geossintéticos. 3. Instrumentação geotécnica. I. Ehrlich, Maurício. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

O autor expressa sua imensa gratidão pela oportunidade de ser orientado pelo Professor Maurício Ehrlich.

O autor também agradece as valiosas contribuições do Professor Luis Edmundo Prado e Campos e Professor Paulo Burgos da UFBA pela sugestão do tema dessa pesquisa e pelo apoio na execução dos ensaios de campo e laboratório. Aos Professores Luis Aníbal e Roberto Guimarães Bastos pelo incentivo e apoio na realização desse mestrado. Aproveito também para agradecer ao colega engenheiro Alexandre Oliveira e o técnico Armando do laboratório de geotecnia da UFBA pela dedicação na execução dos ensaios de campo e laboratório.

O autor expressa seus agradecimentos aos professores COPPE/UFRJ pela formação acadêmica e profissional de alto nível que marca de forma peculiar essa instituição de ensino.

Em especial, agradeço aos grandes amigos, Sérvulo, Vinicius, Leandro, Vitão, Cescyle, Gustavo e Christian pela amizade durante toda minha estada na cidade do Rio de Janeiro.

Agradeço a SA Paulista, especialmente ao engenheiro Célio Feltrin pela amizade e apoio no desenvolvimento desta pesquisa. Um agradecimento especial ao meu grande “amigo irmão” João Carlos Bacelar Filho e ao engenheiro Max Tosi, outro grande amigo que ganhei ao chegar ao Rio de Janeiro, por todo apoio e amizade.

Agradeço à minha esposa, Sra. Quézia e minha filhinha Giovanna por entender e me apoiar nos momentos mais difíceis que enfrentei durante essa pesquisa. Minha mãe Edna, por ter me escolhido para seu filho, minha avó Dona Milu e todos os meus tios e tias, primos e primas, que me ensinaram a retirar das saudades coragem para seguir em frente e nunca desistir. Aos meus amigos de Salvador que sempre incentivaram e apoiaram minhas decisões, em especial a Paulo Pellegrini e Ednalvo Nascimento.

Por fim, agradeço pela minha saúde, por minha vida e por acreditar que esse sonho era possível a Deus.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS SOBRE SOLOS MOLES: UM ESTUDO DE CASO DA RODOVIA BA-685, SANTA CRUZ CABRÁLIA, BA.

Uilliam Rocha da Silva

Dezembro/2008

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Estudou-se obra de aterro rodoviário construído em etapas sobre solos moles, os resultados da instrumentação foram analisados quanto à estabilidade e aos recalques causados por adensamento. Verificou-se a influência dos drenos verticais no processo de adensamento da fundação. Retroanalísaram-se as rupturas observadas, buscando entender e explicar as causas de sua ocorrência. O desempenho do aterro foi avaliado através de metodologias que consideram os dados referentes à instrumentação de recalque e poro-pressão. Concluiu-se na pesquisa que os drenos verticais são determinantes na aceleração dos recalques. O ganho de resistência não-drenada, em função do processo de adensamento ao final de cada etapa, aumenta a estabilidade da estrutura. O reforço geossintético colocado na base do aterro foi importante na manutenção da estabilidade, melhorando a segurança da obra.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF REINFORCED EMBANKMENTS OVER SOFT CLAY DEPOSIT: A CASE STUDY OF BA-685 HIGHWAY, SANTA CRUZ CABRÁLIA, BA.

Uilliam Rocha da Silva

December/2008

Advisor: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

A road embankment over soft clay has been studied. Failure during the embankment construction was observed. Monitoring results were analyzed regarding its stability and settlements. The influence of the vertical drainage in the consolidation process of the soft clay deposit was evaluated. Back analyses were performed, in order to verify the causes of failure. The analyses were performed taking into consideration settlements and pore pressure measurements. Vertical drainage was determinant for the consolidation process acceleration. The undrained resistances of the soft clay foundation increase with the consolidation process, and promote a gain in stability. Analyses show that the geosynthetic reinforcement at the base of the embankment lead to an important increase in stability.

ÍNDICE

	PÁGINA
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1- RELEVÂNCIA DO TEMA.....	1
1.2- OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
 CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	 4
2.1- ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	4
2.1.1- BERMAS DE EQUILÍBRIO.....	4
2.1.2- CONSTRUÇÃO POR ETAPAS.....	7
2.1.3- DRENOS VERTICAIS COM SOBRECARGA TEMPORÁRIA.....	7
2.1.4- REFORÇO DO CONJUNTO ATERRO-FUNDAÇÃO COM ESTACAS DE BRITA, AREIA OU CONCRETO.....	8
2.1.5- REFORÇO DO CONJUNTO ATERRO-FUNDAÇÃO COM INCLUSÃO DE GEOSSINTÉTICO.....	10
2.1.5.1- MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO REFORÇO.....	13
2.1.6 - CLASSE DE RUPTURA EM ATERROS REFORÇADOS SOBRE SOLOS MOLES.....	18
2.1.7 - MÉTODO DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ATERRO REFORÇADO SOBRE SOLOS MOLES.....	23
2.1.7.1 - ESTABILIDADE DA FUNDAÇÃO.....	24
2.1.7.2 - ESTABILIDADE INTERNA.....	28
2.1.7.3 - ESTABILIDADE GLOBAL.....	29
2.1.7.3.1 - ÁBACOS DE MILLIGAN E BUSBRIDGE (1983) – SUPERFÍCIE CIRCULAR E PLANAR.....	33
2.1.7.3.2 - ANÁLISE ROTACIONAL: MÉTODO MISTO DE JEWELL (1987) - SUPERFÍCIE CIRCULAR NA FUNDAÇÃO E PLANAR NO ATERRO.....	35
2.1.7.3.3 - MÉTODO DE LESHCHINSKY (1987): SUPERFÍCIE DE RUPTURA CIRCULAR NA FUNDAÇÃO E ASPIRAL LOGARÍTMICA NO ATERRO.....	36
2.1.7.3.4 - MÉTODO MYLLEVILLE E ROWE (1988).....	37
2.1.7.3.5 - MÉTODO DE LOW ET AL. (1990) – SUPERFÍCIE CIRCULAR DE RUPTURA CIRCULAR.....	40
2.1.7.3.6 - MÉTODO DE PALMEIRA (1992) – SUPERFÍCIE CIRCULAR NA FUNDAÇÃO E PLANAR NO ATERRO.....	44

2.1.7.3.7 - MÉTODO DE KANIRAJ (1994 , 1996A 1996B) – SUPERFÍCIE CIRCULAR.....	46
2.1.7.3.8 - MÉTODO DE JEWELL (1996) – SOLUÇÃO ANALÍTICA.....	49
2.1.7.3.9- MÉTODO ANALÍTICO DE EHRlich (2001).....	50
2.1.7.3.9.1 - ATERROS NÃO-REFORÇADOS.....	51
2.1.7.3.9.2 - ATERROS REFORÇADOS.....	53
2.1.7.3.9.2.1 - REFORÇO INTEGRAL DA BASE DO ATERRO.....	54
2.1.7.3.9.2.2 - REFORÇO PARCIAL DA BASE DO ATERRO.....	55
2.1.8 - CONSIDERAÇÕES SOBRE DEFORMAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	56
2.1.8.1 - MÉTODO DE ROWE E SODERMAN (1985).....	56
2.1.9- CONSIDERAÇÕES SOBRE DIMENSIONAMENTO DE GEOGRELHAS.....	58
2.1.10 - MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	62
2.1.11 - MODELAGEM CENTRÍFUGA.....	63
2.2 - TEORIAS DE ADENSAMENTO.....	64
2.2.1 - TEORIA DE ADENSAMENTO DE TERZAGHI E FROLICH (1936).....	64
2.2.2 - TEORIA DE ADENSAMENTO DE BARRON (1948).....	66
2.2.2.1- COMPARAÇÃO ENTRE AS SOLUÇÕES “FREE STRAIN” E “EQUAL STRAIN”.....	69
2.2.3 - TEORIA DE ADENSAMENTO PARA DRENAGEM COMBINADA RADIAL E VERTICAL.....	71
2.2.4- DIMENSIONAMENTO DE DRENOS PRÉ-FABRICADOS.....	72
2.2.4.1 – TEORIA APLICADA.....	72
2.2.4.1.1 - EFICIÊNCIA DOS DRENOS VERTICAIS.....	73
2.2.4.2 - ÁREA DE INFLUÊNCIA E ESPAÇAMENTO DOS DRENOS VERTICAIS.....	73
2.2.4.3 - DIÂMETRO EQUIVALENTE DOS DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS.....	74
2.2.4.4 - CONSIDERAÇÕES SOBRE AMOLGAMENTO – EFEITO “SMEAR”.....	74
2.2.4.5 - EFEITO DA RESISTÊNCIA HIDRÁULICA DOS DRENOS VERTICAIS.....	76
2.2.5 - AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	76
2.2.5.1- AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO ADENSAMENTO DA FUNDAÇÃO.....	77
2.2.5.1.1- MÉTODO DE ASAOKA(1978).....	77
2.2.5.1.1.1 - MÉTODO DE ASAOKA - CONSTRUÇÃO GRÁFICA MODIFICADO POR MAGNAN E DERoy (1980).....	79
2.2.5.1.1.2 – CONSIDERAÇÕES SOBRE O MÉTODO DE ASAOKA.....	80
2.2.5.1.2 - MÉTODO DE ORLEACH (1983).....	81

2.2.5.1.2.1- PASSOS PARA CONSTRUÇÃO GRÁFICA DO MÉTODO DE ORLEACH (1983).....	82
--	----

CAPÍTULO 3 – LOCALIZAÇÃO, GEOMORFOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO E DESCRIÇÃO GEOTÉCNICA DO PROJETO.....83

3.1 – LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	83
3.2 - GEOLOGIA-GEOMORFOLOGIA.....	83
3.3 - O PROJETO.....	87
3.3.1 – HISTÓRICO.....	87
3.3.2 - O PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO.....	96
3.3.3 - CONSTRUÇÃO DA CAMADA DE TRABALHO E INSTALAÇÃO DOS DRENOS PRÉ-FABRICADOS.....	97
3.3.4 - IMPLANTAÇÃO DE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA E AVANÇO DA CONSTRUÇÃO DO ATERRO.....	101
3.3.5 - LEITURAS DOS INSTRUMENTOS.....	103
3.3.6 - HISTÓRICO DE RUPTURAS E ACONTECIMENTOS.....	103
3.3.7 - AVALIAÇÃO DO PROJETO GEOTÉCNICO E EXECUÇÃO DAS OBRAS.....	110

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO COMPLEMENTARES PÓS-CONSTRUÇÃO DOS ATERROS.....114

4.1- INTRODUÇÃO.....	114
4.2- ENSAIOS DE CAMPO.....	114
4.2.1 – ENSAIOS DE PIEZOCONO.....	117
4.2.1.1 - ENSAIO DE DISSIPACÃO DE PORO-PRESSÃO.....	126
4.2.2 – ENSAIOS DE PALHETA.....	127
4.3 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	129
4.4- ANÁLISES DOS ENSAIOS DE CAMPO.....	132
4.4.1 – ANÁLISE DOS ENSAIOS DE PIEZOCONO.....	132
4.4.1.1 – HOMOGENEIDADE DO DEPÓSITO.....	132
4.4.1.2- CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	136
4.4.2 – ANÁLISE DOS ENSAIOS DE PALHETA.....	138
4.4.2.1 – CORRELAÇÕES ENTRE ENSAIO DE PIEZOCONO E PALHETA.....	139
4.4.3 – HISTÓRIA DE TENSÕES.....	142
4.4.4 – COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL.....	145
4.5 – AVALIAÇÕES DOS ENSAIOS DE CAMPO.....	146

CAPÍTULO 5 – INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....147

5.1- RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO.....	147
5.1.1 – INCLINÔMETROS.....	147
5.1.2- MARCOS SUPERFICIAIS, PLACAS DE RECALQUE E PIEZÔMETROS TIPO CASAGRANDE E PNEUMÁTICOS.....	147
5.2- AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO.....	160
5.2.1- INCLINÔMETROS.....	160
5.2.2– PLACAS DE RECALQUE.....	160
5.2.3– PIEZÔMETROS.....	161

CAPÍTULO 6 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ATERRO SOBRE SOLOS

MOLES.....	162
6.1- INTRODUÇÃO.....	162
6.2 – ANÁLISE DO ADENSAMENTO.....	162
6.2.1- DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS.....	162
6.2.2 – PARÂMETROS ADOTADOS.....	170
6.2.3 – ESTIMATIVA DO RECALQUE TOTAL.....	170
6.2.4- AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE ADENSAMENTO.....	171
6.3 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE	175
6.3.1- PARÂMETRO DE RESISTÊNCIA DA ARGILA MOLE.....	175
6.3.2 – RETROANÁLISE DA RUPTURA OCORRIDA- CÁLCULO DO COEFICIENTE DE BJERUMM.....	176
6.3.3 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO CONSTRUÍDO EM ETAPAS...178	
6.3.3.1 – CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....178	
6.3.3.2- ESTABILIDADE DO ATERRO CONSTRUÍDO EM ETAPAS SEM REFORÇO.....178	
6.3.3.3- CONCLUSÕES SOBRE ESTABILIDADE DO ATERRO NÃO REFORÇADO CONSTRUÍDO EM ETAPAS NÃO REFORÇADO.....183	
6.3.4- ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO REFORÇADO CONSTRUÍDO EM ETAPAS.....184	
6.3.4.1- AVALIAÇÃO DO REFORÇO UTILIZADO NA OBRA.....185	
6.3.4.3- CONCLUSÃO SOBRE ESTABILIDADE DO ATERRO REFORÇADO.....189	

CAPÍTULO 7- CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....190

7.1- CONCLUSÕES.....	190
7.2- SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	192

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	193
--	------------

CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO

1.1- RELEVÂNCIA DO TEMA

A escassez de áreas adequadas para construção, do ponto de vista geotécnico, aliada a crescente necessidade de ampliação e implantação de infra-estrutura urbana e de transporte (conjuntos habitacionais, ferrovias, pontes, rodovias etc) para atender a necessidade urgente de desenvolvimento sócio-econômico do País, faz com que áreas de “charco”, pantanosas, outrora consideradas inadequadas e evitadas para construção, devido às baixas resistências, grandes deformabilidades e grandes dificuldades construtivas, passem a ser, graças ao avanço tecnológico experimentado nas últimas décadas, utilizadas até como alternativas técnica e economicamente mais viáveis.

Grandes cidades brasileiras se desenvolveram próximo à costa litorânea, planície costeira ou mesmo junto a margens dos grandes rios. Depósitos de solos moles são muito comuns nestas áreas e ocorrem de Norte a Sul do Brasil a exemplo das formações da Baixada Fluminense, Baixada Santista, litoral de Santa Catarina, Paraná, Rio grande do Sul, Bahia e Sergipe.

Antigamente, excluía a possibilidade de remoção da camada de argila mole, o que só se mostra viável para camadas de pequenas espessuras, menores que 4m, modificava-se o caminhamento de uma rodovia como única solução. Atualmente, a implantação de infra-estrutura de transporte sobre solo compressível é cada vez mais comum. Aterros sobre solos moles se tornaram uma necessidade, e um desafio a ser enfrentado pela comunidade geotécnica, haja vista a necessidade de duplicação de rodovias e em obras de melhoria e ampliação do sistema viário das principais cidades brasileiras.

A solução para ocupação dessas áreas vem sendo obtida através do enfrentamento do problema. A partir de estudos e pesquisas visando o entendimento das características e comportamentos dos solos moles nasceram às novas soluções geotécnicas que incluem desde técnicas construtivas como construção por etapas, uso de bermas de equilíbrio, até tratamentos com inclusões, estacas e elementos de reforços, todos objetivando adequar esses tipos de solos para atender os esforços solicitantes das obras.

Nesse rol de soluções se inclui a utilização dos geossintéticos como elemento de reforço de solos (geotêxtil e geogrelhas) assim como o uso de drenos verticais pré-fabricados para aceleração de recalque. Estas soluções mundialmente empregadas há algumas décadas tem por objetivo melhorar a condição de estabilidade global ao fim do período construtivo, acelerar os recalques, além de proporcionar uma condição de construção mais controlada durante operação de equipamentos pesados de terraplenagem nas primeiras camadas.

Pretende-se nessa dissertação analisar o comportamento de um aterro sobre solos moles através de ensaios de campo, laboratório e instrumentação geotécnica e assim compreender melhor o tema “Aterros Reforçados Sobre Solos Moles”, considerado de extrema importância, visto a carência no meio técnico de dados experimentais sobre esse assunto.

1.2- OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Teve-se nessa pesquisa por objetivo avaliar o comportamento de um aterro rodoviário sobre solos moles de grande espessura, no qual foram empregados drenos verticais e também, em algumas seções, reforço geossintético.

Teve-se disponibilizados ensaios de campo e instrumentação geotécnica e deu-se enfoque nos seguintes aspectos:

- Identificação da contribuição do reforço de geossintético e dreno vertical no comportamento da obra;
- Retroanálise visando explicar as rupturas ocorridas;
- Análise de recalques medidos e calculados, incluindo o processo de adensamento.

O Capítulo 2 será destinado a uma revisão bibliográfica onde serão abordados conceitos básicos sobre aterros sobre solos moles, geossintéticos, métodos utilizados para análise de estabilidade e métodos destinados à análise de adensamento de aterro sobre solos moles.

No Capítulo 3 será apresentado uma descrição detalhada da localização, geologia, etapas construtivas e principais problemas observados da obra a ser analisada.

No Capítulo 4 serão apresentados os resultados da caracterização geotécnica obtida através de ensaios de granulometria e Limites de Atterberg, assim como os principais parâmetros de resistência e compressibilidade obtidos dos ensaios de campo (palheta, piezocone), e ensaios de laboratório (cisalhamento direto), realizado nos materiais envolvidos na construção da obra (argila mole, areia e material do aterro).

O Capítulo 5 será destinado à apresentação dos dados obtidos da instrumentação geotécnica e englobarão os dados de recalque, obtidos através de placas de recalque, dados piezométricos, obtidos através de piezômetro pneumático e Casagrande e deslocamentos horizontais em profundidade, obtidos através de inclinômetros.

O Capítulo 6 será apresentado uma análise do comportamento da obra no que diz respeito à estabilidade e recalques. Através dos métodos descritos no capítulo 2 serão realizadas análises e retroanálise, tanto com relação à estabilidade global como adensamento, visando compreender e comparar os resultados obtidos através das formulações teóricas com os resultados obtidos em campo.

No Capítulo 7 relacionam-se as conclusões da presente pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1- ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

A construção de aterros sobre solos moles, ainda constitui um dos grandes desafios da Engenharia Geotécnica. A necessidade de construir sobre áreas com grandes espessuras de solo mole se tornou um problema muito comum, principalmente pela falta de áreas disponíveis, com boas características geotécnicas no que diz respeito à capacidade de suporte e deformabilidade, para execução e ampliação de obras de infra-estrutura rodoviária e até mesmo urbana.

Solos moles, por apresentarem característica de baixa resistência ao cisalhamento e grande compressibilidade, tornam a execução dessas obras muito problemática. A construção de aterros sobre solos moles deve atender aos seguintes requisitos básicos:

- Apresentar fator de segurança adequado quanto à possibilidade de ruptura generalizada;
- Apresentar deformações, no fim ou após a construção, compatíveis com o tipo de obra, evitando-se também danos a estruturas adjacentes.

Objetivando viabilizar a construção de aterros sobre solos moles de grandes espessuras, onde a possibilidade de remoção e posterior substituição da camada de argila mole são descartadas, algumas soluções vêm sendo adotadas, sendo as mais comuns:

- Utilização de bermas de equilíbrio;
- Estabilização do solo de fundação através da construção por etapas;
- Estabilização através de drenos verticais pré-fabricados com sobrecarga;
- Reforço do conjunto aterro-fundação com estacas de brita, areia ou concreto;
- Reforço do conjunto aterro-fundação com inclusão de geossintético;
- *Soluções combinadas.*

2.1.1- BERMAS DE EQUILÍBRIO

A utilização de bermas de equilíbrio é uma técnica que não visa aumentar a resistência ao cisalhamento do solo mole, mas criar momentos capazes de contrabalançar os mobilizados pelo corpo do aterro impedindo a ruptura. A adição de

bermas de equilíbrio, como ilustrado na figura 2.1, faz com que a relação entre os momentos resistentes e atuantes se torne aceitável do ponto de vista da segurança.

Essa técnica foi desenvolvida em 1948 pelos engenheiros suecos B. Jakobson e W. Fellenius (VELOSO, 1957). Através do método proposto é possível calcular a altura admissível de um aterro sobre solo mole, e conseqüentemente o numero de bermas e o seu comprimento para atingir a estabilidade. Jakobson desenvolveu o método de dimensionamento levando em consideração as seguintes hipóteses:

- Condição não-drenada;
- Solo de fundação homogêneo com resistência não-drenada (S_u) constante com a profundidade;
- Estado plano de deformação;
- Despreza-se a parcela de resistência devida ao aterro;
- Superfície de ruptura circular.

Segundo Jakobson a capacidade de carga (q_u) sob condição não-drenada é dada por:

$$q_u = 5,5.S_u \cong \gamma_{at} H_0 \quad [2.1]$$

$$H_0 = 5,5 \frac{S_u}{\gamma_{at}} \quad [2.2]$$

$$H_f = \frac{H_0}{FS} \quad [2.3]$$

onde:

H_0 - altura do aterro;

γ_{at} - peso específico do aterro.

A imposição de $H_f > H_0$, implica na adoção de bermas de equilíbrio. Nesse caso:

$$p_2 = p_1 - 5.5S_{adm} \quad [2.4]$$

onde:

p_1 = tensão na superfície do solo mole devido ao aterro;

p_2 = tensão no solo mole devido a berma;

$$S_{adm} = \frac{S_u}{FS} \quad [2.5]$$

É necessário que $p_2 < 5,5S_{adm}$, caso contrário será necessário outra berma.

A utilização de bermas de equilíbrio tem sofrido uma redução significativa, visto que sua adoção requer um aumento excessivo no consumo de material para aterro e de área disponível em função da largura requerida. Outro fator importante é que o benefício da utilização das bermas se restringe apenas à eliminação do problema de ruptura, sendo o problema do recalque agravado com sua utilização. Na figura 2.1 são apresentados os casos analisados por Jakobson.

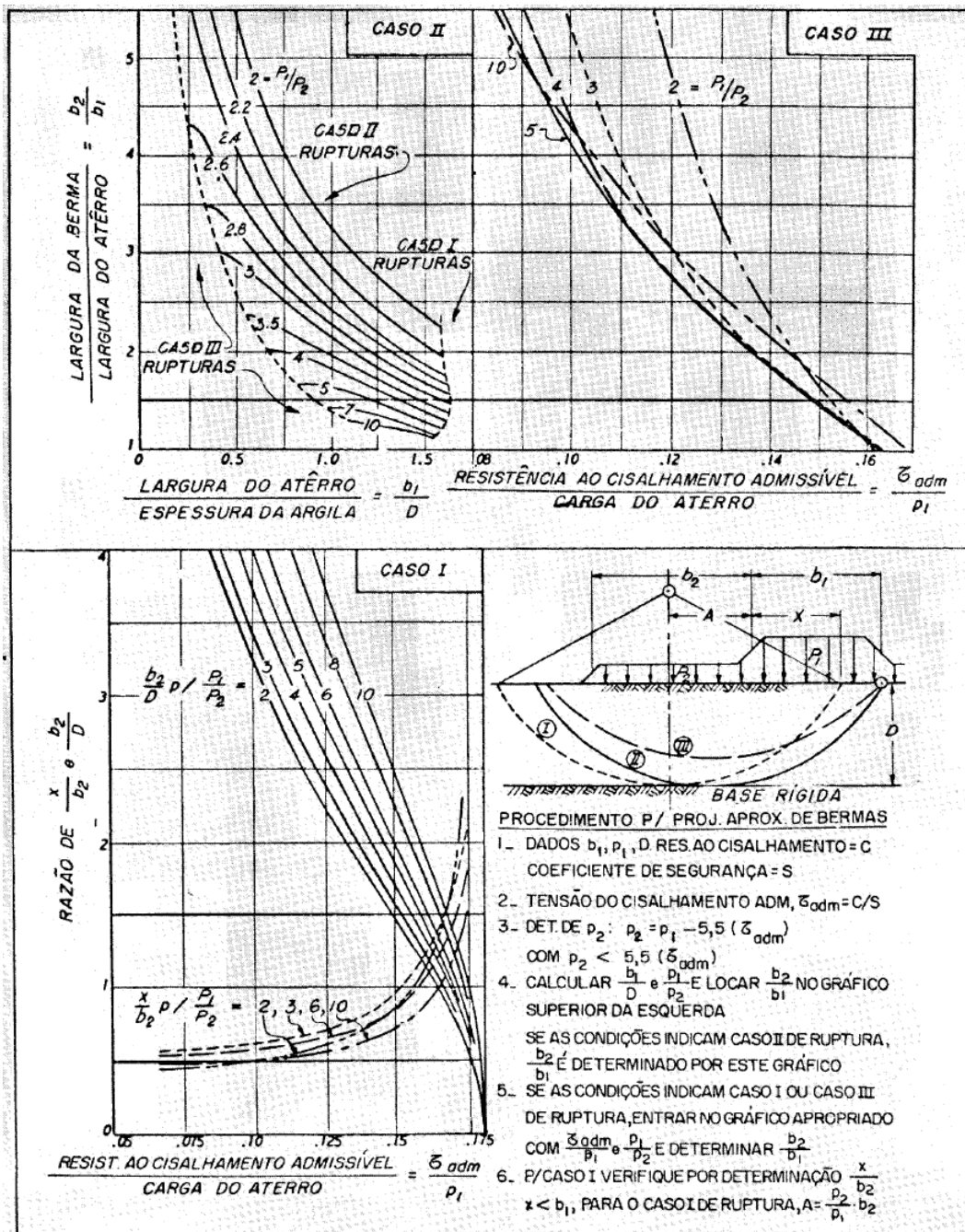


Figura. 2.1– Projeto de berma de equilíbrio sobre argilas moles (VELOSO, 1957).

2.1.2- CONSTRUÇÃO POR ETAPAS

A construção por etapas pode ser definida com uma divisão do carregamento do solo do aterro em cargas inferiores à carga final a ser aplicada (25% a 30% da carga final), objetivando não ultrapassar a capacidade de suporte do solo de fundação. Esse processo é feito, adicionando-se etapas de carregamentos complementares, em tempos preestabelecidos, até que a altura final do aterro seja atingida.

O principal objetivo dessa técnica é de aumentar a resistência ao cisalhamento do solo de fundação através do aumento das tensões efetivas, o que é obtido pela dissipação, com o tempo, do excesso de poro-pressão induzidas pelo carregamento. Ao fim de cada etapa de carregamento uma nova avaliação da estabilidade deve ser efetuada, como pré-requisito para execução da etapa seguinte, podendo essa avaliação ser conduzida por tensões totais ($\phi=0$) ou tensões efetivas o que no caso exigiria o conhecimentos dos parâmetros de resistência efetivos c' , ϕ' do solo e dos excessos de poro-pressão gerados pela carregamento do aterro. A análise em termos de tensões totais é em geral preferida em projeto visto à dificuldade em estimar os excessos de poro-pressão desenvolvidos durante a construção do aterro.

2.1.3- DRENOS VERTICAIS COM SOBRECARGA TEMPORÁRIA

A introdução de drenos verticais na massa do solo de fundação, associada à aplicação de sobrecarga (25% a 30% da carga final), tem por objetivo acelerar o processo de adensamento do solo mole, facilitando a saída da água, devido ao carregamento do aterro aplicado. Acelerando o processo de adensamento, acelera-se o aumento de tensão efetiva e conseqüentemente o aumento da resistência ao cisalhamento do solo de fundação.

Os primeiros drenos utilizados em 1920 na Califórnia, nos Estados Unidos, foram construídos com areia. Kjellman desenvolveu, cerca de 10 anos depois, na Suécia, o primeiro protótipo de dreno pré-fabricado cujo núcleo era de papelão. A partir dos anos 70, o núcleo de papelão foi substituído por um de plástico (polipropileno) com sulcos, porem ainda com filtro de papel, esse dreno foi batizado de Geodrain (ALMEIDA, 1992). Atualmente filtros de geotêxtil foram incorporados aos drenos pré-fabricados.

Os drenos verticais pré-fabricados possuem elevada resistência mecânica, o que garante a sua integridade durante as operações de instalação, resistindo às

solicitações provenientes da cravação, e suportando os esforços oriundos da deformação horizontal e vertical da massa de solo de fundação em adensamento. Em contrapartida, os drenos tradicionais de areia são muitos susceptíveis a danos durante sua execução e operação. Em argilas muito moles pode ocorrer cisalhamento dos drenos de areia, que se torna inoperante.

O pré-carregamento na superfície do solo de fundação, obrigatoriamente deverá ser iniciado por uma camada de material granular, areia, por exemplo, para facilitar a drenagem superficial da água expulsa no processo de adensamento.

A rapidez na execução do serviço, superior a qualquer outro tipo de método, tornou o dreno pré-fabricado cada vez mais utilizado no Brasil. A utilização desse tipo de dreno traz grande benefício econômico, em função da grande produtividade comparada aos drenos de areia. O colchão drenante pode ser executado com materiais britados associados à geossintéticos de filtração e/ou separação o que evitaria a exploração de jazidas.

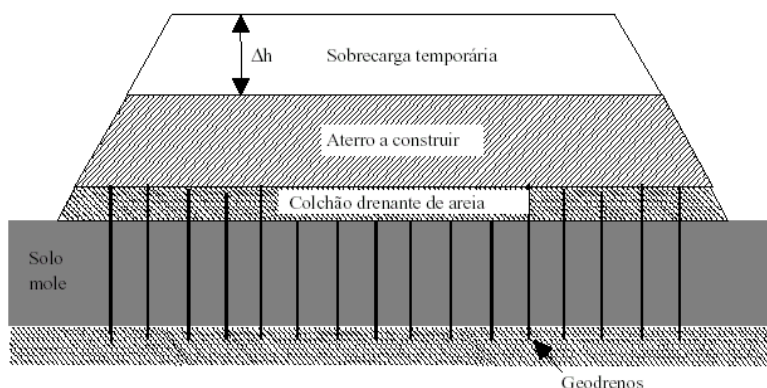


Figura 2.2 - Tratamento de fundação com geodrenos e sobrecarga temporária (DNER PRO- 381/98)

2.1.4- REFORÇO DO CONJUNTO ATERRO-FUNDAÇÃO COM ESTACAS DE BRITA, AREIA OU CONCRETO.

Algumas técnicas acima descritas para construção de aterros convencionais (construção por etapas e drenos verticais) exigem um determinado período de tempo para que o adensamento do solo mole de fundação promova a melhoria nas características de resistência necessária à manutenção da estabilidade da obra. Muitas obras, no entanto, têm principalmente como fatores condicionantes, prazo

construtivo curto e recalques pós-construtivos admissíveis muito pequenos. Para atender essa necessidade, a construção de aterros sobre estacas se impõe como alternativa. Essa técnica tem como objetivo transferir a maior parte da carga, produzida pelo corpo do aterro, para camadas de solos mais competentes através da inserção de um malha quadrangular ou triangular de estacas.

As estacas também promovem a melhoria do comportamento do solo de fundação de duas formas:

- ✓ Minimizando os deslocamentos horizontais e verticais (recalques);
- ✓ Agindo como reforço de fundação, promovendo melhora na estabilidade global quanto à ruptura.

Do ponto de vista ambiental, a utilização de colunas faz com que seja necessário menor volume de material para aterro em comparação com as demais alternativas construtivas o que diminui os custos e os impactos ambientais com exploração de jazidas.

As colunas podem ser granulares, executadas com areia ou brita ou de concreto. As malhas de colunas de areia ou brita são um dos métodos mais utilizados para reforço do conjunto aterro fundação e o processo de vibra-substituição à forma mais comum de execução.

O método de vibro-substituição produz uma malha de colunas granulares que atuam como estacas semi-rígidas transferindo grande parte da carga do aterro para camadas subjacentes mais resistentes. Por fim as colunas granulares também promovem a dissipação do excesso de poro-pressões por drenagem radial, acelerando os recalques. A sequência executiva do método, conforme mostra fig. 2.3, compreende basicamente duas etapas:

- Introdução do vibrador por jateamento no solo até a cota de projeto, com o objetivo de formar um furo de diâmetro superior ao do vibrador;
- Introdução do material granular no furo cilíndrico formado, seguido de vibração através de curtos movimentos ascendentes e descendentes do vibrador, ao mesmo tempo em que mais material é lançado dentro do pré-furo formado.

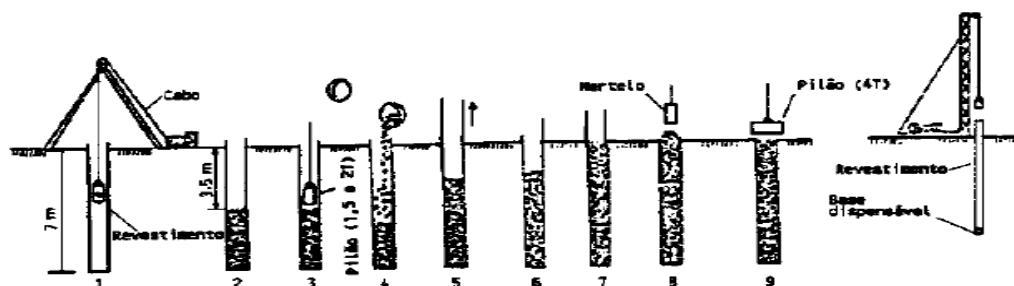


Figura. 2.3 - Instalação de estaca por vibro-substituição (MARQUES, 1991).

A utilização de estacas de concreto para formação da malha quadrangular ou triangular de estacas vem associadas a elementos denominados *capitéis*. Os capitéis, pequenas lajes de concreto armado com 1,0m x 1,0m ou 1,5m x 1,5m em geral, são colocados na cabeça das estacas (figura 2.4). Em seguida uma camada de trabalho de aterro granular compactado é lançada sobre os capitéis visando melhor distribuir as cargas. O aterro compactado é executado em seguida de maneira convencional. Atualmente, reforços de geossintéticos (geotêxtil e geogrelhas) estão sendo utilizados associados a estacas com capitéis, visando melhorar ainda mais o mecanismo de transferência de carga do aterro para as estacas. Os conceitos envolvidos na construção de aterros estaqueados reforçados são bem ilustrados em SPOTTI (2006).

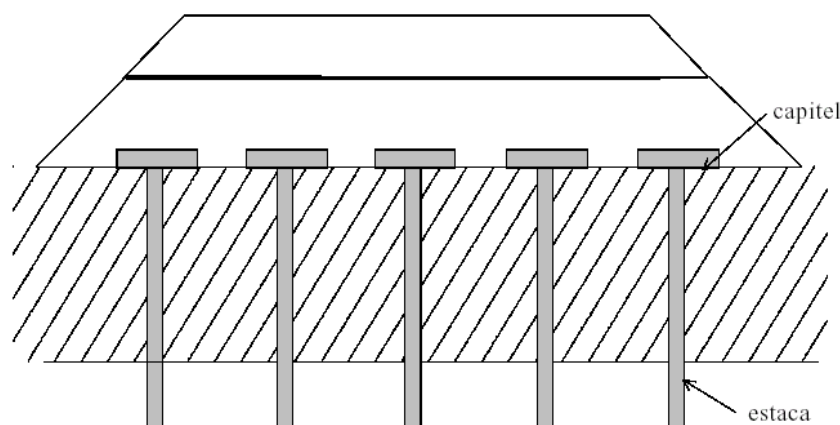


Figura 2.4 - Aterro reforçado sobre estacas (DNER- PRO 381/98).

2.1.5- REFORÇO DO CONJUNTO ATERRO-FUNDAÇÃO COM INCLUSÃO DE GEOSSINTÉTICO

A utilização de materiais naturais para melhorar a qualidade dos solos é prática comum desde 3000 a.C. Estivas de junco, solo misturado com palha, bambus, etc., em

geral materiais vegetais constituídos de fibras resistentes, foram empregados nos Zigurates (templos em forma de torres) da Mesopotâmia na Grande Muralha da China e em várias obras do Império Romano.

A técnica construtiva de reforço de solos se baseia na inclusão de elementos resistente à tração na massa com o objetivo de melhoraria das propriedades mecânicas do conjunto, aterro-fundação, tanto de resistência como de deformabilidade.

Na construção de aterros reforçados sobre solos moles, a colocação do reforço pode ser feita ao longo de toda a extensão na interface aterro-fundação, em única camada, em várias camadas compreendendo toda altura ou posicionada próxima à base do aterro. No caso de aterros muito extensos, o reforço pode ser instalado parcialmente, em áreas próximas às bordas do mesmo. O reforço, também, pode ser empregado de forma combinada com bermas de equilíbrio ou associado a estacas. A figura 2.5 esquematiza alguns exemplos.

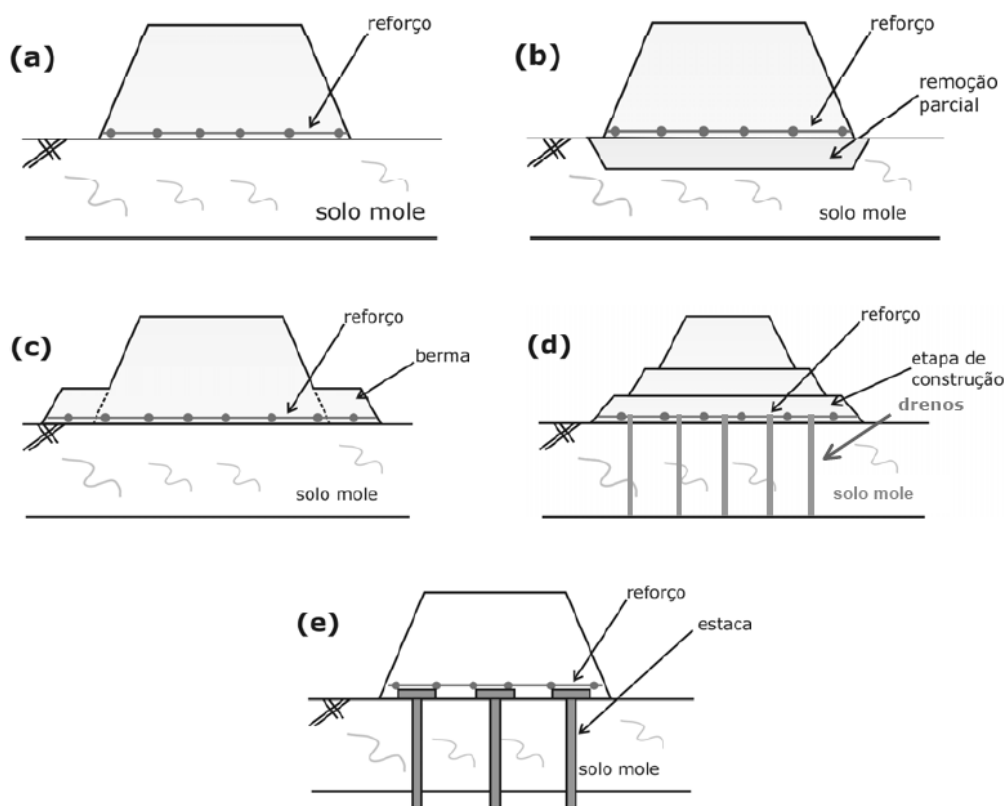


Figura 2.5- Exemplos de utilização de reforços em aterros sobre solos moles (SILVA, 2003)

A colocação do reforço na interface aterro-fundação de argila mole tem como objetivos à melhoria da estabilidade do conjunto aterro-fundação no curto prazo e melhoria das condições de construção durante a operação de equipamentos pesados de terraplenagem nas primeiras camadas. No longo prazo, com adensamento do solo mole de fundação e conseqüente melhoria da resistência ao cisalhamento da fundação, diminui-se a importância do reforço na garantia da estabilidade.

Segundo JEWELL (1996) a variação da força de tração requerida no reforço com o tempo é um dos fatores que governa a seleção do geossintético mais adequado para um determinado tipo de obra. No caso de estruturas de contenção e taludes íngremes é preciso que a força de tração do reforço se mantenha constante por um longo período de tempo, sendo a fluência do geossintético um dos fatores a serem considerado no dimensionamento. No caso de aterros sobre solos moles, a força do reforço é requerida por um período curto de tempo, durante o período construtivo e posterior adensamento do solo mole. Nesse caso, as propriedades do reforço para longos períodos perdem importância. Em estradas não pavimentadas, exige-se que o comportamento dos geossintéticos quando sujeitos a cargas rápidas e cíclicas domine a sua escolha. Na Figura 2.6 observa-se a variação do fator de segurança para situações com e sem reforço e a correspondente força de tração requerida do reforço (JEWELL, 1996).

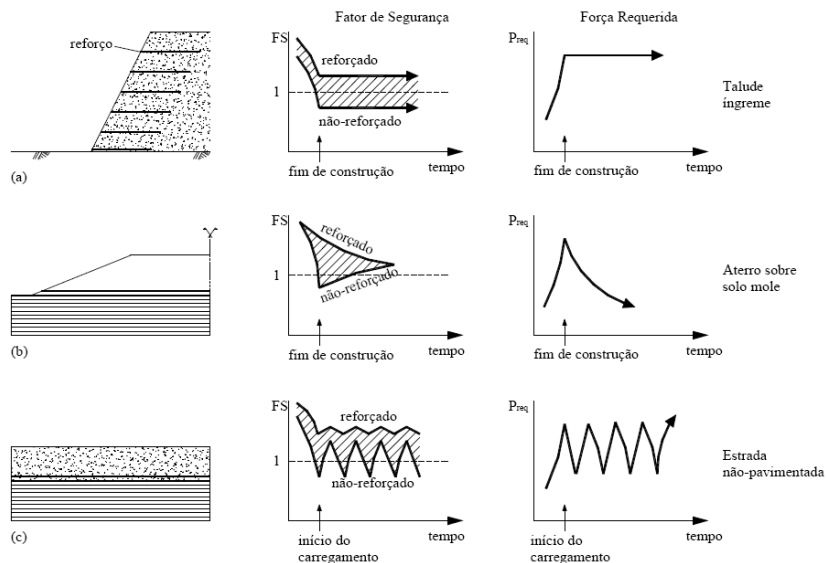


Figura 2.6 – Força requerida do reforço com o tempo: (a) contenção e taludes íngremes, (b) aterros sobre solo mole e (c) estradas não pavimentadas (modificado de - JEWELL, 1996).

2.1.5.1- MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO REFORÇO.

A figura 2.7 mostra dois elementos de solo não reforçado e reforçado, respectivamente, carregado externamente por tensões de compressão σ_1 e σ_3 , sendo $\sigma_1 > \sigma_3$. Observa-se que, sob este carregamento, o solo sofre compressão axial e expansão lateral, a qual é associada ao desenvolvimento de deformações laterais dentro da massa de solo. A inserção de reforços, no solo, promove a redução das deformações verticais e horizontais ($\delta_v > \delta_{vr}$; $\delta_h > \delta_{hr}$).

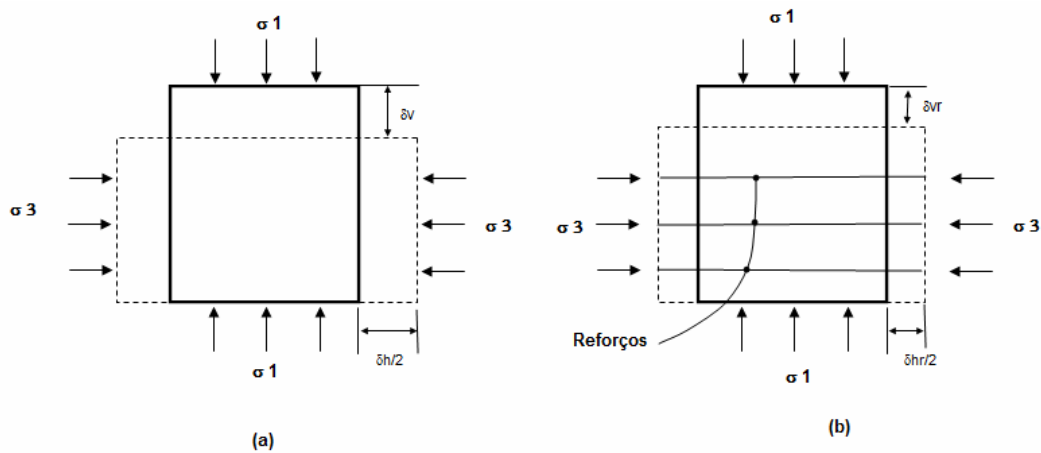


Figura 2.7 – Efeito do reforço em um elemento de solo: (a) não-reforçado; (b) reforçado (EHRlich, 1994).

Sob condições de trabalho é razoável admitir a hipótese de aderência perfeita entre o solo e o reforço, ou seja, que não se verifica deslizamento entre os mesmos fazendo com que as deformações do solo e do reforço sejam as mesmas na interface. Sob deformação horizontal nula, $\epsilon_x = 0$, o solo estará na condição de repouso (K_0) e o reforço não tensionado. Com as deformações laterais as tensões horizontais no solo diminuem, tendendo a condição ativa (K_a), e crescem as tensões nos reforços até que o equilíbrio seja satisfeito.

Quanto maior a rigidez dos reforços, J , menores serão as deformações laterais, ϵ_x , e maiores serão as tensões horizontais no solo, σ_x , e de tração nos reforços, T_{ref} . A figura 2.8 representa esse mecanismo de mobilização de tensões e deformações em uma massa de solo reforçado (EHRlich, 1994).

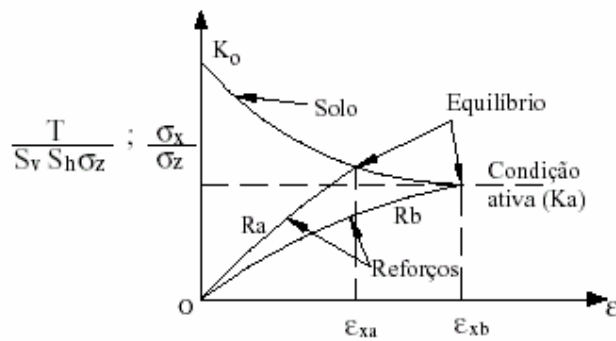


Figura 2.8 – Tensões (σ e T) e deformações (ϵ) no solo e no reforço (EHRlich, 1994) (S_v e S_h : espaçamento vertical e horizontal dos reforços; $R_a > R_b$: rigidez dos reforços).

Geotêxtil e geogrelhas são os tipos de reforços mais utilizados na interface aterro-solo mole (ALMEIDA, 1996).

Um dos principais parâmetros que diferencia o comportamento das geogrelhas em relação aos geotêxtil (tecido ou não tecido) e os demais tipos de geossintético para reforço é o grau de interação solo-reforço. As geogrelhas por possuírem uma estrutura física em forma de malha aberta apresentam uma maior interação com o solo envolvente. No caso das geogrelhas a interação ocorre tanto por atrito de interface, como acontece com todos os outros produtos, mas também por “imbricamento” dos grãos do solo e resistência passiva da massa de solo circundante aos elementos componentes da geogrelhas. Esse fato implica em menores comprimentos de ancoragem para que as geogrelhas trabalhem como reforço, mantidas as demais condições de pressão de confinamento e característica do solo confinante, em relação aos geotêxtil (SILVA, 2003).

As figuras 2.9 e 2.10 apresentam de forma detalhada os dois mecanismos de interação solo-reforço na geogrelha: 1) atrito de seus membros longitudinais e transversais e 2) empuxo passivo do solo sobre os membros transversais da geogrelha.

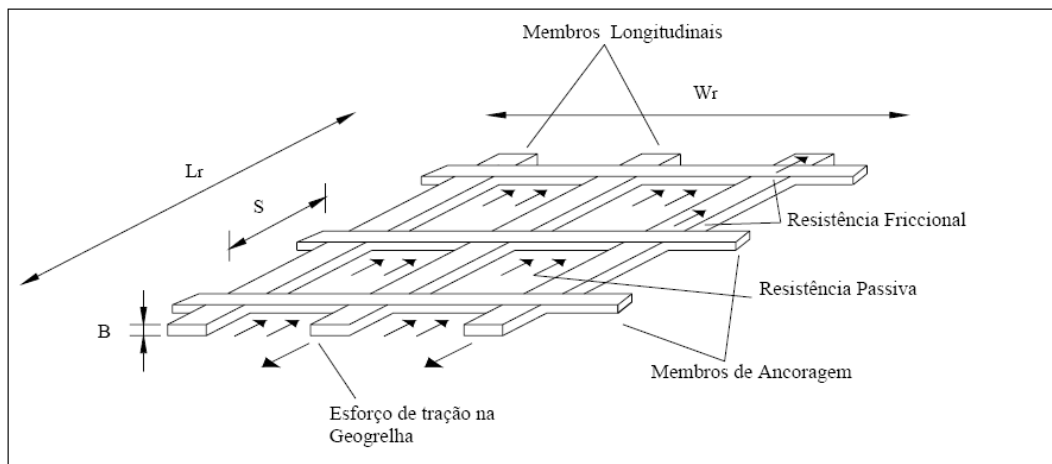


Figura 2.9 - Esquema da geometria de uma geogrelha com os esforços envolvidos (PALMEIRA, 1999a).

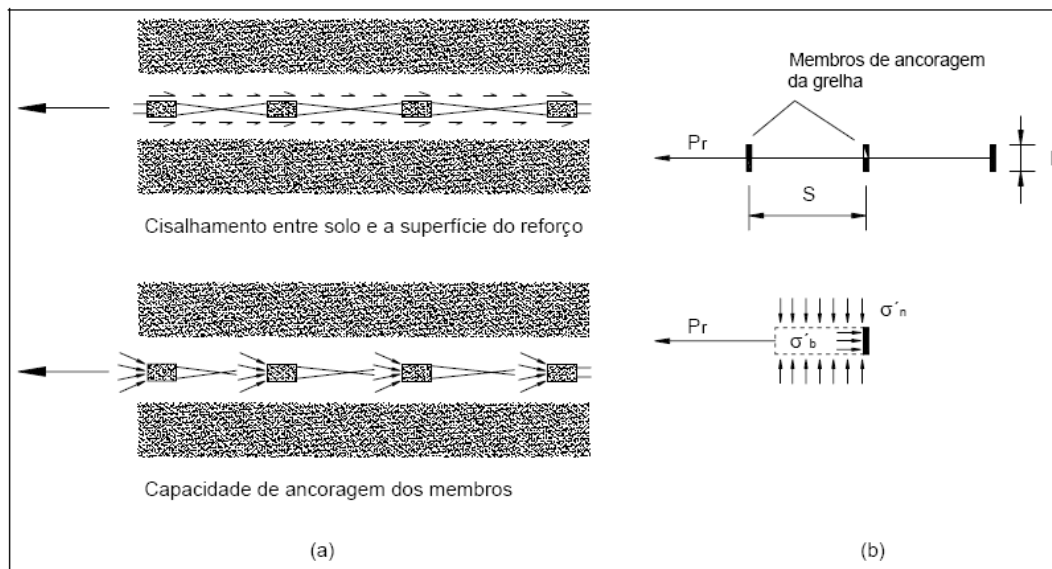


Figura 2.10- Aderência entre grelha e solo: (a) mecanismo de interação e (b) definição da análise (JEWELL, 1996).

O segundo mecanismo tem grande importância na resistência ao arrancamento das geogrelhas. No entanto, a magnitude da sua contribuição é variável, quando comparados distintos materiais, e é função de parâmetros geométricos da geogrelha, especialmente da espessura de seus membros transversais e da separação (distância) entre membros consecutivos. Portanto, o grau de interação solo-reforço, é característico de cada material, e dependente tanto de aspectos da estrutura física do geossintético como das características do solo confinante (PALMEIRA e MILIGAN, 1989 e TEIXEIRA, 1999).

Estas características dos geossintéticos são quantificadas por dois parâmetros:

- coeficiente de deslizamento direto (c_d);
- coeficiente de interação (c_i).

O primeiro define a sua capacidade de impor resistência ao deslocamento na interface solo-reforço e o segundo a capacidade da geogrelha de resistir ao seu arrancamento da massa de solo.

A quantificação da interação solo-reforço é melhor obtida por meio de ensaios de arrancamento, cisalhamento direto e ensaios de tração confinada (Figura 2.11), devido à proximidade das condições de carregamento encontradas em obras reais em solo reforçados (PALMEIRA, 1999a).

O ensaio de cisalhamento direto modificado é apropriado para medidas de coeficiente de deslizamento direto (c_d) entre solo e qualquer tipo de material. O ensaio de arrancamento é apropriado para geogrelhas, sendo sua interpretação mais complexa, já que envolve dois tipos de interação (atrito e ancoragem), e o resultado é função da espessura e das aberturas da geogrelha (JEWELL, 1996).

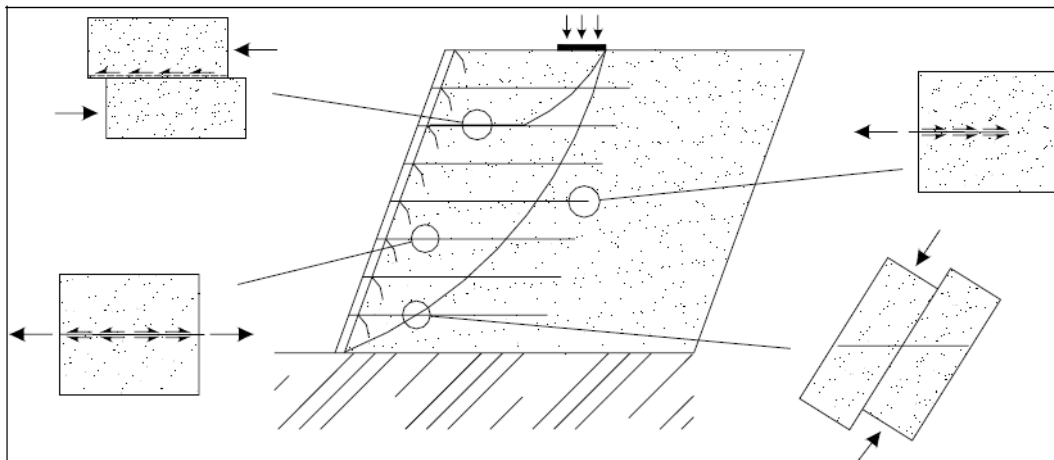


Figura 2.11 - Mecanismos de interação típicos em estruturas de solo reforçado
(PALMEIRA, 1999a)

JEWELL (1996) descreve equações que traduzem a resistência ao deslizamento direto de um bloco de solo sobre uma camada de geogrelha como depende de:

- Cisalhamento entre o solo e a superfície sólida do reforço;

- Cisalhamento solo-solo através de abertura da grelha.

A expressão teórica do coeficiente de deslizamento direto é dada por:

$$c_d = a_s \frac{tg(\delta)}{tg(\phi')} + (1 - a_s) \quad [2.6]$$

onde:

δ - é o ângulo de atrito entre o solo e a superfície sólida da geogrelha;

a_s - é a área sólida da geogrelha em relação à sua área total.

Para geotêxteis tecidos e não tecidos, tem-se $a_s=1$, e o coeficiente de deslizamento direto é dado por:

$$c_d = \frac{tg(\delta)}{tg(\phi')} \quad [2.7]$$

O valor do ângulo de atrito de interface com o solo (δ) deve ser menor ou igual ao ângulo de atrito do solo (ϕ'), sendo aquele valor muito dependente do tipo de geossintético utilizado. Na Tabela 2.1 são apresentados valores típicos do ângulo de atrito entre solo e geossintético.

Tabela 2.1 - Valores de δ para análises preliminares (PALMEIRA, 1993).

<i>Tipo de solo</i>	<i>Geotêxtil Tecido</i>	<i>Geotêxtil Não Tecido</i>	<i>Geogrelhas (*)</i>
<i>Areias e siltes arenosos</i>	$\leq 0,80\phi'$	$\leq 0,90\phi'$	$(0,50 \text{ a } 0,85)\phi'$
<i>Siltes argilosos</i>	$\leq 0,70\phi'$	$\leq 0,80\phi'$	$\leq 0,50\phi'$

Notas:

ϕ' = ângulo de atrito do solo obtido em condições de cisalhamento drenado.

(*) = área sólida em planta menor que 85% da área total em planta e boa interação por ancoragem com o solo envolvente.

Em geogrelhas, a resistência por ancoragem pode ser definida em termos do coeficiente de interação, c_i , (JEWELL, 1996). Nesse tipo de reforço a contribuição do atrito depende da fração da área sólida do reforço, a_s , e do coeficiente de atrito, $tg(\delta)$ (Figura 2.10). A contribuição da resistência passiva atuante nos membros transversais depende da fração de área disponível para tal resistência, a_b , e da tensão passiva, σ'_b .

A expressão teórica para o coeficiente de interação da geogrelha é dada por (JEWELL, 1996):

$$c_i = a_s \frac{tg(\delta)}{tg(\phi')} + \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{a_b B}{2xS} \right) \frac{1}{tg(\phi')} \quad [2.8]$$

onde:

a_b - é a fração da área do membro transversal da geogrelha disponível para ancoragem.

σ'_b - resistência passiva;

σ'_n - tensão normal sobre o plano da geogrelha.

O resultado para geotêxtil tecido ou não tecido pode ser obtido assumindo $a_s=1$ e $a_b = 0$, que resulta em:

$$c_i = \frac{tg(\delta)}{tg(\phi')} \quad [2.9]$$

Como era de se esperar, a Equação [2.9] é a mesma que a Equação [2.7].

2.1.6 - CLASSE DE RUPTURA EM ATERROS REFORÇADOS SOBRE SOLOS MOLES

JEWELL (1988) descreveu os mecanismos pelos quais reforços poderiam melhorar o desempenho de aterros sobre solos moles. Para isto, foi preciso reconhecer que a pressão lateral de terra (empuxo) dentro de um aterro sobre uma fundação de solo mole impõe tensões cisalhantes na fundação capazes de reduzir sua capacidade de suporte e, conseqüentemente, a estabilidade do aterro. O reforço colocado na base do aterro pode resistir à parte ou a toda o empuxo de terra promovido pelo aterro e impedir às deformações laterais da fundação, aumentando assim capacidade de suporte e a estabilidade (ROWE e LI, 2005).

Há três principais mecanismos considerados (JEWELL, 1982; BONAPARTE e CHRISTOPHER, 1987; H. MIKI, 1997; HIRD *et al.*, 1991) em aterros sobre solos moles são:

1. Instabilidade da fundação - recalques ou deformações excessivas; extrusão da fundação sob o aterro intacto, com perda de geometria e recalque significativos. Ocorre devido à baixa capacidade de carga da fundação (figura 2.12(a));

2. Instabilidade interna – envolve somente o material do aterro com deslocamento lateral do aterro sobre o reforço e formação de trincas (figura 2.12(b)) e;
3. Instabilidade global - ruptura do aterro e da fundação com superfície de ruptura bem definida (rotacional ou translacional) (figura 2.12(c)).

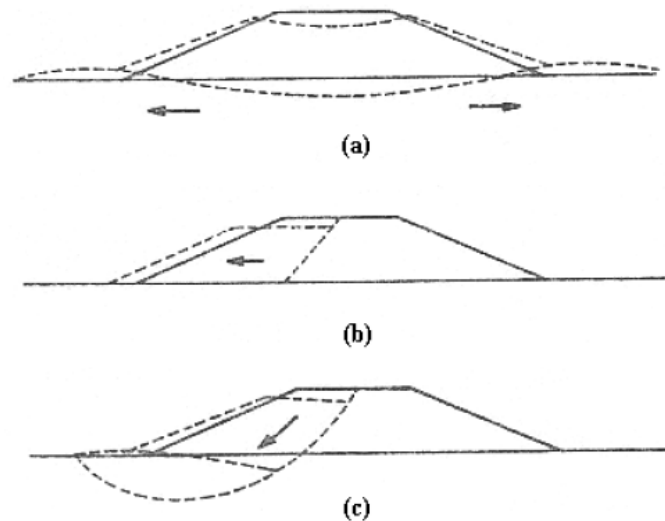


Figura 2.12 – Classes de ruptura de aterros sobre solos moles (JEWELL, 1982)

A instabilidade da fundação tem como principal mecanismo de ruptura a extrusão do solo mole. Apesar de o reforço possuir resistência suficiente para evitar a ruptura do aterro não consegue evitar a plastificação do solo de fundação devido ao peso do aterro.

Alternativamente, em depósitos rasos de solo mole ou turfa superficial, esse mecanismo pode ser utilizado para expulsar lateralmente o material de fundação em baixo do aterro reforçado. A colocação do reforço de geossintético, na base do aterro, faz com que essa técnica seja executada sob condições mais controladas e minimiza o consumo de material necessário no aterro para expulsão da camada de argila mole (FHAEL *et al.*, 2001).

A instabilidade interna ocorre quando a força de cisalhamento na interface entre o reforço e o aterro não é suficiente para suportar o empuxo ativo dentro do aterro fazendo o dique deslizar lateralmente em cima do reforço. Na prática, este mecanismo é, raramente, um caso crítico. Os parâmetros fundamentais que controlam este

mecanismo são a resistência ao cisalhamento do solo de fundação e a interação aterro-reforço-fundação.

O fator de segurança contra uma ruptura global pode ser aumentado pela inclusão de reforço de geossintético. A força elástica exigida para manter a estabilidade deve ser desenvolvida no reforço por meio de tensões cisalhantes entre o reforço e o solo localizado acima e a baixo do reforço. Uma vez alcançada a resistência ao cisalhamento na interface, o reforço será arrancado (*pull out*) do solo e a ruptura acontecerá. Alternativamente, se a resistência à tração do reforço é alcançada, a ruptura do reforço também resultará em uma ruptura do aterro. ROWE e LI (2005) relatam que estas duas possibilidades são bastante óbvias, mas existe um terceiro mecanismo de ruptura potencial menos óbvio. Segundo eles, a ruptura do aterro pode ocorrer atuando no reforço uma força menor do que a esperada para manter a estabilidade, devido às características de tensão-deformação com o tempo (*stress-strain-time*) do reforço. Se o reforço tem um baixo módulo de rigidez à tração, J , que permite que grandes deformações da fundação aconteçam antes da ruptura do reforço, pode não ser possível construir o aterro a uma altura desejada, mesmo não ocorrendo o *colapso* (separação entre as partes) do aterro. Além disso, para alguns solos, movimentos significativos ao longo da superfície potencial de ruptura, podem provocar relaxação de tensão (*strain-softening*) e conseqüente perda de resistência do solo, transferindo carga adicional ao reforço e conduzindo a tensões muito superiores que as previstas, provocando, eventualmente, até a ruptura do reforço acompanhado por ruptura do conjunto aterro-fundação. Para prevenir este mecanismo de ruptura, atenção especial deve ser dada a:

- (1) *força cisalhante na interface aterro-reforço-fundação capaz de provocar o arrancamento do reforço;*
- (2) *resistência à tração do reforço e;*
- (3) *as características de tensão-deformação do reforço em relação ao solo de fundação.*

Segundo ROWE e LI (2005) para uma geometria particular e perfil de resistência não-drenada do solo de fundação, há um limite de módulo de rigidez a tração, J , abaixo da qual o reforço não tem nenhum efeito sobre os deslocamentos horizontais. Para reforço com módulo de rigidez à tração acima desse valor, haverá redução da propagação de deslocamento lateral. Este efeito será maior para depósitos rasos ou para depósitos onde a resistência não-drenada aumenta com a profundidade. Porém, o reforço não pode eliminar totalmente os deslocamentos, e também existe um limite

superior de módulo de rigidez à tração, acima do qual qualquer aumento adicional na dureza de reforço não altera os deslocamentos. Sendo assim, dadas algumas circunstâncias, podem acontecer deformações excessivas até mesmo se um reforço com módulo de rigidez à tração elevada for usado. Verificando esta possibilidade na fase de projeto, a alternativa de utilização de um material com baixo peso para construção do aterro deverá ser adotada (ROWE e SODERMAN 1985b, 1986).

HIRD e KWOK (1990), baseado em estudos paramétricos utilizando método de elementos finitos, demonstraram que um reforço com módulo de rigidez à tração suficiente, pode reduzir, significativamente, o deslocamento dentro da fundação (Figura 2.13), e que o benefício do módulo de rigidez elástica do reforço diminui à medida que o reforço se torna muito rígido. Isto é consistente com os resultados informados por ROWE e LI (2005).

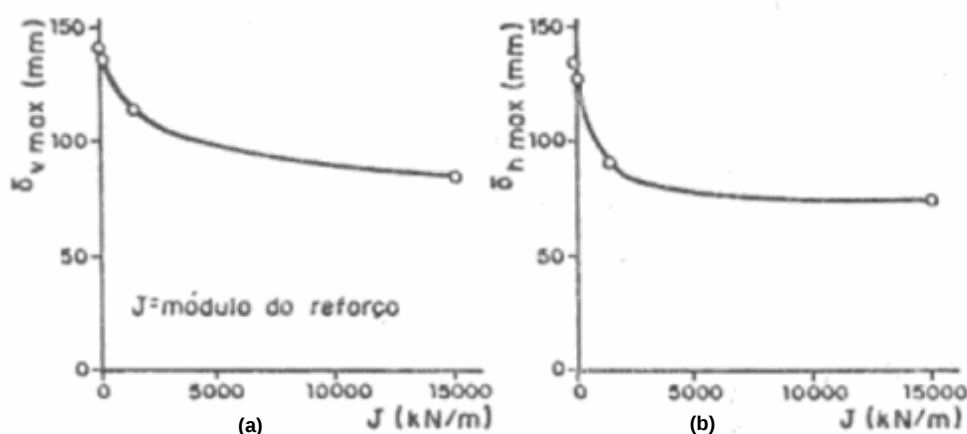


Figure 2.13. Efeito de módulo de rigidez a tração do reforço, J , nas deformações da fundação: (a) deslocamento vertical máximo de superfície de fundação; (b) máximo deslocamento horizontal de superfície de fundação (em HIRD e KWOK 1990).

ROWE e SODERMAN (1985a, 1987b) introduziram o conceito de “altura líquida” de aterro (definido como altura real do aterro menos o recalque ocorrido) para explicar a ruptura por deslocamento excessivo antes que o reforço rompesse ou fosse arrancado do aterro. A figura 2.14 mostra a altura líquida do aterro e a máxima deformação admissível no reforço contra a altura real do aterro para o caso de um aterro construído sobre solos moles. A ruptura ocorreu para uma altura real de aterro igual a 2,4 m estando o reforço com apenas 5,2% de deformação. A maioria dos produtos geossintéticos resiste a deformações superiores a 5,2% antes de ocorrer à ruptura elástica (ROWE e LI, 2005). A colocação de aterro acima da altura de 2,4 m só piorou

o desempenho do mesmo sem aumentar sua altura líquida (figura 2.14a). Sendo assim é importante definir uma deformação admissível do reforço relacionada a uma máxima altura de aterro reforçado. A tensão admissível será comparada a máxima tensão elástica do reforço e a menor das duas será utilizada no projeto.

Nos reforços geossintéticos, além da resistência a tração, deve-se verificar, numa análise conjunta, a importância da fluência (*creep*), em relação ao tempo que o reforço será necessário para manter a estabilidade da obra, e o possível ganho de resistência, devido o processo de adensamento do solo mole de fundação.

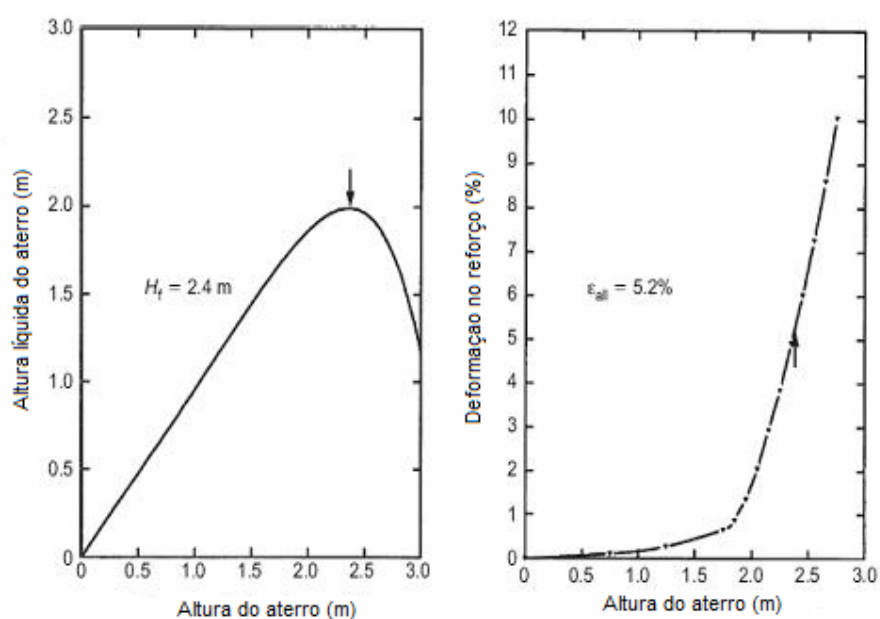


Figure 2.14. (a) Máximo altura líquida de aterro e (b) Deformação de reforço admissível para solo de fundação com $S_{u0}=3,8$ kPa e $\rho_c=1,5$ kPa/m e reforço com $J=600$ kN/m (HINCHBERGER e ROWE, 2003).

A figura 2.15 mostra o efeito do adensamento do solo mole na resistência da fundação e na força de tração do reforço necessária para manter a estabilidade do aterro. Em alguns casos, após determinado tempo de construção, o aumento da resistência do solo mole de fundação, devido o processo de adensamento, pode tornar desnecessário a presença do reforço para manter a estabilidade do aterro (PALMEIRA, 1999b).

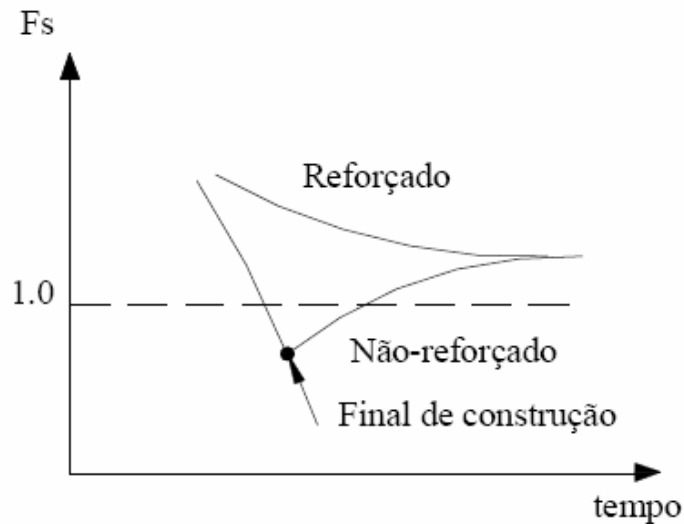


Figura 2.15 – Efeito do adensamento do solo mole de fundação (modificado de JEWELL, 1996)

O efeito da compactação do aterro é outro fator de grande importância à medida que aumenta as tensões verticais e horizontais, induzidas pelo processo, e que são transferidas para o reforço (EHRlich e MITCHELL, 1994).

2.1.7 - MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ATERRO REFORÇADO SOBRE SOLOS MOLES.

Geralmente as análises de estabilidade de aterros sobre solos moles são feitas utilizando métodos de equilíbrio limite. Admite-se que o solo mole de fundação se comporta de maneira não-drenada frente ao carregamento imposto pelo aterro, portanto, tanto o carregamento (construção do aterro) como a ruptura ocorre rapidamente, sem drenagem. Isso implica que a resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u), *in situ*, é o principal parâmetro para controle da estabilidade durante a construção. Na verdade o que ocorre é que há drenagem sim e as tensões verticais efetivas são próximas a tensão de sobre-adensamento.

O uso de reforço de geossintético instalado na base de um aterro sobre solos moles se popularizou, consagrando-se como um método eficiente para superar o problema, no curto prazo, de instabilidade potencial da fundação devido à geração de poropressões excessivamente alta. O fator de segurança mais baixo, para um aterro construído sobre solos moles, ocorre ao final da construção. A estabilidade no longo

prazo, normalmente é satisfatória devido ao ganho de resistência do solo mole devido ao adensamento. Sendo assim, a instabilidade em curto prazo, controla o projeto de tais aterros.

A análise através de métodos de equilíbrio de limite, geralmente é preferida devido a sua simplicidade matemática, a pesar de ter várias desvantagens quando comparadas, por exemplo, a métodos de análise por elementos finitos. Projetos baseados em análises por métodos de equilíbrio limite não levam em conta o efeito da deformação do sistema na interação entre o solo-reforço, além de negligenciar a redistribuição de tensões no aterro devido à presença de reforço. Em geral, a estabilidade global do aterro é satisfeita caso não seja excedida a resistência ao cisalhamento disponível na interface de solo mole-reforço (PANASER, 2005).

2.1.7.1 - ESTABILIDADE DA FUNDAÇÃO

A análise de estabilidade da fundação de um aterro reforçado sobre solos moles pode ser visto como um problema de capacidade de carga da fundação considerando a carga aplicada pelo aterro reforçado similar àquela aplicada por uma *sapata*. Sendo assim, a estabilidade pode ser verificada utilizando soluções baseadas na teoria da plasticidade.

São considerados dois perfis para a resistência não-drenada, S_u , a serem analisados:

- ✓ Resistência crescente linearmente com a profundidade e ;
- ✓ Resistência uniforme, porém, com profundidade limitada por uma camada resistente.

As figuras 2.16(a) e 2.16(b), apresentam os valores do fator de capacidade de carga para *sapata* lisa e rugosa, para os dois perfis de resistência, crescente e uniforme, respectivamente. A diferença nos valores do fator de capacidade de carga da *sapata*, reside no fato de que na *sapata* rugosa, são geradas tensões cisalhantes que resistem à movimentação do solo, o que não acontece na base da *sapata* lisa.

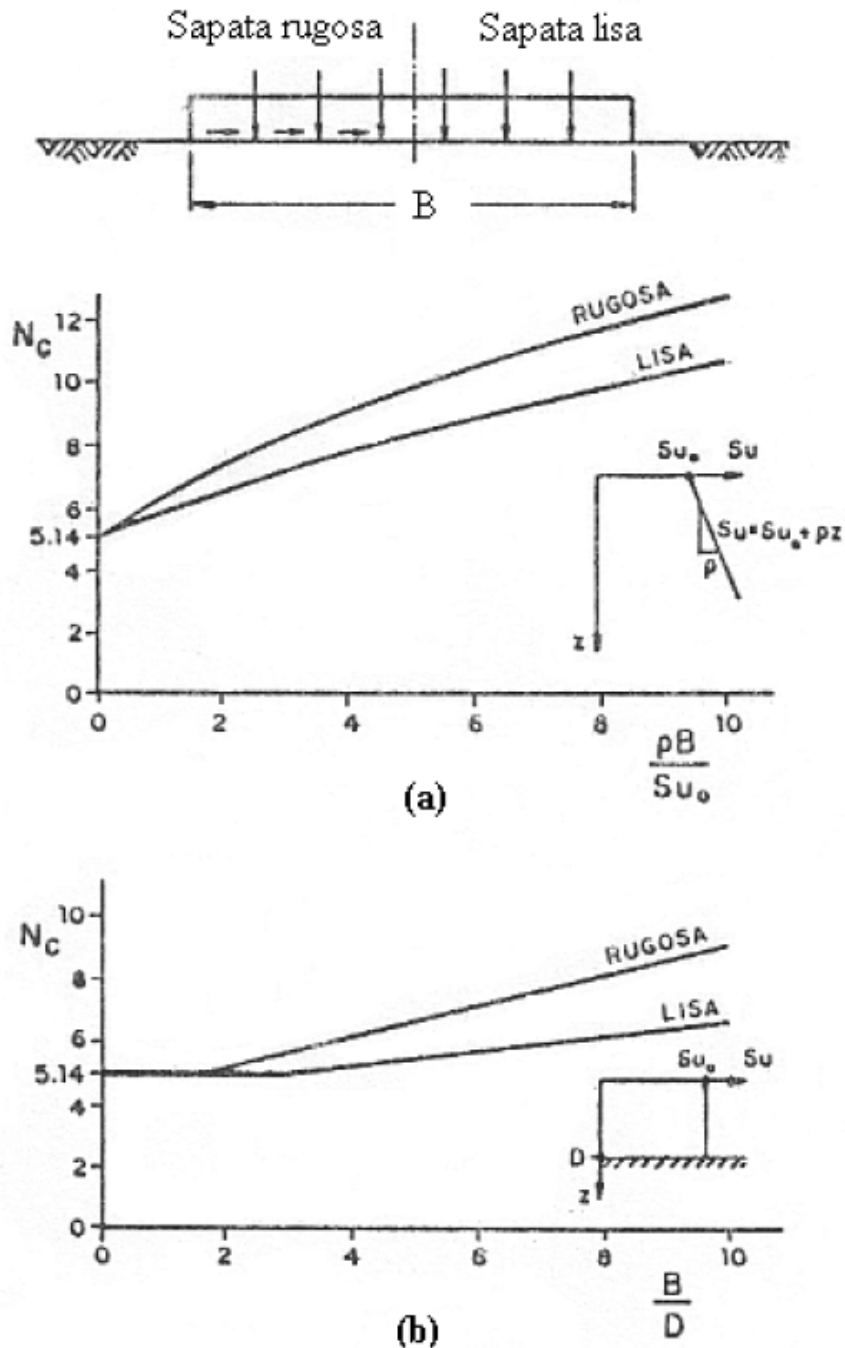


Figura 2.16 – Fator de capacidade de carga (N_c): (a) resistência não-drenada (S_u) crescente linearmente com a profundidade (BOOKER e DAVIS, 1973); (b) resistência não-drenada (S_{u_0}) uniforme, porém com profundidade (D) limitada por uma camada resistente (MANDEL e SALENÇON, 1972)

Admitindo-se que o empuxo horizontal no interior do aterro ($P_{aterro} = E$, na figura 2.17) transfere para superfície do solo de fundação tensões cisalhantes (τ) podem ser

relacionadas à resistência não-drenada do solo mole (S_u) por uma constante α ($\tau = \alpha S_u$). No caso de aterro não reforçado, essas tensões diminuem a capacidade de suporte auxiliando no processo de ruptura da fundação ($-1 < \alpha < 0$). O reforço, colocado na interface aterro-fundação, melhora a estabilidade, atuando de duas formas:

- ✓ Reduzindo as forças que causam a ruptura, opondo-se às tensões cisalhantes derivadas do aterro (assim a fundação só suporta cargas verticais) e;
- ✓ Aumentando as forças que resistem à ruptura, gerando tensões cisalhantes ($0 < \alpha < 1$) e, conseqüentemente, melhorando a capacidade de carga da fundação (SHARMA, 1994).

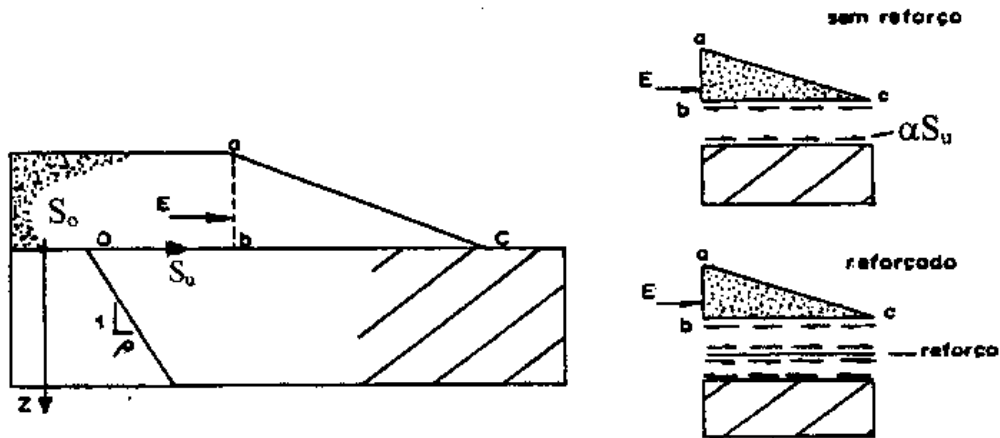


Figura. 2.17 – Análise de aterros reforçado sobre solo mole baseado na Teoria da Plasticidade (modificado de JEWEEL, 1987)

Quando o empuxo ativo do aterro é equilibrado somente pela força do reforço, $P_{aterro} = P_{reforço}$, o carregamento equivale à *sapata* lisa. No segundo caso a força no reforço é maior que o empuxo ativo do aterro, $P_{reforço} > P_{aterro}$.

A força total no reforço devido às tensões cisalhantes aplicadas na face inferior e superior é igual a:

$$P_{reforço} = P_{aterro} + P_{fundação} \quad [2.10]$$

$$P_{fundação} = \alpha \cdot S_{u0} \cdot x \quad [2.11]$$

Onde, x é a distância do pé do talude ao ponto no qual a força $P_{fundação}$ é mobilizada pelo reforço.

O aterro é considerado totalmente reforçado ($\alpha = 1$), quando o valor da tensão cisalhante, aplicado à fundação, se iguala a resistência ao cisalhamento na superfície, S_{uo} . Nesse caso o carregamento equivale à *sapata* rugosa e a força $P_{fundação}$ é máxima.

A figura 2.18 apresenta os gráficos para o cálculo da altura crítica do aterro reforçado. Foram desenvolvidos baseados nas soluções da teoria da plasticidade, utilizados nas análises de estabilidade da fundação de aterros reforçados sobre solos moles.

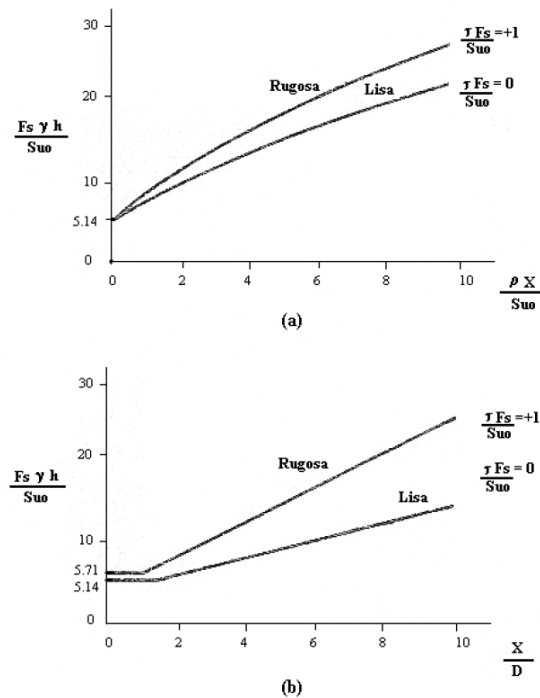


Figura 2.18 - Análise de estabilidade da fundação de aterros reforçados sobre solos moles baseada em soluções da Teoria da Plasticidade: (a) resistência crescente com a profundidade (BOOKER e DAVIS, 1973); (b) resistência constante com a profundidade (MANDEL e SALENÇOM, 1972)

SHARMA (1994) concluiu que, cálculos usando soluções baseadas na teoria da plasticidade, superestimam a força no reforço e subestimam a altura crítica. A melhor previsão da altura crítica através dessas soluções ocorre se o ganho de resistência da fundação, durante a construção do aterro, devido ao processo de adensamento, for considerado. O mesmo não acontece no cálculo da força no reforço. A desconsideração da rigidez relativa e da compatibilidade na interface argila-reforço; suposição da mobilização total da resistência na interface argila-reforço; desconsideração do ganho de resistência do aterro proporcionado pelo reforço

explicaria esse fato. As deformações do solo e do reforço também não são consideradas na teoria da plasticidade.

A aplicação da teoria da plasticidade, no cálculo da força no reforço, deve ser usada com cuidado, já que não proporciona nenhuma informação sobre deformação do solo e do reforço.

A real mobilização de $P_{\text{reforço}}$ pode ser melhor obtida através do método de elementos finitos.

2.1.7.2 - ESTABILIDADE INTERNA

Na análise da estabilidade interna, considera-se que é mantida a integridade do aterro reforçado. Verifica-se a resistência à tração do reforço, garantindo que não haverá ruptura do reforço nem por tração do reforço e nem arracamento (pull out) na zona resistente no interior da massa de solo. As tensões horizontais do aterro devem ser contrabalançadas pelas tensões cisalhantes na sua base conforme mostra figura 2.19 a. No caso de um aterro não reforçado o empuxo atuante no interior do mesmo é transferido diretamente para fundação, enquanto no aterro reforçado o empuxo é transferido para o reforço (figura 2.19 b).

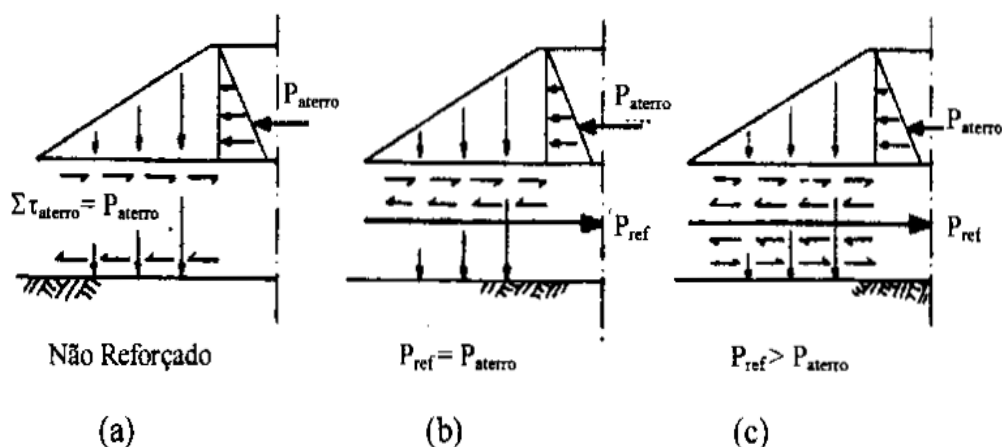


Figura 2.19 – Diagrama esquemático ilustrando a ação do reforço (HIRD e JEWELL, 1989)

Antes de o esforço no reforço ser mobilizado, algum deslocamento do aterro ocorre mobilizando empuxo ativo. Para um aterro livre da presença de água, este empuxo, a uma distância “x” do pé do aterro é fornecido por:

$$P_{aterro} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a \quad [2.12]$$

onde:

K_a – coeficiente de empuxo ativo, calculado em função do ângulo de atrito interno do

solo, $K_a = tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)$

h = altura do aterro na distância x ;

γ = peso específico do aterro.

A verificação da estabilidade interna consiste na avaliação do empuxo resultante (P_{aterro}) o qual é comparado com a força de atrito disponível (P_{disp}) na interface aterro-reforço. A uma distancia x do pé do aterro esta é fornecida por:

$$P_{disp} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot n \cdot h^2 \cdot tg(\delta) \quad [2.13]$$

onde:

δ = ângulo de atrito da interface aterro-reforço;

n = inclinação do talude do aterro.

O fator de segurança em relação à ruptura interna é definido por:

$$FS = \frac{P_{disp}}{P_{aterro}} \quad [2.14]$$

Substituindo as equações (2.12) e (2.13) na equação (2.14), tem-se:

$$FS = \frac{n \cdot tg(\delta)}{K_a} \quad [2.15]$$

ALMEIDA (1996), BONAPARTE e CHRISTOPHER (1987) recomendam usar o fator de segurança, quanto à ruptura interna do aterro reforçado, igual a 2. Normalmente essa condição é satisfeita quando a estabilidade global é satisfatória.

2.1.7.3 - ESTABILIDADE GLOBAL

Análises de estabilidade de estruturas de terra, através da discretização da massa envolvida numa potencial superfície de ruptura, em fatias verticais, foram introduzidas no princípio do século XX. A determinação da superfície com o menor fator de segurança, denominada superfície crítica, é feita por meio de tentativas, calculando-se o equilíbrio de forças e/ou momentos relativos ao somatório de todas as fatias. Existem vários métodos que se diferenciam pela hipótese adotada relativa às forças entre fatias e ao equilíbrio considerado, se de forças, momentos ou os dois simultaneamente.

Os métodos desenvolvidos pelos pesquisadores FELLENIUS, BISHOP, SPENCER e MORGENSTER e PRICE são os mais difundidos na comunidade geotécnica, sendo o método de BISHOP simplificado o mais utilizado em função do menor rigor nos cálculos, como ocorre com os métodos de MORGENSTER e PRICE, além dos resultados serem bastante próximos dos métodos ditos completos.

No caso de aterros reforçados é feita a consideração da existência de uma força estabilizante atuante no reforço. Admitindo-se que o mesmo não possui rigidez à flexão, mobilizando apenas esforços de tração.

Atualmente, existem vários códigos computacionais comerciais desenvolvidos por instituições de pesquisa que facilitam, bastante, a análise de estabilidade utilizando esses métodos. No entanto é importante salientar, que o valor da força atuante no reforço é um dado de entrada, não se tendo nenhuma garantia da sua real mobilização no campo (OLIVEIRA, 2006).

Além dos métodos de equilíbrio limite, que se utilizam da discretização da massa em fatias verticais, outros pesquisadores (JEWELL, 1982, ROWE e SODERMAN, 1985a, LOW *et al.*, 1990, MYLLEVILLE e ROWE 1988; PALMEIRA, 1992), desenvolveram métodos de análise da estabilidade global de aterros reforçados, que envolve a ruptura combinada como mostra a figura 2.12(c), mas que não necessita da utilização de fatias.

A diferença entre os métodos se verifica pela forma da superfície potencial de ruptura adotada (linear, circular, espiral logarítmica, mista, etc) e pela forma como é incorporada a força estabilizadora (magnitude e orientação) mobilizada no reforço e

que contribui se contrapondo ao deslizamento. Dependendo do método, a orientação da força em relação à superfície de ruptura, pode ser horizontal, tangencial, ou intermediária das duas situações anteriores.

A força pode atuar de duas formas:

- Como força independente aumentado o momento resistente, mas sem aumentar a resistência do solo;
- Aumentando localmente a resistência do solo de fundação através de sua componente normal.

A hipótese de a força aumentar a resistência do solo de fundação é comumente utilizada para o caso de aterro reforçado por múltiplas camadas de reforço, não sendo recomendada para o caso de apenas uma camada de reforço (BONAPARTE e CRISTOPHER, 1987, ALMEIDA, 1996).

ALMEIDA (1996), baseado nos trabalhos apresentado por BONAPARTE e CRISTOPHER (1987), relata que o reforço é, em muitas vezes, instalado na direção horizontal, mas, próximo da condição de ruptura, o reforço se deforma junto com o aterro e a fundação e a orientação máxima nesta situação é o esforço no reforço atuando tangencialmente a superfície potencial de ruptura. A influência da direção no reforço no fator de segurança é mostrada na figura 2.20. Observa-se que a hipótese de orientação no reforço na direção horizontal é mais conservativa, sendo, portanto, a hipótese usualmente adotada.

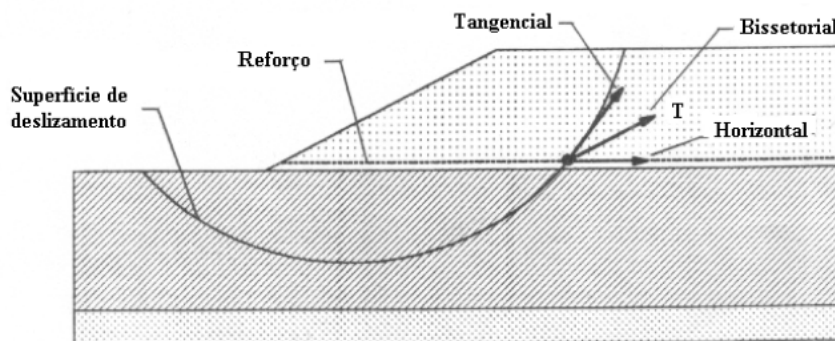


Figura 2.20 – Direção da força atuante no reforço em relação à superfície de ruptura (MORAES, 2002)

Um dos principais itens de projeto de aterros reforçados sobre solos moles é a magnitude da tensão que pode ser mobilizada no reforço de geossintético. A maioria dos métodos prevê magnitudes grandes de tensão mobilizada, no entanto, medidas de teste de campo e de laboratório indicaram que a magnitude da tensão mobilizada é pequena. Pesquisas utilizando modelagem em centrifugas geotécnica confirmam que a tensão mobilizada no reforço é da ordem do empuxo ativo do aterro. Isto pode ser atribuído a uma limitada resistência ao cisalhamento na interface aterro-reforço-fundação (PANASER, 2005).

Segundo ALMEIDA (1996), a magnitude do esforço mobilizado no reforço é função do alongamento do reforço. Esse alongamento é fortemente influenciado por fatores como:

- *Método de colação do reforço e deformações do aterro:* para reforços típicos, condições usuais de colocação destes e de deformações do aterro, as deformações no reforço não devem ser superiores a 2% (BONAPORTE e CRISTOPHER, 1987);
- *Deformação do solo de fundação durante e imediatamente após a construção do aterro:* estudos numéricos (ROWE e SODERMAN, 1985a) indicam que as deformações da fundação acarretam deformações específicas no reforço entre 1 a 9%, dependendo da altura do aterro, propriedades do solo de fundação e da interação solo-reforço;
- *Deformação do solo de fundação durante o adensamento:* admite-se que as deformações induzidas ao reforço pela deformação do solo de fundação do solo fundação durante adensamento do solo de fundação induzem deformações desprezíveis ao geotextil.

A hipótese de superfície circular, adotada normalmente em análise de estabilidade de aterros reforçados sobre solos moles, é razoável para o caso aterro assentes sobre uma fundação de grande espessura. No caso de um aterro extenso sobre uma camada de solo mole de profundidade limitada por uma camada resistente, é melhor considerar o mecanismo de blocos deslizantes (JEWELL, 1987).

Na figura 2.21 mostra-se que o reforço é mais eficiente para menores espessuras de camada de argila mole.

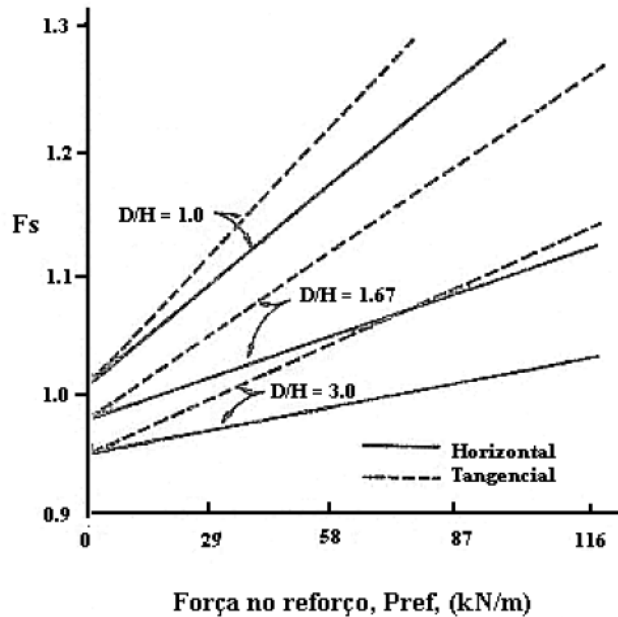


Figura 2.21 – Influência da orientação do reforço no fator de segurança (BONAPARTE e CHRISTOPHER, 1987).

A análise por equilíbrio limite admite o comportamento rígido plástico para os materiais. A análise de estabilidade é feita considerando possíveis mecanismos de colapso, calculando o equilíbrio estático dos blocos que compõem o mecanismo e determinando, através de pesquisa do mecanismo de colapso, a superfície que oferece menor fator de segurança.

A seguir, são apresentados, em ordem cronológica, alguns métodos principais de equilíbrio limite utilizados na análise com reforço.

2.1.7.3.1 - ÁBACOS DE MILLIGAN e BUSBRIDGE (1983) - SUPERFÍCIE CIRCULAR E PLANAR

Os ábacos de MILLIGAN e BUSBRIDGE (1983) mostrados na figura 2.22 para aterros com talude 2:1 e 3:1, admitem o aterro sem coesão e uma equação de equilíbrio de momentos. Assim, o fator de segurança é aplicado apenas na resistência não-drenada da fundação, mas não no ângulo de atrito interno do material do aterro.

Os ábacos dependem da relação D/H e da resistência não-drenada.

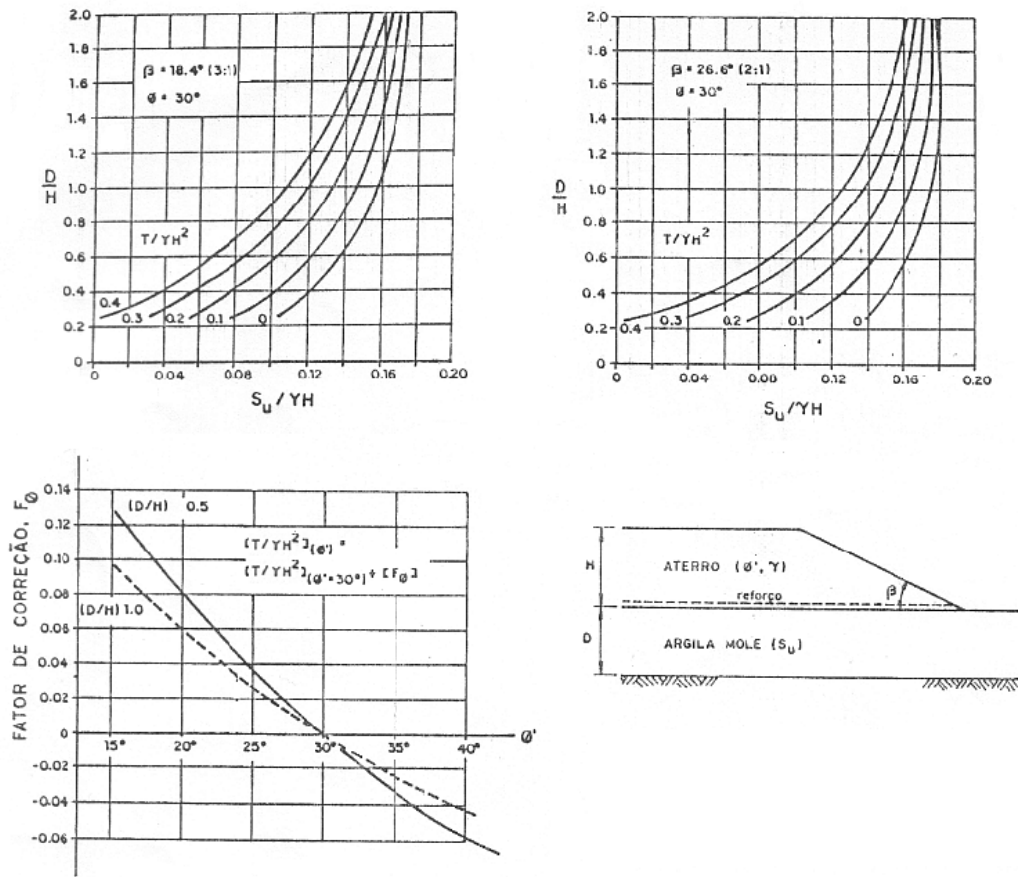


Figura 2.22– Ábacos de MILLIGAN e BUSBRIDGE (1983)

A equação de equilíbrio de momentos utilizada é dada por:

$$M_{inst} = M_s \left(\frac{S_u}{F_r} \cdot \tan(\phi) \right) + P_{ref} \cdot e \quad [2.16]$$

onde:

M_s e M_{inst} – momentos resistente e instabilizante;

P_{ref} – força mobilizada no reforço;

e – braço de alavanca da força no reforço;

F_r – fator de segurança do aterro reforçado;

ϕ – ângulo de atrito do solo;

S_u – resistência não-drenada do solo de fundação.

2.1.7.3.2 - ANÁLISE ROTACIONAL: MÉTODO MISTO DE JEWELL (1987) - SUPERFÍCIE CIRCULAR NA FUNDAÇÃO E PLANAR NO ATERRO

A figura 2.23 ilustra o método misto proposto por JEWELL (1987), para análise de estabilidade de aterros reforçados sobre solos moles, onde a superfície de ruptura circular apenas é considerada na fundação associada a uma superfície de ruptura plana no aterro. O emprego de cunhas (superfície plana de ruptura) no aterro favorece a consideração de aterros com coesão.

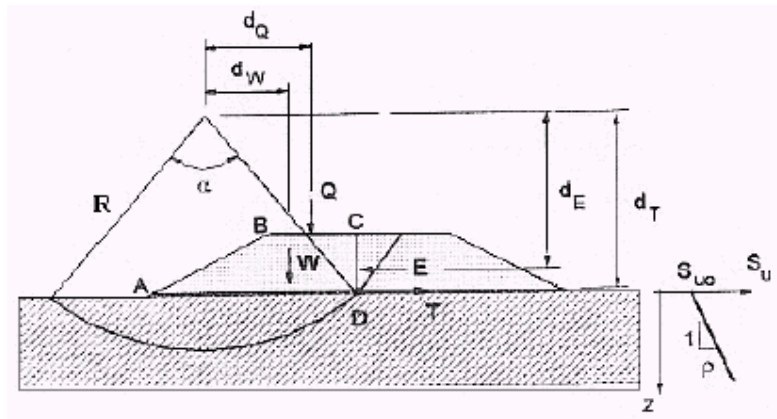


Figura 2.23 – Método misto de JEWELL (1987)

O fator de segurança do aterro reforçado (F_r) e a força no reforço (T) são calculados através das seguintes equações:

$$F_r = \frac{M_{res}}{M_{inst} - T.d_T} \quad [2.17]$$

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r}\right) \frac{M_{inst}}{d_T} \quad [2.18]$$

Para o caso da resistência não-drenada, variando linearmente com a profundidade, tem-se:

$$T = \frac{F_r (E.d_E + W.d_W + Q.d_Q) - R^2 [\alpha (S_{u0} - \rho.R.\cos(\alpha/2)) + 2.\rho.R.\sin(\alpha/2)]}{F_r.d_T} \quad [2.19]$$

onde:

M_{res} e M_{inst} – somatório dos momentos resistentes e instabilizantes proporcionados pelas forças atuantes no solo;

T – força requerida no reforço;

d_E , d_W , d_Q e d_T – braço de alavanca das forças E, W, Q e T em relação ao centro do círculo;

α - ângulo de abertura da superfície circular em radianos;

S_{u0} - resistência não-drenada da superfície de camada de solo mole;

ρ - taxa de variação da resistência não-drenada com a profundidade;

F_0 – fator de segurança do aterro não-reforçado.

O fator de segurança do aterro não-reforçado é igual a:

$$F_0 = \frac{R^2 [\alpha (S_{u0} - \rho.R.\cos(\alpha/2)) + 2.\rho.R.\sin(\alpha/2)]}{E.d_E + W.d_W + Q.d_Q} \quad [2.20]$$

Várias superfícies devem ser analisadas para a determinação do F_0 mínimo e T máximo.

2.1.7.3.3 - MÉTODO DE LESHCHINSKY (1987): SUPERFÍCIE DE RUPTURA CIRCULAR NA FUNDAÇÃO E ESPIRAL LOGARÍTMICA NO ATERRO.

LESHCHINSKY (1987) apresentou uma solução para análise de estabilidade do conjunto aterro-fundação, onde aproxima a superfície de ruptura da fundação por um arco de círculo e uma espiral logarítmica para o material do aterro (figura 2.24).

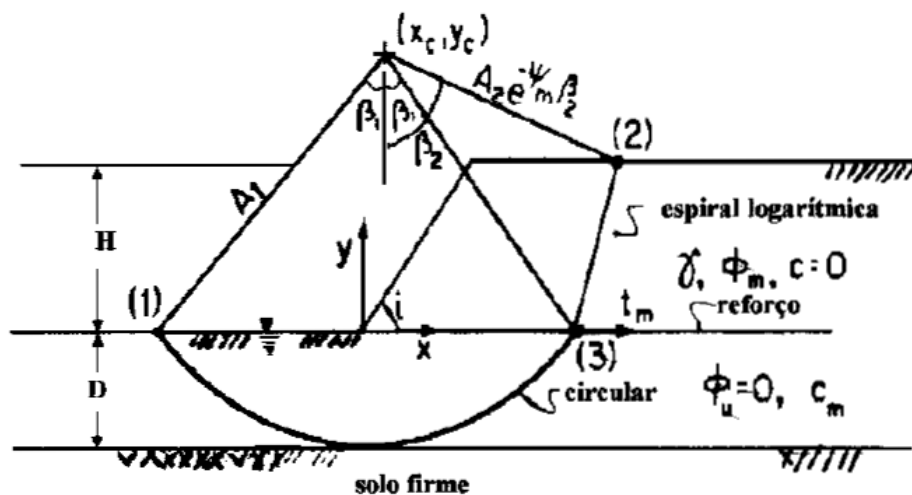


Figura 2.24-Superfície de ruptura e definições básicas utilizadas no método de LESHCHINSKY (1987)

As soluções para a capacidade de carga da fundação, para verificação da estabilidade do aterro não reforçado e para do valor do esforço no reforço necessário para se atingir um fator de segurança desejado, são apresentados sob a forma de ábacos adimensionais em função da: altura do aterro; espessura da camada de solo mole; ângulo de atrito, peso específico do material do aterro e da resistência não-drenada da fundação. Neste método não é necessária a pesquisa da superfície mais crítica.

2.1.7.3.4 - MÉTODO MYLLEVILLE e ROWE (1988)

MYLLEVILLE e ROWE (1988) propuseram um método de equilíbrio de limite que é uma versão modificada do método apresentado por JEWELL (1982). Neste método, a superfície de ruptura da fundação é representada por um arco círculo e o aterro é modelado por meio de uma pressão de sobrecarga equivalente na fundação e um empuxo de terra lateral, como ilustrado em figura 2.25.

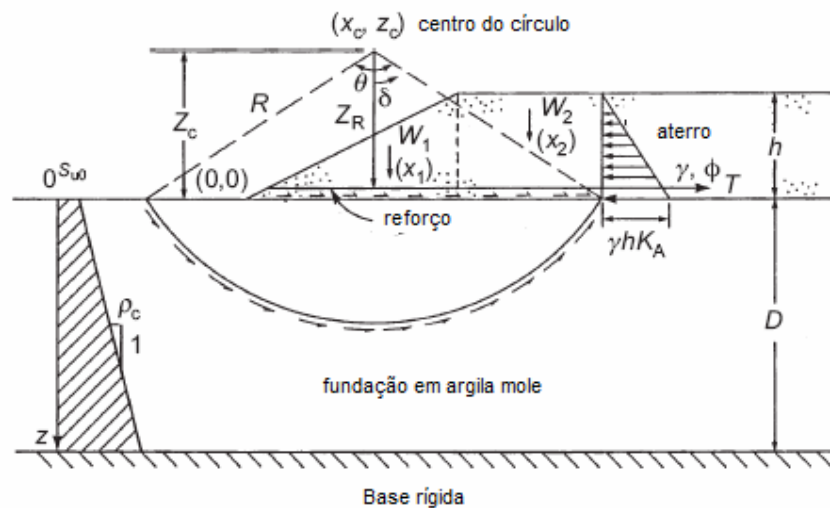


Figure 2.25. Arranjo geral de método de equilíbrio de limite por MYLLEVILLE e ROWE (1988).

O arranjo geral do problema de equilíbrio de limite considera o pé do aterro como a origem do sistema de coordenadas. A força devido ao reforço age no ponto de interseção entre a superfície de ruptura e o reforço ao longo da linha horizontal. Também é assumido que o reforço fica situado dentro do material do aterro e não diretamente no solo de fundação. O procedimento pode ser modificado para considerar o caso onde o reforço está diretamente sobre o solo de fundação.

Nos métodos de equilíbrio de limite, geralmente o equilíbrio de momento é feito em relação ao centro da superfície de ruptura considerada. Os momentos instabilizantes são compostos de dois componentes: um devido ao peso do aterro, contido dentro da superfície de ruptura (MI_{aterro}), e o outro devido a um empuxo de terra dentro do próprio aterro (MI_{emp}).

Os momentos resistentes são devidos a força no reforço (MR_{ref}) e a resistência ao cisalhamento do solo mole de fundação ao longo da superfície de ruptura considerada (MR_{fund}).

O momento resistente, devido à resistência ao cisalhamento do solo de fundação, pode ser considerado para o caso de um depósito homogêneo ($S_u = \text{constante}$) ou um depósito onde a resistência não-drenada varia com profundidade.

O fator de segurança é definido como:

$$FS = \frac{MR_{\text{fund}} + MR_{\text{ref}}}{MI_{\text{aterro}} + MI_{\text{emp}}} \quad [2.21]$$

onde:

FS - Fator de segurança (para a condição de equilíbrio limite $FS = 1$);

$MR_{\text{ref}} = Z_R \times T$ - É o momento resistente devido a força desenvolvida no reforço,

A força T no reforço é assumida como o menor dos quatros valores:

$$T = \min(T_1; T_2; T_3; T_4) \quad [2.22]$$

onde T_1, T_2, T_3, T_4 estão definidos abaixo:

T_1 = Somatório do empuxo de terra do aterro e força cisalhante na interface aterro-solo mole:

$$T_1 = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a + \delta_{su0} \left[x_c + R \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \quad [2.23]$$

onde:

δ = coeficiente de adesão de interface aterro-solo mole;

K_a = coeficiente de empuxo de terra ativo.

T_2 = capacidade de arrancamento (pull out) do reforço.

$$T_2 = 2 \int_0^{x_c + R \sin\left(\frac{\theta}{2}\right)} \sigma_N dx \quad [2.24]$$

onde:

σ_N = tensão normal que age no reforço.

T_3 = máxima força permissível contra ruptura do reforço.

T_4 = força de reforço admissível governada por ϵ_a

$$T_4 = J \epsilon_a \quad [2.25]$$

Onde J é o módulo secante de rigidez a tração do reforço no intervalo de 0 - ϵ_a .

MR_{fund} é dado por:

$$MR_{fund} = \int_{-\frac{\theta}{2}}^{\frac{\theta}{2}} S_u(z) R^2 d\delta \quad [2.26]$$

$$S_u(z) = S_{u0} + (R \cos \delta - z_c) \quad [2.27]$$

$$MR_{fund} = S_{u0} R^2 \theta - \rho_c Z_c R^2 \theta + 2 R^2 \rho_c \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad [2.28]$$

MI_{aterro} é o somatório todos os momentos instabilizantes devido ao peso do aterro aplicado à fundação. Por praticidade o aterro é subdividido em várias regiões para simplificar os cálculos. Então:

$$MI_{aterro} = W_1(x_1 - x_c) + W_2(x_2 - x_c) + \dots = \sum_1^n W_i(x_i - x_c) \quad [2.29]$$

onde:

W_i = peso devido aterro na região i , x_i = coordenada x do centro de gravidade correspondente a região i , x_c = coordenada x do centro da superfície de ruptura, z_c = coordenam z do centro da superfície de ruptura.

MI_{emp} é o momento instabilizante devido ao empuxo lateral de terra do aterro, definido como:

$$MI_{emp} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \left(z_c - \frac{h}{3} \right) \quad [2.30]$$

O método de equilíbrio de limite descrito acima pode ser programado facilmente em um programa de computação para obter mais facilmente a superfície de ruptura com menor fator de segurança. A máxima altura que um aterro pode ser construído sem que ocorra a ruptura, pode ser calculado por interações, admitindo que na altura de colapso FS=1.

2.1.7.3.5 - MÉTODO DE LOW *et al.* (1990) – SUPERFÍCIE CIRCULAR DE RUPTURA

O método de LOW *et al.* (1990) é aplicável a superfícies circulares que interceptam a plataforma do aterro, mas sem a utilização de bermas. Variações mais complexas relativas à resistência não-drenada dentro da camada de fundação são assumidas.

A figura 2.26 esquematiza superfície circular de ruptura adotada no método de LOW *et al.* (1990).

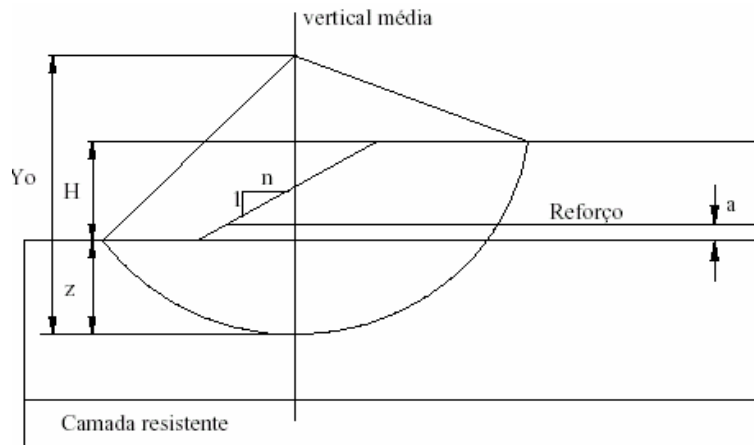


Figura 2.26 – Método de LOW *et al.* (1990)

A força no reforço contribui para a redução do momento instabilizante no cálculo do fator de segurança do aterro reforçado (F_r) que é determinado pela seguinte equação:

$$F_r = \frac{M_{res}}{M_{inst} - M_{ref}} \quad [2.31]$$

onde:

M_{res} e M_{inst} – somatório dos momentos resistentes e instabilizantes proporcionados pelas forças atuantes no solo;

M_{ref} – momento proporcionado pela força no reforço.

Considerando a força no reforço atuando na direção horizontal, M_{ref} , é igual a:

$$M_{ref} = T(Y_0 - z - a) \quad [2.32]$$

Sendo a força no reforço, T , calculada pela equação:

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r}\right) \frac{\gamma.H^2}{I_R} \quad [2.33]$$

onde:

F_0 – fator de segurança mínimo para aterro não-reforçado;

I_R – número de estabilidade, para o caso reforçado, fornecido pelo gráfico da figura 2.28 que depende da relação D/H e de n .

O fator de segurança do aterro não-reforçado é determinado pela equação:

$$F_0 = N_1 \frac{S_{ueq}}{\gamma.H} + N_2 \left(\frac{c}{\gamma.H} + \lambda.tg(\phi) \right) \quad [2.34]$$

onde:

N_1 , N_2 e λ – números de estabilidades dependentes da relação D/H e n , obtidos dos gráficos da figura 2.29;

S_{ueq} – resistência não-drenada equivalente do solo mole de fundação;

γ – peso específico do material do aterro;

c e ϕ – parâmetros de resistência do material do aterro.

sendo:

$$S_{ueq} = 0,35S'_{u0} + 0,65S_{uz} + 0,35 \left(\frac{zc}{z} \right)^{1,1} \Delta S'_{u0} \quad [2.35]$$

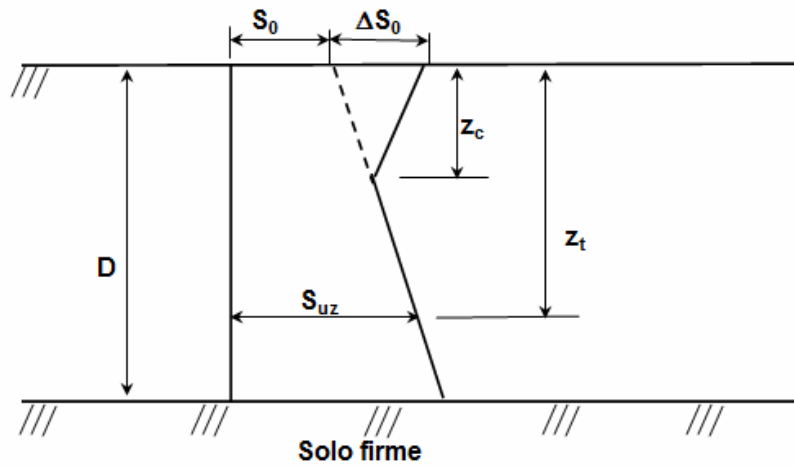


Figura 2.27- cálculo do S_{ueq} do solo de fundação (modificado de LOW, *et al.*, 1990)

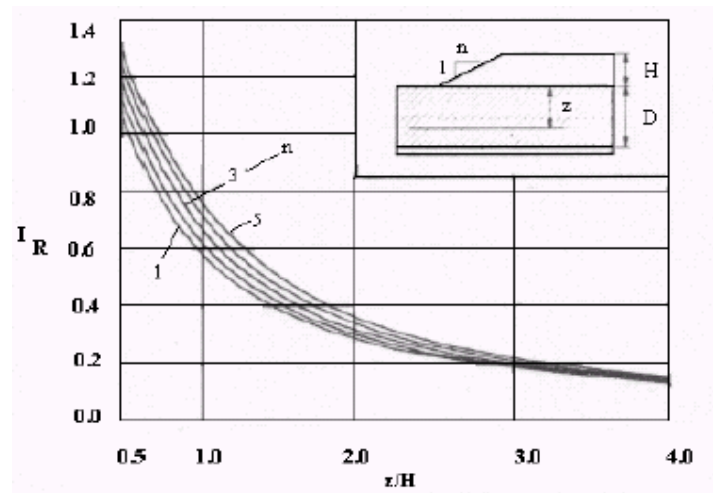


Figura 2.28 – Número de estabilidade para aterro reforçado (LOW *et al.*, 1990).

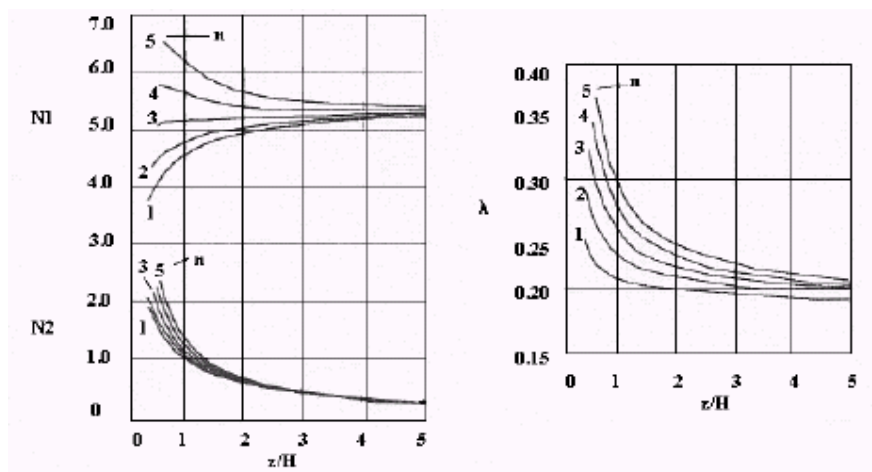


Figura 2.29 – Números de estabilidade para aterro não-reforçado (LOW *et al.*, 1990).

Repeti-se o cálculo, considerando várias profundidades diferentes para a determinação do valor de F_0 , mínimo e, conseqüentemente, o valor de T , máximo. O raio do círculo crítico tangente à horizontal na profundidade z , para o caso sem reforço, é calculado por:

$$R_0 = \left[0,1303 \frac{n^2 + 1}{\left(\frac{z}{H} + 0,5 \right)} + 0,15638 \left(\frac{z}{H} + 0,5 \right) \right] H, \text{ (com } R_0 \geq z+H) \quad [2.36]$$

sendo:

R_0 - raio do círculo tangente à horizontal na profundidade z ;

n - inclinação do talude do aterro;

z - profundidade considerada; e

H - altura do aterro.

O conhecimento do valor de T permite a escolha do tipo de reforço geossintético dentro de margens de segurança apropriadas.

O raio do círculo crítico, tangente à horizontal na profundidade z , para o caso reforçado, pode ser calculado por:

$$R_r = \left[\frac{3,128 \left(a - \frac{z}{H} \frac{T}{\gamma H^2} \right)}{\left(\frac{z}{H} + 0,5 - \frac{T}{\gamma H^2} \right)} \right] H, \text{ (com } R_0 \geq z+H) \quad [2.37]$$

onde:

$$a = \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H} + 0,50 \right)^2 + \frac{(n^2 + 1)}{24} \quad [2.38]$$

Observa-se que para atender as hipóteses adotadas pelo método, a base do aterro de seção trapezoidal (mais tradicionalmente utilizada) deverá ter largura infinita para que as superfícies de ruptura circular de deslizamento interceptem a superfície do aterro dentro da sua plataforma.

Em função do porte do aterro e dos geossintéticos disponíveis para utilização, é viável empregar mais de uma camada de reforço: uma camada na interface aterro/solo mole

e outras camadas imediatamente acima, entremeadas por camadas de aterro compactado.

Muitas vezes o reforço, em camada única, é colocado no aterro, logo acima da interface aterro-fundação, sobre uma camada drenante, por exemplo. Quando isso acontece ou quando se tem mais de uma camada de reforço junto à base, faz-se necessário corrigir o valor de T obtido pela equação [2.33], devido ao deslocamento da força resultante, através da expressão:

$$T_{cor} = \frac{d_T}{d'_T} T \quad [2.39]$$

onde:

d_T - é o valor do braço de alavanca do reforço em camada única na base do aterro, em relação ao centro do círculo ($= R_T - z$);

d'_T - o braço de alavanca da força no reforço ou da resultante dos esforços de tração nas camadas de reforço, em relação ao centro do círculo; e

T_{cor} - o valor de T corrigido, devido à diferença dos braços de alavanca.

A equação [2.39] não deve ser utilizada em situações em que as camadas de reforço estejam distribuídas ao longo da altura do aterro, apenas quando houver concentração de poucas camadas junto à base do aterro (em geral duas ou três).

2.1.7.3.6 - MÉTODO DE PALMEIRA (1992) - SUPERFÍCIE CIRCULAR NA FUNDAÇÃO E PLANAR NO ATERRO.

PALMEIRA (1992) apresentou uma abordagem semelhante à JEWELL (1987), de análise de estabilidade de um aterro sobre solo mole (figura 2.30).

Palmeira (1992) admitiu superfície de ruptura circular no trecho da fundação e substituiu as fatias da zona de ruptura do aterro, por empuxo de terra sobre o restante do maciço. A contribuição do reforço contra a ruptura advém do esforço de tração mobilizada no mesmo.

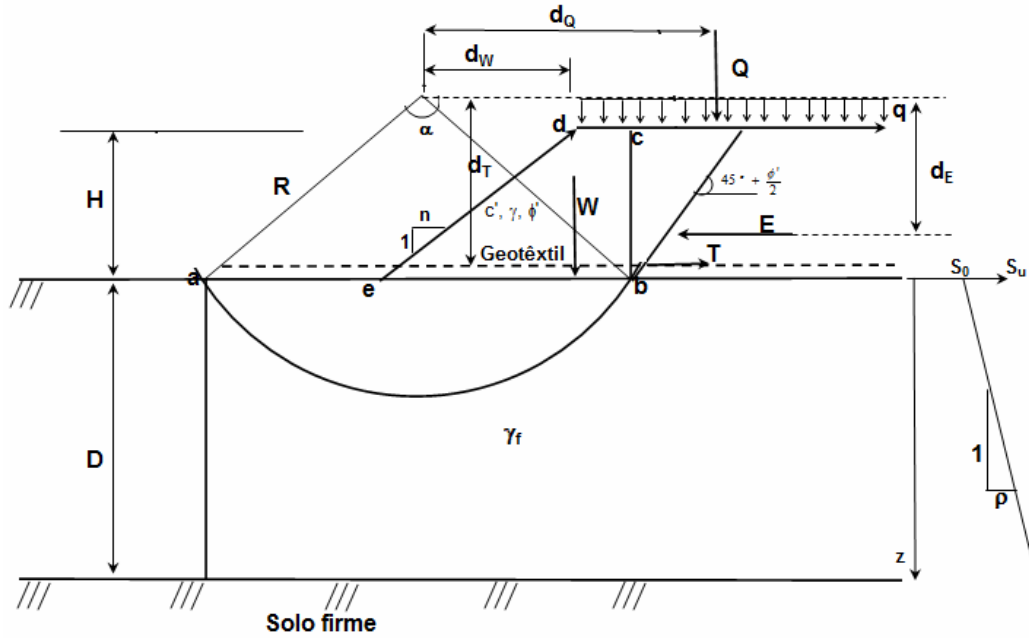


Figura 2.30 - Esforços envolvidos na análise de estabilidade (PALMEIRA, 1992)

O fator de segurança global é dado por:

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad [2.40]$$

onde:

$\sum M_r$ - somatório dos momentos em relação ao centro do círculo da força que resistem ao deslizamento;

$\sum M_a$ - somatório dos momentos em relação ao centro do círculo da força que conduzem ao deslizamento

Equacionando os esforços apresentados na figura 2.30, obtém-se para o aterro sem reforço:

$$F_{0r} = \frac{S_u R^2 \alpha}{E d_E + W d_W + Q d_Q} \quad [2.41]$$

onde:

F_{0r} - fator de segurança do aterro não-reforçado;

d_E , d_W , d_Q e d_T – braço de alavanca das forças E, W, Q e T em relação ao centro do círculo;

R-raio do círculo considerado;

α - ângulo de abertura da superfície circular em radianos;

S_u - resistência não-drenada da camada de solo mole.

Obtêm-se o empuxo de terra, E , no aterro, através de teorias de empuxo tradicional, Rankine, por exemplo.

Substituindo o valor de M_r e M_a para uma camada de argila mole com resistência não-drenada variando com a profundidade na equação [2.40] chegamos à expressão [2.20] apresentada por JEWELL (1987).

Por tentativas, procura-se a superfície crítica para o aterro reforçado que forneça o maior valor de T . A este valor de T máximo, aplica-se um fator de segurança para o dimensionamento do geossintético a se utilizar a seguinte forma:

$$T_T = F_T T \quad [2.42]$$

onde:

T_T = resistência de tração mínima que o reforço deve apresentar;

F_T = fator de segurança contra a ruptura do reforço (incluindo resistência a tração e esforços de instalação). Usa-se comumente o valor de $F_T \geq 1,50$ dependendo do tipo de obra e das características dos elementos de reforço.

Podem ocorrer casos em que o centro do círculo crítico se localiza abaixo da plataforma do aterro, provocando superfícies irreais de deslizamentos. PALMEIRA (1992) sugere nesses casos a utilização de metodologias de análise de estabilidade mais sofisticadas, o que não implica, necessariamente, que o problema deixará de ocorrer.

2.1.7.3.7 - MÉTODO DE KANIRAJ (1994, 1996a e 1996b) – SUPERFÍCIE CIRCULAR

A figura 2.31 abaixo mostra a geometria e superfície de ruptura adotada no método de KANIRAJ (1994).

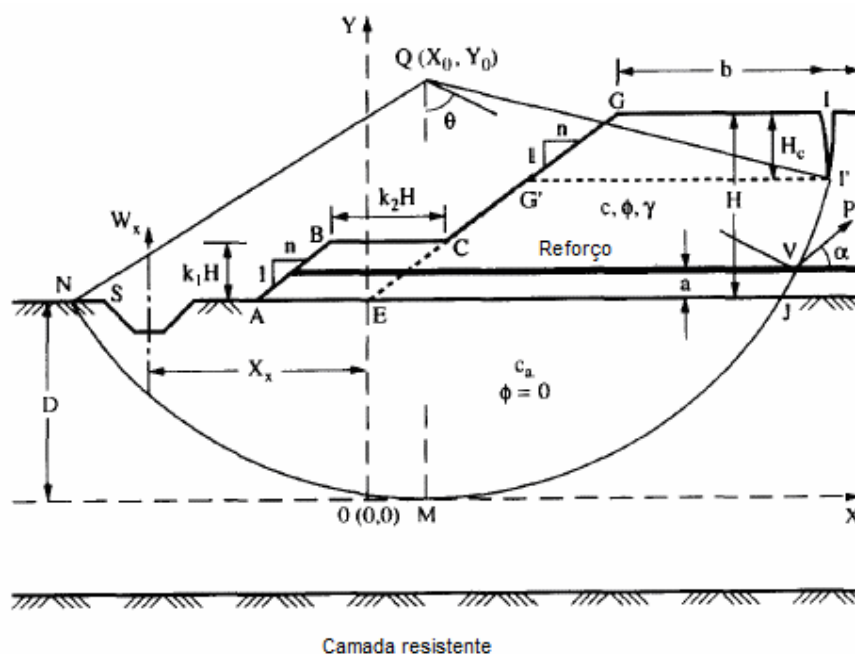


Figura 2.31 – Método de KANIRAJ (1994, 1996a e 1996b)

KANIRAJ (1994) considera uma geometria do aterro um pouco mais complexa, admitindo a presença de bermas de equilíbrio, valas e zonas trincadas no aterro. A análise também é feita para quatro diferentes orientações da força no reforço além da horizontal (tangente, bissetriz e intermediária entre estas duas situações).

O fator de segurança é definido como:

$$F_r = \frac{M_{res}}{M_{inst}} \quad [2.43]$$

O momento resistente, M_{res} , é definido, considerando o somatório dos momentos proporcionados pelas forças resistentes que atuam:

- ✓ No solo de fundação, ao longo da superfície NMJ, (M_{rf});
- ✓ No solo de aterro, ao longo da superfície JI', (M_{ra});
- ✓ No reforço, (M_{rr}).

Definido como:

$$M_{res} = M_{rf} + M_{ra} + M_{rr} \quad [2.44]$$

O momento instabilizante, M_{inst} , é definido pelo somatório de quatro parcelas formado pelos momentos ocasionados pelas massas: de solo EG'I'J, (M_{ia}), e G'GII', (M_{it}), no aterro; ABCE na berma, (M_{ib}); no canal, (M_{ic}); como:

$$M_{inst} = M_{ia} + M_{it} + M_{ib} + M_{ic} \quad [2.45]$$

LOW (1989) definiu a equação para o momento M_{rf} . Em KANIRAJ (1994) se encontra as outras expressões para os momentos resistentes e instabilizantes.

A força no reforço necessária para manter o equilíbrio é expressa por:

$$T = \frac{M_{inst} \cdot F_r - M_{rf} - M_{ra}}{L_a} \quad [2.46]$$

A tabela 2.2, apresenta as expressões obtidas por KANIRAJ (1994, 1996a e 1996b) para o braço de alavanca, L_a , para a força agindo em diferentes direções α . O cálculo da força no reforço deve ser feito para várias profundidades.

Tabela 2.2 – Expressões para o braço L_a da alavanca em função do ângulo α

Direção da força (α)	Braço de alavanca (L_a)
$\alpha = 0$	$L_a = Y_0 - D - a$
$\alpha = \frac{\theta}{4}$	$L_a = Y_0(2M - 1)\sqrt{\frac{1+M}{2}}$
$\alpha = \frac{\theta}{2}$	$L_a = Y_0 \cdot M$
$\alpha = \frac{3\theta}{4}$	$L_a = Y_0\sqrt{\frac{1+M}{2}}$
$\alpha = \theta$	$L_a = Y_0$

sendo:

$$M = \sqrt{\frac{1 - (D + a)}{2Y_0}} \quad [2.47]$$

Algumas condições devem ser verificadas nas análises do método de KANIRAJ (1994 , 1996a e 1996b):

- ✓ O centro do círculo deve estar localizado acima, ou, no nível, da base da zona trincada;
- ✓ A berma e a escavação devem estar dentro da região definida pela superfície circular de ruptura;
- ✓ A extremidade direita do círculo, ponto I', deve estar localizada abaixo da crista do aterro e não abaixo das outras extremidades da superfície.

2.1.7.3.8 - MÉTODO DE JEWELL (1996) – SOLUÇÃO ANALÍTICA

Na figura 2.32 apresenta-se o desenvolvimento do método analítico de JEWELL (1996).

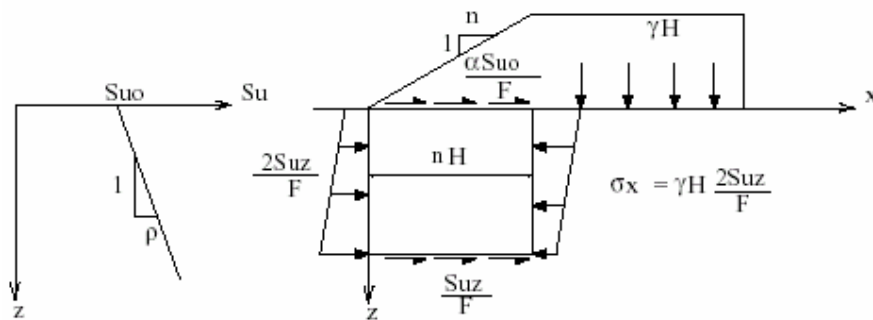


Figura 2.32 - Método de JEWELL (1996): solução analítica

Solução analítica, proposta por JEWEL (1996), para cálculos dos fatores de segurança e da força requerida no reforço em aterro sobre solos moles com:

- Resistência não-drenada constante e profundidade limitada

$$F_0 = \frac{S_u}{\gamma H} \left(\frac{8D + 2nH}{2D + K_a H} \right) \quad [2.48]$$

$$F_r = \frac{S_u}{\gamma H} \left(4 + (\alpha + 1) \frac{nH}{D} \right) \quad [2.49]$$

$$T = \gamma H^2 \left(\frac{\alpha n D}{4D + (\alpha + 1)nH} + \frac{K_a}{2} \right) \quad [2.50]$$

- Resistência não-drenada crescente com a profundidade

$$F_0 \text{ ou } F_r = \frac{S_{u0}}{\gamma H} \left[4 + \frac{\rho \cdot n \cdot H}{S_{u0}} + 2 \left(\frac{2(\alpha + 1) \rho \cdot n \cdot H}{S_{u0}} \right)^{0,5} \right] \quad [2.51]$$

$$T = \gamma H^2 \left(\frac{\alpha \cdot n \cdot S_{u0}}{F_r \gamma H} + \frac{K_a}{2} \right) \quad [2.52]$$

Em aterro não-reforçado, α e F_0 são calculados, de forma iterativa, pela equação:

$$\alpha = - \frac{K_a \cdot F_0 \cdot \gamma \cdot H_0}{2 \cdot n \cdot S_{u0}} \quad [2.53]$$

Para aterro reforçado: $0 < \alpha \leq 1$

Essas expressões são sugeridas para a condição:

$$\frac{F_r \cdot \gamma \cdot H}{S_u} \geq 6 \quad [2.54]$$

onde:

F_0 – fator de segurança do aterro não-reforçado;

F_r – fator de segurança do aterro reforçado;

T – força requerida no reforço;

S_u – resistência não-drenada do solo de fundação;

S_{u0} – resistência não-drenada do solo de fundação na superfície;

K_a – coeficiente de empuxo ativo de Rankine do solo de aterro;

ρ – razão do aumento da resistência não-drenada com a profundidade;

α – razão entre a tensão cisalhante mobilizada e a resistência não-drenada na superfície do solo de fundação.

Sendo: $\alpha \cong 1$, para aterro reforçado e $\alpha \cong -0,7$ a $-0,5$, para aterro não-reforçado (PALMEIRA *et al.*, 1998).

2.1.7.3.9- MÉTODO ANALÍTICO de EHRLICH (2001)

EHRLICH (2001) propõe um método analítico para a determinação do fator de segurança e da força máxima de tração atuante no reforço.

MORAES (2002) apresenta o desenvolvimento do método proposto por EHRLICH (2001).

O método apresenta o mecanismo de colapso, de forma simplificada, utilizando o modelo rígido-plástico associado ao método das cunhas. A partir da definição da superfície de ruptura, verifica-se o equilíbrio estático dos blocos que compõem o mecanismo, calculando-se, assim, o fator de segurança.

2.1.7.3.9.1 - ATERROS NÃO-REFORÇADOS

A figura 2.33 mostra o mecanismo de colapso de um aterro não-reforçado que obedece a seguinte relação:

$$D \geq \frac{H}{n} \quad [2.55]$$

sendo:

D – profundidade da camada do solo de fundação;

H – altura do aterro;

n – inclinação do talude do aterro.

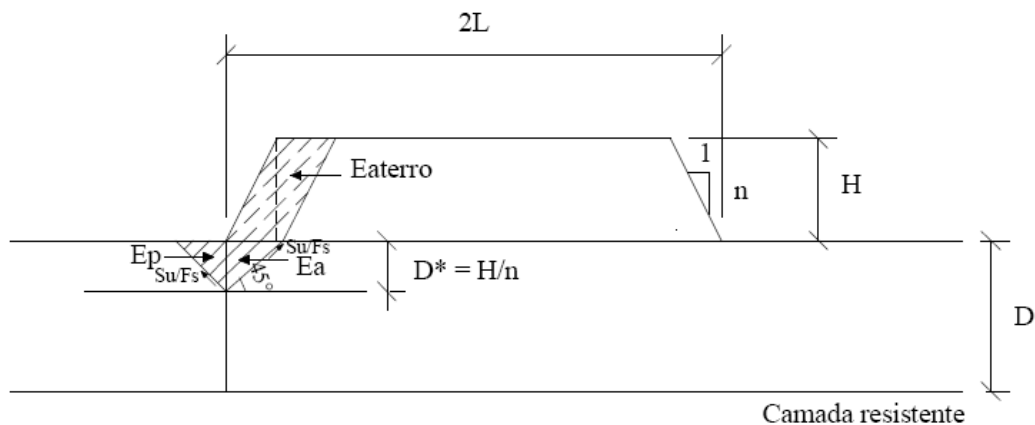


Figura 2.33 – Mecanismo de colapso do aterro não-reforçado em que $D \geq H/n$ (MORAES, 2002).

Do equilíbrio das forças atuantes nos blocos, obtém-se:

$$E_p = E_a + E_{aterro} \quad [2.56]$$

onde:

E_p e E_a são, respectivamente, o empuxo passivo e o empuxo ativo atuantes na fundação;

E_{aterro} é o empuxo ativo de Rankine atuante no aterro.

Estes fatores são dados pelas seguintes equações:

$$E_p = \frac{\gamma_f}{2} D^{*2} + 2 \frac{S_u}{F_s} D^* \quad [2.57]$$

$$E_a = \frac{\gamma_f}{2} D^{*2} - 2 \frac{S_u}{F_s} D^* + \gamma_a \cdot H \cdot D^* \quad [2.58]$$

$$E_{\text{aterro}} = \frac{\gamma_a H^{*2}}{2} K_a \quad [2.59]$$

$$H^* = H - \frac{2c}{\gamma_a} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad [2.60]$$

onde:

γ_f – peso específico do solo de fundação;

D – profundidade da camada do solo de fundação;

D^* – profundidade da superfície de ruptura;

S_u – resistência não-drenada do solo mole de fundação;

γ_a – peso específico do solo do aterro;

H – altura do aterro;

H^* – altura do aterro desconsiderando a zona de tração;

ϕ – ângulo de atrito interno do solo do aterro;

c – coesão do solo do aterro;

K_a – coeficiente do empuxo ativo de Rankine (correspondente ao aterro);

F_s – fator de segurança.

Substituindo as equações [2.57], [2.58], [2.59] em [2.56], tem-se:

$$F_s = \frac{4 \cdot S_u}{\gamma_a \cdot H} \left(\frac{D^*}{D^* + \frac{H^{*2} \cdot K_a}{2H}} \right) \quad [2.61]$$

Considerando $D^* = H/n$ e substituindo na equação [2.61], o fator de segurança é definido por:

$$F_s = \frac{4.S_u}{\gamma_a.H} \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{H^*}{H} \right)^2 \frac{n.K_a}{2}} \right) \quad [2.62]$$

A figura 2.34 mostra o mecanismo de colapso, para o caso de um aterro não-reforçado com talude pouco íngreme ou sobre uma camada mole pouco espessa, obedecendo à seguinte relação:

$$D < \frac{H}{n} \quad [2.63]$$

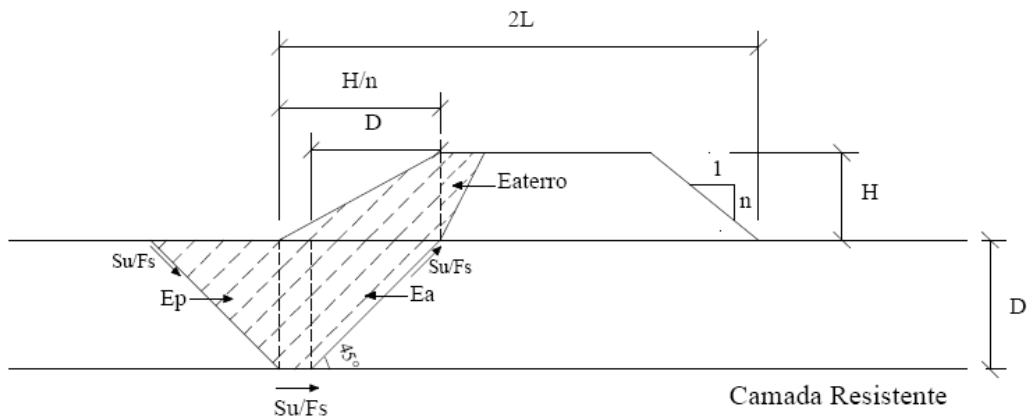


Figura 2.34 – Mecanismo de colapso para aterro não-reforçado em que $D < H/n$ (MORAES, 2002)

Do equilíbrio das forças atuantes nos blocos e substituindo os fatores, explicitados anteriormente, obtém-se as seguintes equações:

$$E_p + \frac{S_u}{F_s} \left(\frac{H}{n} - D \right) = E_a + E_{aterro} \quad [2.64]$$

O fator de segurança é dado por:

$$F_s = \frac{S_u}{\gamma_a.H} \left(\frac{3.D + \frac{H}{n}}{D + \frac{H^{*2}.K_a}{2H}} \right) \quad [2.65]$$

2.1.7.3.9.2 - ATERROS REFORÇADOS

2.1.7.3.9.2.1 - REFORÇO INTEGRAL DA BASE DO ATERRO

A configuração do mecanismo de colapso que pode ocorrer em aterros reforçados é apresentada na figura 2.35. As hipóteses de ruptura ou arrancamento do reforço não é considerada.

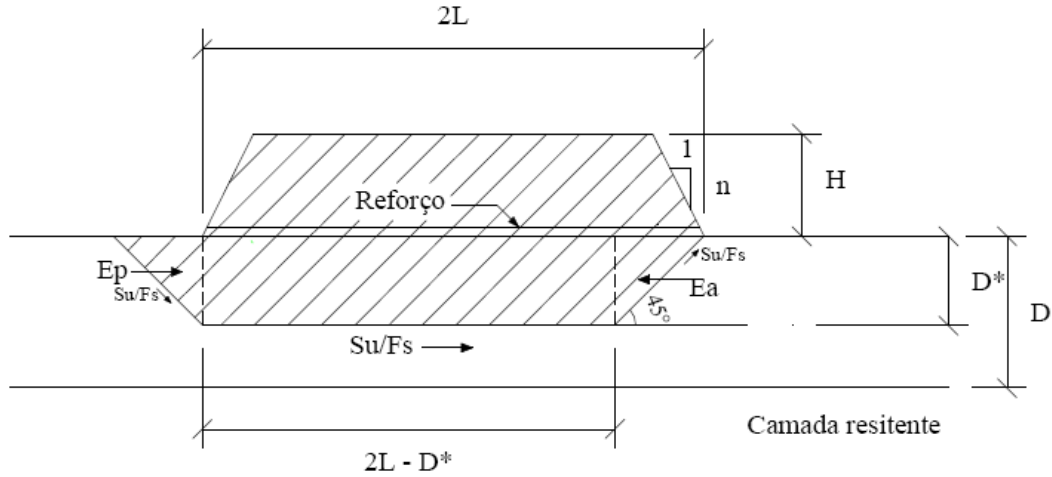


Figura 2.35 – Mecanismo de colapso de um aterro reforçado integralmente (MORAES, 2002)

Do equilíbrio das forças atuantes nos blocos, tem-se:

$$E_p + \frac{S_u}{F_s}(2L - D^*) = E_a \quad [2.66]$$

Substituindo-se, na expressão [2.66], as equações [2.57] e [2.58], tem-se:

$$F_s = \frac{S_u}{\gamma_a \cdot H} \left(3 + \frac{2L}{D^*} \right) \quad [2.67]$$

sendo que:

$$se \begin{cases} \frac{2L}{D} \geq 1; D^* = D \\ \frac{2L}{D} < 1; D^* = 2L \end{cases}$$

A força de tração máxima atuante no reforço é dada por:

$$T_{\max} = E_{\text{aterro}} + \frac{S_u}{F_s} L_{\max} \quad [2.68]$$

onde:

$L_{\text{máx}}$ corresponde a distância do pé do talude ao ponto para o qual a força de tração mobilizada no reforço é máxima. E_{aterro} pode ser obtido pela equação [2.47], desde que o reforço permita deformações horizontais suficientes para mobilizar o estado ativo no aterro.

No caso de reforços muito rígidos, ter-se-ão deformações horizontais nulas no aterro (estado no repouso), devendo-se, então, utilizar a expressão a seguir:

$$E_{\text{aterro}} = \frac{\gamma_a H^2}{2} K_0 \quad [2.69]$$

2.1.7.3.9.2.2 - REFORÇO PARCIAL DA BASE DO ATERRO

A figura 2.36, representa o mecanismo de colapso de um aterro reforçado parcialmente.

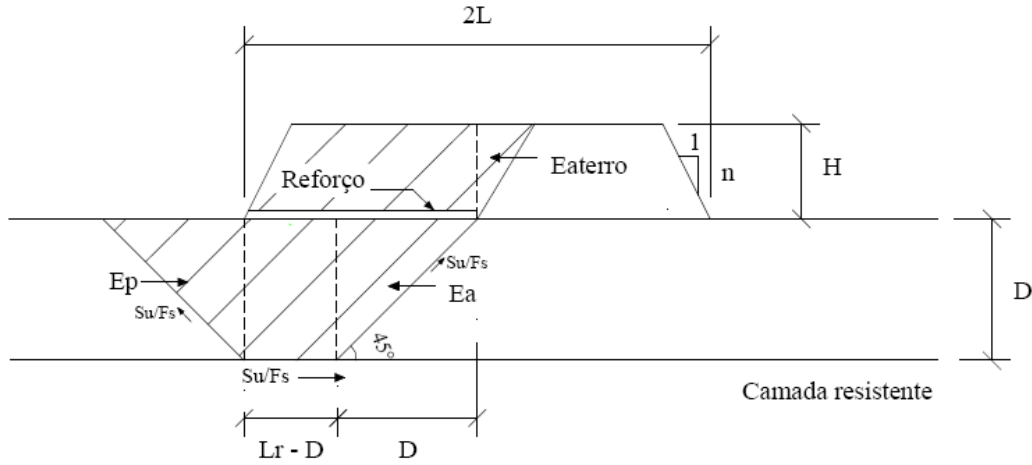


Figura 2.36 – Mecanismo de colapso de um aterro reforçado parcialmente (MORAES, 2002)

Do equilíbrio das forças atuantes temos:

$$E_p + \frac{S_u}{F_s} (L_R - D) = E_a + E_{\text{aterro}} \quad [2.70]$$

Substituindo-se as equações [2.57], [2.58] e [2.59] em [2.70], obtém-se o fator de segurança que é expresso por:

$$F_s = \frac{S_u}{\gamma_a \cdot H} \left(\frac{3 + \frac{L_R}{D}}{1 + \frac{H^{*2} \cdot K_a}{2HD}} \right) \quad [2.71]$$

A força de tração máxima mobilizada no reforço parcial é calculada equação [2.68] conforme explicitado anteriormente.

2.1.8 - CONSIDERAÇÕES SOBRE DEFORMAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.

Obviamente que a ruptura de uma estrutura marca o fim de sua vida, no entanto, existe outro estado limite que merece grande atenção. É o estado limite de utilização da estrutura que marca o fim de sua vida útil, pelo fato que a mesma passa a não mais atender a função para qual foi projetada, muito embora não esteja próximo fracasso. Os métodos de equilíbrio limite não fornecem nenhuma informação sobre deformação dos materiais envolvidos nas análises de estabilidade. A adoção da magnitude da força depende da experiência do projetista ou da utilização de métodos mais sofisticados de análises como Método de Elementos Finitos para sua determinação.

Na maioria dos métodos de equilíbrio limite se admite que a tensão no reforço de geossintético calculada e igual à tensão última de tração. Segundo HINCHBERGER e ROWE (2003) a utilização da tensão última elástica do reforço de geossintético pode conduzir a superestimação do fator de segurança visto que aterros sobre solos muito compressíveis podem romper por deslocamentos excessivos muito antes de ocorrer à ruptura do reforço.

2.1.8.1 - MÉTODO DE ROWE e SODERMAN (1985a)

ROWE e SODERMAN (1985a) propuseram um método de cálculo de estabilidade, no curto prazo, de aterros reforçados construído sobre um depósito uniforme de solo mole. O método proposto tenta assegurar o estado limite de utilização do aterro, limitando a máxima força elástica permissível no reforço. Baseado no estudo extenso de aterros não reforçados e reforçados em solos moles utilizando o método de elementos finitos, eles propuseram, para o modelo adotado (figura 2.37), calcular a magnitude da deformação compatível permissível, que depende da rigidez não-drenada da fundação, E_u , geometria do aterro, B , profundidade do subsolo, D , e a

altura crítica do aterro não reforçado, H_c .

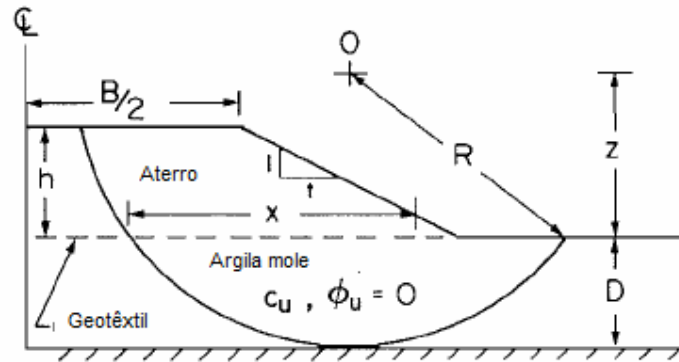


Figura 2.37 - Seção adotada nas análises de elementos finitos (modificado de ROWE e SODERMAN, 1985a).

ROWE e SODERMAN (1985a) incluíram o efeito da interação solo-reforço nas análises de equilíbrio limite, admitindo uma deformação compatível permissível, ε_a , para o reforço em função do parâmetro adimensional, Ω , proposto com base em estudos de aterros não-reforçado e reforçado sobre argila mole, usando o método de elementos finitos. A figura 2.38 mostra o gráfico desenvolvido por ROWE e SODERMAR (1985a) para análise de estabilidade.

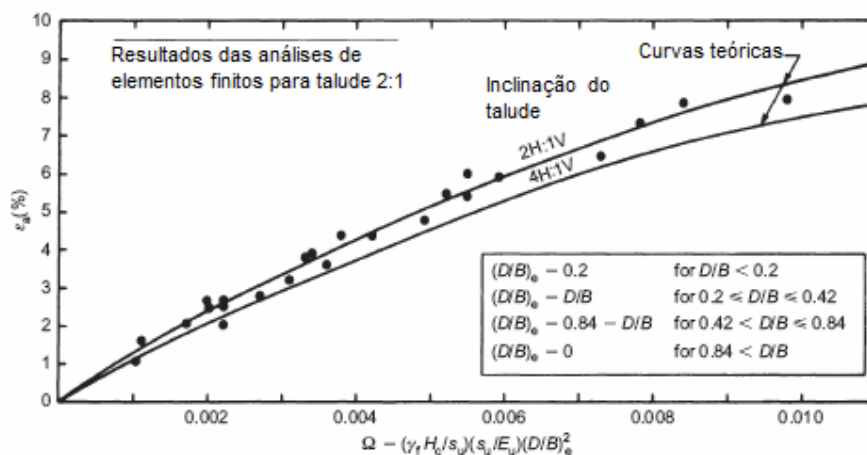


Figura 2.38- Deformação compatível permissível, ε_a , versus parâmetro adimensional, Ω (ROWE e SODERMAN, 1985a)

A vantagem deste método é que mantém a simplicidade das técnicas de equilíbrio de limite e ainda incorpora os efeitos de interação de solo-geossintético.

2.1.9- CONSIDERAÇÕES SOBRE DIMENSIONAMENTO DE GEOGRELHAS

A análise de estabilidade de aterros reforçados sobre solos moles é normalmente realizada através dos métodos de equilíbrio limite apresentados no presente capítulo. Busca-se definir a tração requerida (T_{req}) do geossintético para elevar o fator de segurança ao um valor desejado. O valor da tração requerida é então comparado à tração disponível (T_a) sendo necessário, para que um determinado geossintético seja adotado, satisfazer a seguinte condição:

$$T_a \geq T_{req} \quad [2.72]$$

A resistência disponível é obtida considerando a perda de capacidade resistiva devido aos seguintes fatores:

- ✓ Fluência: deformação lenta função da carga permanente a qual fica sujeita o geossintético;
- ✓ Danos mecânicos de instalação: função das condições de manuseio no campo e execução da instalação do geossintético, compactação do solo do aterro etc.
- ✓ Danos químicos e ambientais: função da composição química do solo e das condições de exposição do geossintético a substâncias químicas e raios UV.
- ✓ Outros, de acordo com situações específicas.

A resistência à tração disponível é obtida aplicando-se fatores de redução parciais referente a cada um dos fatores descritos acima da seguinte forma:

$$T_a = \frac{T_{max}}{f_{cr} \cdot f_{mr} \cdot f_a \cdot f_m} \quad [2.73]$$

onde:

$f_{cr} = \frac{T_{max}}{T_{ref}}$: fator de redução parcial para fluência à tração;

f_{mr} : fator de redução parcial para danos mecânicos de instalação;

f_a : fator de redução parcial para danos químicos e ambientais;

f_m : fator de redução parcial para incertezas estatísticas na determinação da resistência do geossintético.

O valor de T_{max} é a máxima resistência a tração sob solicitação rápida em laboratório.

Geogrelhas são geossintéticos desenvolvidos para desempenharem a função de reforço. O reforço da base de aterros sobre solos moles é uma das suas aplicações.

As geogrelhas são produzidas a partir de materiais poliméricos. Esses materiais são muito susceptíveis ao fenômeno da fluência. A fluência é a deformação gradual do material, ao longo tempo, quando solicitado por uma carga de tração permanente. As geogrelhas podem ser produzidas a partir de diversos polímeros, cada polímero apresenta um grau diferenciado de susceptibilidade ao fenômeno da fluência. O tipo de polímero influencia na fluência, mas a fluência de um material geossintético é também função de outros agentes como, carga de tração aplicada, temperatura e o processo de fabricação. Em função desse fenômeno, observa-se uma perda gradual da capacidade resistiva da geogrelha podendo ocorrer ruptura, após determinado prazo, estando a geogrelha solicitada por uma carga menor do que T_{max} . A velocidade do processo é função da proximidade da tensão máxima.

Isócronas são curvas de resistência *versus* deformação para cada período de carregamento contínuo, obtidas através de ensaios normalizados de fluência.

Nas figuras 2.39 apresentam-se as curvas isócronas para uma geogrelha de filamentos de poliéster de alta tenacidade e outra de polipropileno.

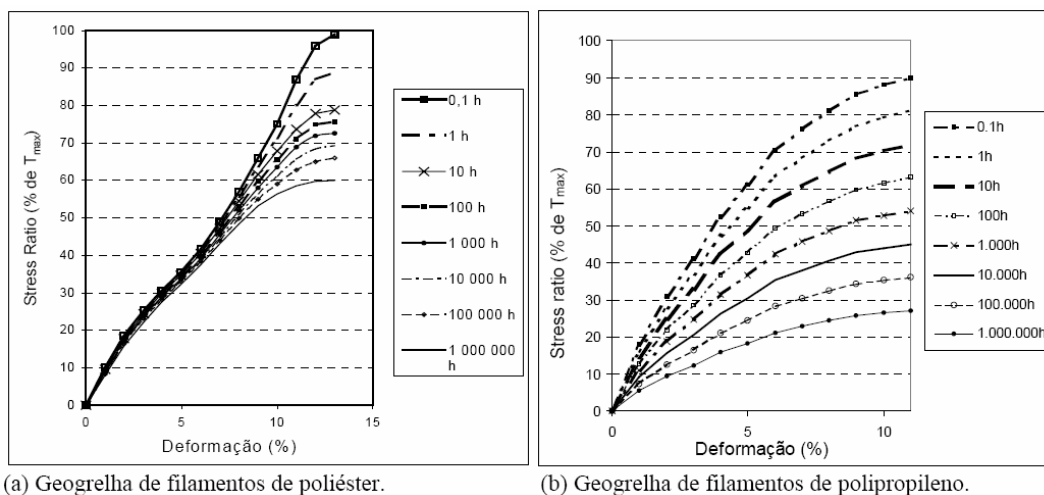


Figura 2.39 – Curvas isócronas de geogrelhas (SILVA, 2003).

Considerando os tempos para ocorrer à ruptura (figura 2.39(a) e (b)) e os respectivos percentuais de T_{max} , tem-se a curva de referência que permite prever a resistência de tração de referência, T_{ref} , do geossintético a cada momento, ao longo da vida útil da obra, conforme ilustrado na figura 2.40.

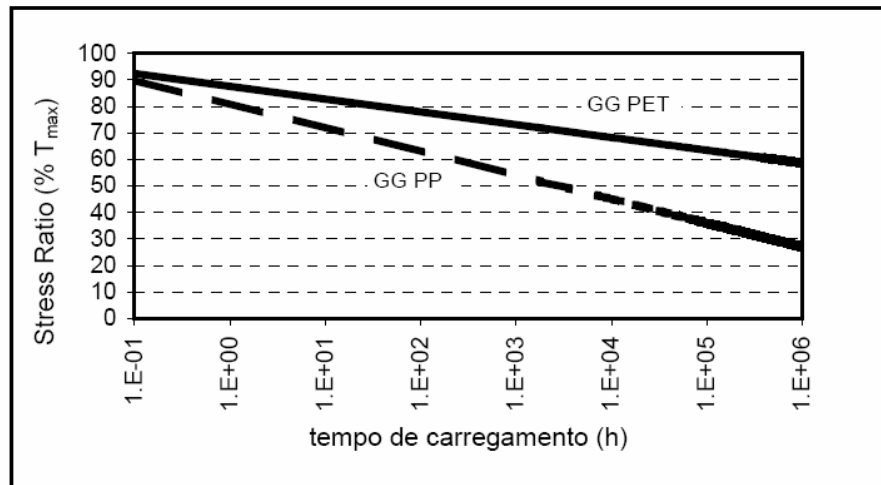


Figura 2.40 – Curva de referência para as geogrelhas de poliéster (GG PET) e prolipileno (GG PP) (SILVA, 2003).

As deformações da geogrelha devem ser limitadas de forma a se compatibilizarem com as deformações do solo, evitando deformações excessivas do aterro. Nesse caso, além da resistência à tração (T), o módulo de rigidez (J) deve ser também especificado. O módulo de rigidez à tração requerida pelo reforço é dado por:

$$J_{\varepsilon} = \frac{T}{\varepsilon_{adm}} \quad [2.74]$$

Onde ε_{adm} é a deformação admissível no elemento de reforço e variam tipicamente de 3 a 10%.

No dimensionamento de geogrelhas além da resistência máxima a tração é necessária definir os parâmetros de interação solo-reforço.

O ensaio de arrancamento foi desenvolvido para avaliar o comportamento de inclusões embutidas em solo, quando solicitadas por uma força de tração que possam levá-las à perda de aderência com o solo circundante. É considerado o ensaio mais

apropriado ao estudo da interação solo–geogrelha, pois considera as parcelas de atrito de superfície e resistência passiva que este tipo de inclusão proporciona.

Segundo Teixeira (2003) a capacidade da geogrelha resistir ao arrancamento é comumente calculada pela expressão empírica:

$$T = 2 \cdot A \cdot \sigma_n \cdot \tan \delta \quad [2.75]$$

onde:

T - resistência de arrancamento;

A - área plana da geogrelha inserida no solo;

σ_n - tensão normal efetiva ao nível da geogrelha e;

δ - ângulo de atrito efetivo do solo-geogrelha.

O coeficiente “2” aparece no início da expressão para considerar que o atrito se dará por ambos os lados da inclusão.

Em solos finos, que também apresentam coesão, um adicional de resistência devido à adesão de suas partículas, na superfície da geogrelhas, pode ser considerado. A parcela de adesão, na interface solo-geogrelha, faz a equação [2.75] assumir a seguinte forma:

$$T = 2 \cdot A \cdot (c_a' + \sigma_n \cdot \tan \delta) \quad [2.76]$$

Onde c_a' é a adesão aparente.

Os parâmetros de resistência de interface, c_a' e δ , são usualmente expressos em função dos parâmetros de resistência do solo em contato, c e ϕ , através dos coeficientes de interação, λ e f , definidos como:

$$\lambda = \frac{c_a'}{c} \quad [2.77]$$

$$f = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \quad [2.78]$$

Substituindo as equações [2.77] e [2.78] em [2.76] temos:

$$T = 2 \cdot A \cdot (\lambda c + \sigma_n \cdot f \cdot \tan \phi) \quad [2.79]$$

Onde f é o coeficiente de interação solo geogrelhas. O valor de f depende de: a) porcentagem de área aberta da geogrelha; b) coeficiente de atrito na interface solo-geossintético; c) número, comprimento e altura dos elementos transversais; d) rigidez à flexão dos elementos transversais da geogrelha; e) relação entre diâmetro dos grãos do solo e a abertura da malha da geogrelha e f) comprimento enterrado.

TEIXEIRA (2003) realizou ensaios de arrancamento, utilizando um equipamento de pequeno porte, e encontrou para o parâmetro f , de uma geogrelhas FORTRAC 200/35-30, valores entre 0,70 a 0,92. O solo confinante utilizado no experimento foi um solo residual bastante comum do estado de São Paulo.

A equação [2.79] é muito utilizada na prática da engenharia. Sua forma simplista considera as parcelas de resistência passiva e de interface da geogrelha de forma empírica o que não possibilita uma análise destes fatores separadamente.

Na prática da engenharia é muito comum desprezar a parcela de adesão contando apenas com a parcela de atrito no dimensionamento da geogrelhas.

2.1.10 - MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS

Métodos de análises tais como equilíbrio limite e soluções da teoria da plasticidade (anteriormente descritas) não promovem nenhuma informação sobre deformações ou tensões que se desenvolvem no reforço para um determinado aterro reforçado. Aterro reforçado é um sistema composto com três componentes: o solo de fundação (argila mole), o reforço e o aterro. O desempenho do sistema é altamente dependente das deformações e da interação entre estes três componentes.

O custo para a construção de aterros experimentais instrumentados para avaliar o desempenho de vários esquemas de reforço é elevado e geralmente nada trivial. Uma alternativa é executar simulações numéricas da “construção de aterros reforçados” usando modelos numéricos apropriados.

O método de elementos finitos provou ser uma ferramenta bastante poderosa para uso na avaliação de comportamento de aterros, desde sua primeira aplicação por CLOUGH e WOODWARD (1967). Muitos pesquisadores já empregaram a técnica de elementos finitos para interpretar o comportamento de campo de aterros reforçados (ANDRAWES *et al.* (1980); ROWE (1982), ROWE (1984); BOUTROP e HOLTZ

(1983); MONNET *et al.* (1986); DUNCAN *et al.* (1987); SCHAEFER e DUNCAN (1988); HUMPHREY e HOLTZ (1989); HIRD e KWOK (1990); MYLLEVILLE e ROWE (1991); CHAI e BERGADO (1993); LITWINOWICZ *et al.* (1994); VARADARAJAN *et al.* (1997); ROWE *et al.* (1996); ROWE e HINCHBERGER (1998)).

Estes estudos numéricos incorporaram modelos de solo com diferentes níveis de sofisticação, a exemplo do modelo elástico hiperbólico (ANDRAWES *et al.* 1980), modelo de Mohr-Coulomb (ROWE e SODERMAN 1985a), modelo Cam-Clay (SCHAEFER e DUNCAN 1988); Modelo Cam-Clay modificado (CHAI e BERGADO 1993; ROWE *et al.* 1996), e modelo Viscoplastic (ROWE e HINCHBERGER 1998).

Geralmente um modelo de tração linear, bilinear ou não-linear, é usado para modelar o reforço (ROWE e SODERMAN 1985a; HIRD e KWOK 1989; BATHURST *et al.* 1992).

Através de computadores, é possível utilizar o método de análises por elementos finitos para investigar o comportamento de aterros reforçados sobre solos moles e sua dependência com o tempo, em função da possibilidade de modelar suas principais características sobre diversas condições (Li, 2000).

2.1.11 - MODELAGEM CENTRÍFUGA

A modelagem centrífuga combina facilidade e economia em teste de pequena escala, com níveis de tensão corretos, que somente poderiam ser alcançados em uma ampla instrumentação de campo. Métodos de análise de projetos podem ser validados usando dados obtidos de modelagem centrífuga desenvolvidos sob condições mais controladas. Vários pesquisadores (TERASHI e KITAZUME (1988), ZHANG e CHEN (1988), BOLTON e SHARMA (1994)) já estudaram o comportamento de aterros reforçados sobre solos moles usando a técnica de modelagem centrífuga.

OVESEN e KRARUP (1983) apresentaram os resultados de ensaios em centrífuga geotécnica executados para demonstrar a influência do reforço de geotêxtil na estabilidade e recalques de aterros sobre solos moles normalmente adensados. A estabilidade do aterro foi consideravelmente melhorada com a adição do reforço.

Em nenhum dos testes, ocorreu ruptura no reforço de geotêxtil e em alguns dos testes, a resistência à tração medida no geotêxtil foi muito baixa, indicando pouca mobilização da tensão no reforço.

2.2 - TEORIAS DE ADENSAMENTO

2.2.1 - TEORIA DE ADENSAMENTO DE TERZAGHI E FRÖLICH (1936)

A equação diferencial que rege o adensamento de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais, para condições de deformação unidimensional e fluxo vertical, foi proposta pela primeira vez por TERZAGHI e FRÖLICH (1936).

O desenvolvimento da teoria do adensamento se baseia nas seguintes hipóteses:

- 1) Solo homogêneo;
- 2) Solo saturado;
- 3) Compressibilidades dos grãos sólidos e da água são desprezíveis em relação à compressibilidade do solo;
- 4) A compressão é unidimensional;
- 5) É válida a lei de Darcy;
- 6) Alguns parâmetros físicos que na realidade variam durante o processo são admitidos constantes;
- 7) A relação variação da tensão vertical efetiva “versus” variação do índice de vazios ($\Delta\sigma'_v \times \Delta e$) é linear;
- 8) Não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequenas e grandes espessuras;
- 9) Domínio dos pequenos deslocamentos e pequenas deformações.

Baseado nas hipóteses descritas, TERZAGHI e FRÖLICH (1936) apresentaram a equação fundamental do adensamento:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{K_v(1+e)}{a_v \gamma_w} \times \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad [2.80]$$

As características do solo estão refletidas no segundo membro da equação [2.80] sendo denominado coeficiente de adensamento (c_v):

$$c_v = \frac{k_v(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \quad [2.81]$$

onde:

k_v – coeficiente de permeabilidade vertical;

e – índice de vazios;

a_v – coeficiente de compressibilidade;
 γ_w – peso específico da água;
 m_v – coeficiente de deformação volumétrica;
 c_v – coeficiente de adensamento vertical.

sendo:

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad [2.82]$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad [2.83]$$

onde:

Δe – variação do índice de vazios;
 $\Delta \sigma'_v$ – variação da tensão vertical efetiva.

A equação diferencial do adensamento pode então ser escrita como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad [2.84]$$

O c_v quantifica a velocidade de dissipação do excesso de poro-pressão.

Na integração da equação [2.84] a variável tempo, t , sempre aparece associado ao coeficiente de adensamento, c_v , e a maior distância de percolação, H_d , pela equação:

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad [2.85]$$

onde:

T – fator tempo;
 H_d – distância de drenagem;
 t – tempo.

A situação tridimensional para o adensamento vertical e radial devido ao fluxo combinado vertical e radial é representado por:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad [2.86]$$

O coeficiente de adensamento horizontal (c_h) é dado pela equação:

$$c_h = \frac{k_h(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad [2.87]$$

onde:

x, y, z – coordenadas retangulares do ponto;

c_h – coeficiente de adensamento horizontal;

K_h – coeficiente de permeabilidade horizontal.

TERZAGHI e FRÖLICH (1936) definiram a porcentagem média de adensamento através da equação:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \times e^{-M^2 T_v} \quad [2.88]$$

onde:

$$M = \frac{\pi}{2} \cdot (2m+1) , \text{ com } M > 0; \quad [2.89]$$

A equação [2.88] pode ter sua representação descrita pelas seguintes expressões empíricas (TAYLOR, 1948):

$$T_v = \left(\frac{\pi}{4} \right) \cdot U_v^2 , \text{ para } U_v < 60\% \quad [2.90]$$

$$T_v = -0,9332 \cdot \log(1 - U_v) - 0,0851 , \text{ para } U_v > 60\% \quad [2.91]$$

A teoria do adensamento de TERZAGHI e FRÖLICH (1936), apesar das hipóteses simplificadoras feitas, é útil na avaliação aproximada da velocidade dos recalques devidos ao adensamento.

2.2.2 - TEORIA DE ADENSAMENTO DE BARRON (1948)

Com base na teoria de adensamento unidirecional com drenagem vertical de TERZAGHI e FRÖLICH (1936), BARRON (1948) desenvolveu uma teoria de adensamento para o caso do adensamento por compressão vertical devido à drenagem horizontal.

BARRON (1948) desenvolveu a teoria do adensamento puramente radial para o projeto de instalação de drenos verticais de areia. BARRON (1948) chegou a um problema de simetria axial, onde a compressão é unidimensional e não há fluxo atravessando a superfície lateral do cilindro. Como se pode verificar na figura 2.41, as

variáveis deste problema são o tempo (t) e a posição radial (r) do ponto considerado em relação ao eixo do dreno.

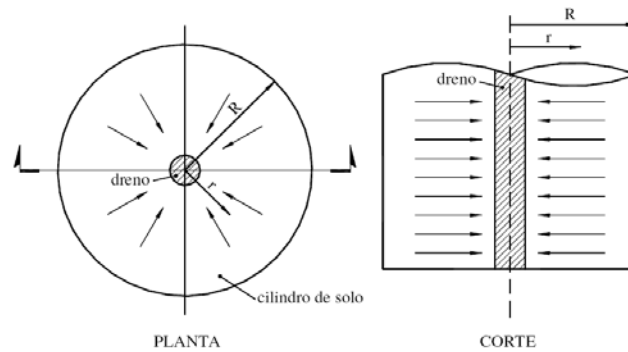


Figura 2.41 – Condições idealizadas por BARRON (1948) para análise do adensamento com drenagem radial.

Além das hipóteses de TERZAGHI e FRÖLICH (1936), BARRON (1948) admitiu ainda as seguintes hipóteses:

- 1) Todo o carregamento vertical é inicialmente suportado pelo excesso de poro-pressão “ u ” na água intersticial;
- 2) Toda a deformação de compressão dentro da massa de solo ocorre na direção vertical;
- 3) A zona de influência de cada dreno é um cilindro (figura 2.42);
- 4) A distribuição de carga é uniforme em toda a área.

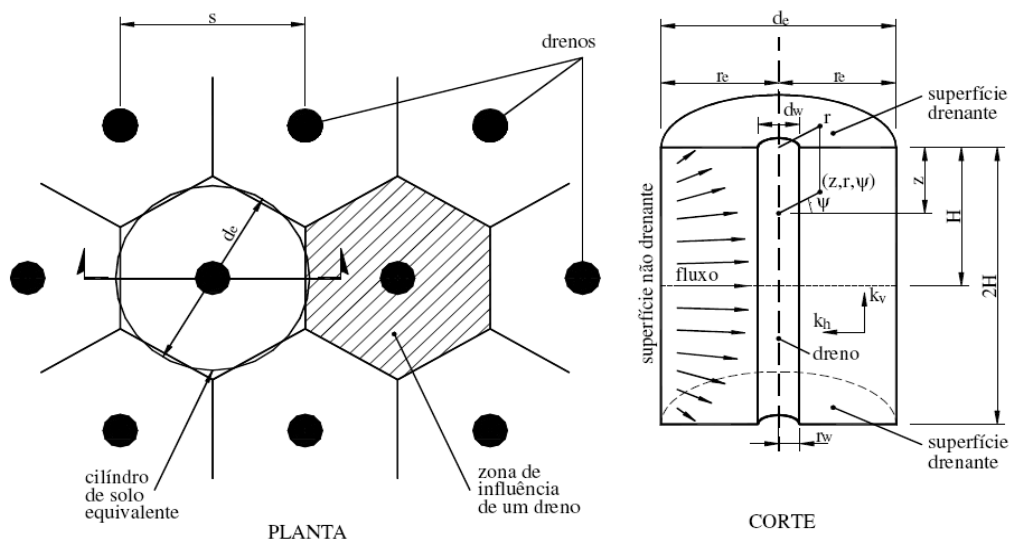


Figura 2.42- Modelo da distribuição de drenos e concepção do fluxo radial na zona de influência de cada dreno (BARRON, 1948).

Em função do tipo de carregamento BARRON (1948) considerou duas condições extremas de deformações verticais no desenvolvimento de sua teoria:

a) Deformações verticais iguais (“equal vertical strain”) – Baseia-se na hipótese de que as cargas distribuídas na superfície não são uniformes durante o processo de adensamento e que os recalques na superfície são iguais e uniformes.

b) Deformações verticais livres (“free vertical strain”) – Baseia-se na hipótese de que a carga distribuída na superfície permanece constante durante o processo de adensamento e que os recalques superficiais resultantes não são uniformes;

A equação para drenagem radial pura em coordenadas cilíndricas é obtida da equação [2.86], desprezando-se a drenagem vertical.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad [2.92]$$

Assumindo a condição de deformações verticais iguais (“equal vertical strain”) obtemos a partir da equação do adensamento para drenagem radial pura [2.92] as seguintes expressões:

$$U_h = 1 - \exp \left[\frac{-8T_h}{F(n)} \right] \quad [2.93]$$

sendo:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad [2.94]$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad [2.95]$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad [2.96]$$

onde:

U_h – grau de adensamento devido ao fluxo radial;

T_h – fator tempo horizontal;

$F(n)$ – função relativa ao diâmetro de influência de um dreno e ao seu diâmetro efetivo;

d_e – diâmetro efetivo;

d_w – diâmetro equivalente.

Para condição de deformações verticais livres (“free vertical strain”), a porcentagem de adensamento média pode ser expressa em termos da função de Bessel como sendo:

$$U = 1 - \frac{u_r}{u_0} \sum_{\alpha_1; \alpha_2; \dots}^{\alpha=\infty} \frac{4U_1^2(\alpha)}{\alpha^2(n^2-1)[n^2U_0(\alpha n) - U_1^2(\alpha n)]} \exp(-4\alpha^2 \cdot n^2 \cdot T_h) \quad [2.97]$$

onde:

$$U_1(\alpha) = J_1(\alpha)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha)J_0(\alpha)$$

$$U_0(\alpha n) = J_0(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_0(\alpha n)J_0(\alpha)$$

$J_0, J_1, \dots, Y_0, Y_1$ – funções de Bessel de primeira e Segunda ordem respectivamente;

$\alpha_1, \alpha_2, \dots$ – raízes da equação de Bessel que satisfazem a equação $J_1(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n)J_0(\alpha) = 0$

A condição extrema de “free vertical strain” ocorre em função de um carregamento sem nenhuma rigidez, tornando a tensão vertical total, σ , constante em relação ao tempo. Esse tipo de carregamento faz com que os recalques diferenciais, ocorridos na superfície do terreno, não influenciam devido o efeito de arqueamento, na distribuição de tensões.

Para a condição “equal vertical strain”, BARRON (1948) adotou um caso extremo em que o arqueamento redistribui as cargas superficiais, de maneira que as deformações verticais sejam todas iguais, e que não ocorram recalques diferenciais. Essa situação pode ser obtida em laboratório quando se aplica um carregamento sobre uma amostra usando uma placa rígida.

2.2.2.1- COMPARAÇÃO ENTRE AS SOLUÇÕES “FREE STRAIN” E “EQUAL STRAIN”

De acordo com SCOTT (1963), o comportamento de um sistema real de drenos é intermediário entre as condições extremas “free strain” e “equal strain”, sugeridas por BARRON (1948), em função do efeito do arqueamento e conseqüente redistribuição de tensões durante o processo de adensamento.

Segundo RICHARD (1959) a diferença entre os resultados obtidos nos dois casos extremos é pequena e as discrepâncias diminuem à medida que os valores de n e do tempo (t), ou fator tempo (T_h), aumentam.

Como a diferença entre ambas as soluções sugeridas por BARRON (1948), é de pequena magnitude a simplicidade da equação de deformações verticais iguais se torna uma ferramenta de fácil utilização nas análises de desempenho dos drenos. A solução para este caso, incluindo a zona amolgada, é apresentada na equação [2.98].

$$U = 1 - W = 1 - e^{-\frac{2T_r}{m}} \quad [2.98]$$

onde:

$$m = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} + \frac{k_r}{r_w K} \cdot \frac{n^2 - 1}{n^2} \right] \quad [2.99]$$

$$T_r = \frac{c_r t}{r_e^2} \quad [2.100]$$

$$\frac{k_r}{r_w K} = \frac{k_r (s - 1)}{k_s} \quad [2.101]$$

sendo:

k_r e k_s - permeabilidades na direção horizontal na região intacta e amolgada;

r_w e r_e - raio do dreno e raio de influência do dreno.

A figura 2.43 ilustra as curvas para as duas condições de carregamento analisadas por RICHARD (1959). Observa-se que para as curvas, onde os valores de n são maiores que 10, as diferenças são muito pequenas, sendo que para percentagem de adensamento acima de 50% quase não existe diferença.

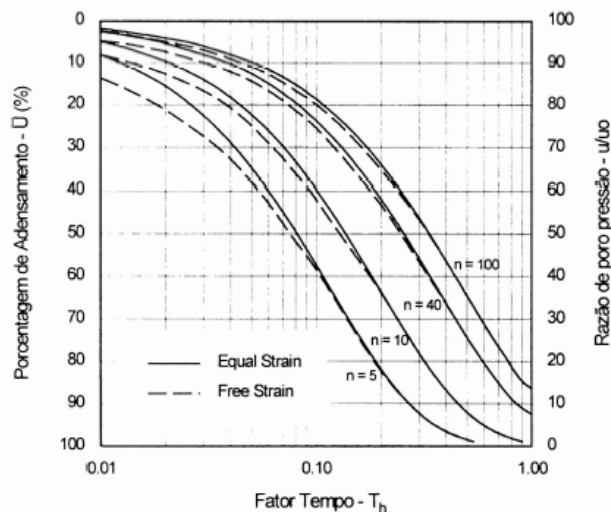


Figura 2.43- Comparação entre as soluções “free strain” e “equal strain” (RICHARD, 1959).

2.2.3 - TEORIA DE ADENSAMENTO PARA DRENAGEM COMBINADA RADIAL E VERTICAL

Pode-se generalizar a teoria do adensamento vertical, para o caso de adensamento tridimensional de um elemento de solo, submetido a uma compressão nas três direções dos eixos cartesianos, originando uma redução de volume e fluxo de água nas três direções. Na prática essa análise é feita, comumente, na determinação do adensamento com drenos verticais.

CARRILLO (1942) demonstrou, a partir da equação [2.86], que a solução do problema poderia ser obtida pela análise separada do adensamento vertical e radial e enunciou o seguinte teorema:

Se $u_r=f(r,t)$ é uma solução da equação:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad [2.102]$$

e, $u_v=f(z,t)$ é uma solução para equação:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad [2.103]$$

Então $u=u_r \cdot u_v$ é necessariamente uma solução da equação [2.86]:

O teorema pode ser demonstrado, substituindo o valor de $u=u_r \cdot u_v$ na equação [2.86]:

$$u(x, y, z) = u_r(r, t) \cdot u_v(z, t) \quad [2.104]$$

A homogeneidade não é satisfeita, em termos de análise dimensional, pelo segundo membro da equação [2.104]. Sendo assim, é conveniente reescrever a equação [2.104] da seguinte forma:

$$\frac{u(x, y, z)}{u_0} = \frac{u_r(r, t)}{u_0} \cdot \frac{u_v(z, t)}{u_0} \quad [2.105]$$

onde:

u = excesso de poro pressão considerando drenagem combinada ($u = f(z, r, t)$);

u_v = excesso de poro pressão devido somente ao fluxo vertical ($u_v = f(z, t)$);

u_r = excesso de poro pressão devido somente ao fluxo radial ($u_r = f(r, t)$);

u_0 = excesso de poro pressão inicial.

A partir da hipótese de relação linear entre $\Delta\sigma'_v$ x Δe , podemos escrever a porcentagem de adensamento local U da seguinte forma:

$$U = 1 - \frac{u}{u_0} \quad [2.106]$$

Para drenagem combinada temos:

$$U = 1 - \frac{u_r \cdot u_v}{u_0} \quad [2.107]$$

Para drenagem combinada o grau de adensamento médio é dado pela seguinte relação:

$$(1 - U) = (1 - U_v)(1 - U_r) \quad [2.108]$$

onde:

U – grau de adensamento combinado;

U_v – grau de adensamento devido a fluxo vertical;

U_r - grau de adensamento devido a fluxo radial.

2.2.4- DIMENSIONAMENTO DE DRENOS PRÉ-FABRICADOS

2.2.4.1 – TEORIA APLICADA

O dimensionamento dos drenos verticais pré-fabricados se utiliza das teorias de recalque por adensamento radial apresentada anteriormente.

O uso de drenos verticais não influencia no valor do recalque total. A utilização de espaçamento adequado entre os drenos promove uma redistribuição de fluxo dentro da camada em adensamento, reduzindo a trajetória das partículas de água diminuindo o tempo final de consolidação.

Para o dimensionamento de drenos pré-fabricados alguns fatores devem ser observados dentre os quais:

- características do solo baseado em ensaios de laboratório e de campo;
- propriedade do elemento drenante;
- aplicação da teoria de adensamento apropriada.

Apresenta-se abaixo os principais parâmetros utilizados no dimensionamento dos drenos verticais pré-fabricados:

- eficiência dos drenos verticais;
- diâmetro equivalente dos drenos pré-fabricados;
- área de influência e espaçamento dos drenos
- amolgamento – efeito “smear”;
- resistência hidráulica do dreno.

2.2.4.1.1 - EFICIÊNCIA DOS DRENOS VERTICAIS

Segundo BJERRUM (1972) a eficiência é assegurada quando:

$$\eta = \frac{\log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}}{\log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}} > 0,60 \quad [2.109]$$

onde:

σ'_{vf} - tensão vertical efetiva final;

σ'_{vm} -- tensão de sobre-adensamento;

σ'_{v0} - tensão vertical efetiva inicial;

2.2.4.2 - ÁREA DE INFLUÊNCIA E ESPAÇAMENTO DOS DRENOS VERTICAIS

Os drenos verticais pré-fabricados são instalados em malhas quadradas ou triangulares de lado 'l' conforme ilustrado na figura (2.44).

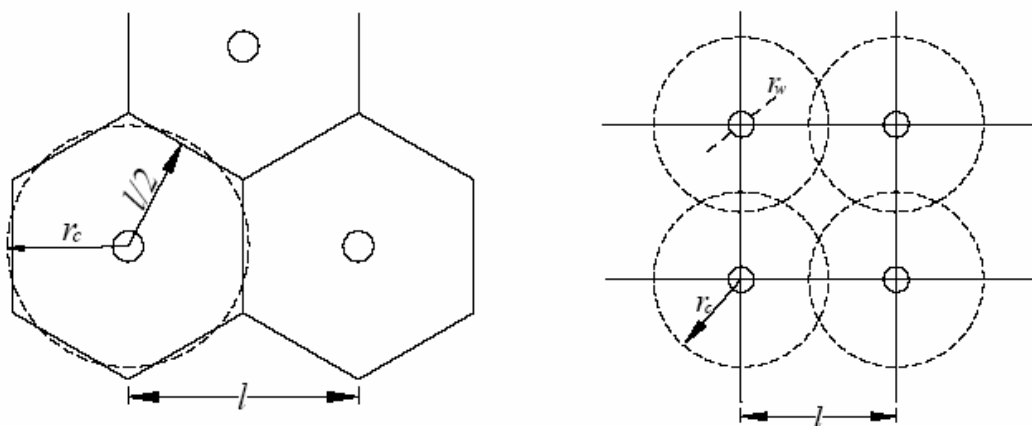


Figura 2.44– Malha de drenos triangular e quadrangular (ALMEIDA 1981).

Admitindo a malha quadrada para disposição dos drenos, o diâmetro de influência do dreno, d_e , é obtido igualando a área do círculo equivalente à área do quadrado.

$$l^2 = \frac{\pi d_e^2}{4}$$

$$d_e = 1,13 \cdot l \quad [2.110]$$

Para a distribuição em malha triangular, a área de influência dos drenos possui a forma hexagonal. Igualando-se a área do círculo equivalente ao hexágono temos:

$$\frac{\pi d_e^2}{4} = \frac{3}{2\sqrt{3}} \cdot l^2$$

$$d_e = 1,05 \cdot l \quad [2.111]$$

2.2.4.3 - DIÂMETRO EQUIVALENTE DOS DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS

Segundo HANSBO (1979) o perímetro do dreno equivalente seria o mesmo do dreno real. Desta forma o diâmetro equivalente é dado pela expressão:

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad [2.112]$$

onde a e b são as dimensões do dreno vertical pré-fabricado ilustrado na figura 2.45.

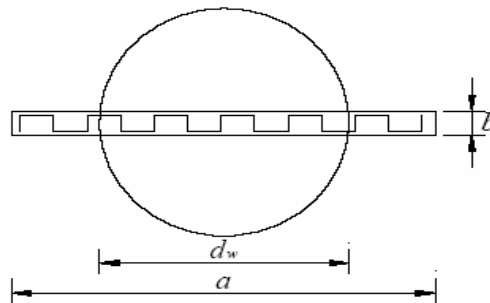


Figura 2.45 – Dimensões a e b do dreno vertical pré-fabricado (BEDESCHI, 2004).

2.2.4.4 - CONSIDERAÇÕES SOBRE AMOLGAMENTO – EFEITO “SMEAR”

A instalação de drenos verticais como acelerador de recalques ocasiona, no seu entorno, um efeito de amolgamento conhecido como efeito “smear”.

Perturbações excessivas a camada de argila mole, durante o processo de cravação dos drenos, interfere na eficiência dos drenos verticais pré-fabricados. O amolgamento

Os valores de k_h/k'_h , que em geral, situa-se entre 1,5 a 3,0, sendo que a equação [2.113] é mais sensível a essa relação do que aos valores de “s”.

2.2.4.5 - EFEITO DA RESISTÊNCIA HIDRÁULICA DOS DRENOS VERTICAIS

BARRON (1948) na dedução da equação [2.93] admitiu permeabilidade infinita para os drenos. No entanto, existem determinadas circunstâncias em que os drenos pré-fabricados não podem se comportar com permeabilidade infinita.

A avaliação da resistência hidráulica dos drenos foi proposta por ORLEACH (1983) a partir das equações de HANSBO (1981). A expressão é a seguinte:

$$W_r = 2 \left(\frac{K_h}{q_w} \right) (L)^2 \quad [2.114]$$

onde:

q_w - é a vazão do dreno determinada em ensaio, quando ele é submetido a um gradiente unitário $i=1$;

L- (comprimento característico do dreno) definido como o comprimento do próprio dreno quando a drenagem ocorre apenas por uma das extremidades e como metade deste quando a drenagem ocorre pelas duas extremidades.

Para valores de $W_r < 0,1$ o efeito da resistência hidráulica pode ser desprezado. Caso contrário, recomenda-se acrescentar ao valor de $F(n)$, equação [2.96], o valor de F_q , calculado da seguinte forma:

$$F_q = \pi \cdot z \cdot (L - z) \frac{k_h}{q_w} \quad [2.115]$$

Segundo ALMEIDA (1992), como F_q é função de z (distância à extremidade drenante), tem-se $\overline{U_h} = f(z)$, sendo assim adota-se um valor médio de $\overline{U_h}$.

2.2.5 - AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.

Segundo ALMEIDA (1996) os instrumentos de campo podem ser utilizados para avaliação do desempenho de aterros sobre solos moles. O objetivo dessa avaliação é

confirmar as premissas assumidas durante a fase de projeto, haja vista a existência de incertezas sobre o comportamento real da obra.

2.2.5.1- AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO ADENSAMENTO DA FUNDAÇÃO.

Segundo ALMEIDA (1996), vários são os métodos disponíveis na literatura para interpretação da curva recalque *versus* tempo. Dentre os métodos disponíveis o método de ASAOKA (1978) é que combina versatilidade, sensibilidade e confiabilidade.

2.2.5.1.1- MÉTODO DE ASAOKA (1978)

ASAOKA (1978) desenvolveu um método baseado na análise dos dados de recalque de instrumentação de campo. O objetivo é determinar o recalque final e os coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

ASAOKA (1978) adota a equação de MIKASA (1963) para o caso de drenagem vertical definida com:

$$\left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) = c_v \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial z^2} \quad [2.116]$$

onde:

ε_v – deformação volumétrica vertical;

c_v – coeficiente de adensamento vertical;

t – tempo.

O coeficiente de adensamento vertical proposto por ASAOKA é dado por:

$$c_v = -\frac{5}{12} H_d^2 \frac{\ln(\beta_1)}{\Delta t} \quad [2.117]$$

onde:

H_d – distância de drenagem;

β_1 – coeficiente angular;

Δt – intervalo de tempo considerado.

MAGNAN e DEROY (1980) modificaram o método, partindo da equação desenvolvida por TERZAGHI e FRÖLICH (1936). Os autores chegaram a uma expressão semelhante à desenvolvida por ASAOKA (1978) para o coeficiente de adensamento vertical, dada por:

$$c_v = -\frac{4}{\pi^2} H_d^2 \frac{\ln(\beta_1)}{\Delta t} \quad [2.118]$$

MAGNAN e DEROY (1980), através da equação de BARRON (1948), propuseram, para o caso de drenagem radial pura, utilizando a condição de deformações verticais iguais, que o coeficiente de adensamento horizontal seria dado por:

$$c_h = -\frac{F(n)}{8} d_e^2 \frac{\ln(\beta_1)}{\Delta t} \quad [2.119]$$

O valor de c_h para o caso de drenagem combinada vertical e radial, proposto por MAGNAN e DEROY (1980) é a seguinte:

$$c_h = -\frac{d_e^2 F(n)}{8} \left[\frac{\ln(\beta_1)}{\Delta t} + \frac{\pi^2 c_v}{4 H_d^2} \right] \quad [2.120]$$

Segundo ALMEIDA (1996) o segundo termo é menos significativo do que o primeiro. Um pequeno erro no valor de c_v influencia pouco no valor de c_h .

A equação [2.121] pode ser rescrita em termos da razão $r = \frac{c_h}{c_v}$:

$$c_h = \frac{\frac{-\ln(\beta_1)}{\Delta t}}{\frac{8}{d_e^2 F(n)} + \frac{\pi^2}{4 \cdot r \cdot H_d^2}} \quad [2.121]$$

2.2.5.1.1.1 - MÉTODO DE ASAOKA - CONSTRUÇÃO GRÁFICA MODIFICADO POR MAGNAN E DEROY (1980)

ALMEIDA (1996) descreve os passos para construção do método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DEROY (1980). São os seguintes passos adotados no método:

- Traçado da curva recalque ao longo do tempo;
- Divisão da curva em valores de tempo igualmente espaçados, de acordo com a figura (2.47.a), recomendando-se admitir valores entre 30 e 90 dias;
- Determinação dos recalques $S_1, S_2, S_3...$ correspondentes ao tempo $t_1, t_2, t_3...$
- Construção do gráfico S_i, S_{i-1} , em um sistema de eixos cartesianos de mesma escala horizontal e vertical, utilizando os valores determinados em c;
- Ajustar o traçado da reta que melhor se alinhe aos pontos do gráfico do item d;
- Determinação do coeficiente angular (β_1) da curva, conforme a figura (2.47.b);
- Traçar a bissetriz dos eixos cartesianos para obter com a interseção com a curva plotada o recalque a tempo infinito S_∞ conforme ilustrado na figura (2.47b);
- Determinação dos valores dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

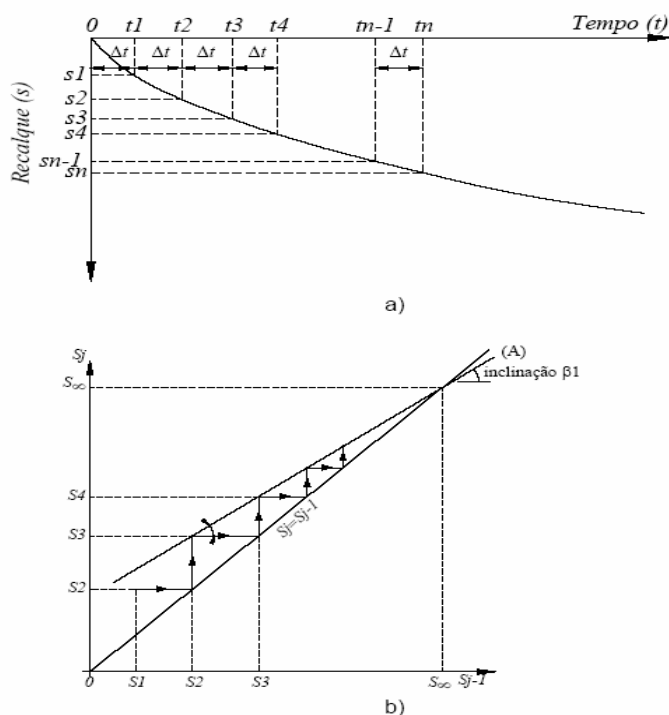


Figura 2.47 – a) - Curva recalque x tempo na construção gráfica de ASAOKA (1978),
b) Construção gráfica do método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DEROY (1980).

2.2.5.1.1.2 – CONSIDERAÇÕES SOBRE O MÉTODO DE ASAOKA

O método de ASAOKA (1978) é aplicável somente depois de transcorridos 60% de adensamento, sendo válido apenas para relações exponenciais, sendo assim, é indispensável o conhecimento da estimativa do recalque final para a sua correta aplicação.

A utilização do método fora da faixa de validação acarreta, no caso de adensamento predominantemente vertical, recalques menores e coeficiente de adensamento vertical maior que o real. Para o caso de adensamento radial e combinado, vertical e horizontal, respeitando a faixa de validação, o método apresenta correta estimativa para os recalques, porém o coeficiente de adensamento depende da geometria da zona de amolgamento em torno do dreno.

Para o caso de carregamento por etapas, adota-se um coeficiente angular para cada etapa de carregamento constante (figura 2.48 a).

Segundo SCHMIDT (1992), a ocorrência de adensamento secundário juntamente com o primário afeta o valor encontrado de (β_1) através do método de ASAOKA (1978). Este fato é verificado com a mudança de inclinação da curva (figura 2.48b).

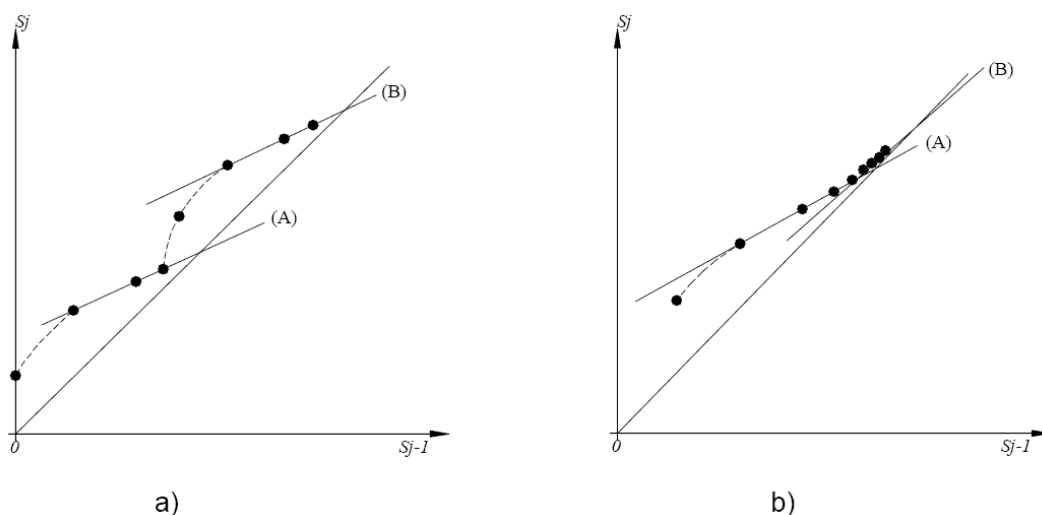


Figura (2.48) – a) Carregamento em duas etapas, b) Compressão secundária em cada etapa de carregamento na construção gráfica de ASAOKA (1978).

2.2.5.1.2 - MÉTODO DE ORLEACH (1983)

ORLEACH (1983) desenvolveu um método baseando-se nas análises dos dados de poro-pressão obtidos da instrumentação de campo para determinar os coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

ORLEACH (1983) utilizou apenas o primeiro termo da série, válida para $T_v < 0,1$, da equação de poro-pressões da teoria de TERZAGHI, para o caso de drenagem vertical. ORLEACH (1983) verificou que plantando o logaritmo de excesso de poro-pressão *versus* o tempo em escala aritmética a equação de poro-pressão de TERZAGHI poderia ser reduzida à equação de uma reta segundo a equação:

$$\ln(u) = \alpha_0 - \alpha_1 \cdot t \quad [2.122]$$

sendo:

$$\alpha_1 = \frac{\pi^2 c_v}{4.H_d^2} \quad [2.123]$$

O coeficiente de adensamento vertical é expresso por:

$$c_v = 4 \left(\frac{H_d^2}{\pi^2} \right) \cdot \alpha_1 \quad [2.124]$$

onde:

α_0 e α_1 – intercepto e a inclinação da reta respectivamente;

t – tempo;

H_d – distância de drenagem.

Para drenagem radial ORLEACH (1983) utilizou a equação de poro-pressão de BARRON (1948). A equação resultante é semelhante à desenvolvida para o caso de drenagem vertical. A equação (α_1) ficou definida como:

$$\alpha_1 = \frac{8.c_h}{F(n).d_e^2} \quad [2.125]$$

O valor de α_1 é obtido traçando-se o gráfico $\ln(u)$ *versus* tempo. O coeficiente de adensamento horizontal é obtido pela expressão:

$$c_h = \left(\frac{F(n)d_e^2}{8} \right) \cdot \alpha_1 \quad [2.126]$$

Para o caso de drenagem combinada, a real importância do efeito da drenagem vertical deve ser avaliada.

2.2.5.1.2.1- PASSOS PARA CONSTRUÇÃO GRÁFICA DO MÉTODO DE ORLEACH (1983)

O método de ORLEACH (1983) consiste nos seguintes passos (FERREIRA, 1991):

- Traçado da curva de excesso de poro-pressão ao longo do tempo conforme ilustrado na figura (2.49 a);
- Traçado da curva em escala logarítmica dos dados de excesso de poro-pressão ao longo do tempo;
- Ajustar o traçado da reta que melhor se alinhe aos pontos;
- Determinação de α_1 de acordo com a figura (2.49 b);
- Determinação dos valores dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

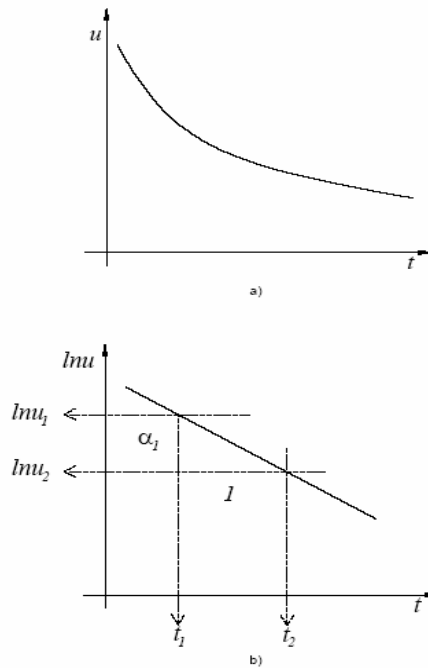


Figura 2.49 – a) Gráfico excesso de poro-pressão x tempo, b) Determinação do valor de α_1 na construção gráfica de ORLEACH (1983).

CAPÍTULO 3 – LOCALIZAÇÃO, GEOMORFOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO E DESCRIÇÃO GEOTÉCNICA DO PROJETO.

3.1 – LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo está localizada na região do Extremo Sul da Bahia próxima à conhecida “Costa do Descobrimento”, mais precisamente no município de Santa Cruz Cabrália.

Os estudos do presente trabalho foram desenvolvidos com dados obtidos de ensaios de campo, laboratório e instrumentação geotécnica implantada com o objetivo de monitoramento de alguns trechos de aterros sobre solos moles, existente durante a construção da rodovia BA-685.

3.2 - GEOLOGIA-GEOMORFOLOGIA

Segundo Dominguez *et al.* (2002), a Costa do Descobrimento compreende o trecho da costa brasileira primeiramente visitado pelos exploradores portugueses quando aqui chegaram por volta do ano de 1500. Este trecho se estende aproximadamente da foz do rio Cahy até a baía de Cabrália (Figura 3.1) e apresenta características muito peculiares que o diferencia do restante da Zona Costeira brasileira.

A geomorfologia da região é dominada pelos tabuleiros costeiros da Formação Barreiras (Terciário) e por ocorrências secundárias de depósitos quaternários. A evolução quaternária da região foi controlada pela interação entre a litosfera e as mudanças globais no clima e no nível do mar. Devido aos seus valores, históricos, culturais e cênicos esta paisagem tem um profundo significado para a memória nacional (Dominguez *et al.*, 2002).

Esta zona costeira teve sua origem na separação ocorrida entre a América do Sul e a África, com início no Mesozóico, a qual estabeleceu as grandes linhas do seu arcabouço geológico regional. Num tempo geológico mais recente (final do Terciário - Quaternário) a evolução da região costeira esteve intrinsecamente associada às interações entre a litosfera e as mudanças globais no clima e no nível relativo do mar.

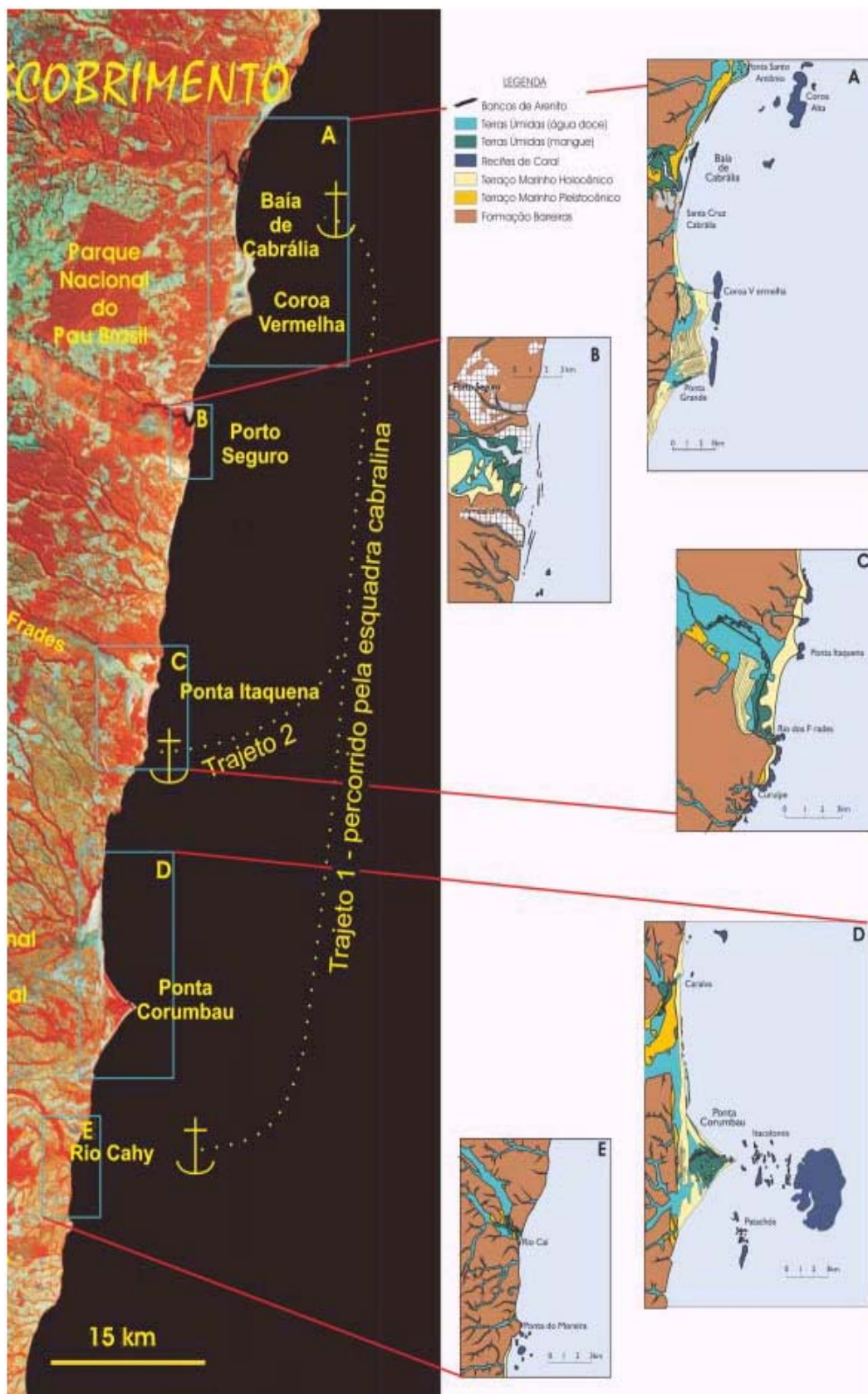


Figura 3.1- Delimitação da Costa do Descobrimento (Dominguez *et al.*, 2002).

A paisagem natural da Costa do Descobrimento, encontrada pelos navegantes portugueses quando aqui chegaram, reflete a interação complexa de vários agentes naturais. A Figura 3.1 (A a E) mostra mapas geológico-geomorfológicos detalhados de vários trechos da Costa do Descobrimento. As seguintes unidades geológico-geomorfológicas principais podem ser identificadas (Dominguez *et al.*, 2002):

Embasamento Precambriano

Inclui rochas metamórficas de alto grau com relevo da ordem de 500 metros originando morros de escarpas íngremes formando inselbergs que se elevam do relevo aplainado dos Tabuleiros Costeiros. O Monte Pascoal, primeiro acidente geográfico avistado pela esquadra cabralina, está inserido nesta província.

Tabuleiros Costeiros

Constituem as terras chãs descritas por Pero Vaz de Caminha. Os tabuleiros costeiros são sustentados pelos depósitos areno-argilosos da Formação Barreiras. Sua espessura varia de poucos metros, próximos ao contato com o embasamento pré-cambriano, até 70-120 m próximo à linha de costa.

Planície Quaternária

A planície quaternária tem uma distribuição muito restrita alcançando sua maior expressão nas pontas Corumbau (Figura 3.1D) e Itaquena (Figura 3.1C), e nas regiões de Santa Cruz Cabralia – Ponta Grande e Ponta de Santo Antônio (Figura 3.1A). As principais feições a comporem estas planícies são:

- Terraços Marinhos – nas regiões protegidas pela presença de obstáculos situados costa afora, ou na porção mais externa dos maiores vales que cortam a Formação Barreiras, acumularam-se durante os últimos 120.000 anos, associados aos dois importantes episódios transgressivos (variação relativa do nível do mar) que afetaram a zona costeira brasileira (Penúltima e Última Transgressões), terraços arenosos resultantes da progradação da linha de costa. Uma linha de falésias fósseis separa os tabuleiros costeiros da planície quaternária. As principais áreas de ocorrência de terraços marinhos são ao norte de Porto Seguro, entre Ponta Grande e Coroa Vermelha (Figura 3.1A), e nas regiões de Ponta Itaquena (Figura 3.1C) e de Ponta Corumbau (Figura 3.1D).

- Bancos de Arenitos (“Arenitos de Praia”) – nas regiões de Santa Cruz Cabrália (Figura 3.1A), Porto Seguro (Figura 3.1B) e ao sul de Caraíva (Figura 3.1D) existem importantes bancos de arenito, cuja composição é bastante similar à dos sedimentos dos terraços marinhos holocênicos. São areias predominantemente quartzosas, com teores variados de grãos biodetríticos. Pode-se observar nos mesmos, estratificações cruzadas planar e cruzada acanalada. Em bancos de arenitos do norte do Estado da Bahia, com as mesmas características, os tipos de cimento encontrados indicam origem nitidamente marinha. O ambiente de formação desses arenitos, levando-se em consideração as estruturas sedimentares presentes, seria a zona de antepraia superior. Por esta razão não constituem arenitos de praia verdadeiros. Normalmente, eles foram depositados em época de nível relativo do mar mais alto que o nível atual.

- Recifes de Coral – no litoral sul do Estado da Bahia encontram-se os maiores e os mais ricos recifes de coral de toda a costa brasileira, sendo que a área de maior incidência é a região de Abrolhos. Na Costa do Descobrimento as estruturas recifais coralinas estão implantadas em substratos de bancos de arenito, terraços de abrasão esculpidos na Formação Barreiras e recifes pleistocênicos.

- Terras Úmidas – O termo “terra úmida” é utilizado para descrever áreas que não são nem completamente terrestres, nem completamente aquáticas. Engloba, portanto, aquelas áreas que são inundadas ou saturadas por águas superficiais ou subterrâneas, numa frequência e duração suficientes para dar suporte a uma vegetação tipicamente adaptada à vida em condições saturadas. São áreas transacionais entre os sistemas terrestres e aquáticos, onde o nível freático está à superfície do terreno, ou onde o terreno é coberto por água rasa. São identificados dois tipos principais de terras úmidas na Costa do Descobrimento:

- Terras Úmidas de Água Doce (pântanos, banhados, brejos e florestas Inundáveis)

São terras úmidas caracterizadas por vegetação herbácea (hidrófila), especialmente adaptada a terrenos mal drenados, saturados em água. Estas terras úmidas ocupam zonas baixas da planície quaternária e os vales de fundo chato que cortam a Formação Barreiras.

- Manguezais

Compreendem um grupo de plantas adaptadas para colonizar solos saturados com água, anaeróbicos e salinos. A vegetação é constituída por árvores e arbustos que crescem ao longo de estuários, canais de maré e costas protegidas. O substrato sobre o qual o mangue se encontra instalado é predominantemente constituído de materiais argilo-siltosos ricos em matéria orgânica.

3.3 - O PROJETO

3.3.1 – HISTÓRICO

A rodovia BA-685 foi construída com o objetivo de propiciar o escoamento da produção de celulose da fábrica da VERACEL celulose, através da ligação com o município de Santa Cruz Cabrália. O projeto, uma parceria entre a VERACEL e o governo do Estado da Bahia, ficou sob a responsabilidade do DERBA (Departamento de Estradas de Rodagem da Bahia), e previa a implantação de 31 km de rodovia, ligando o bairro Tânia Guerrieri ao distrito de Ponto Central, ambos em Santa Cruz Cabrália, além da construção de uma ponte sobre o Rio João de Tiba (figura 3.2).

Estudos preliminares sobre os aspectos geológicos da área onde foi implantada a rodovia confirmaram a evidência da necessidade de trechos da rodovia serem implantados sobre depósitos de solos moles, principalmente próximos aos Rios João de Tiba e Camurugi.



Figura 3.2 - Mapa de localização da BA-685 (DERBA, 2007).

A figura 3.3 mostra o mapa geológico da área, confirmando a litologia local anteriormente descrita no estudo da geologia-geomorfologia local.

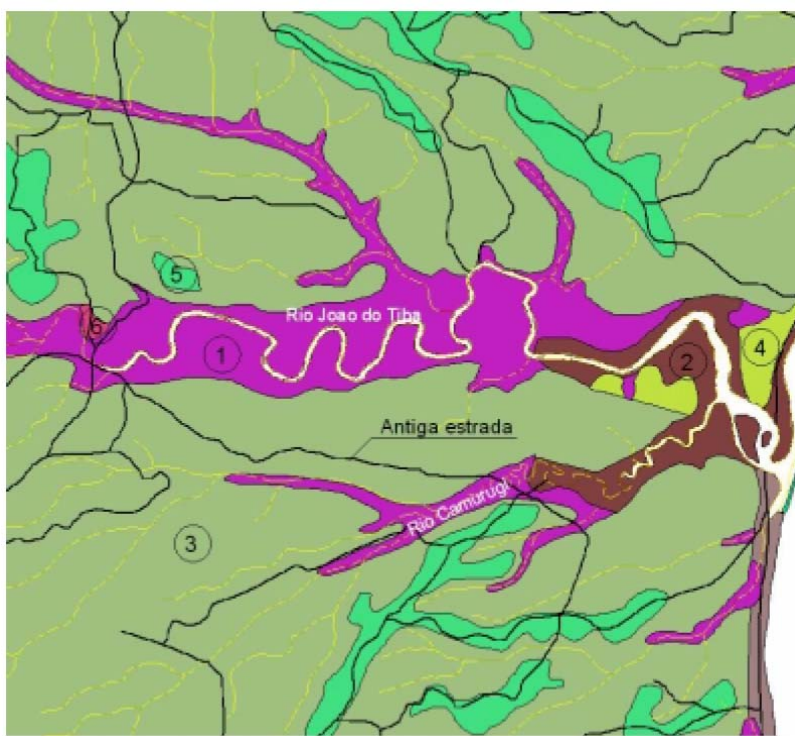


Figura 3.3- Detalhe geológico da área de estudo (CAMPOS, 2004).

- Tipo 1 - Sedimentos argilosos ricos em matéria orgânica às vezes capeados por camadas de turfa com espessura decimétrica depositados em associação com terras úmidas atuais. Em profundidade podem passar para sedimentos lagunares e estuarinos.
- Tipo 2 - Lamas plásticas salinas, ricas em matéria orgânica depositadas em associação com os mangues atuais.
- Tipo 3 - Sedimentos areno-argilosos, geralmente com grânulos e seixos dispersos, intercalados com sedimentos argilosos e níveis conglomeráticos.
- Tipo 4 - Areias finas a médias bem selecionadas. As estruturas sedimentares da parte superior foram destruídas pela pedogênese.
- Tipo 5 - Areias quartzosas finas a muito grossas com grânulos e seixos de quartzo subordinados. Presença em sub-superfície de um horizonte marrom escuro a preto cimentado por ácidos úmicos e óxido de ferro.
- Tipo 6 - Quartzitos argilosos, quartzo-xistos, cianita-silimanita xistos e biotita-muscovita xistos; quartzitos ferruginosos.

As informações iniciais obtidas através dos dados fornecidos pela CBPM (Companhia Baiana de Pesquisa Mineral), visitas ao local e ensaios preliminares de palheta de campo não deixavam dúvidas do desafio que seria enfrentado quando da construção da rodovia. Na figura 3.4 apresentam-se os perfis de resistência não-drenada obtidos através dos ensaios de palheta.

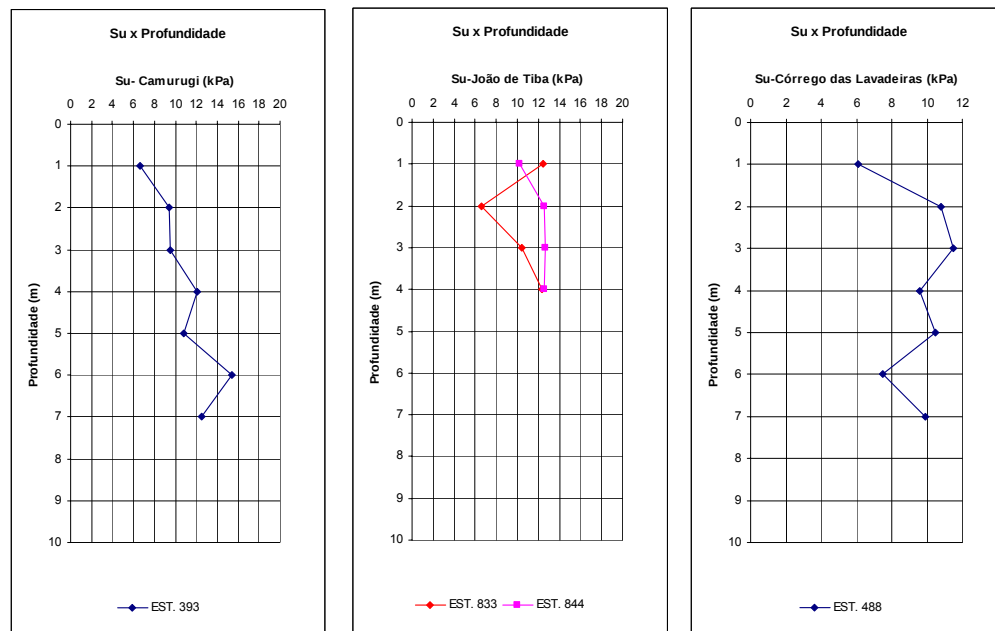


Figura 3.4 – Perfil de resistência não-drenada com a profundidade (CAMPOS, 2004).

Nas figuras 3.5 e 3.6 observa-se a situação das áreas, antes da construção da rodovia, com possível presença de depósitos de solos moles.



Figura 3.5 – Depósito de solo mole na área próxima ao Rio João de Tiba (CAMPOS, 2004).



Figura 3.6- Vista panorâmica da área próximo ao Rio Camurugi (CAMPOS, 2004).

As análises dos resultados obtidos pelos ensaios de palheta levaram a conclusão que havia uma tendência de resistência não-drenada crescente com a profundidade no ensaio realizado na área do rio Camurugi (Est. 393), sendo que nos demais ensaios realizados na área do rio João de Tiba e Córrego das Lavadeiras essa tendência não se verificava. Sendo assim, conclui-se pela heterogeneidade do depósito com valor médio de S_u de 10,7 kPa (CAMPOS, 2004).

A campanha inicial de sondagens de reconhecimento, com SPT, revelou que no trecho próximo ao Rio João de Tiba existia uma espessa camada de argila mole da ordem de 25m, sendo que para esse trecho o projeto previa um aterro com altura de 7m. Próximo à travessia que será realizada no Rio Camurugi, as sondagens revelaram que a espessura de solo mole variava de 8m a 16m, onde estava prevista a construção de um aterro com altura de 5m.

Nas figuras 3.7 e 3.8 apresentam-se planta e perfil iniciais baseados nas sondagens a percussão dos depósitos da área de estabilização do Rio João de Tiba.

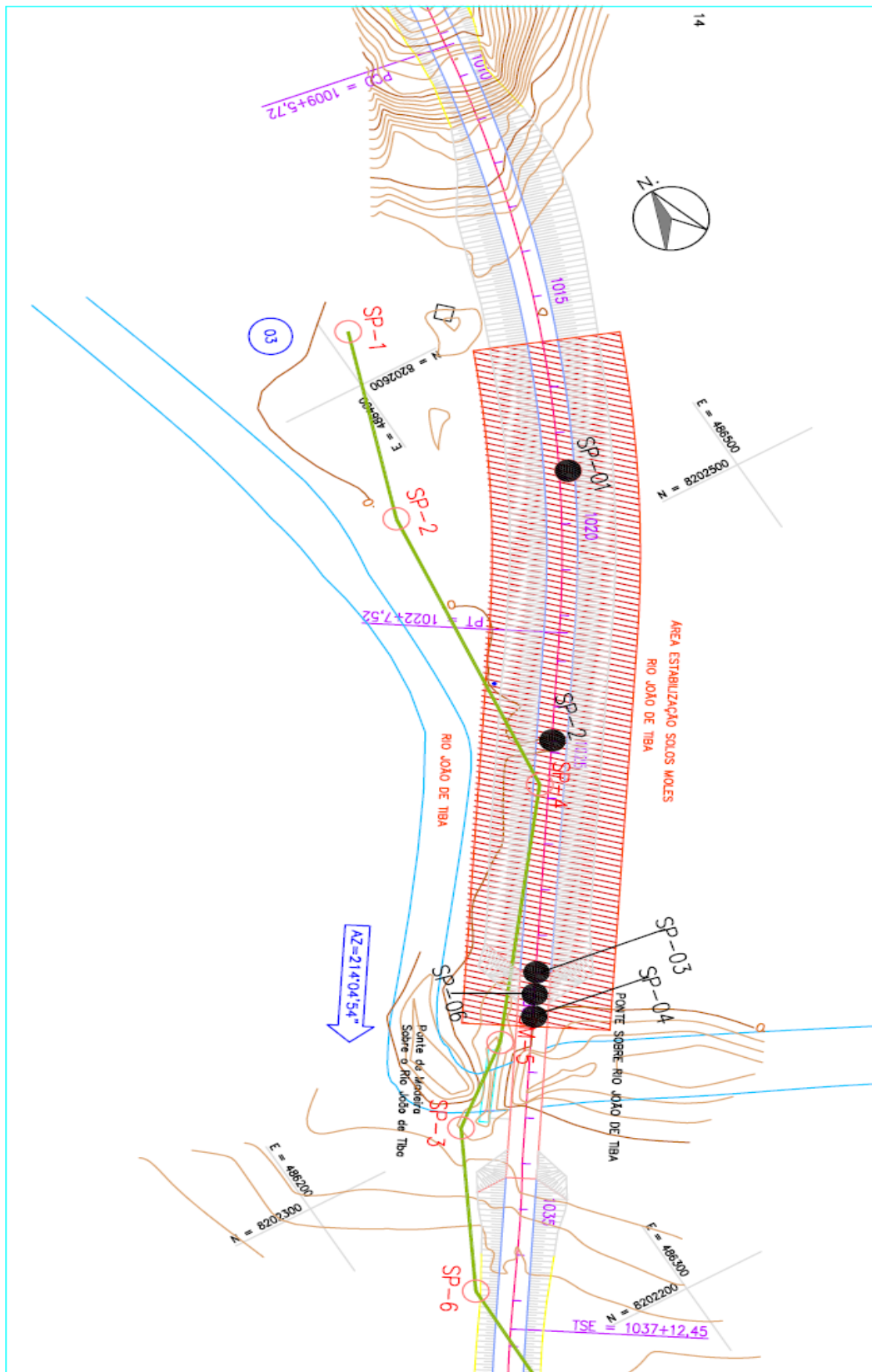


Figura 3.7- Planta da área de estabilização do rio João de Tiba (CAMPOS, 2004).

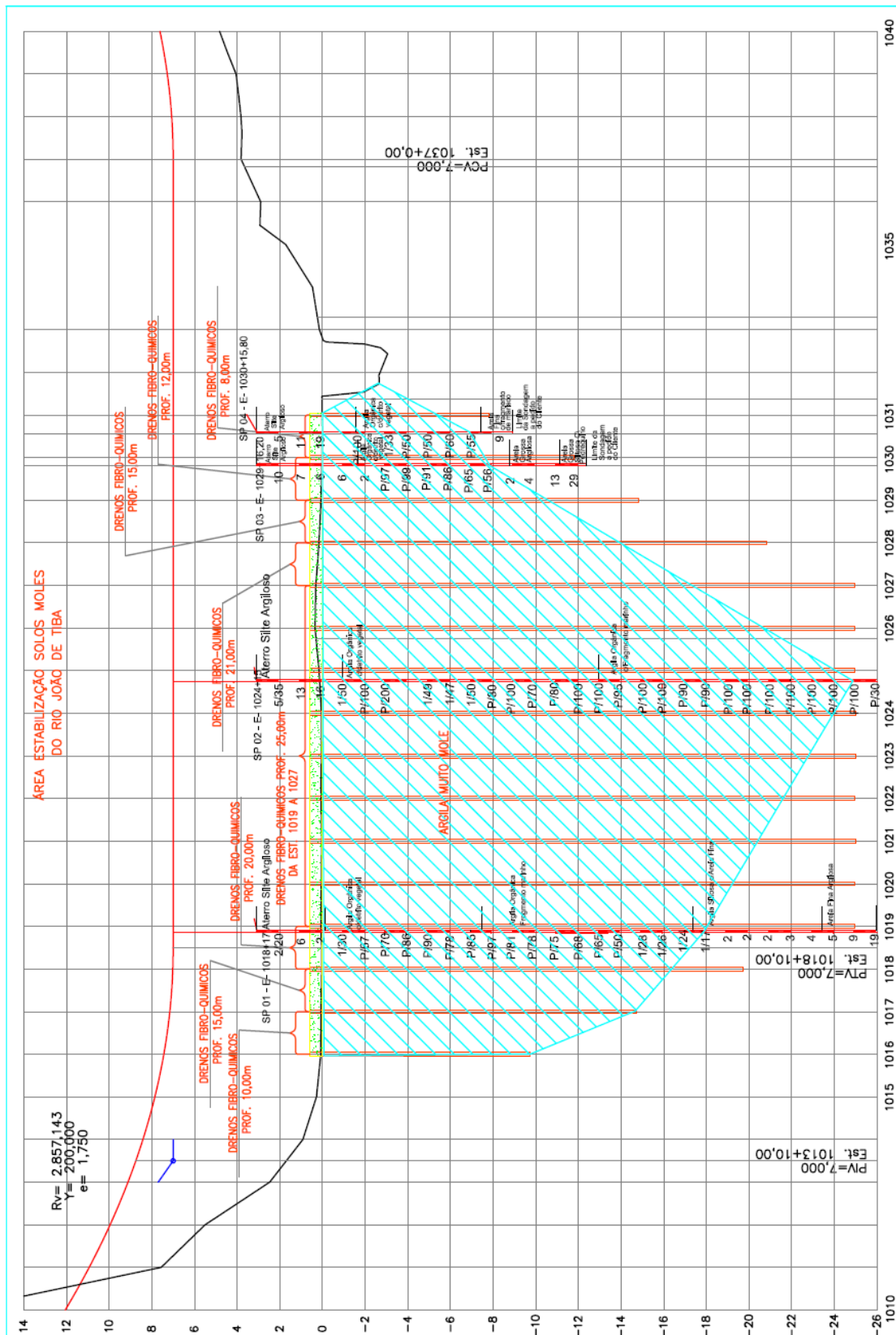


Figura 3.8 – Perfil geotécnico da área do rio João de Tiba (CAMPOS, 2004).

Também foram realizados alguns ensaios de dissipação de poro-pressão com o piezocone com o objetivo de se obter informações sobre os parâmetros de compressibilidade do depósito. Em todos os trechos obtiveram-se resultados semelhantes no ensaio de dissipação. Na figura 3.9 apresenta-se o resultado obtido em uma das verticais onde foi realizado o ensaio de dissipação de poro-pressão com o piezocone.

Com base nestes resultados, calculou-se o valor do coeficiente de adensamento horizontal, utilizando a formulação de HOUSLSBY e TEH (1988), para piezocone com 3,53 cm de diâmetro, medida de poro-pressão na base do cone, fator tempo de 0.245 para tempo de 50% de dissipação de poro-pressão, adotando para valor de l_r de 80. A tabela 3.1 apresenta o valor calculado de c_h do piezocone. Esse valor ainda foi corrigido para condição de campo (c_h'), segundo (JAMIOLKOWKI et al. 1985), multiplicando-se o valor calculado por 0,14.

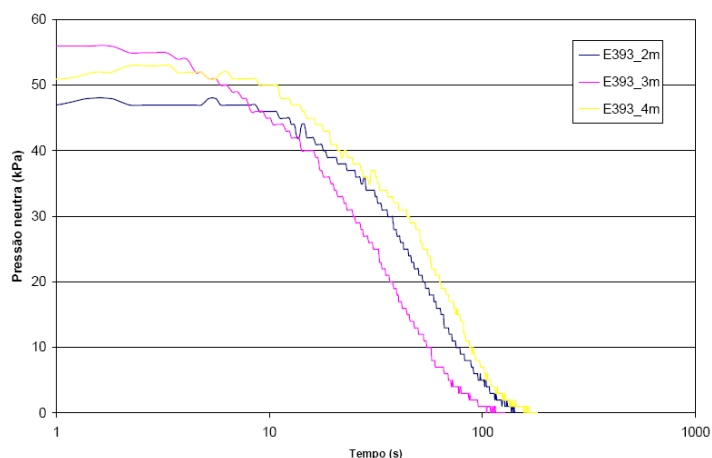


Figura 3.9 – Resultados de ensaios de dissipação de poro-pressão em diversas profundidades na área de estudo do rio Camurugi (CAMPOS, 2004).

Tabela 3.1 – Valores de coeficiente adensamento horizontal para diversas profundidades (CAMPOS, 2004).

Profundidade	t_{50} (s)	c_h (cm ² /s)	c_h' (cm ² /s)
2m	47,7	1,4E-01	2,0E-02
3m	27,4	2,5E-01	3,5E-02
4m	52,2	1,3E-01	1,8E-02

Com base nestes resultados, definiu-se o valor médio de c_h' igual a $2,4 \times 10^{-2}$ cm²/s. Este valor é superior ao normalmente encontrado em depósitos similares desse tipo de

solo. Pequenas camadas de material mais permeável podem ser responsáveis por esse comportamento. No entanto, no projeto considerou-se o valor mais encontrado na literatura brasileira. Adotou-se o valor médio para c_h' de $2,4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ (CAMPOS, 2004).

A estimativa do recalque total para cada área de estudo foi realizado utilizando a formulação a seguir (CAMPOS, 2004):

$$\Delta H = H \times \left(\frac{C_c}{1 + e_0} \right) \times \log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \right) \quad [106]$$

onde:

ΔH = Recalque

H = Espessura da camada de argila mole

C_c = Coeficiente de compressibilidade

e_0 = Índice de vazios inicial

σ_0 = tensão vertical efetiva inicial

$\Delta \sigma$ = acréscimo de tensão vertical provocada pelo aterro no meio da camada mole

O acréscimo de tensão no meio da camada foi calculado utilizando ábacos. Para a relação $(C_c/1+e_0)$ foi adotado um valor médio de 0,3. A tabela 3.2 apresenta os valores de estimativa de recalques esperado para as áreas estudadas.

Tabela 3.2 – Cálculo de recalque nos diversos trechos (CAMPOS, 2004).

Trecho	Tiba	E.66	E.380-E.390	E.390-E.393	E.472
Altura do aterro (m)	7,00	8,00	5,00	5,00	12,00
Profundidade do solo mole – H (m)	25,00	5,00	16,00	8,00	14,00
Tensões peso próprio meio camada - σ_0 (kPa)	75,00	24,00	48,00	24,00	84,00
Acréscimo de tensões meio camada $\Delta \sigma$ (kPa)	126,00	144,00	90,00	90,00	216,00
Recalque estimado - ΔH (m)	3,21	1,27	2,20	1,62	2,32

O cálculo do tempo necessário para que ocorra os recalques por adensamento, em função da carga do aterro, foi avaliado pela equação abaixo, considerando apenas recalque unidirecional e vertical.

$$t = \frac{H^2 \times T}{c_v} \quad [107]$$

onde :

t = tempo para ocorrer uma determinada porcentagem de recalque para T;

H = altura de drenagem;

T = Fator tempo para determinado valor de dissipação de poro-pressão;

c_v = Coeficiente de adensamento vertical.

O valor do coeficiente de adensamento vertical, c_v , foi adotado como sendo igual a $\frac{1}{4}$ do coeficiente de adensamento horizontal (com base em solos semelhantes), $c_v = c_h / 4$, que para c_h admitido de $2,4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, têm-se c_v de $6,1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Na tabela 3.3 têm-se os diversos tempos estimados para os diversos percentuais de recalque, considerando drenagem dupla do solo mole.

Tabela 3.3 – Cálculo do tempo para ocorrer diversas percentagens recalque para adensamento unidirecional vertical (CAMPOS, 2004).

Tempo (anos) para ocorrer diversas % de recalque						
% de recalque	T	Tiba	E.66	E.380-E.390	E.390-E.393	E.472
50%	0,197	22,0	2,3	0,9	0,9	5,1
60%	0,287	32,1	3,3	1,3	1,3	7,4
70%	0,403	45,1	4,6	1,8	1,8	10,4
80%	0,567	63,4	6,5	2,5	2,5	14,6
90%	0,848	94,8	9,7	3,8	3,8	21,9
98%	1,500	167,8	17,2	6,7	6,7	38,7

Para a aceleração do recalque foi feito um estudo com a utilização de drenos fibro-químicos (drenos pré-fabricados). Nesse estudo, avaliou-se o tempo necessário para dissipações do excesso de poro-pressão ou recalque, considerando diversos espaçamentos horizontais dos drenos, disposto numa malha quadrada. O cálculo do tempo foi feito utilizado à formulação abaixo, cujos resultados dos diversos tempos, em dias, para atingir um determinado percentual de recalque ou dissipação de poro-pressão para diversos espaçamentos são apresentados na tabela 3.4 (CAMPOS, 2004).

$$t = \frac{D^2}{8c_h} \times \left\{ \frac{\ln\left(\frac{D}{d}\right)}{\left[1 - \left(\frac{d}{D}\right)^2\right]} \right\} \times \ln\left[\frac{1}{(1-U)}\right] \quad [108]$$

onde:

D = espaçamento entre drenos, numa malha quadrada;

d = diâmetros equivalente dos drenos fibro-químico de 100 x 5 mm, igual a 67 mm;

U = dissipação de pressão neutra ou recalque, adotado 0,9 para 90 % de dissipação;

c_h = coeficiente de adensamento horizontal de $2,4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Tabela 3.4 – Tempo em dias para diversas % de recalque e espaçamento entre drenos (CAMPOS, 2004).

Tempo em dias, para diversas porcentagens de recalques espaçamento entre drenos						
% de recalque		60%	70%	80%	90%	98%
Espaçamento entre drenos (m)	1	14,75	19,38	25,90	37,06	62,96
	1,5	38,06	50,01	66,86	95,65	162,50
	2	73,86	97,06	129,74	185,62	315,36
	2,5	122,95	161,55	215,95	308,96	524,91

Análises com base nos resultados dos ensaios de campo levaram que fosse adotada a construção do aterro em etapas com emprego de drenos verticais pré-fabricados (drenos fibroquímicos) em espaçamento quadrangular de 1,5m. Recomendou-se também que toda a construção deveria ser acompanhada através de instrumentação geotécnica e equipe técnica especializada para analisar o comportamento do aterro sobre solos moles, visando garantir a estabilidade do mesmo durante sua construção. Sugeriu-se ainda, para uma construção mais rápida do aterro, que fosse colocado, em cada etapa, uma camada de geogrelhas visando aumentar ainda mais o fator de segurança contra a ruptura (CAMPOS, 2004).

3.3.2 - O PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO.

Para que se tivesse o devido acompanhamento que esse tipo de obra necessita, foi desenvolvido um projeto de instrumentação geotécnica. Esse projeto previa a instalação dos seguintes instrumentos:

- ✓ Medidores de deslocamentos horizontais em profundidade e deslocamentos verticais em superfície;
- ✓ Medidores de poro-pressão.

Como medidores de deslocamentos horizontais em profundidade adotou-se inclinômetros e a para medidas de deslocamentos verticais em superfície foram adotados placas de recalque e marcos superficiais. Esses instrumentos tinham como finalidade quantificar os deslocamentos associados, identificar os possíveis mecanismo de ruptura e verificar os critérios de projeto para o controle da construção dos aterros.

Os instrumentos previstos para medida do excesso de poro-pressão na camada de argila mole foram os piezômetros tipo Casagrande (de tubo aberto) e piezômetros

pneumáticos. Esses instrumentos foram implantados com o objetivo de análise do comportamento do aterro com relação à dissipação dos excessos de poro-pressão com o tempo, já que a construção do aterro se faria em etapas.

A geração de poro-pressão no pé do talude, em função do processo de cisalhamento da argila mole nessas regiões não foi objeto de medição em função das análises de estabilidade ter sido em termos de tensões totais, devido à construção rápida em cada etapa e pela complexidade, confiabilidade e acurácia das medidas de poro-pressão exigidas numa análise por tensões efetivas (OLIVEIRA, 2006).

A utilização desses instrumentos já é de uso bastante corrente na construção de diversos aterros experimentais e em obras reais como a BA-685, objeto do presente estudo. Vários trabalhos realizados e publicados no Brasil contam com a utilização desses instrumentos, a exemplo dos aterros experimentais do Campo Experimental do Sarapuí (ORTIGÃO, 1980 e COUTINHO, 1986) e mais recentemente as obras do SESC/SENAC (SPOTTI, 2006), em Condomínio da Barra da Tijuca (BEDESCHI, 2004) ambas no estado do Rio de Janeiro, e em Santa Catarina (OLIVEIRA, 2006).

A figura 3.10 apresenta a planta de instrumentação desenvolvida e implantada durante a construção dos aterros sobre solo mole na área de estabilização do rio João de Tiba onde se pode observar o posicionamento de instalação de cada instrumento.

3.3.3 - CONSTRUÇÃO DA CAMADA DE TRABALHO E INSTALAÇÃO DOS DRENOS PRÉ-FABRICADOS

As obras iniciaram-se em janeiro do ano de 2005 com a limpeza da vegetação rasteira na área onde seria construído o aterro. Em seguida, iniciou-se a construção do aterro pela camada de trabalho que corresponde para a área de estudo do rio João de Tiba e Rio Camurugi a camada drenante. Essa camada foi executada espalhando-se, com trator de esteira, pilhas de areia transportadas e descarregada por caminhões basculante (figuras 3.11 e 3.12).

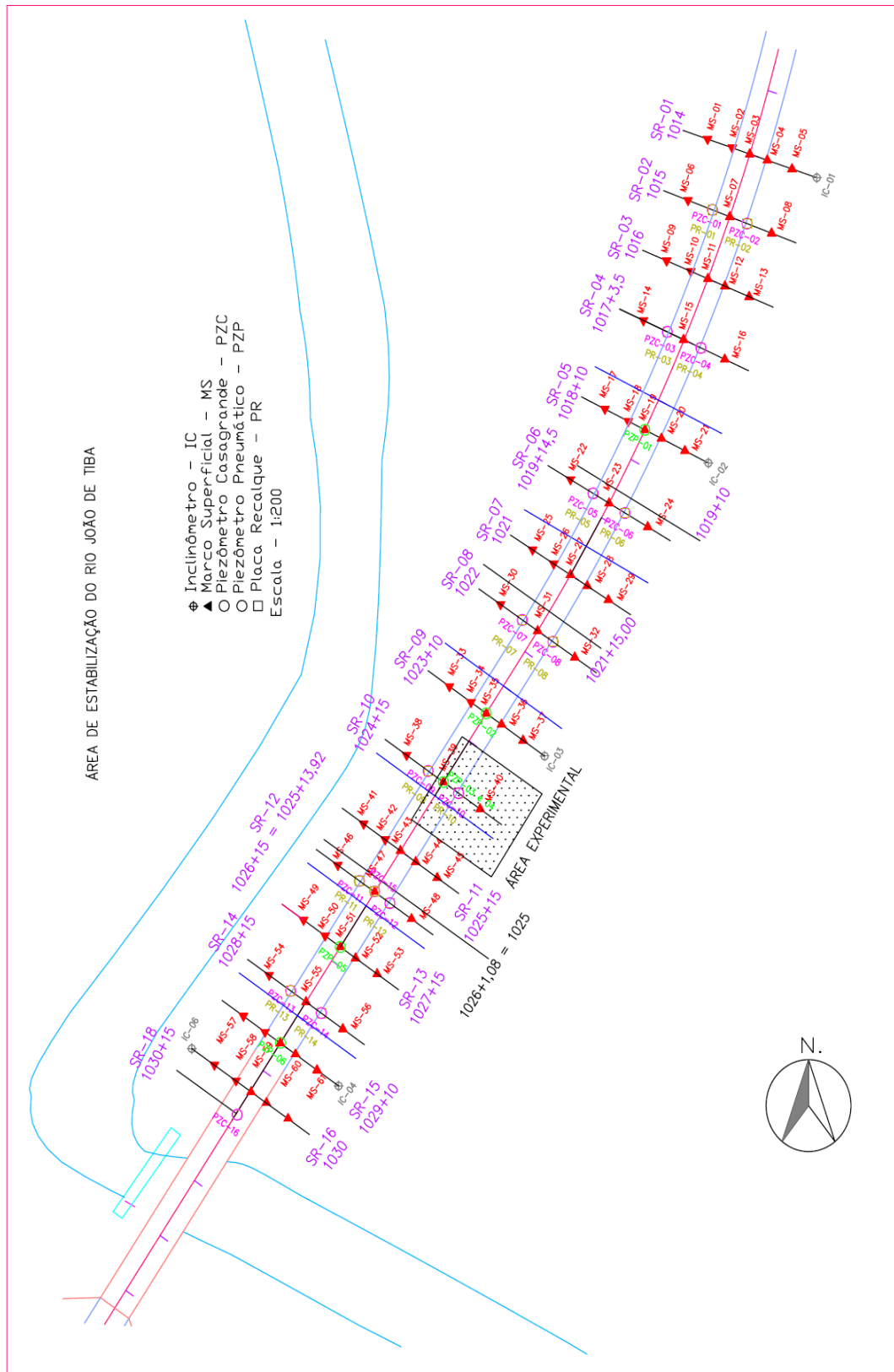


Figura 3.10– Projeto de instrumentação geotécnica na área de estabilização do rio João de Tiba (CAMPOS, 2004).



Figura 3.11 - Execução de camada drenante na área do rio João de Tiba.



Figura 3.12- Execução de camada drenante na área do rio Camuruji.

Em função da pequena espessura da camada drenante foi proibida qualquer movimentação de equipamento que pudesse provocar uma concentração de tensão na fundação como, por exemplo, rotação de equipamento sobre o próprio eixo e movimentações excessivas de caminhões. Durante a execução desse serviço não se observou nenhuma ruptura localizada no aterro.

Ao final da execução da camada drenante iniciou-se a instalação dos drenos pré-fabricados. A cravação se deu por meio de equipamento hidráulico de grande porte dotado de mandril capaz de instalar drenos nas profundidades entre 20 e 30 metros. As figuras 3.13 e 3.14 mostram a execução dos drenos.

Os drenos pré-fabricados foram instalados em um padrão quadrangular com espaçamento de 1,5m, previamente marcados topograficamente no terreno por meio de estacas de madeira. Logo que a cravação foi concluída, no mês de fevereiro de 2005, foi lançada uma camada de 0,3m de areia sobre os drenos, finalizando a camada drenante que ficou, em média, com 1m de espessura. O equipamento utilizado para cravação também utilizou esteira para se locomover. Assim como na execução da camada drenante, não se observou nenhuma trinca ou ruptura localizada durante a execução dos serviços de cravação.



Figura 3.13 – Cravação de drenos pré-fabricados na área do rio João de Tiba.



Figuras 3.14 - Detalhe do processo de cravação e do tipo de dreno pré-fabricado utilizado na área do rio João de Tiba.

3.3.4 - IMPLANTAÇÃO DE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA E AVANÇO DA CONSTRUÇÃO DO ATERRO.

A implantação da instrumentação geotécnica (figura 3.15) se deu imediatamente após a conclusão dos serviços de cravação dos drenos pré-fabricados e da camada drenante. Inicialmente, entre os dias 1 a 9/02/05, foram implantados os inclinômetros (JT-IC-04, JT-IC-03, JT-IC-02 e JT-IC-01, respectivamente) e o piezômetro pneumático JT-PZP-01. Os demais instrumentos projetados como piezômetros de Casagrande, placas de recalque e marcos superficiais também foram implantados à medida que o trabalho de elevação do aterro avançou.

Na área do Rio Camurugi, também foram implantados, nos dias 08 e 09/02/05, inicialmente os inclinômetros CM-IC-02, CM-IC-01 e CM-IC-03, respectivamente, sendo que os demais instrumentos seguiram o planejamento de elevação do aterro. Todos os instrumentos foram testados logo após sua instalação para verificação de funcionamento assim como tiveram sua cota de instalação registrada.



Figura 3.15- Implantação e leitura de instrumentos na área do rio João de Tiba.

Em nenhum momento o autor dessa dissertação teve presente na instalação dos instrumentos, as informações até aqui apresentada foram baseadas em anotações registradas em Diário de Obra pela equipe técnica responsável pelo acompanhamento da obra.

Para execução do aterro, propriamente dito, foram utilizados equipamentos como caçambas, escavadeira hidráulica, tratores de esteira, moto-scraper, trator de pneu com grade de disco e caminhões irrigadeiras (figuras 3.16).

A elevação da altura do aterro foi feita utilizando como material solo arenoso (Formação Barreiras) originado do corte em morros situado no caminhamento da estrada e de jazidas localizadas próximo ao local de implantação do aterro. A caracterização desse material, assim como do material utilizado na camada drenante, será apresentada no capítulo 4.



Figura 3.16- Construção do aterro na área do rio João de Tiba.

Conforme orientação de projeto a elevação do aterro se faria em camadas de 30 cm, compactadas na umidade ótima, até a conclusão da etapa. A construção do aterro estava prevista para ser executada em 03 etapas mais 01 etapa adicional

correspondente a sobrecarga que seria retirada posteriormente. O tempo de paralisação para início de próxima etapa de carregamento seria, inicialmente, de 60 dias, o que deveria ser confirmado através de análise da instrumentação geotécnica (CAMPOS, 2004).

Durante a execução do aterro ocorreram diversos problemas de danos, provocados pelos equipamentos de terraplenagem, em instrumentos instalados como piezômetros e placas de recalque além de problemas com a espessura da camada de aterro que muitas vezes ultrapassava a espessura liberada para execução. A maioria desses problemas já era prevista já que se tratava de uma obra real.

3.3.5 - LEITURAS DOS INSTRUMENTOS

As leituras dos instrumentos, tanto os que necessitavam de equipamentos topográficos como os que utilizavam sensores foram realizados pela equipe técnica do laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica/UFBA.

Diariamente realizavam-se leituras das placas de recalques e marcos superficiais. A equipe de topografia também ficava atenta a marcação das cotas referentes à elevação de novas camadas de aterro, modificação na geometria, trincas na superfície e elevação no pé do aterro.

Os piezômetros de Casagrande, pneumáticos e inclinômetros também eram lidos diariamente, exceto finais de semana ou quando a acessibilidade aos instrumentos, durante a execução das obras, não era permitida.

3.3.6 - HISTÓRICO DE RUPTURAS E ACONTECIMENTOS

A primeira evidência de existência de rupturas durante a construção do aterro ocorreu, precocemente, no dia 13/02/05, depois da execução das primeiras camadas, com material argiloso na área de estudo do Rio João de Tiba com aterro atingindo 1,78m de altura. A equipe que acompanhava a instrumentação verificou a existência de trincas entre as estacas 1018+3,00m a 1021+0,00m, que evoluíram, chegando no dia 14/02/05, a atingir profundidades entre 0,6m a 1m e espessuras capazes de proporcionar a visualização das camadas inferiores (colchão de areia e argila mole) além do nível d'água que se localizava a 0,50m abaixo do atual nível do aterro (figura

3.17 e 3.18). É importante salientar que entre os dias 14 á 23/02/05 choveu bastante na região o que pode ter influenciado no processo de ruptura o que será investigado.

Com o aparecimento da ruptura e, também por causa da chuva, somente atividades ligada ao acompanhamento e instalação de instrumentação geotécnica foram possíveis de serem realizadas. A partir do dia 23/02/05 a execução de aterro compactado foi liberada entre as estacas 1013+0,00m e 1016+10,00m.



Figura 3.17 – Início de ruptura na área do rio João de Tiba.



Figura 3.18 – Evolução da ruptura no trecho do rio João de Tiba

Acreditava-se inicialmente, que a ruptura ocorrida na área de estudo do rio do João de Tiba, aconteceu por elevação do excesso de poro-pressão associada à falta de

drenagem por parte da camada drenante. Com o objetivo de solucionar esse problema foram implantados, a partir do dia 27/02/05, dreno de brita envolto em manta geotêxtil, “charutos”, entre as estacas 1017+ 15,00m e 1029+0,00m (figura 3.19).

No dia 03/03/05, reiniciou-se a execução de aterro compactado na área de estudo do Rio João de Tiba ficando definido que o lançamento do material argiloso com uso do moto scraper somente seria feito entre as estacas 1013 a 1017, sendo o trecho restante executado com equipamentos convencionais como caçambas e trator de esteiras.



Figura 3.19- Execução dos drenos tipo “charutos” na área do rio João de Tiba.

Na área do rio Camurugi o mês de fevereiro foi destinado à execução dos drenos pré-fabricados e camada drenante, sendo que o único fato ocorrido que pudesse configurar uma possível ruptura foi a variação elevada na leitura do inclinômetro CM-IC-03 durante a cravação dos drenos.

Em função da ruptura ocorrida na área de estudo do rio João de Tiba, ficou definido que os drenos de brita envolto em manta geotêxtil também seriam executados na área do rio Camurugi.

No dia 04/03/05, na área do Rio João de Tiba, ocorreram mais fissuras entre as estacas 1014 e 1017, sendo suspensa a utilização do Moto Scraper. Nesse mesmo dia não foi mais possível realizar leituras no inclinômetro JT-IC-02 devido à impossibilidade de descida do torpedo.

No dia 09/03/05 na região do Camurugi, após execução do aterro compactado com solo arenoso, que em diversos trechos ficou superior aos 60 cm liberados, ocorreu grande trincamento entre as estacas 1386 e 1382 (figura 3.20 e 3.21).



Figura 3.20- Ruptura na área do rio Camurugi.



Figura 3.21- Evolução das primeiras rupturas no trecho do rio Camurugi.

A movimentação iniciou-se ao final da manhã, conforme relato de um operador da área. Imediatamente suspendeu-se a atividade no trecho direito da via, onde ocorreu a ruptura, ficando a faixa esquerda para trânsito das caçambas, que lançavam areia nas faixas restantes. Realizaram-se leituras dos inclinômetros e piezômetros, bem como nivelamento dos marcos superficiais constatando elevação das cotas piezométricas, nos locais de lançamento do solo arenoso. A partir desse momento nenhuma atividade de lançamento de material para execução do aterro foi realizada. O inclinômetro CM-IC-01 confirmou a gravidade do problema registrando deslocamentos superiores a 70 cm.

Durante o período em que ocorreram as rupturas os trabalhos de execução do aterro compactado foram interrompidos e se passou a investigar a existência ou não de drenagem radial promovida pelos drenos pré-fabricados, tanto na área do rio João de Tiba como do rio Camurugi, já que se contava com o perfeito funcionamento dos drenos para garantir o ganho de resistência e aumentar a estabilidade. Nesse mesmo tempo também foi coletado água para análise do PH.

Em junho de 2005, o IPHAN (Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional) e o IBAMA (Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e Recursos Renováveis) embargaram os trabalhos e multaram o órgão estadual, por não ter apresentado o estudo de impacto ambiental (EIA/RIMA). O embargo também se deu porque parte da obra estava sendo realizada dentro do perímetro do Museu Aberto do Descobrimento e numa área tombada pelo Patrimônio Histórico Nacional. Durante os meses de junho e julho nenhuma atividade com relação à execução das obras e leituras da instrumentação geotécnica foi realizada.

Diante destes e outros problemas havidos e da pressão pela conclusão da obra por parte das empresas envolvidas (Veracel, DERBA, MIREL), o DERBA resolveu alterar o greide original do trecho, diminuindo em alguns pontos a altura do aterro sobre o solo mole, conforme figura 3.22. Mesmo com a diminuição da altura do aterro, especificada no greide provisório, novas trincas ocorreram durante a execução do aterro. Buscando-se sanar este problema foi recomendado o uso de geogrelhas para reforço da base do aterro (CAMPOS, 2006a).

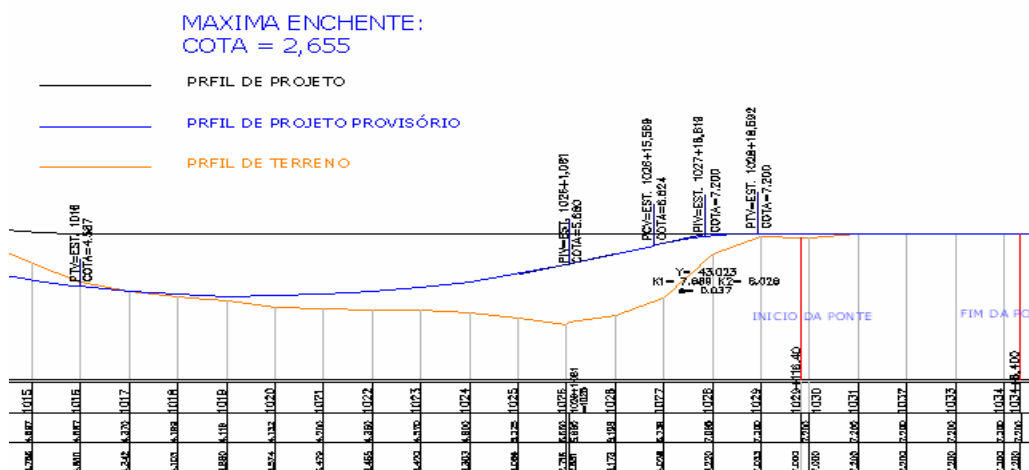


Figura 3.22- Greide provisório no trecho do rio João de Tiba (CAMPOS, 2006a).

Diagrama de uma ponte sobre o Rio João de Tiba, mostrando a área de estabilização dos solos moleis. A ponte é dividida em trechos coloridos (verde, amarelo, laranja, vermelho) com diferentes tipos de grelha e cargas. O diagrama indica a localização da ponte em relação ao rio e a área de estabilização dos solos moleis.

ÁREA ESTABILIZAÇÃO SOLOS MOLES
RIO JOÃO DE TIBA

1024 (verde) Grelha 400kN 692,24m²
1025 (amarelo) Grelha 800kN 1108,26m²
1026 (verde) Grelha 800kN 2033,50m²
1027 (amarelo) Grelha 1200kN 1245,15m²
1028 (vermelho) Grelha 1200kN 1245,15m²

1025 = 1026 + 1,081m

1030 (vermelho) Ponte sobre Rio

AZ=214,0m

Ponte de M. Sobre

*** Reforço do Encontro (1200kN)**
 - 15 x 30 = 450m²
*** Ruptura - Reforço (400kN)**
 - 20 x 40 = 800m²

Diagrama de uma área de estabilização de solos moles no Rio João de Tiba. A área é dividida em três grelhas coloridas: roxa (1024, 400kN, 553,60m²), vermelha (1025, 600kN, 830,40m²) e verde (1026, 800kN, 2169,41m²). O comprimento total da área é 1025 = 1026 + 1,081m. O largura é 27,68m. O rio está representado por uma linha azulada na base.

108

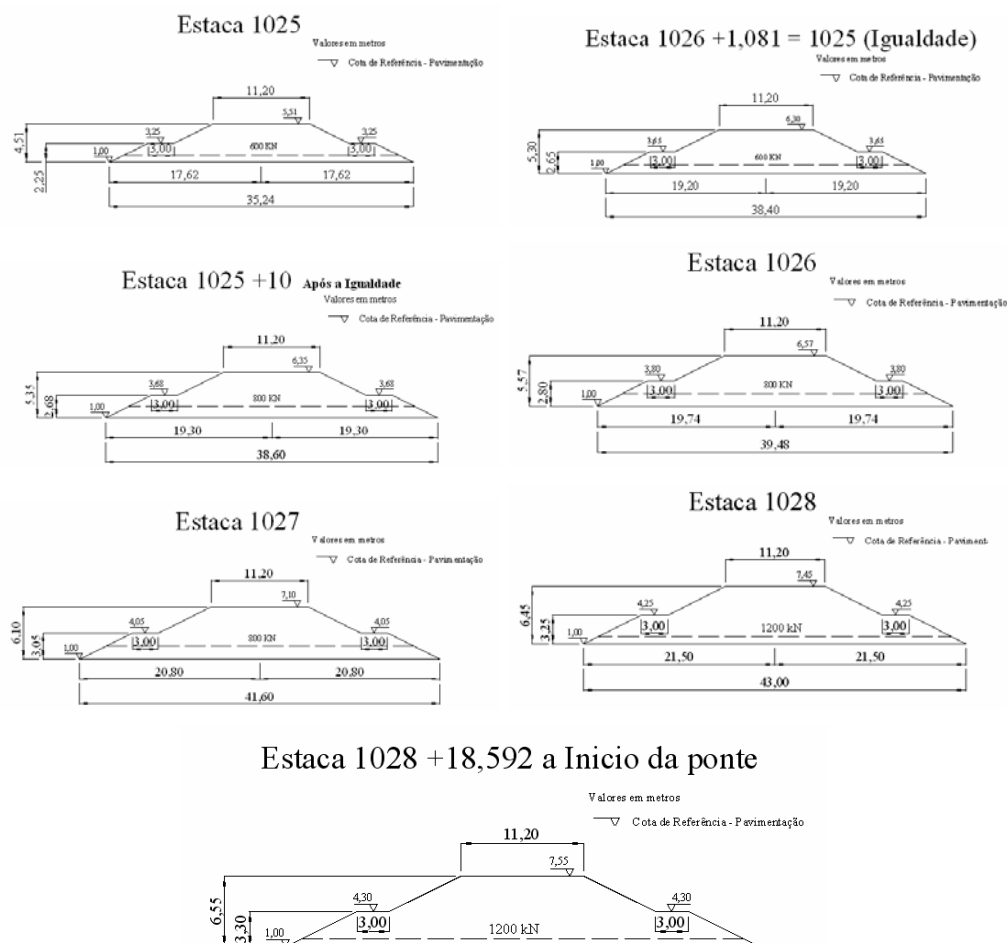


Figura 3.25- Seções do aterro com posicionamento da geogrelha para o trecho do rio João de Tiba (CAMPOS, 2006a)

A geogrelha especificada foi dimensionada com base em análise de diversas configuração de reforço utilizando o programa SLOPEW, admitindo como parâmetros de estabilidade do material do aterro ângulo de atrito 28 graus, camada drenante (areia) ângulo de atrito de 30 graus e camada de solo mole com resistência não-drenada constante de 10 kPa. Na figura 3.25 apresenta-se o posicionamento da geogrelha em relação às seções do aterro (CAMPOS, 2006a).

A inclusão da geogrelha no corpo do aterro de solo compactado somente se iniciou no mês de agosto de 2006 (figuras 3.26 e 3.27). Após a conclusão do reforço no mês de outubro de 2006 executou-se o complemento do aterro compactado.

A elevação do aterro compactado avançou e já se encontrava praticamente concluído quando no dia 24/11/06 verificou-se várias fendas indicativas de ruptura do aterro próximo ao encontro da ponte (figura 3.28 a 3.30). Após alguns, dias as fendas foram

preenchidas com areia e densificada com água (figuras 3.31 e 3.32). O restante do mês de dezembro de 2006 e janeiro de 2007 destinaram-se a conclusão do aterro e da estrutura de pavimentação, concluindo as obras (figura 3.33).

3.3.7 - AVALIAÇÃO DO PROJETO GEOTÉCNICO E EXECUÇÃO DAS OBRAS

As análises das informações obtidas permitem concluir que o projeto geotécnico dos aterros rodoviários sobre solos moles da BA-685 teve suas premissas baseadas nos poucos ensaios de campo, principalmente palheta e piezocone. Os poucos dados obtidos por tais ensaios não foram suficientes para caracterizar geotecnicamente os depósitos existentes.

Nenhuma campanha de retirada de amostras indeformadas foi realizada para que se pudesse através de ensaios de laboratório obter parâmetros de resistência e compressibilidade que servisse de comparativos com os dados obtidos pelos ensaios de campo.

Esses dados levaram a adoção, erradamente, de um processo executivo que precocemente se mostrou inadequado. A falta da adoção, desde o início das obras, de um elemento de reforço do tipo geogrelha se mostrou um erro, já que seu uso, sabidamente, favoreceria o aumento da segurança da construção e poderia evitar as rupturas ocorridas.

Outro fato que prejudicou o andamento das obras foi a falta de profissionais, engenheiros, com experiência na construção de aterros sobre solos moles para acompanhar o andamento das obras. A adoção de equipamentos de grande peso tal como moto-scrape, provavelmente, contribuiu para a acerbação do processo de rupturas e demonstrou a pouca importância dada pela construtora ao problema construtivo a ser enfrentado.



Figura 3.26-Instalação da geogrelha na área do rio João de Tiba.



Figura 3.27- Cobertura com material sobre a geogrelha na área do rio João de Tiba - 06/08/06.



Figura 3.28- Ruptura do aterro já reforçado na área do rio João de Tiba.



Figura 3.29- Ruptura do aterro próximo ao encontro da ponte na área do rio João de Tiba.



Figura 3.30-Trincas transversais no aterro próximo ao encontro da ponte na área do rio João de Tiba.



Figura 3.31- Preenchimento de trincas com areia.



Figura 3.32- Finalizando o preenchimento de trincas com areia.



Figura 3.33- Rodovia sendo pavimentada –trecho do rio João de Tiba.

CAPÍTULO 4 – ENSAIOS COMPLEMENTARES PÓS-CONSTRUÇÃO DOS ATERROS

4.1- INTRODUÇÃO

Com o objetivo de caracterizar geotecnicamente os materiais envolvidos na construção do aterro e do depósito de solo mole, foram realizados ensaios de campo e laboratório pós-construção da obra.

Os ensaios propostos se concentraram na área de estudo do rio João de Tiba, por ter sido a área onde ocorreram os maiores problemas de estabilidade e recalque durante a construção da rodovia.

4.2- ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo na área do rio João de Tiba consistiram na execução de verticais de piezocone e palheta. Os ensaios foram executados após 3 anos de implantada as obras da rodovia. Grande parte dos ensaios foram executados em verticais localizadas na estrada de serviço (posição 1 e 2), construída paralelamente ao aterro rodoviário (figura 4.2). Essa estrada servia de via alternativa para o tráfego de veículos durante a construção da estrada. Foi executado também, ensaios em verticais sob terreno natural (posição 3). Os locais de realização dos ensaios estão apresentados nas figuras 4.1 e 4.2.



Figura 4.1– Estrada de serviço (área do rio João de Tiba).

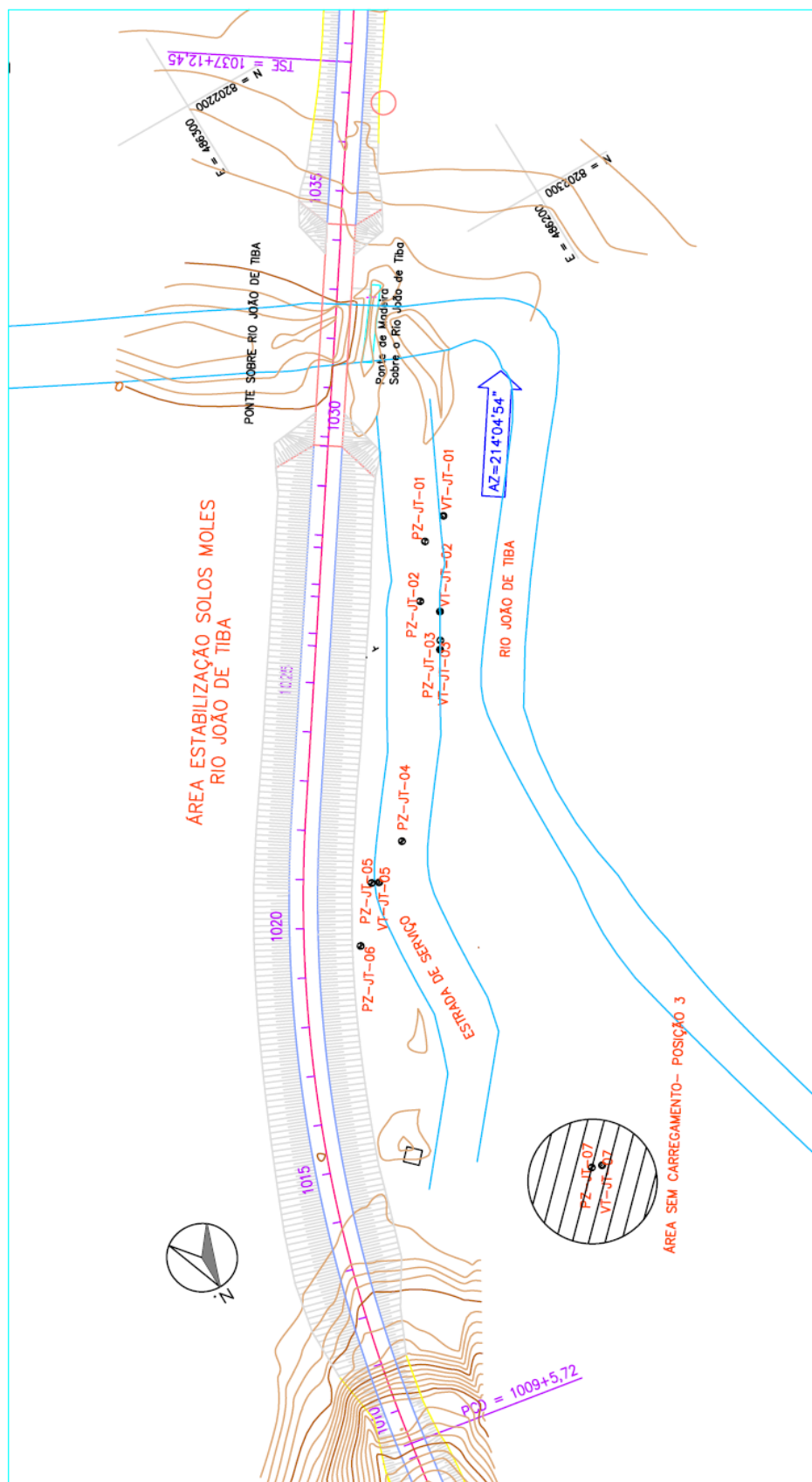


Figura 4.2 - Localização dos ensaios complementares (área do rio João de Tiba).

A figura 4.3 apresenta de forma esquemática as posições 1 e 2.

ESQUEMA DE POSIÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO - PALHETA E PIEZOCONO

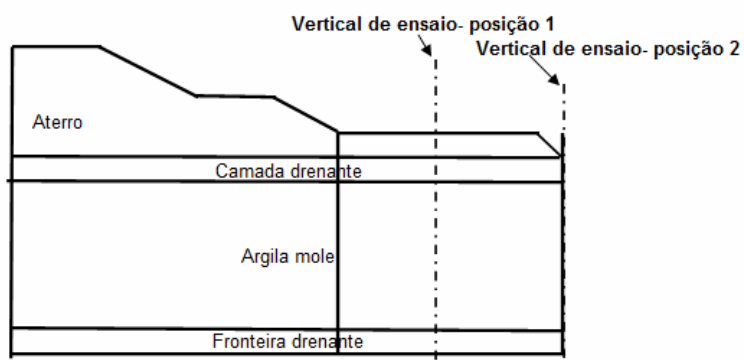


Figura 4.3- Desenho esquemático da posição das verticais de ensaios de palheta e piezocone.

As tabelas 4.1 e 4.2 indicam as respectivas posições, altura do aterro quando existir e posição de nível de água em relação ao terreno natural ou aterro superficial das verticais de ensaios de piezocone e palheta.

Tabela 4.1 – Situação de carregamento da vertical de piezocone ensaiadas (área do rio João de Tiba).

VERTICAIS DE ENSAIOS DE PEZOCONO				
Posição	Situação de Carregamento	Vertical de Piezocone	Espessura do aterro arenoso (m)	Profundidade do NA em relação ao nível do terreno (m)
Posição 1	Aterro	PZ-JT-01	2,00	0,60
	Aterro	PZ-JT-02	2,00	0,30
	Aterro	PZ-JT-04	2,00	0,40
Posição 2	Pé do talude	PZ-JT-05	2,00	0,30
	Pé do talude	PZ-JT-03	2,00	0,50
	Pé do talude	PZ-JT-06	2,00	0,20
Posição 3	Terreno natural	PZ-JT-07	0,00	0,20

Tabela 4.2 – Situação de carregamento da vertical de palheta ensaiada (área do rio João de Tiba).

VERTICAIS DE ENSAIOS DE PALHETA				
Posição	Situação de Carregamento	Vertical de Palheta	Espessura do aterro arenoso (m)	Profundidade do NA em relação ao nível do terreno (m)
Posição 2	Pé do talude	VT-JT-01	2,00	0,60
	Pé do talude	VT-JT-02	2,00	0,30
	Pé do talude	VT-JT-03	2,00	0,50
	Pé do talude	VT-JT-05	2,00	0,30
Posição 3	Terreno natural	VT-JT-07	0,00	0,20

4.2.1 – ENSAIOS DE PIEZOCONO

Os ensaios de piezocone foram realizados pela equipe técnica do Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da UFBA, empregando equipamento de penetração estática com capacidade de reação de 100 kN (10 tf).

O cone utilizado possui resistência de ponta de 50 MPa e área de atrito lateral de 150 cm². O sistema de reação foi provido por meio de haste de ancoragens helicoidais acionada por um sistema hidráulico movido por um motor a explosão. A ponteira e os demais dispositivos eletrônicos usados são os desenvolvidos pela GEOTECH AB. Para manter a saturação do elemento poroso de bronze sinterizado foi utilizado como fluido a glicerina líquida. Durante os ensaios a ponteira do piezocone foi cravada a uma velocidade de penetração aproximadamente constante de 2,0 cm/s. A cada 2 cm de acréscimo de profundidades, sensores localizados no cone enviavam através de um sistema de ondas acústicas, sinais para o sistema automático de aquisição que registrava a resistência de ponta à penetração (q_c); a resistência lateral por atrito ou local (f_s) e a poro-pressão (u_2), através do elemento poroso, localizado na base do cone.

Todos os sinais obtidos foram armazenados em um computador portátil do tipo Palm Top. Esse sistema tem a capacidade de permitir visualização em tempo real dos dados obtidos. Juntamente com os ensaios de penetração estática foram realizados os

ensaios de dissipação de poro-pressão. As figuras 4.4 e 4.5 mostram detalhes da realização do ensaio de piezocone em campo.



Figura 4.4 – Ensaio de piezocone (área do rio João de Tiba).



Figura 4.5 – Montagem e saturação do piezocone (área do rio João de Tiba).

Os resultados obtidos dos ensaios de piezocone realizados na área do rio João de Tiba são apresentados nas figuras 4.6 à 4.12.

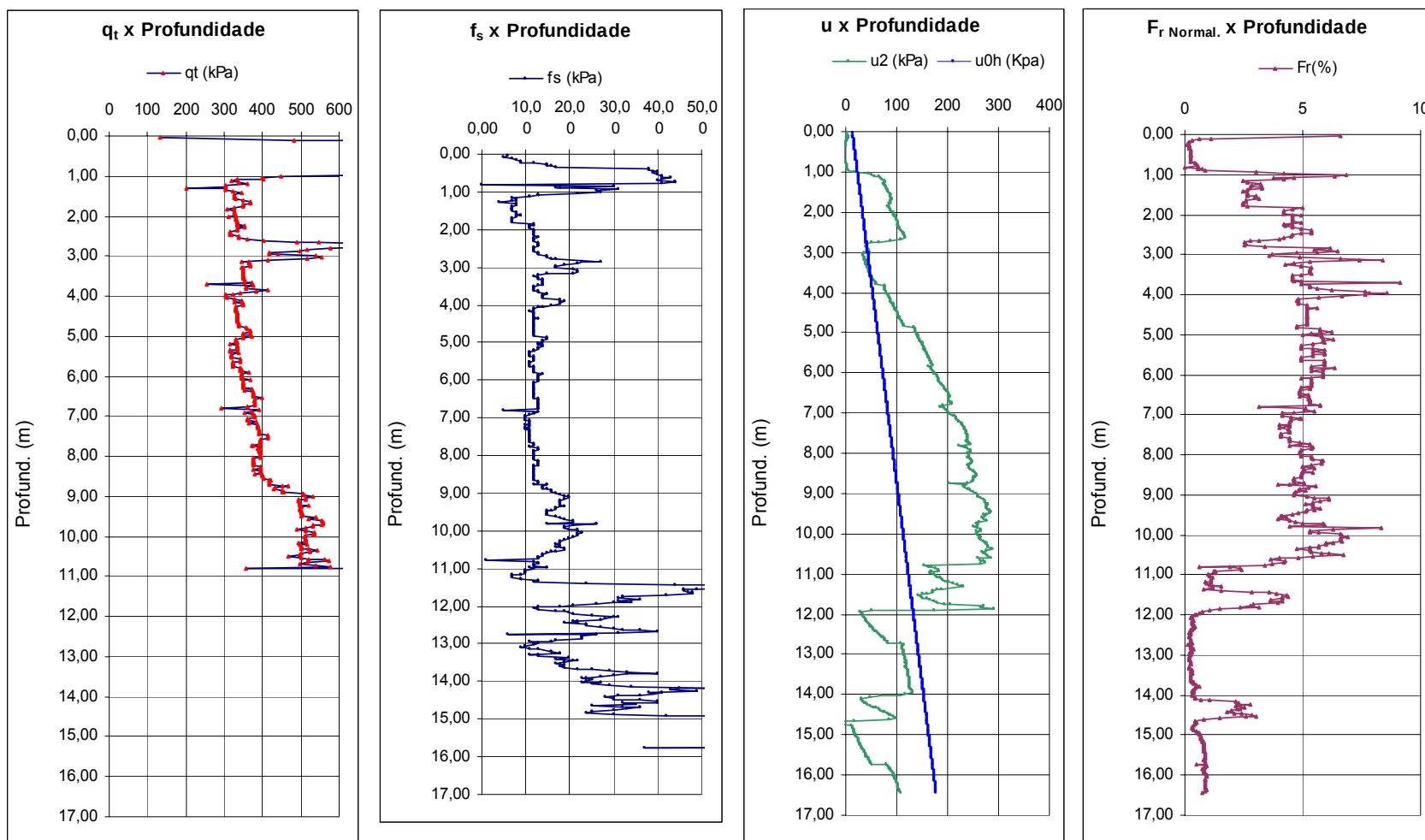


Figura 4.6 – Resultado da vertical de ensaio de piezocone PZ-JT-01/E1027+15,00 (área do rio João de Tiba).

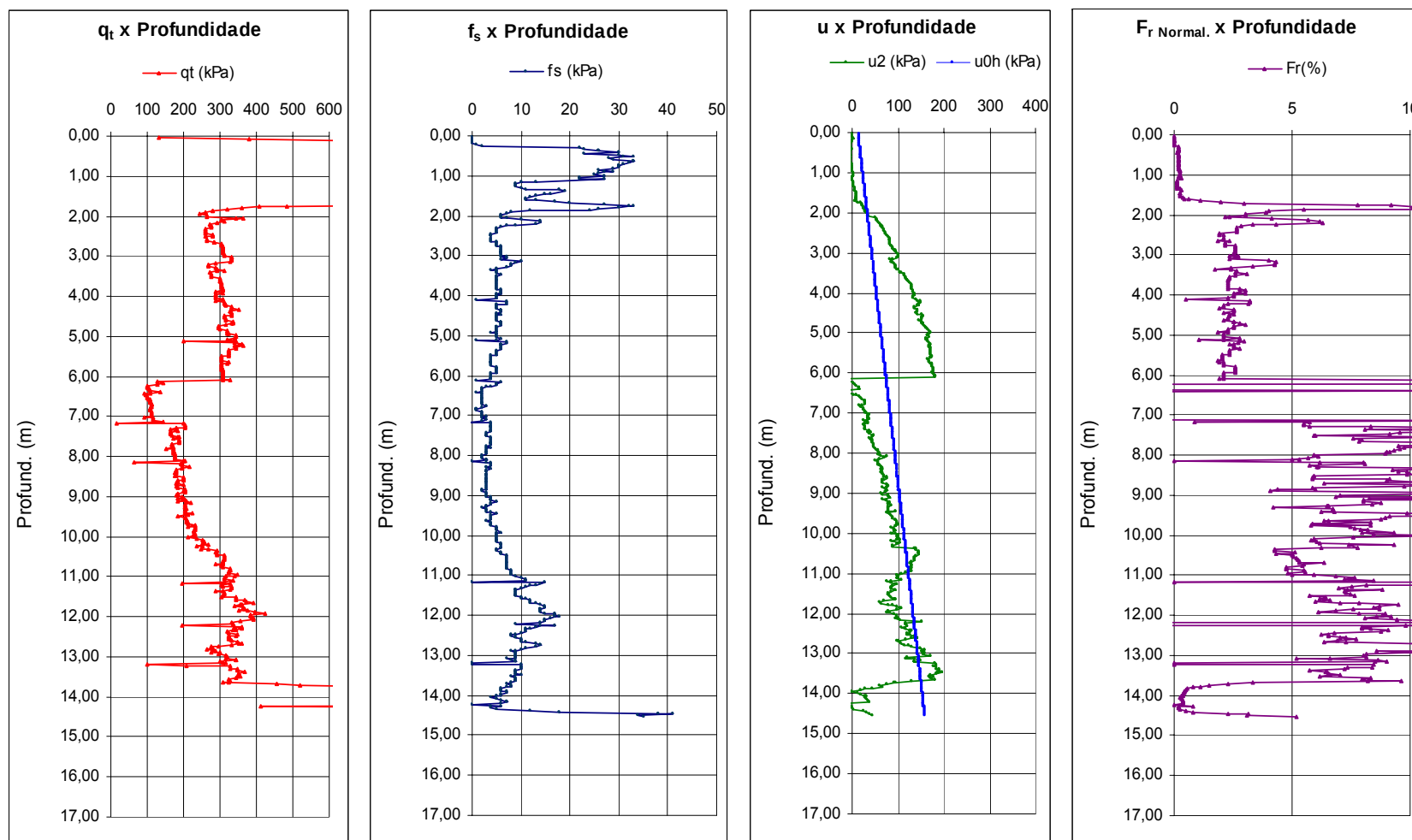


Figura 4.7 – Resultado da vertical de ensaio de piezocone PZ-JT-02/E1026+15,00 (área do rio João de Tiba).

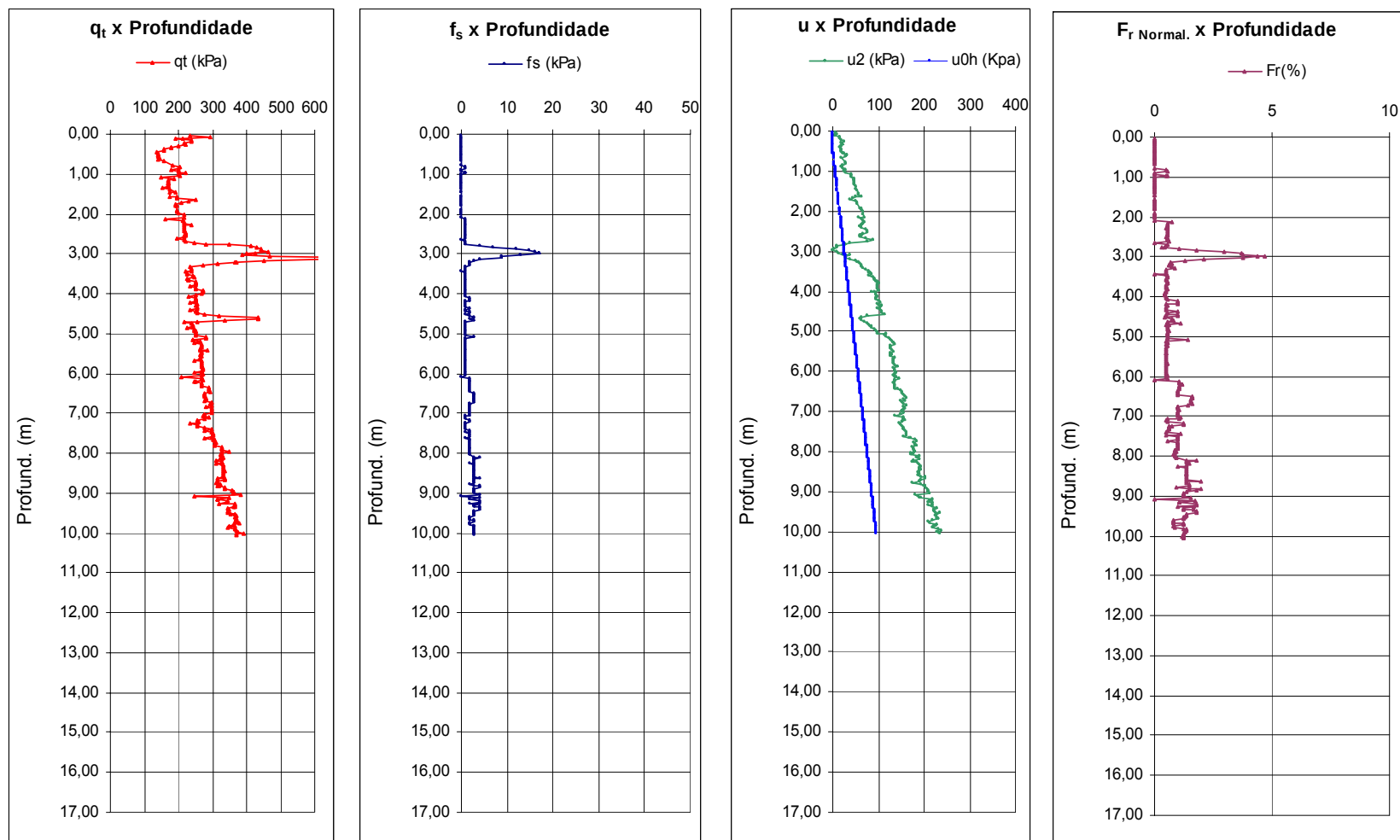


Figura 4.8 – Resultado da vertical de ensaio de piezocone PZ-JT-03/E1025+15,00 (área do rio João de Tiba).

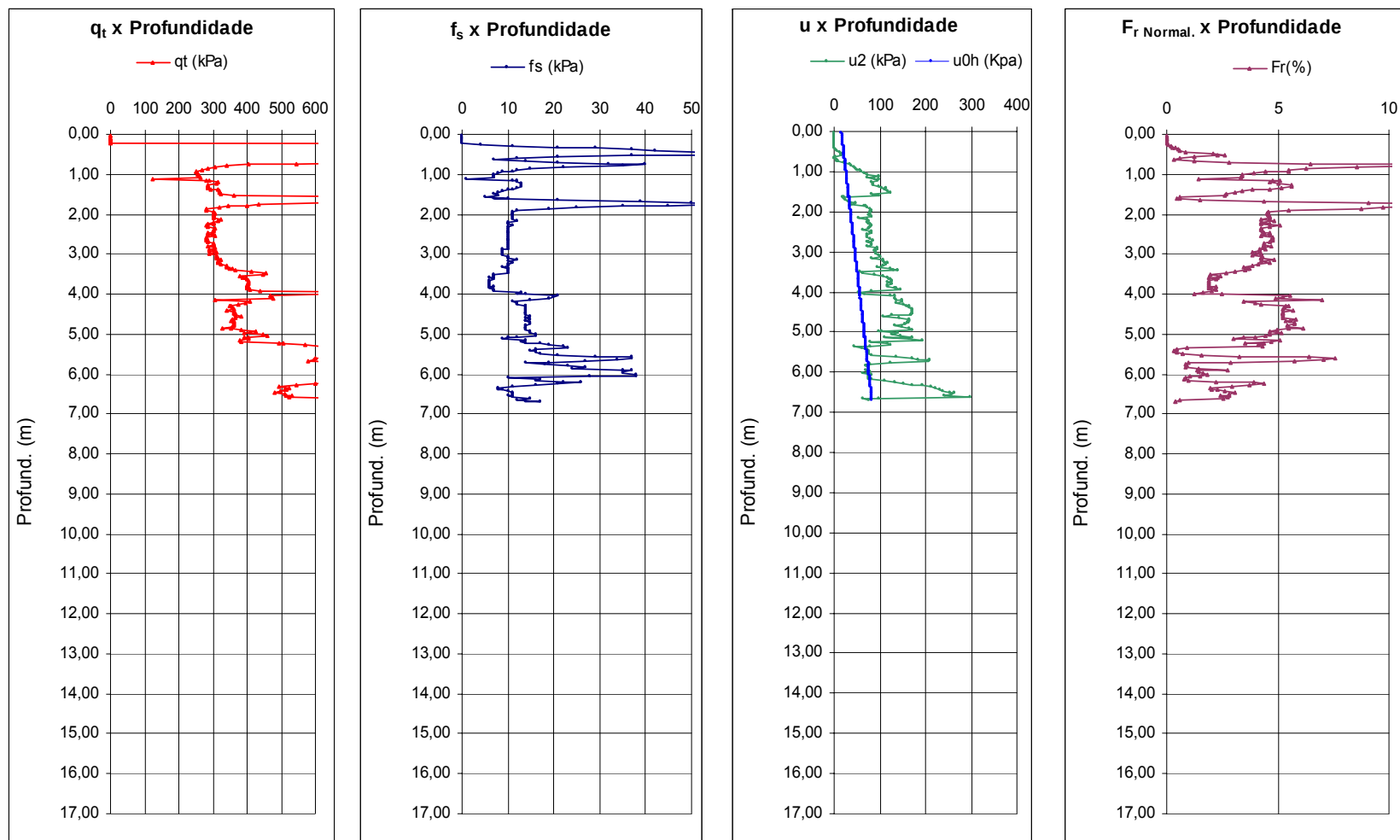


Figura 4.9 – Resultado da vertical de ensaio de piezocone PZ-JT-04/E1021 +15,00 (área do rio João de Tiba).

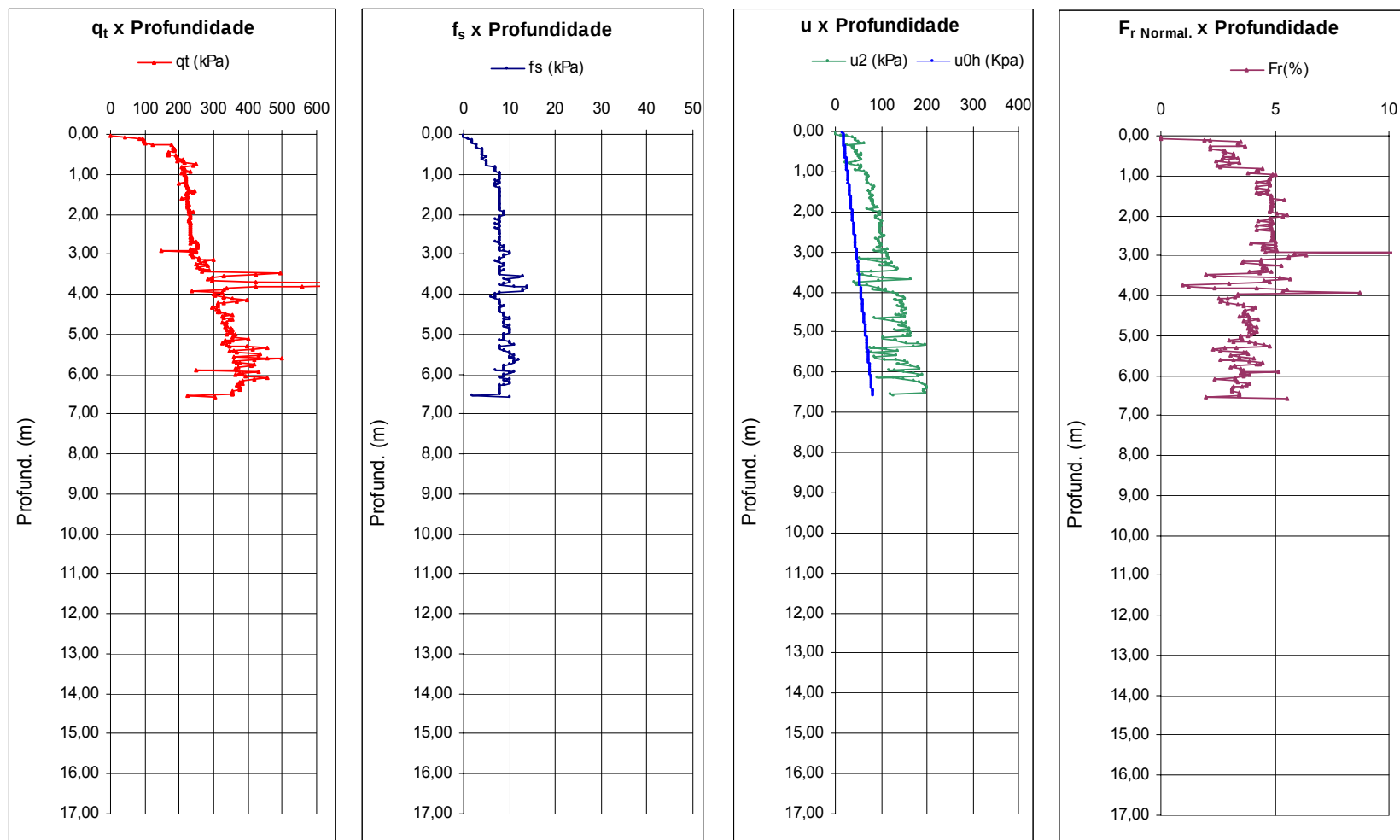


Figura 4.10– Resultado da vertical de ensaio de piezocone PZ-JT-05/E1021 (área do rio João de Tiba).

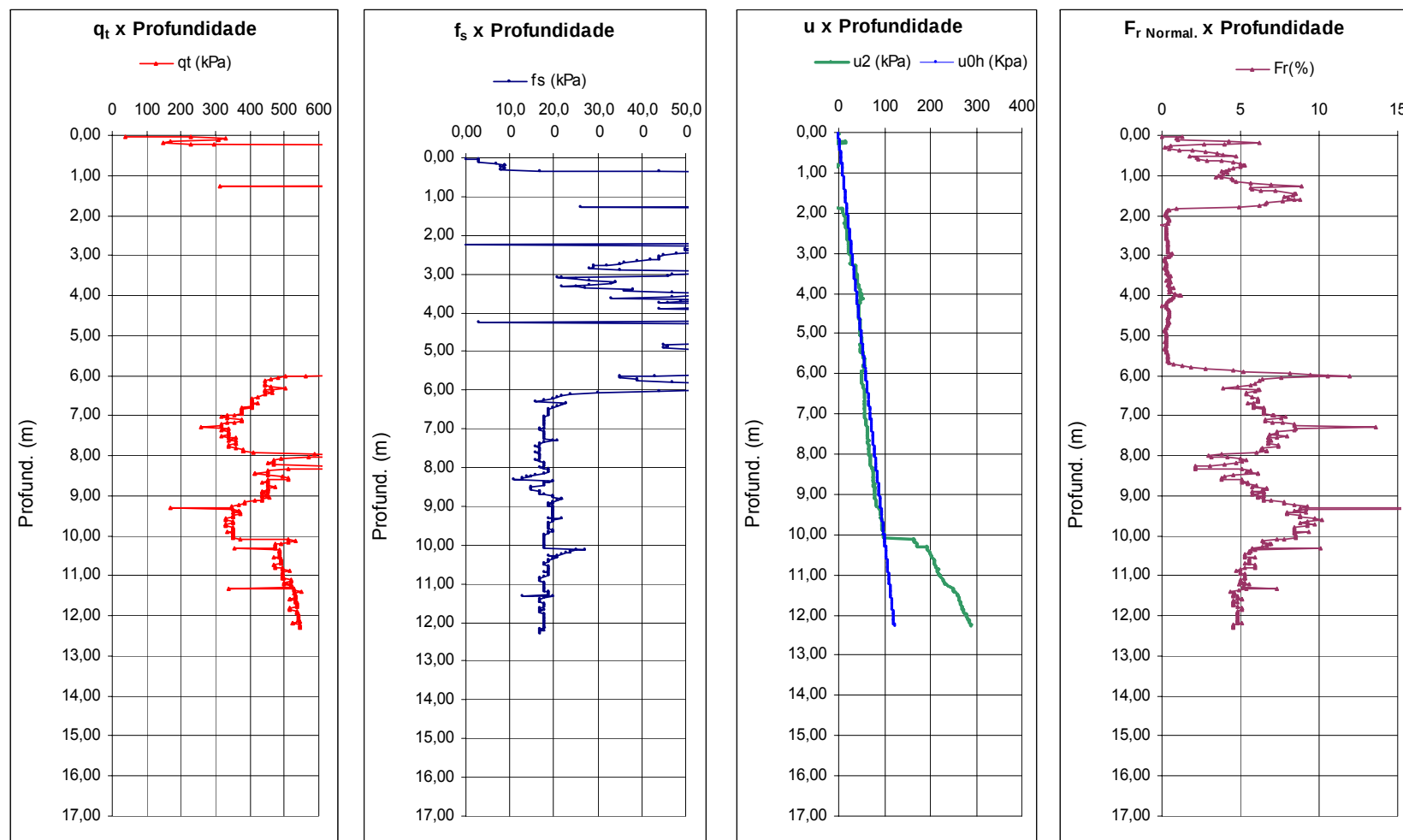


Figura 4.11– Resultado da vertical de ensaio de piezocone PZ-JT-06/E1019+10,00 (área do rio João de Tiba).

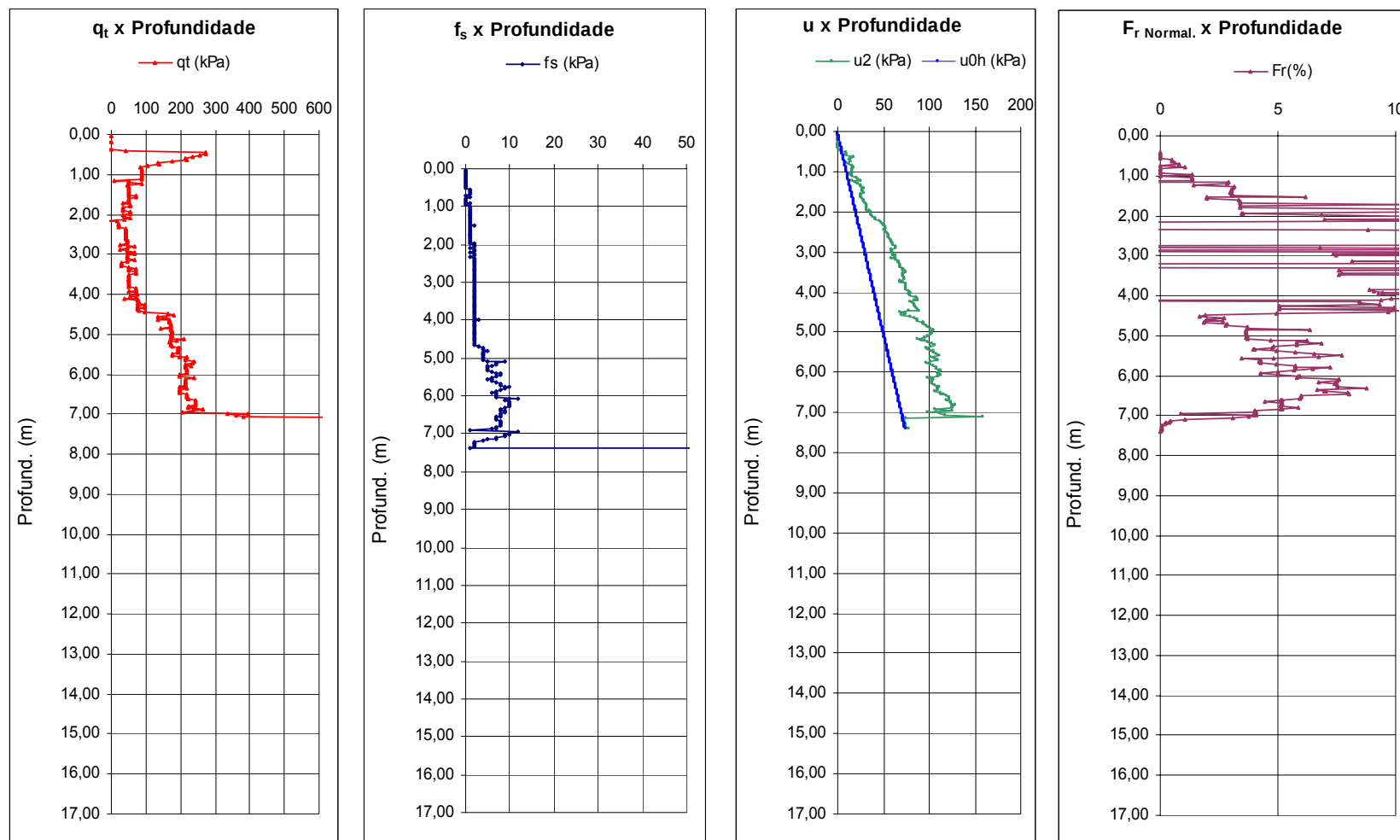


Figura 4.12– Resultado da vertical de ensaio de piezocone PZ-JT-07/área virgem de carregamento (área do rio João de Tiba).

4.2.1.1 - ENSAIO DE DISSIPAÇÃO DE PORO-PRESSÃO

Foram realizados ensaios de dissipação em algumas das verticais de piezocone. Alguns ensaios tiveram de ser interrompidos por problemas com o sistema de captação de sinal do cone. Os resultados dos ensaios mais representativos são apresentados na figura 4.13 e 4.14.

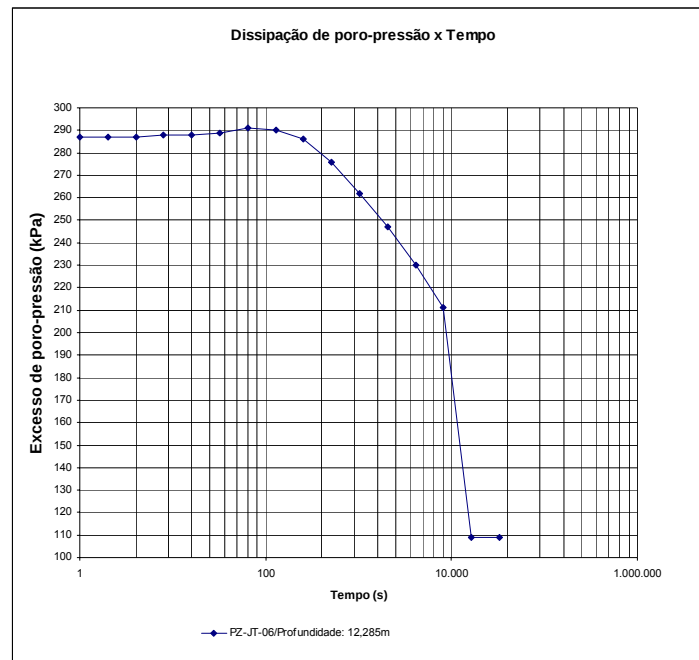


Figura 4.13 – Ensaio de dissipação, vertical PZ-JT-06, prof. 12,28m (rio João de Tiba).

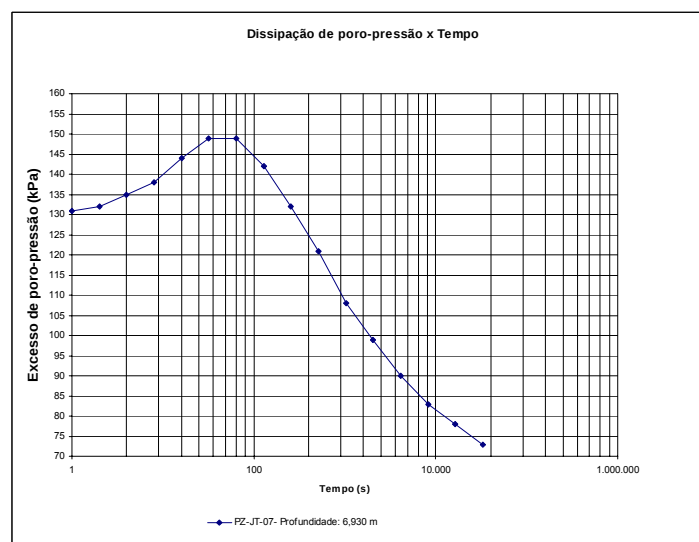


Figura 4.14 – Ensaio de dissipação, vertical PZ-JT-07, prof. 6,93m (rio João de Tiba).

4.2.2 – ENSAIOS DE PALHETA

O ensaio de palheta empregou equipamento elétrico também procedente da GEOTECH AB, munido de dispositivo denominado “*slip-coupling*” que auxilia a identificação do atrito do sistema e sua posterior correção. À medida que se introduz a palheta no solo na profundidade desejada de ensaio, posiciona-se a unidade de torque e medição, zeram-se os instrumentos e se aplica o torque a uma velocidade de 6° graus/min. As medidas de torque e rotação foram efetuadas no topo do sistema de haste e os ensaios empregavam uma palheta com 6,5 cm de diâmetro e 13,0 cm de altura. Os valores fornecidos pelo sistema já se encontram corrigidos em função do atrito medido pelo *slip-coupling*, definido como base no “patamar” inicial da curva torque *versus* rotação.

Durante a realização dos ensaios de palheta procurou-se realizá-los o mais próximo possível das verticais de ensaio de piezocone. No entanto, devido às dificuldades encontrada em manter o furo estável, nos locais onde existia a presença de aterro e nível de água elevado foi necessário deslocar o ensaio de palheta para pontos localizados mais na borda do aterro criando assim a posição 2. Infelizmente não foi possível contar com equipamento de sondagem a percussão para que se pudesse “encamisar” os furos e assim realizar todos os ensaios de palheta em vertical próxima à vertical do ensaio de piezocone (figura 4.15).



Figura 4.15 – Ensaio de palheta (área do rio João de Tiba).

A figura 4.16 apresenta os resultados dos ensaios de palheta realizados em diversas seções dos aterros da área de estudo do rio João de Tiba. A profundidade plotada é contada a partir do topo da camada de argila mole. Os valores de resistência não-

drenada apresentados correspondem aos resultados do ensaio de palheta medidos em campo sem aplicar o fator de correção (μ) nos valores encontrados conforme recomendado por BJERRUM (1972).

A sensibilidade do depósito também foi aferida realizando o ensaio de palheta amolgando o solo em torno da palheta, e realizando nova medida de torque. Os resultados estão apresentados na figura 4.17.

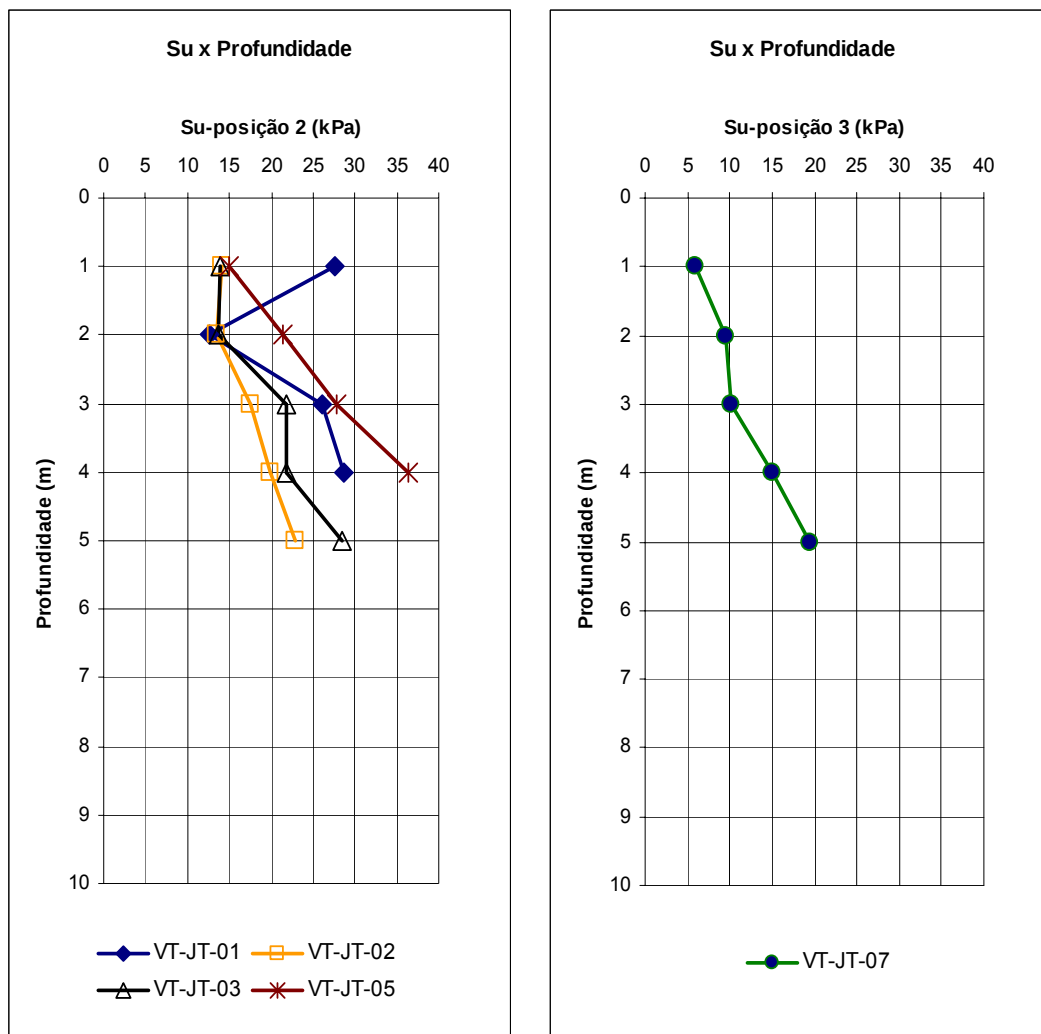


Figura 4.16 - Resultados dos ensaios de palheta na área do rio João de Tiba.

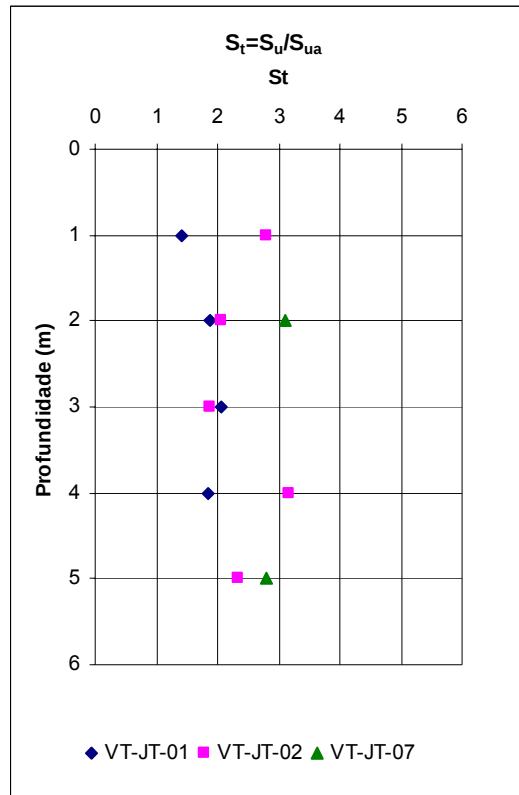


Figura 4.17 - Valores de sensibilidade de argila na área do rio João de Tiba.

4.3 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Amostras dos materiais da área de estudo do rio João de Tiba que compõem o aterro compactado (arenoso), a camada drenante (areia) e do depósito de solo mole foram coletadas e levadas ao laboratório da Escola Politécnica/UFBA para realização dos seguintes ensaios:

- ✓ Aterro (arenoso): granulometria, compactação Proctor Normal, cisalhamento direto;
- ✓ Camada drenante (Areia): granulometria, densidade máxima e mínima, cisalhamento direto;
- ✓ Fundação (argila mole): caracterização.

Devido ao estado de amolgamento da amostra de argila mole não foram programados ensaios triaxiais e de adensamento oedométrico.

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização das amostras de argila mole (fundação), areia (camada drenante) e solo arenoso (aterro).

Tabela 4.3 – Ensaio e classificação de solo.

SOLO	GRANULOMERIA							LIMITES			CLASSIF.	COMPACTAÇÃO	
	PERCENTAGEM QUE PASSA							W _L	W _P	I _P	UNIFICADA	γ (kN/m ³)	W _{ot} (%)
	3/8 "	# 4	# 10	# 20	# 40	# 100	# 200	(%)	(%)	(%)			
Fundação	100	100	100	96	92	88	87	117	71	46	MH		
Dreno	92	85	68	44	29	9	3				SP		
Aterro	95	92	82	58	38	13	9					19,63	10,17

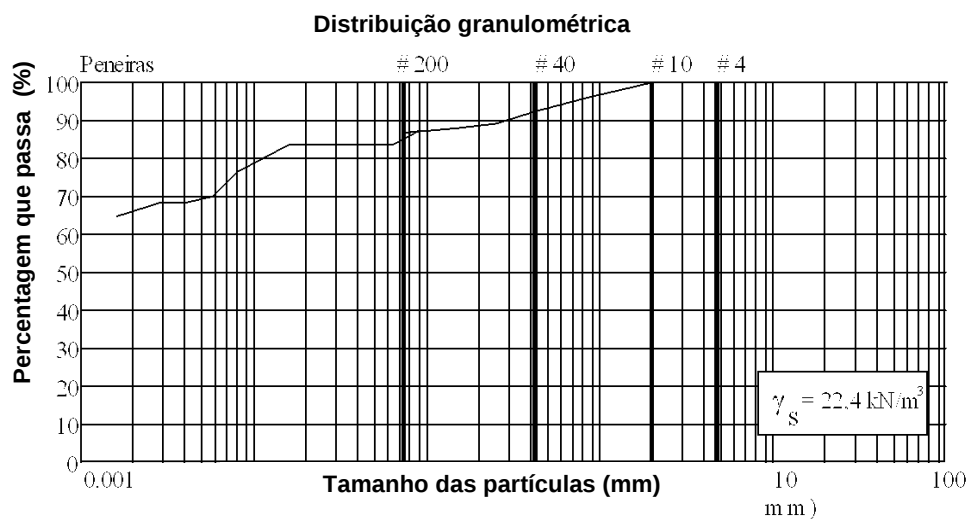


Figura 4.18 – Distribuição granulométrica do solo de fundação (argila mole).

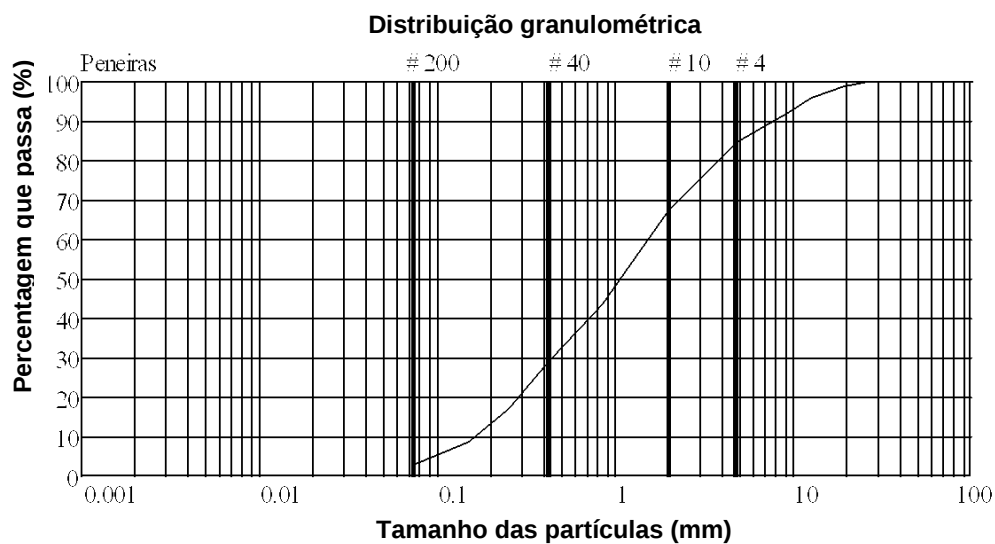


Figura 4.19– Distribuição granulométrica do material da camada drenante (areia).

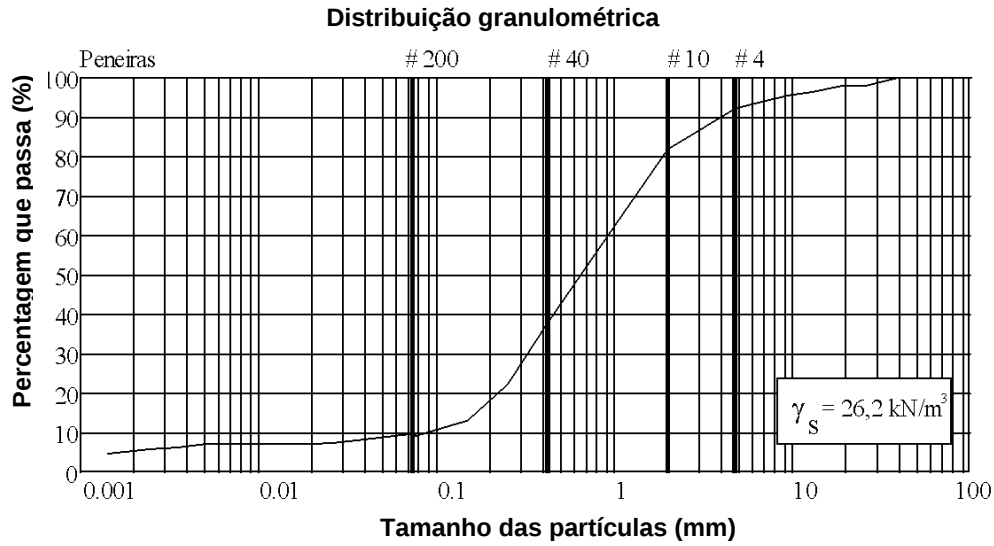


Figura 4.20 - Distribuição granulométrica do material do aterro (arenoso).

A seguir apresentam-se as envoltórias de resistência obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto para as amostra de solo arenoso (aterro) e areia (camada drenante). Para o material arenoso, o ensaio foi realizado em amostras compactadas na umidade ótima de 10,17% do Proctor Normal.

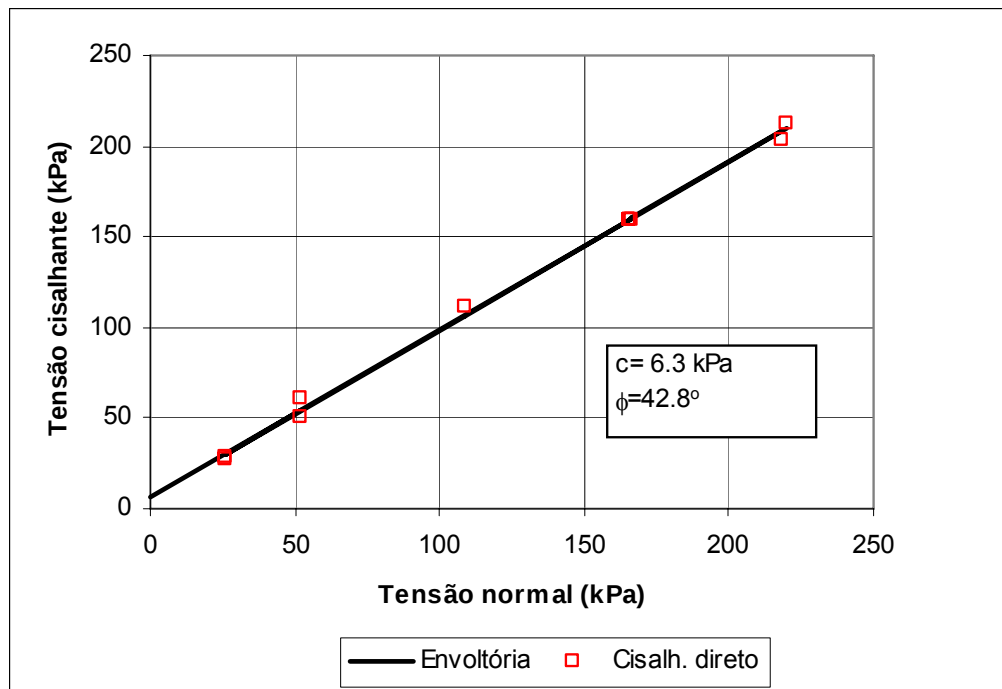


Figura 4.21 – Envoltória de resistência para o solo arenoso compactado PN (aterro).

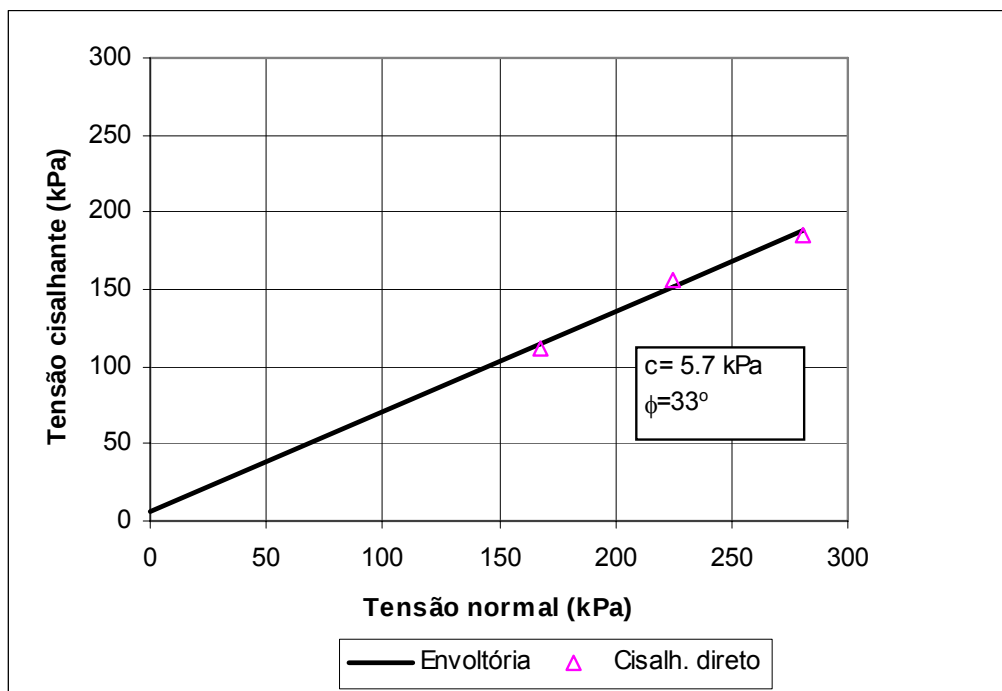


Figura 4.22 - Envoltória de resistência para a areia (camada drenante).

4.4- ANÁLISES DOS ENSAIOS DE CAMPO

4.4.1 – ANÁLISE DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE.

4.4.1.1 – HOMOGENEIDADE DO DEPÓSITO

Analizando-se as verticais de ensaio de piezocone na posição 1 (PZ-JT-01, PZ-JT-02 e PZ-JT-04), e posição 2 (PZ-JT-03, PZ-JT-05 e PZ-JT-06), pode-se ter indicação sobre a homogeneidade do depósito. Buscou-se, inicialmente, verificar a convergência das curvas de resistência de ponta corrigida, q_t , atrito lateral, f_s , e poro-pressão medida na base do cone, u_2 , contra a profundidade para as verticais ensaiadas.

A resistência de ponta corrigida é calculada utilizando-se a expressão:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad [4.1]$$

onde:

q_t - resistência de ponta corrigida;

q_c - resistência de ponta medida pelo cone;

u_2 - poro-pressão medida na base do cone;

$a = A_n/A_c$ –relação de áreas: A_n =área do fuste interno do cone; A_c =área da projeção da face do cone.

A relação de áreas utilizada para o cone foi de $A_n/A_c=0,57$. As figuras 4.23 e 4.24 apresentam as comparações entre as verticais ensaiadas para a posição 1 (sob aterro) e posição 2 (no pé do talude).

Observa-se que, para a posição 1 (aterro) existe uma grande semelhança da resistência de ponta corrigida, principalmente, entre as verticais PZ-JT-01 e PZ-JT-02, afastadas entre si de 20m. Para a vertical PZ-JT-04, distante da vertical PZ-JT-02 de 100m, a curva mantém o formato, mas apresenta valores iniciais de resistência de ponta um pouco mais baixos, passando a convergir a partir de 2m de profundidade.

A análise das curvas mostra claramente uma região onde a resistência de ponta atinge valores elevados até a profundidade de 1m para as verticais PZ-JT-01 e PZ-JT-02, e de 2m para a vertical PZ-JT-04 confirmando a existência da camada drenante (areia) na estrada de serviço conforme assinalado na figura 4.2. A partir dessas profundidades observa-se uma redução significativa da resistência de ponta acompanhada de uma elevação do excesso de poro-pressão, o que indica o início da camada de solo argiloso. Na posição 2 (pé do talude), há também uma convergência de valores de resistência de ponta, atrito lateral e poro-pressão entre as curvas para a vertical PZ-JT-03 e PZ-JT-05. A vertical PZ-JT-06 apresenta valores divergentes de resistência de ponta, atrito lateral até aproximadamente a profundidade de 6m quando então passa a convergir. Esse fato pode ser explicado pela maior altura de aterro junto à vertical ensaiada assim como a proximidade, menos de 0,5m, com a primeira linha de drenos verticais pré-fabricados implantados durante a construção do aterro da rodovia. A vertical de ensaio de piezocone JT-PZ-06 foi a que mais se aproxima do aterro da rodovia, praticamente no pé do talude do aterro rodoviário. Essa situação, apesar de ter sido almejada no programa de ensaios, não foi atingida nas demais verticais em função da dificuldade da penetração do cone, devido à presença da camada drenante (areia). Para a viabilização do ensaio, faz-se-ia necessário encamisamento do furo até a profundidade de início do ensaio. Infelizmente não houve recursos financeiros para mobilização de equipe e equipamento para tal. Analisando os dados do ensaio na vertical PZ-JT-07 (figura 4.12) verificam-se comportamento semelhante dos demais ensaios. A análise dos ensaios também revela problemas com a saturação do elemento poroso utilizado na maioria dos ensaios o que prejudicou a medidas de poro-pressão. Também não foi realizada calibração do piezocone em laboratório o que pode ter influenciado ainda mais as medidas. Com base nesses resultados pode-se concluir pela homogeneidade do depósito.

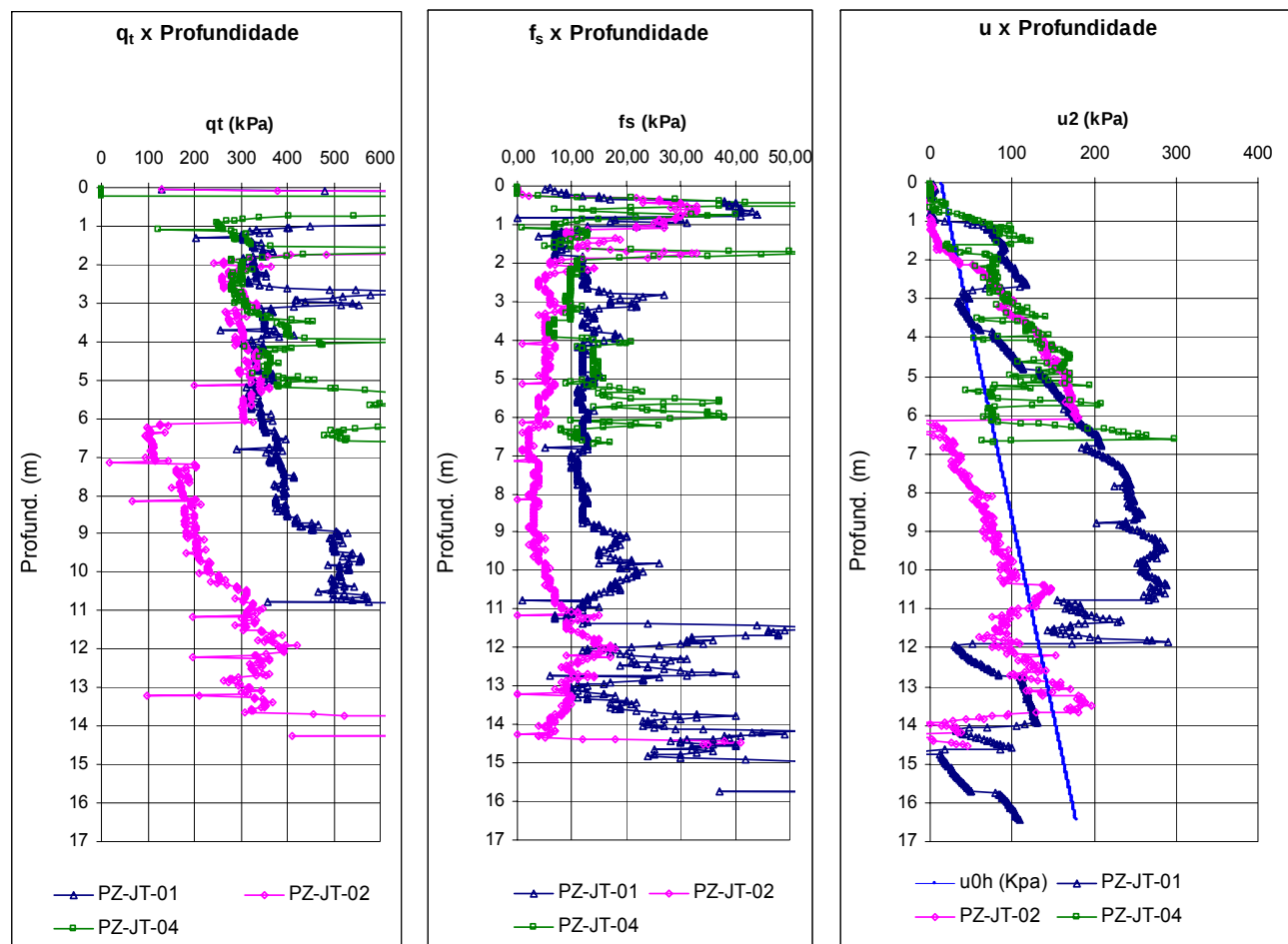


Figura 4.23 - Gráfico comparativo para posição 1 (rio João de Tiba).

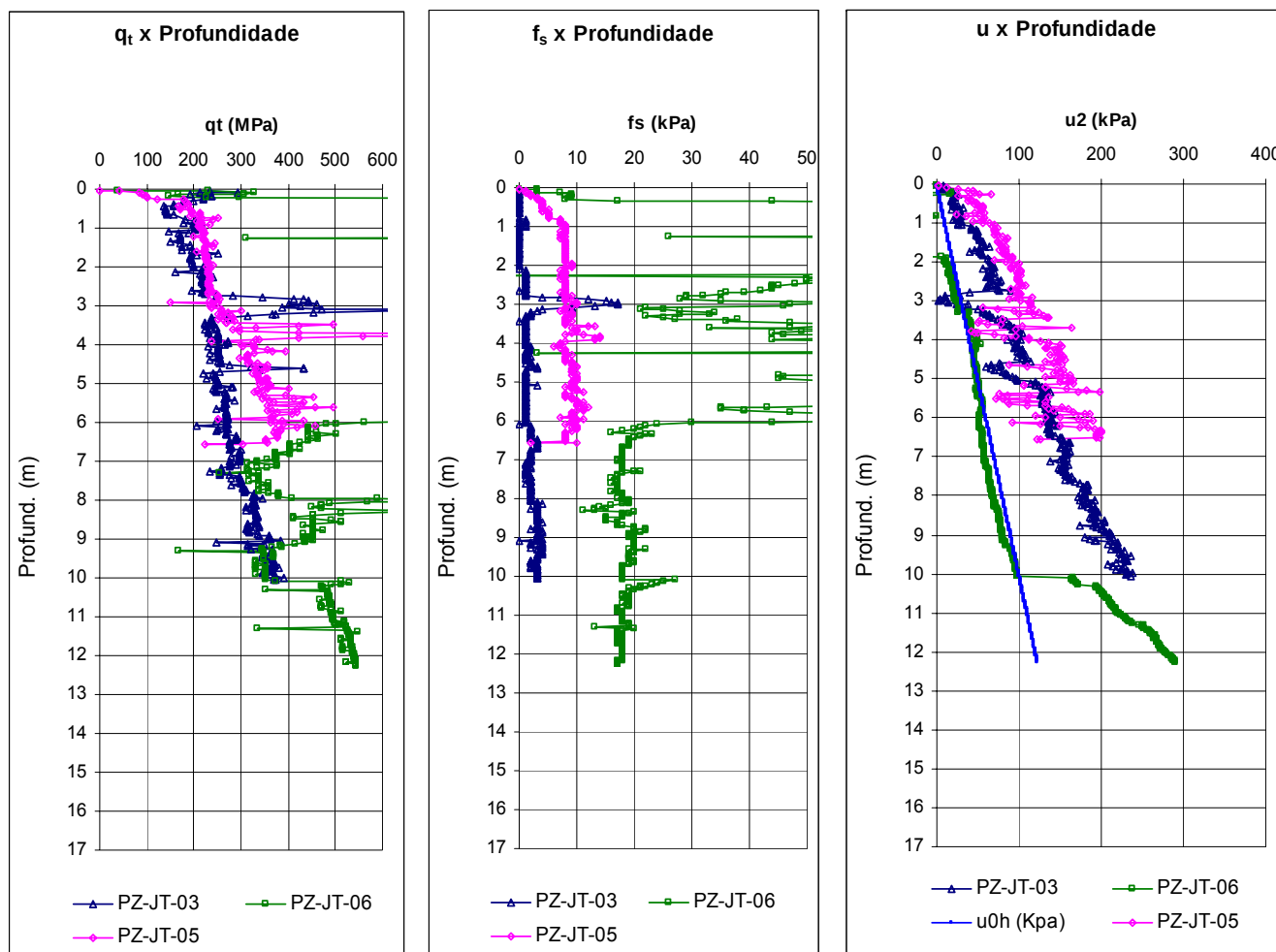


Figura 4.24 - Gráfico comparativo para posição (rio João de Tiba)

4.4.1.2- CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Alguns autores têm publicado ábacos para a classificação do tipo de solo a partir de resultados de piezocone (SENNESET & JANBU, 1984; ROBERTSON *et al.*, 1986; ROBERTSON, 1990; ROBERTSON, 1991;). A figura 4.25 apresenta os ábacos propostos por ROBERTSON (1991) para classificação dos solos atravessados pelo piezocone em função dos parâmetros resistência de ponta normalizada, Q_t ; razão de atrito normalizada, F_R , e parâmetro de poro-pressão, B_q .

A classificação é realizada com base no cálculo dos seguintes parâmetros:

$$\sigma_{v0}' = \sigma_{v0} - u_{h0} \quad [4.2]$$

Cálculo do parâmetro Q_t pela equação:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \quad [4.3]$$

Cálculo do parâmetro B_q pela equação:

$$B_q = \frac{u_2 - u_{h0}}{q_t - \sigma_{v0}} \quad [4.4]$$

Cálculo do parâmetro F_r pela equação:

$$F_r(\%) = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100 \quad [4.5]$$

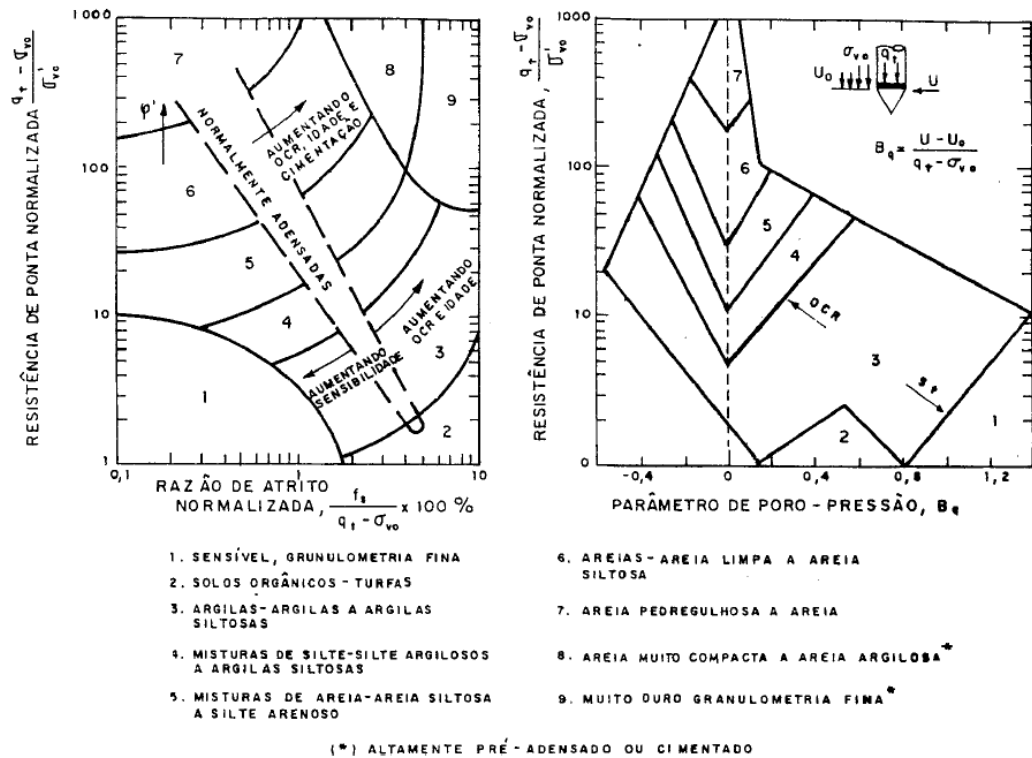


Figura 4.25 - Proposta de classificação dos solos (ROBERTSON, 1991).

A Figura 4.26 apresenta os resultados da classificação do solo considerando a vertical PZ-JT-07.

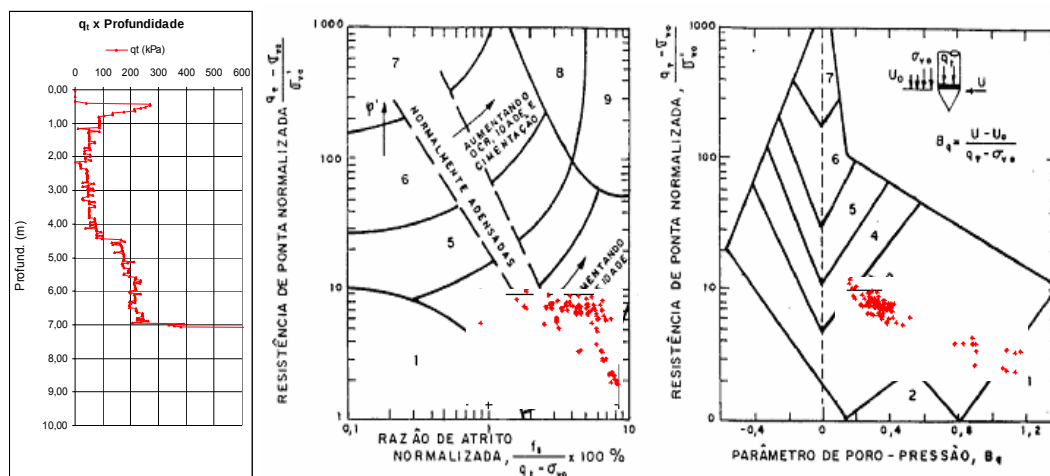


Figura 4.26- classificação para a argila do rio João de Tiba por ROBERTSON (1991).

Pode-se observar que, pela classificação de ROBERTSON (1991), a argila da área de estudo do rio João de Tiba é predominantemente do tipo 3 (argilas a argilas siltosas). Esse mesmo comportamento foi verificado para as demais verticais ensaiadas.

Através da análise das informações obtidas do ensaio de piezocone, e utilizando os ábacos de ROBERTSON (1991) foi possível identificar, além da camada de argila mole, diferentes camadas de material que compõe o solo atravessado pelo piezocone. Pela análise dos gráficos foi possível observar a presença de lentes de areia, identificada pela queda brusca do excesso de poro-pressão medido na base do cone. Essas lentes têm espessura variando entre 0,25m a 0,95m e pode ser observada na maioria das verticais ensaiadas. A vertical PZ-JT-07 foi a única na qual não se detecta lentes de areia.

Para as verticais PZ-TJ-01, PZ-JT-02 e PZ-JT-04 a espessura de argila mole observada é de aproximadamente 11m, 14m e 4m respectivamente.

Para as verticais PZ-TJ-03, PZ-JT-05 e PZ-JT-07 a espessura de argila mole observada é de aproximadamente 10m, 6,5m e 7m respectivamente. É importante salientar que os ensaios de piezocone na vertical PZ-JT-05 e PZ-JT-06 foram interrompidos devido à impossibilidade da descida do cone após a realização de ensaios de dissipação. Não se verificou o aumento brusco da resistência de ponta nessa profundidade, fato que ocorre quando o cone atravessa uma camada de maior resistência. A reação foi devida à adesão das paredes das hastes.

Não foi possível determinar a espessura da camada de argila mole na vertical PZ-JT-06. O local do ensaio está localizado em área que se verificou ruptura do aterro. Tal pode ter provocado, nos metros iniciais, mistura da argila com a camada de material drenante (areia). A resistência nesse trecho apresentou-se elevada, não possibilitando o avanço do ensaio.

4.4.2 – ANÁLISE DOS ENSAIOS DE PALHETA

Na figura 4.16, correspondente ao perfil de S_u *versus* profundidade para as verticais VT-JT-01, VT-JT-02, VT-JT-03 e VT-JT-05 (posição 2) e VT-JT-07 (posição 3), observa-se uma homogeneidade do depósito.

O comportamento de resistência não-drenada crescente com a profundidade foi verificado em todas as verticais ensaiadas. Como era esperado a resistência nas

verticais na posição 2 (VT-JT-01, VT, JT-02, VT-JT- 03 e VT-JT-05) é superior à encontrada pela vertical VT-JT-07 (posição 3- terreno natural). Tal se deve ao adensamento da camada de argila promovido pela presença do aterro na posição 2.

A sensibilidade medida variou entre 1 a 3, com média em torno de 2. Esse valor classifica o depósito do rio João de Tiba como de baixa sensibilidade, conforme proposta de classificação de SKEMPTON e NORTHEY (1952), vide tabela 4.4. Tal também foi observado na vertical VT-JT-07 localizada no terreno natural (posição 3). Segundo SCHNAID (2000), as argilas moles litorâneas brasileiras têm sensibilidade variando entre baixa a média, os resultados dos ensaios na área de estudo do rio João de Tiba confirmam essa tendência.

Tabela 4.4- Classificação da sensibilidade de argilas (SKEMPTON e NORTHEY, 1952).

Sensibilidade	S_t
<i>Baixa</i>	2 – 4
<i>Média</i>	4 – 8
<i>Alta</i>	8 – 16
<i>Muita Alta</i>	> 16

4.4.2.1 – CORRELAÇÕES ENTRE ENSAIO DE PIEZOCONE E PALHETA.

Uma correlação encontrada na literatura é a do fator de cone N_{kt} expresso por (DANZIGER e SCHNAID, 2000):

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{S_u} \quad [4.6]$$

Onde q_t corresponde aos valores de resistência de ponta corrigida, obtidos do ensaio de piezocone, e S_u , a resistência não-drenada obtidos do ensaio de palheta.

Com base nos ensaios de palheta VT-JT-03, VT-JT-05 (posição 2) e VT-JT-07 (posição 3-terreno natural) e os respectivos ensaios de piezocone, definiu-se os fatores de cone N_{kt} . A tabela 4.5 apresenta os valores encontrados.

Os valores de N_{kt} calculados com base nas verticais VT-JT-03 e VT-JT-05 estão dentro da faixa de valores encontrados para as argilas brasileiras. Os valores de N_{kt}

calculados com base nas verticais VT-JT-07 apresentaram, para algumas profundidades, valores inferiores aos encontrados para argilas brasileiras (tabela 4.6).

Tabela 4.5 – Valores de N_{kt} calculados para argila da área do rio João de Tiba.

Verticais correlacionadas	Profundidade (m)	Su (kPa)	qt (kPa)	σ_{v0} (kPa)	N_{kt}
PZ-JT-03/VT-JT-03	1	13,83	221,24	14	15,0
	2	13,70	218,52	28	13,9
	3	21,85	424,75	42	17,5
	4	21,79	266,73	56	9,7
	5	28,38	251,92	70	6,4
PZ-JT-05/VT-JT-05	1	14,95	217,23	14	13,6
	2	21,34	232,79	28	9,6
	3	27,86	233,65	42	6,9
	4	36,36	298,40	56	6,7
PZ-JT-07/VT-JT-07	1	6,03	86,91	14	12,1
	2	9,50	55,13	28	2,9
	3	10,13	65,93	42	2,4
	4	15,08	74,14	56	1,2
	5	19,44	173,65	70	5,3

Tabela 4.6 – Valores de N_{kt} para argilas moles brasileiras (DANZIGER e SCHNAID, 2000)

Local	Características das argilas			N_{kt} média (variação)	Obs.	Referências	
	Ip (%)	OCR	s_u (kPa)			Características das argilas	Ensaios de piezocone
Sarapuí, Rio de Janeiro	30-110	1,3-2,5 (abaixo da crosta de 3m)	8-18, palheta	9,0 (8 a 10) – 3,0 a 6,5 m 10,5 (10 a 11) – 6,5 a 10,0 m 14 (11 a 16)	Outros ensaios de piezocone feitos no local (sob aterro): Alencar Jr. (1984), Rocha Filho e Alencar (1985)	Ortigão (1980), Ortigão et alii (1983), Ortigão e Collet (1986)	Soares et alii (1986, 1987), Silis et alii (1988a), Danziger (1990), Danziger et alii (1997), Bezerra (1996)
Senac, Rio de Janeiro	100-250	1,5 (abaixo da crosta de 3m)	8-30, palheta	9 (5-11)	-	Almeida (1998)	
Clube Internacional, Recife	25-90	1-2	35-55, UU	12,5 – 7 a 16 m 13,0 – 16 a 26 m variação total: 10,0 a 15,5 (11 a 17) – 7 a 16 m (12 a 16) – 16 a 26 m -	-	Coutinho et alii (1993)	Oliveira (1991), Coutinho et alii (1993) Bezerra (1996)
Ibura, Recife	45-115	≈1 (abaixo da crosta)	9-27, UU	14,0 – 4,0 a 11,1 m 13,5 – 11,1 a 21,0 m	-	Coutinho et alii (1998)	
Porto de Aracaju	25-45	1-2	10-30, palheta	15,5 (14,5-16,5)	Ensaios realizados de plataforma auto-elevatória, a cerca de 2,5 km da costa	Brugger et alii (1994), Sandroni et alii (1997)	Danziger et alii (1990), Brugger et alii (1994), Sandroni et alii (1997)
Porto de Santos	40-80	1,3-2,0	5-50, palheta	18 (15-21)	Camadas de areia ao longo do perfil. Características da argila de outro local na mesma região.	Samara et alii (1982)	Bezerra (1993), Almeida (1996)
Enseada do Cabrito, Salvador	50	1,5-3	9-17, palheta	15 (12-18)	-	Baptista e Sayão (1998)	
Ceasa, Porto Alegre	20-70	1-1,5	10-20, palheta	12 (8-16)	-	Soares et alii (1994, 1997)	
Aeroporto Salgado Filho, Porto Alegre	20-70	1-5	10-15, UU-CIU	12 (10-16)	-	Schnaid et alii (1997)	

A diferença entre os valores de fator de cone, N_{kt} , para as posições 2 e 3 pode estar associado a situação de carregamento as quais estão submetidos os locais onde

foram realizados os ensaios. Na posição 2 (pé do talude) o depósito de solo mole ainda esta em processo de adensamento, diferentemente da posição 3 (terreno natural) onde o depósito se encontra sem carregamento.

O perfil de resistência não-drenada através do ensaio de piezocone também pode ser obtido pela expressão (DANZIGER e SCHNAID, 2000):

$$S_u = \frac{\Delta_u}{N_{\Delta u}} \quad [4.7]$$

onde:

$$\Delta_u = u_2 - u_{h0}$$

u_2 - poro-pressão medida atrás do cone;

u_{h0} - poro-pressão hidrostática;

$N_{\Delta u}$ – fator de poro-pressão.

A tabela 4.7 apresenta valores calculados de $N_{\Delta u}$ com base nas verticais VT-JT-03, VT-JT-05 (posição 2) e vertical VT-JT-07 (posição 3). Os valores de $N_{\Delta u}$ encontrado são muito inferiores aos encontrados na literatura para argilas similares brasileiras. OLIVEIRA (2006) encontrou para a argila do Pirajubaé, em Santa Catarina, o valor médio de $N_{\Delta u}$ igual a 7,9.

Tabela 4.7 – Valore de $N_{\Delta u}$ para argila da área do rio João de Tiba.

Verticais correlacionadas	Profundidade (m)	Su (kPa)	u2 (kPa)	uh0 (kPa)	N Δu
PZ-JT-03/VT-JT-03	1	13,83	26,00	10	1,2
	2	13,70	66,00	20	3,4
	3	21,85	11,00	30	-0,9
	4	21,79	85,00	40	2,1
	5	28,38	97,00	50	1,7
PZ-JT-05/VT-JT-05	1	14,95	63,00	10	3,5
	2	21,34	99,00	20	3,7
	3	27,86	101,00	30	2,5
	4	36,36	112,00	40	2,0
PZ-JT-07/VT-JT-07	1	6,03	16,00	10	1,0
	2	9,50	35,00	20	1,6
	3	10,13	60,00	30	3,0
	4	15,08	79,00	40	2,6
	5	19,44	101,00	50	2,6

Segundo LUNNE *et al.* (1997) a correlação utilizando $N_{\Delta u}$ é mais apropriada para solos muito moles do que a correlação que utiliza N_{kt} . Atribui-se esse fato a pequena acurácia na medida de q_t , no caso de solos moles.

No presente trabalho, a avaliação do parâmetro $N_{\Delta u}$ ficou prejudicada em função de problemas associados à saturação da pedra porosa, que interferiu nas medidas de excesso de poro-pressão.

4.4.3 – HISTÓRIA DE TENSÕES

A razão de sobre-adensamento do solo OCR ($\sigma'_{vm}/\sigma'_{v0}$) é uma informação de suma importância para análise de comportamento de depósitos de argila mole. DANZIGER e SCHNAID (2000) recomendam, entre as muitas proposições existentes na literatura, a utilização da abordagem estatística proposta por CHEN e MAYNE (1996), baseada em mais de 1200 resultados de ensaios de piezocone, para estimativa de OCR ou diretamente tensão de sobre-adensamento σ'_{vm} , através das expressões:

$$\sigma'_{vm} = 0,305(q_T - \sigma_{v0}) \quad [4.8]$$

$$OCR = 0,50 \frac{(q_T - u_2)}{\sigma'_{v0}} \quad [4.9]$$

As figuras 4.27 e 4.28 apresentam de forma gráfica a variação da tensão de sobre-adensamento, σ'_{vm} , e OCR com a profundidade, obtidos através das equações [4.8] e [4.9], para algumas verticais de piezocone ensaiadas.

Observa-se que o valor do OCR nas verticais de ensaios PZ-JT-01 PZ-JT-02 e PZ-JT-03, afastados entre si de 20m, denota uma tendência de decrescimento até a profundidade de 8m, variando entre os valores médios de 6 e 2. A partir da profundidade de 8m passa variar entre 1 e 3 com média 2. Isso é um indicativo de que o depósito se encontra levemente sobre-adensado. Na vertical PZ-JT-04 e PZ-JT-05, diferentemente das anteriores, se verifica uma tendência de comportamento constante do OCR com a profundidade, com valores variando entre 3 e 4 com média de 3,5.

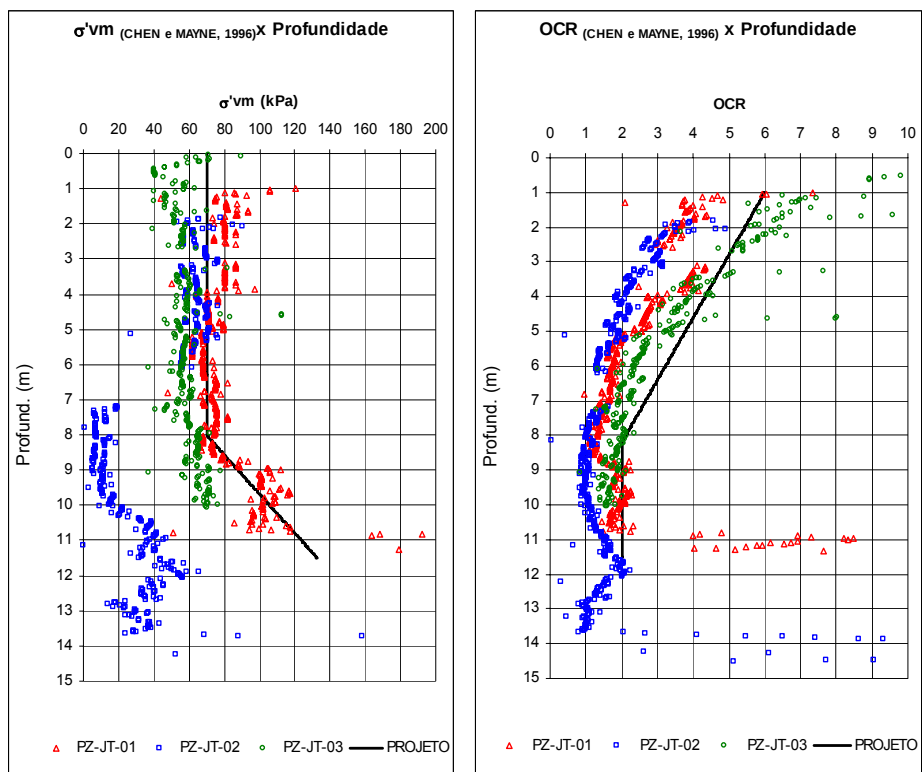


Figura 4.27 – Tensão de sobre-adensamento σ'_{vm} e OCR *versus* a profundidade para as verticais PZ-JT-01, PZ-JT-02 e PZ-JT-03.

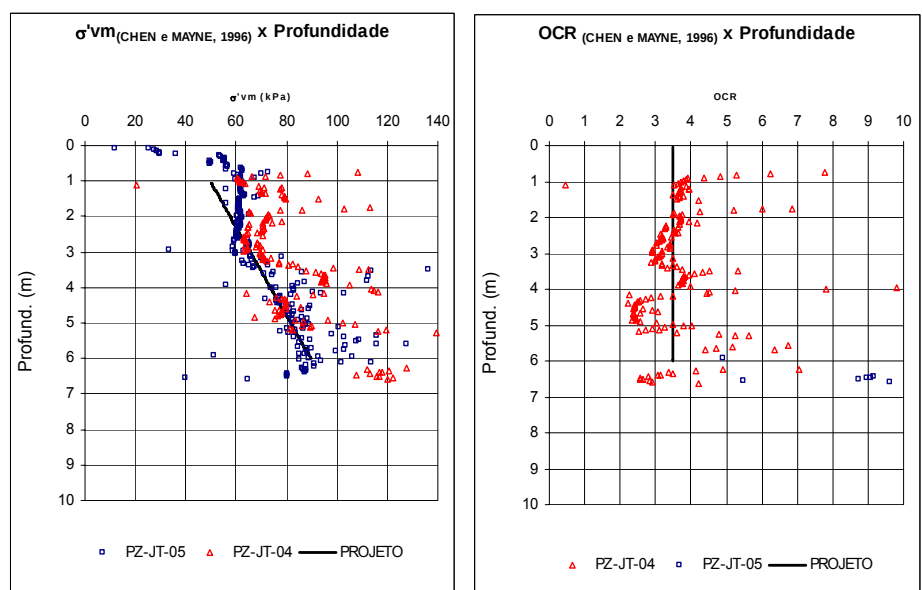


Figura 4.28 – Tensão de sobre-adensamento σ'_{vm} e OCR *versus* a profundidade para a vertical PZ-JT-04 e PZ-JT-05.

A aplicabilidade da abordagem proposta por CHEN e MAYNE (1996) para cálculo de OCR e σ'_{vm} foi verificada recalculando-se o valor da razão de sobre-adensamento, OCR, através da seguinte formulação:

$$OCR_{(estimado)} = \frac{\sigma'_{vm(CHEN\&MAYNE)}}{\sigma'_{v0}} \quad [4.10]$$

Para o cálculo tensão vertical efetiva σ'_{v0} foi adotado para a camada de argila mole um peso unitário, $\gamma_{arg} = 14 \text{ kN/m}^3$ que representa o valor médio encontrado para argilas similares.

Observa-se que o $OCR_{(estimado)}$ com base nesse procedimento para as verticais PZ-JT-01, PZ-JT-02 e PZ-JT-03 tem um comportamento diferente, com menor variação em relação aos valores de OCR obtidos pela proposta original de CHEN e MAYNE (1996). Os valores de $OCR_{(estimado)}$ situam-se entre 1 a 2 com média de 1,5 (figura 4.29). Esses valores apresentam-se inferiores aos determinados com base na proposta original que se situaram entre 1 e 3, com média de 2. Para as verticais PZ-JT-04 e PZ-JT-05 os valores de $OCR_{(estimado)}$ apresentam tendência de se manterem constantes com a profundidade, $OCR_{(estimado)} \approx 2,2$ (figura 4.30). Esse valor é inferior ao determinado utilizando a proposta original, que apresentou variação entre 3 e 4, com média de 3.5. Esse fato é indicio de que a proposta de CHEN e MAYNE (1996) não seja aplicável ao depósito do rio João de Tiba.

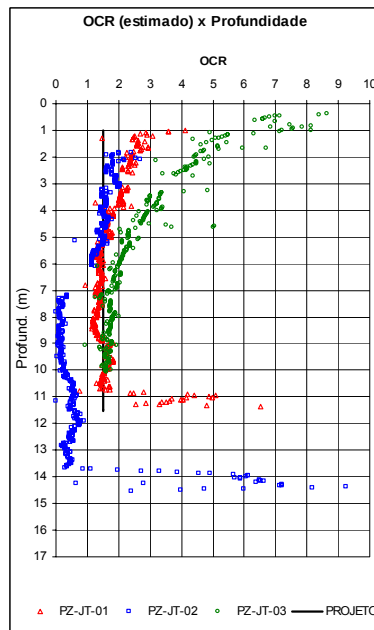


Figura 4.29 – OCR (estimado) para as verticais PZ-JT-01, PZ-JT-02 e PZ-JT-03.

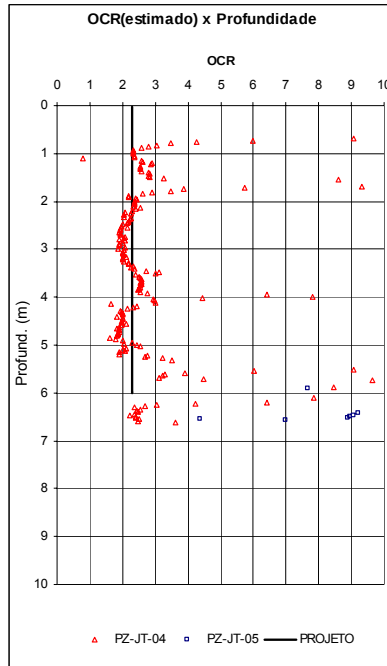


Figura 4.30 – OCR (estimado) *versus* a profundidade para as verticais PZ-JT-04 e PZ-JT-05.

4.4.4 – COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL

Analisando as figuras 4.13 e 4.14, verifica-se que o tempo necessário para se obter 50% de dissipação do excesso de poro-pressão gerado é de 3,5 horas para a vertical de piezocone PZ-JT-06 e de 7,2 horas para a vertical de piezocone PZ-JT-07.

Utilizando a formulação de HOULSBY e TEH (1988) pode-se estimar o coeficiente de adensamento horizontal dos solos *in situ*. Esse método leva em conta o índice de rigidez I_r do solo através da seguinte definição de fator tempo:

$$c_h = \frac{R^2 T^* \sqrt{I_r}}{t} \quad [4.11]$$

onde R é o raio do piezocone e t o tempo de dissipação.

Para as verticais ensaiadas o valor do coeficiente de adensamento horizontal calculados para um cone com 3,53 cm de diâmetro e $I_r=80$ foi de $5,06 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ para a vertical PZ-JT-06 e $2,63 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ para a vertical PZ-JT-07 com valor médio de $3,84 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

Segundo LEVADOUX (1980) o adensamento que se segue à interrupção da cravação do cone é governado pelo coeficiente de adensamento horizontal. Aquele autor menciona ainda que as deformações induzidas pela cravação do cone fazem com que o valor obtido no ensaio corresponda ao material em condições de sobre-adensadas (DANZIGER e SCHNAID, 2000).

Para a obtenção do coeficiente de adensamento horizontal na faixa de comportamento normalmente adensado, utilizou-se a formulação sugerida por BALIGH e LEVADOUX (1986), admitindo para relação entre o índice de compressão e recompressão (RR/CR), o valor de 0,10. Sendo assim o valor do coeficiente de adensamento médio, obtido com base no ensaio de dissipação para a faixa de comportamento normalmente adensado apresenta-se igual $3,84 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$.

4.5- AVALIAÇÕES DOS ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo, palheta e piezocone, realizados na área de estudo do rio João de Tiba, foram executados com equipe e equipamento disponibilizados pelo laboratório de geotecnia da escola politécnica da UFBA. Com base nas análises dos resultados dos ensaios, constataram-se os seguintes aspectos:

- *Ensaio de piezocone*: constataram-se problemas com as medidas de poro-pressão na base do cone, u_2 . Esses problemas estão, seguramente, associados à falta de saturação do conjunto piezocone. O laboratório de geotecnia da UFBA não dispõe de equipamento específico para garantir a saturação do piezocone. A saturação das pedras porosas foi realizada, mantendo as mesmas, constantemente, em glicerina líquida, mas não foi suficiente para assegurar a saturação do conjunto.
- *Ensaio de palheta*: observa-se que os resultados dos ensaios mantêm coerência em relação à situação de carregamento do local de realização dos ensaios (área carregada ou sem carregamento). Em linhas gerais, os perfis de resistência não-drenada obtidos nos ensaios realizados, refletem a situação de campo.

O perfil de resistência determinado através dos ensaios de piezocone e palheta e correlações entre estes, possibilitou a análise das rupturas havidas. Deve-se atentar, no entanto, que a qualidade dos mesmos não é capaz de garantir a representatividade das reais características do depósito analisado.

CAPÍTULO 5 – INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

5.1- RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

Neste capítulo serão apresentados, os resultados da monitoração da obra, trecho do rio João de Tiba. A monitoração da construção inclui o período e constitui em inclinômetros (JT-IC), marcos superficiais (JT-MS), piezômetros tipo Casagrande (PZC) e pneumático (PZP) e placas de recalques (JT-PR). O posicionamento de cada instrumento está apresentado no capítulo 3 no item 3.3.2 (figura 3.10).

5.1.1 – INCLINÔMETROS

A figura 5.1 apresenta de forma esquemática o posicionamento dos inclinômetros em relação ao aterro rodoviário. Nas figuras 5.2 a 5.9 apresentam-se os resultados das medidas inclinométricas nas direções perpendicular (A) e paralela a eixo da via (B) e distorção (direção A), apenas para o trecho em estudo (rio João de Tiba). Os pontos de monitoração foram no pé do talude do aterro nas seções SR-01, SR- 05, SR-09 e SR-15 (ver figura 3.10).

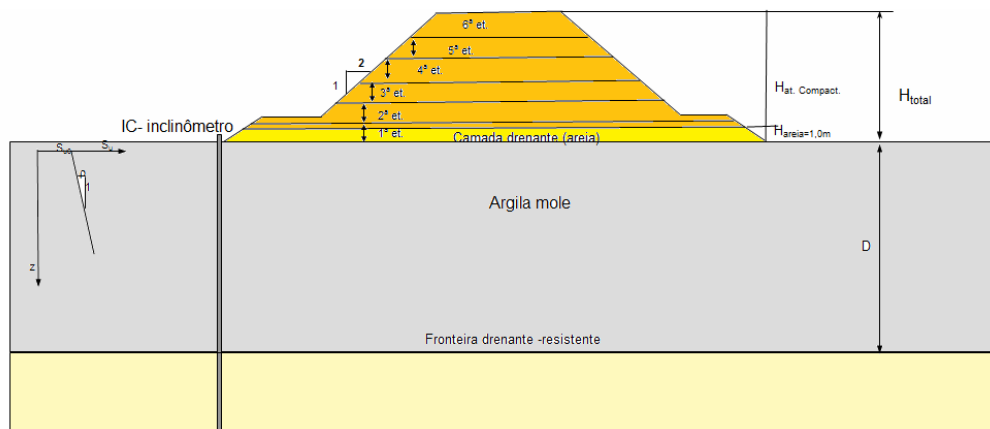


Figura 5.1 – Posicionamento dos inclinômetros em relação ao aterro rodoviário.

5.1.2- MARCOS SUPERFICIAIS, PLACAS DE RECALQUE E PIEZÔMETROS TIPO CASAGRANDE E PNEUMÁTICOS.

Nas figuras 5.10 a 5.15 apresentam-se recalques, medidos através das placas de recalques (JT-PR), e poro-pressão, acompanhado pelos piezômetros de Casagrande

(PZC) e pneumáticos (PZP), em relação às alturas do aterro, para área de estudo do rio João de Tiba. O posicionamento de cada instrumento é apresentado na figura 3.10.

Visando facilitar a análise, os resultados foram grupados em um único gráfico. As linhas verticais em destaque representam as datas das prováveis rupturas do aterro e interrupção do andamento da obra.

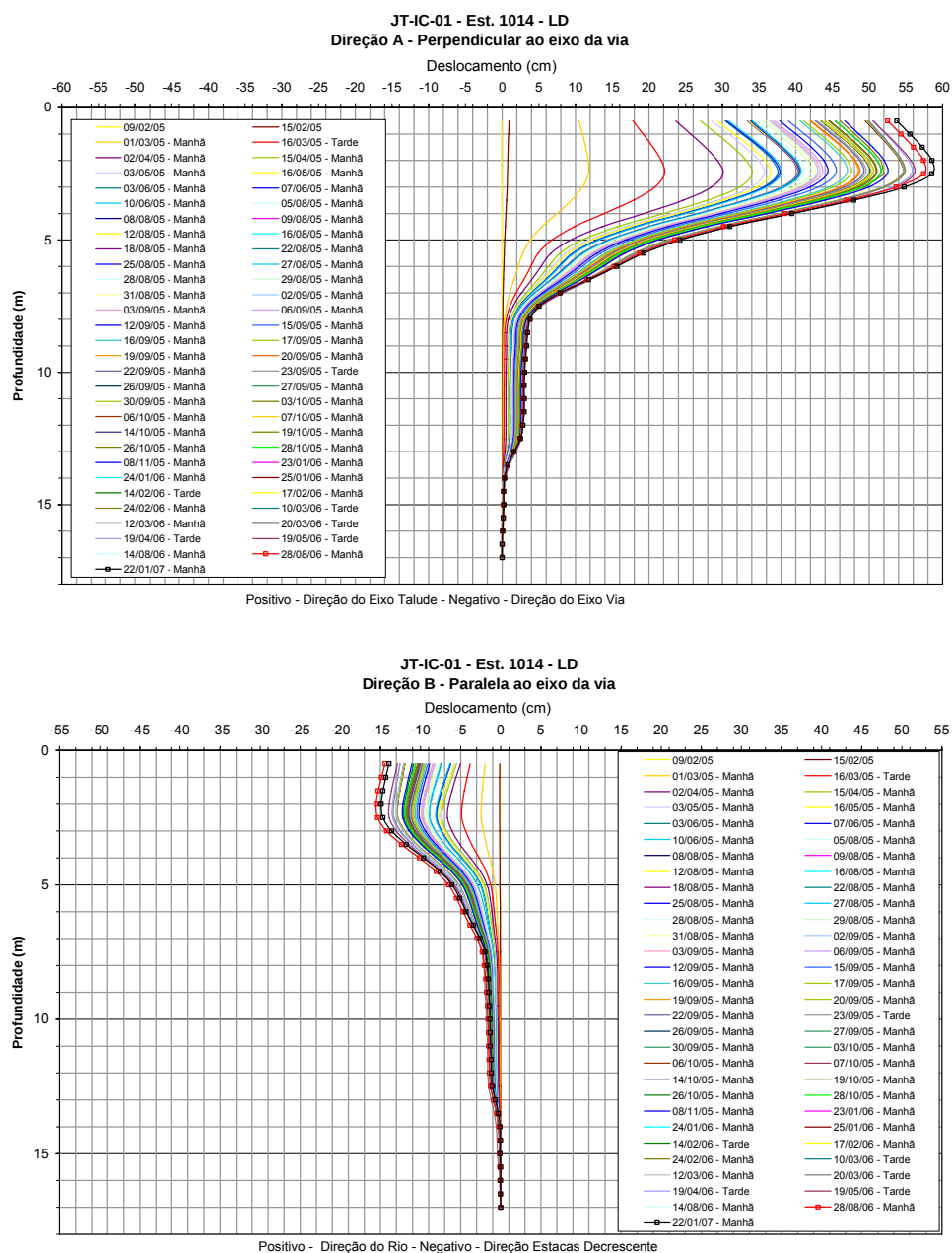


Figura 5.2 – Deslocamento horizontal medido pelo inclinômetro JT-IC-01 (direções A e B) na área do rio João de Tiba.

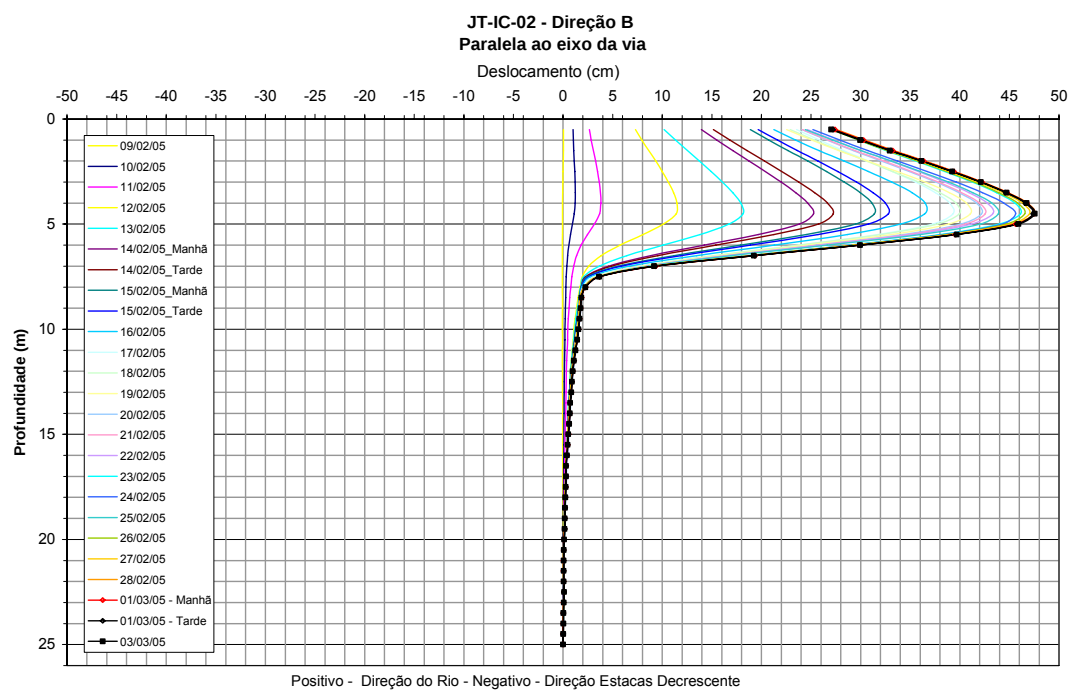
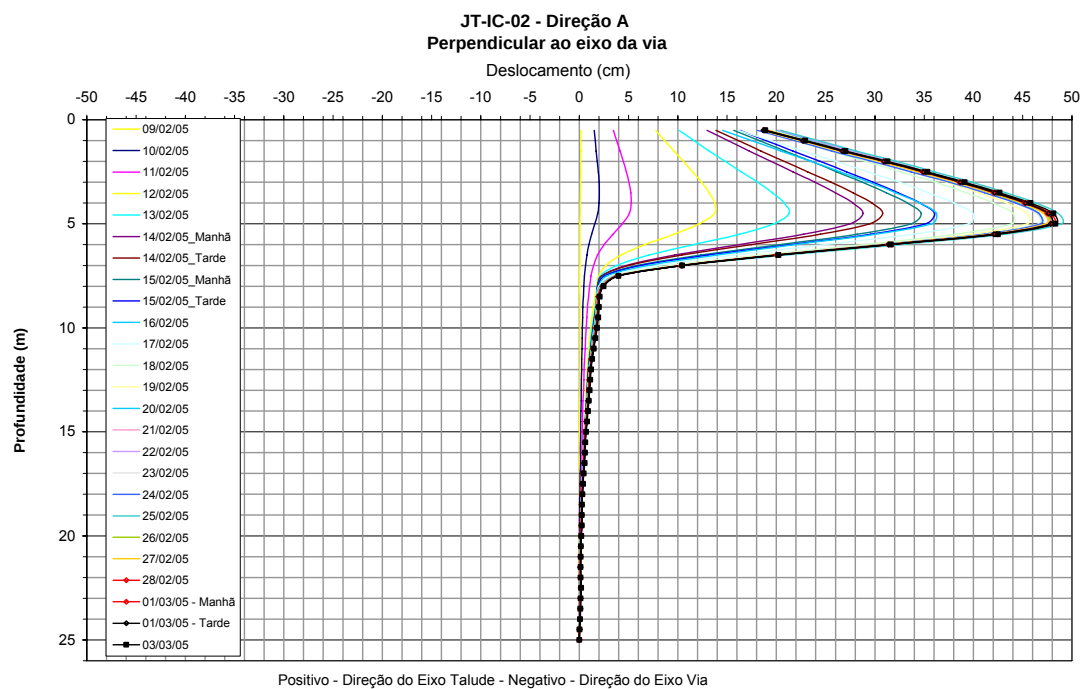


Figura 5.3 – Deslocamento horizontal medido pelo inclinômetro JT-IC-02 (direções A e B) na área do rio João de Tiba.

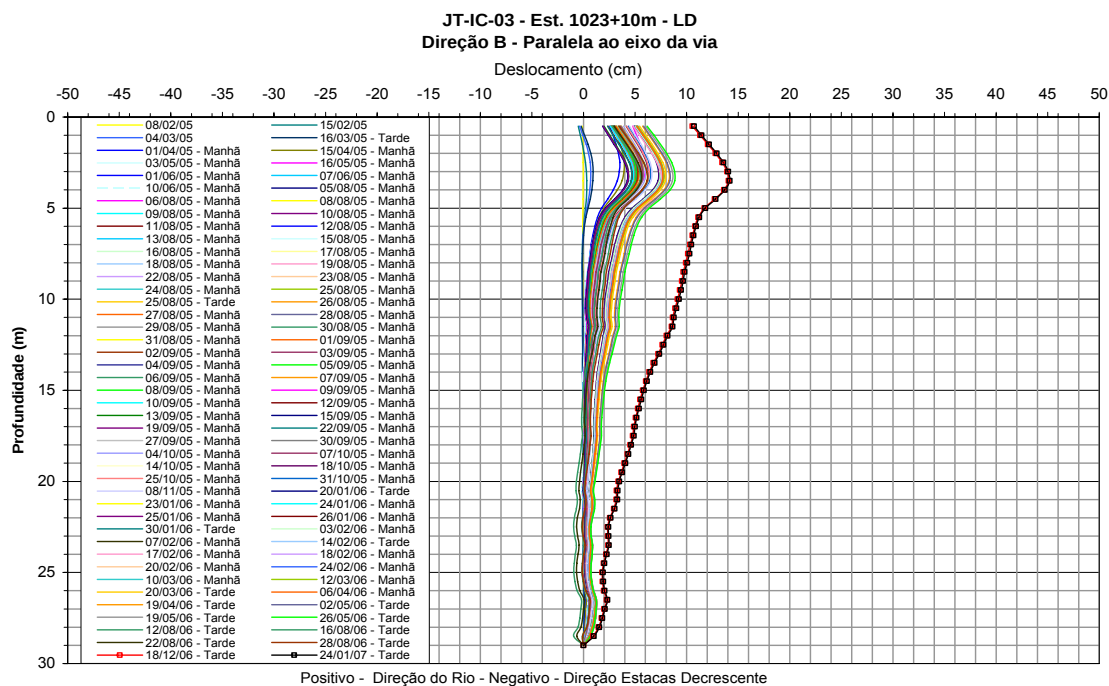
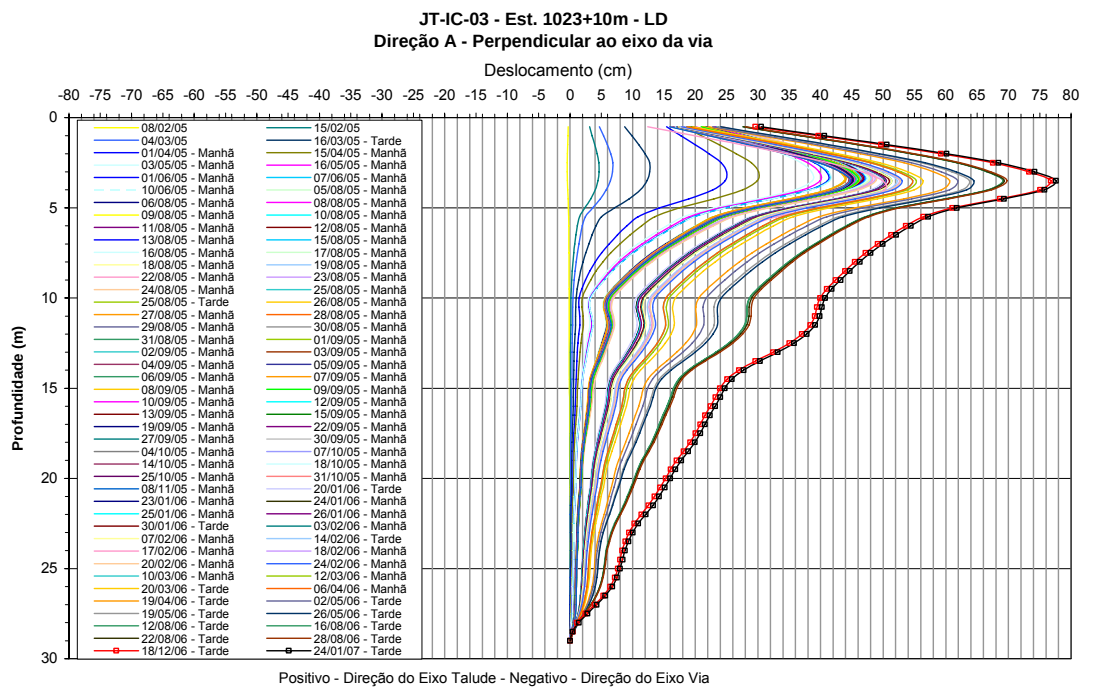


Figura 5.4 – Deslocamento horizontal medido pelo inclinômetro JT-IC-03(direções A e B) na área do rio João de Tiba.

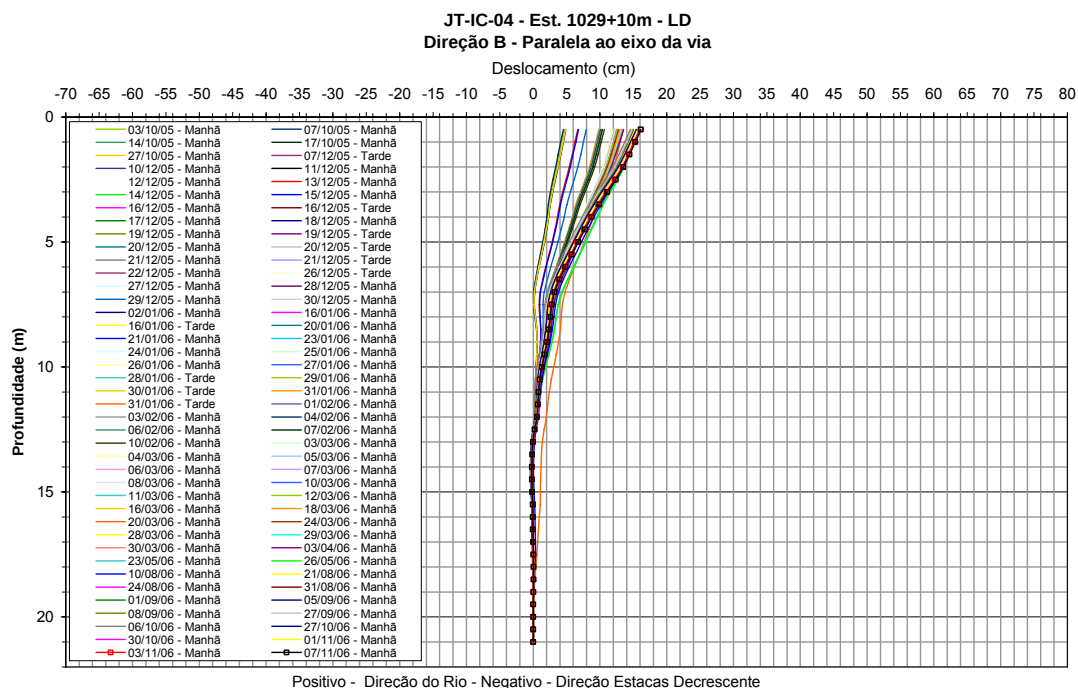
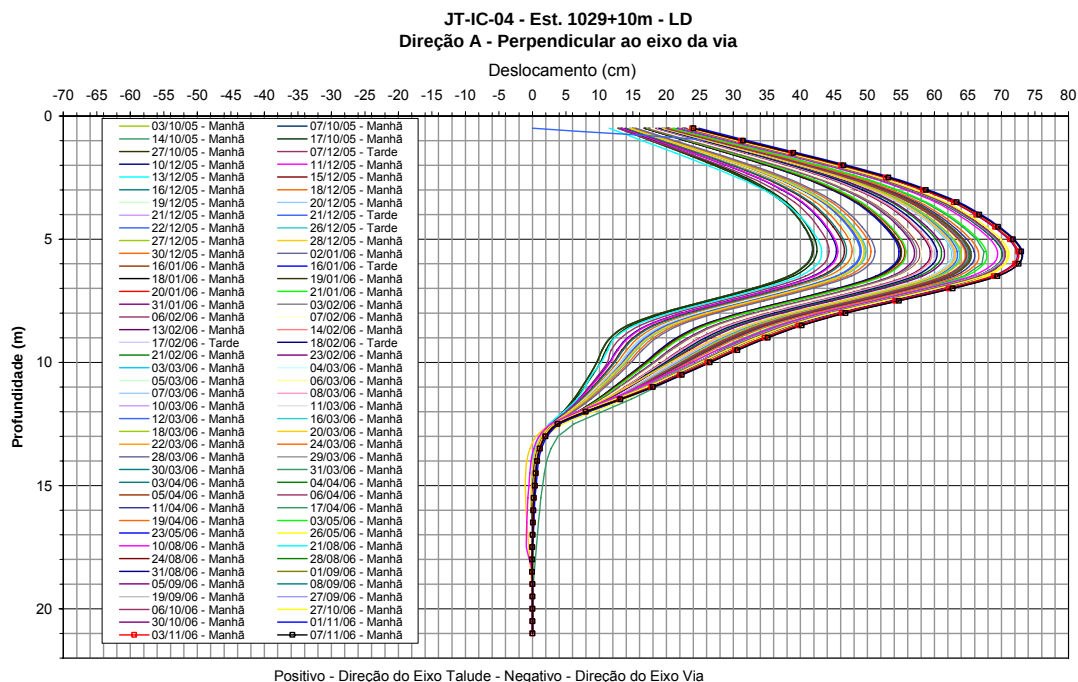


Figura 5.5 – Deslocamento horizontal medido pelo inclinômetro JT-IC-04 (direções A e B) na área do rio João de Tiba.

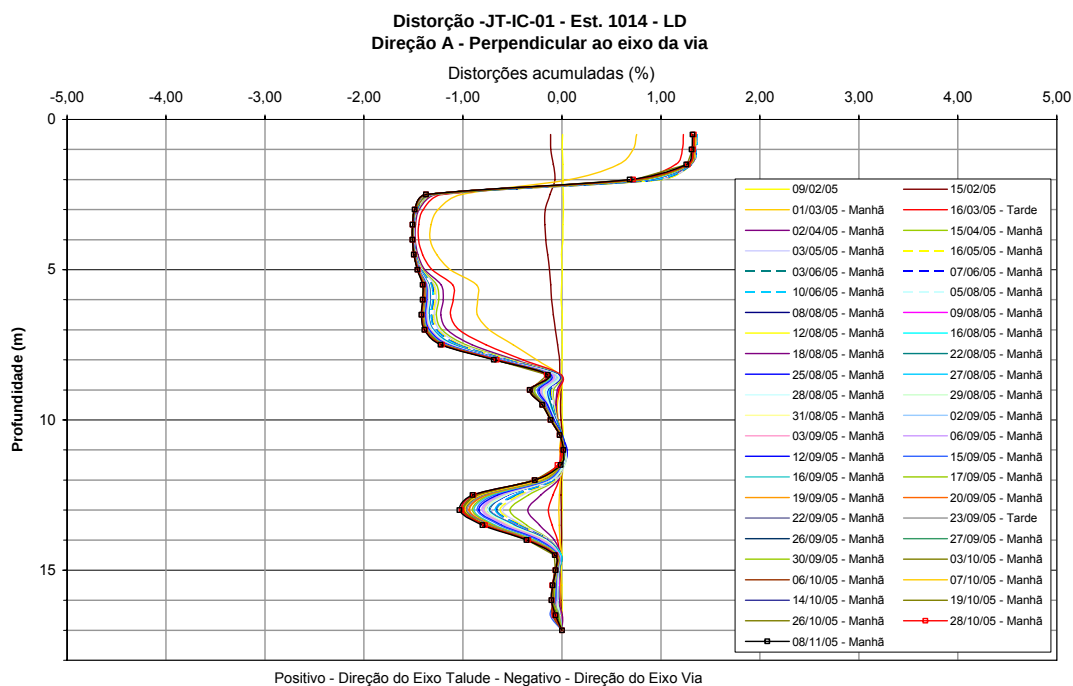


Figura 5.6 – Distorções medidas pelo inclinômetro JT-IC-01(direção A) na área do João de Tiba.

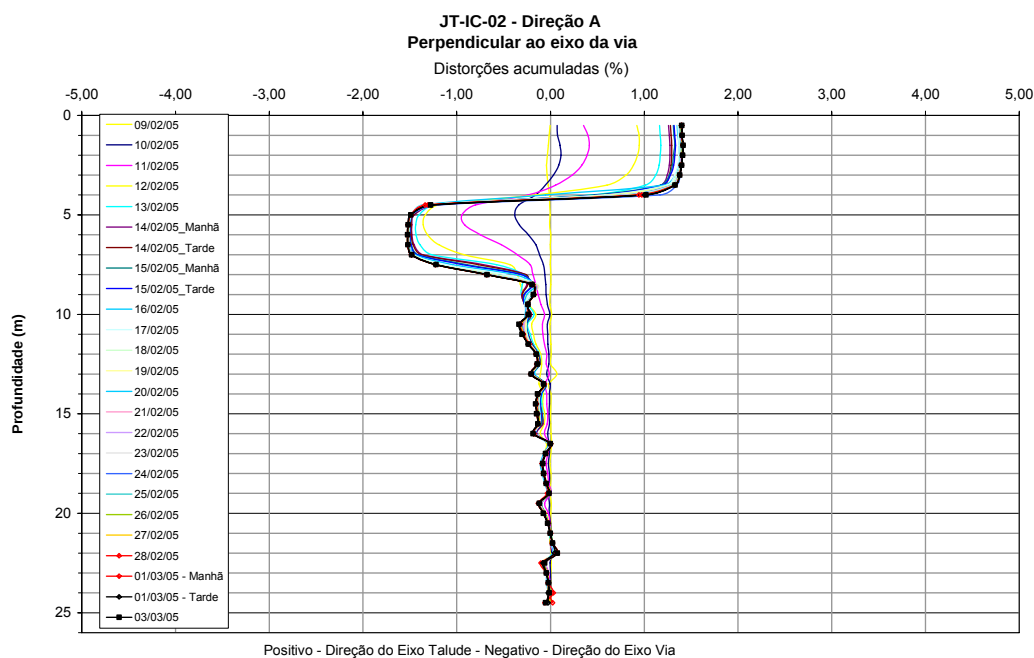


Figura 5.7 – Distorções medidas pelo inclinômetro JT-IC-02 (direção A) na área do João de Tiba.

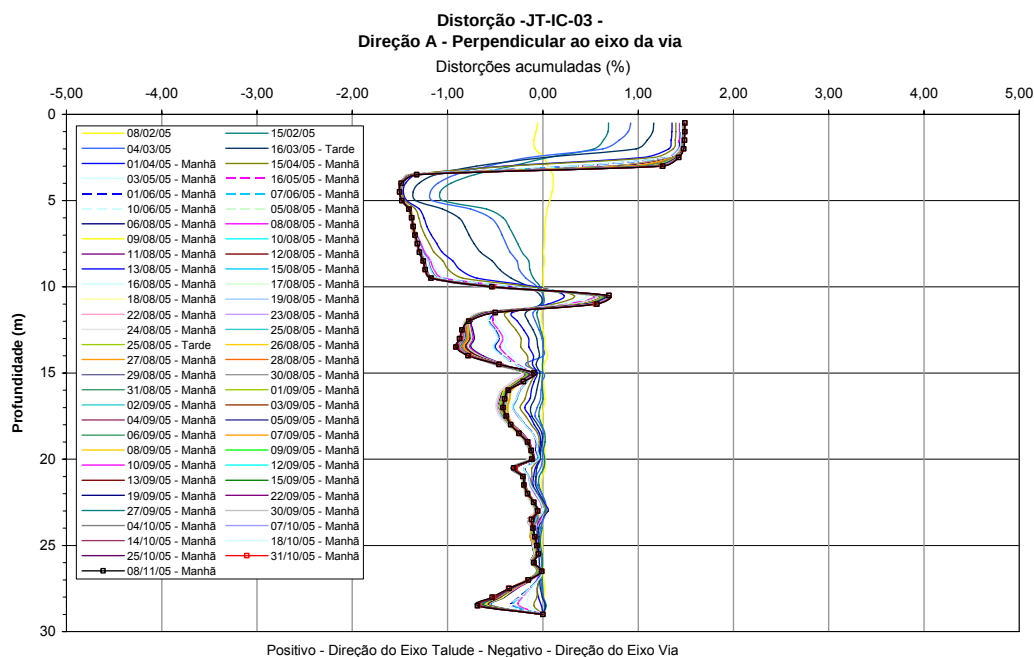


Figura 5.8 – Distorções medidas pelo inclinômetro JT-IC-03 (direção A) na área do João de Tiba.

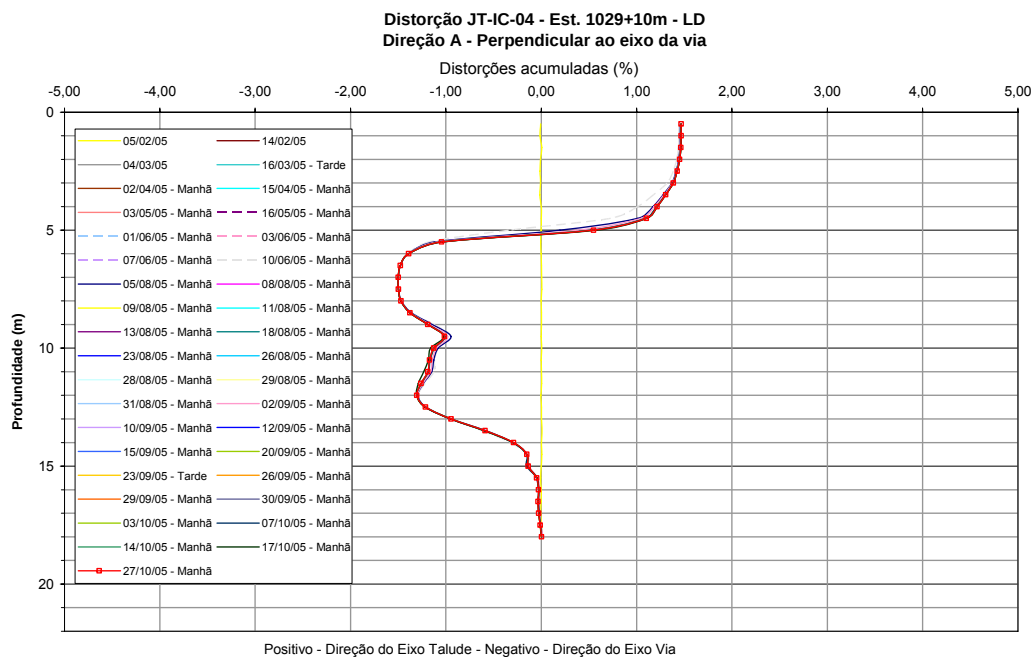


Figura 5.9 – Distorções medidas pelo inclinômetro JT-IC-04(direção A) na área do João de Tiba.

Marcos Superficiais - João de Tiba
Seção SR-04- Estaca 1017+3,50
Elevação/Poro-pressão/Recalque em função do tempo

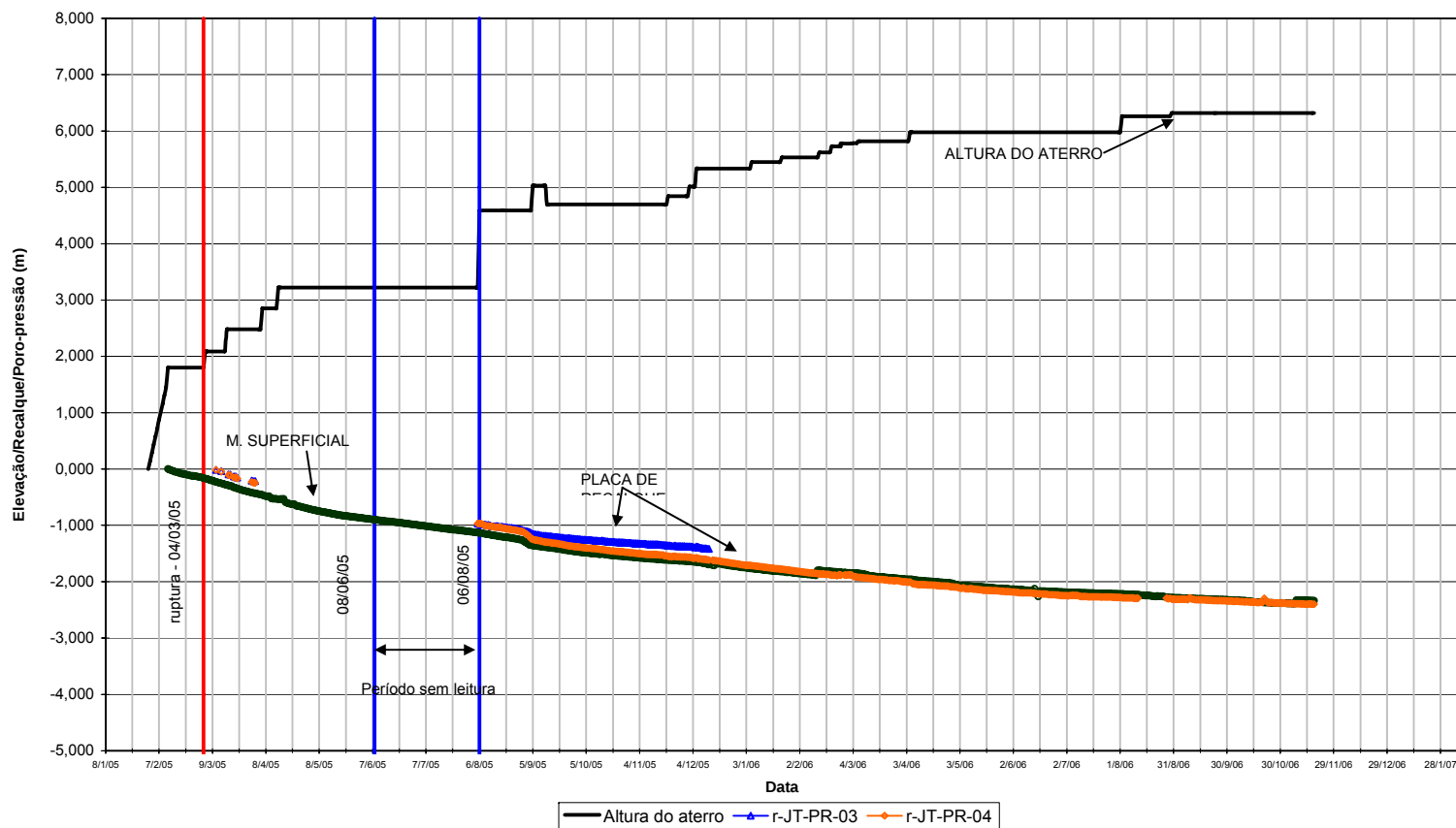


Figura 5.10 – Recalques e piezometria ao longo do tempo, seção instrumentada SR- 04 (rio João de Tiba).

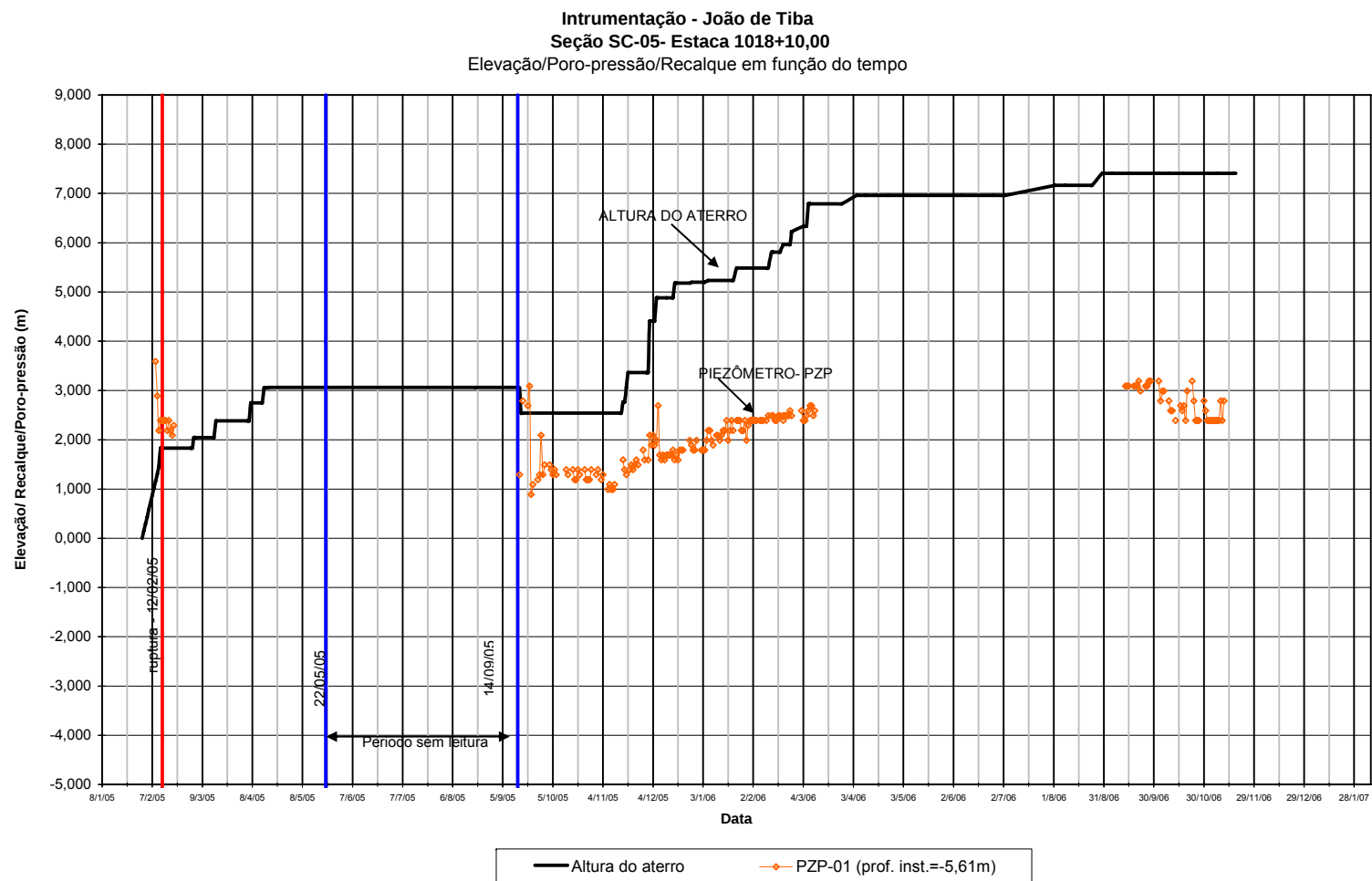


Figura 5.11 – Recalques e piezometria ao longo do tempo, seção instrumentada SR- 05 (rio João de Tiba).

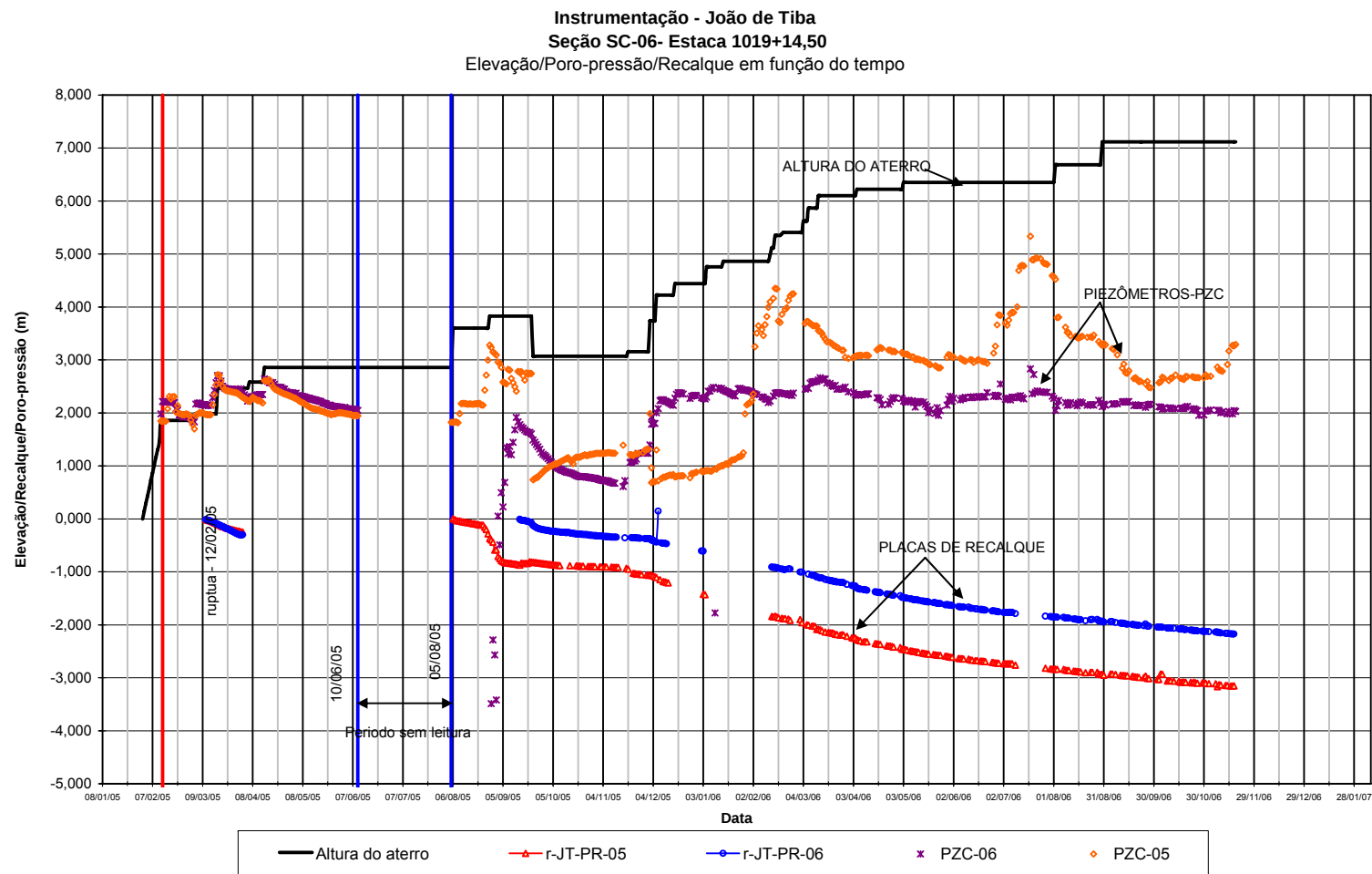


Figura 5.12 – Recalques e piezometria ao longo do tempo, seção instrumentada SR- 06 (rio João de Tiba).

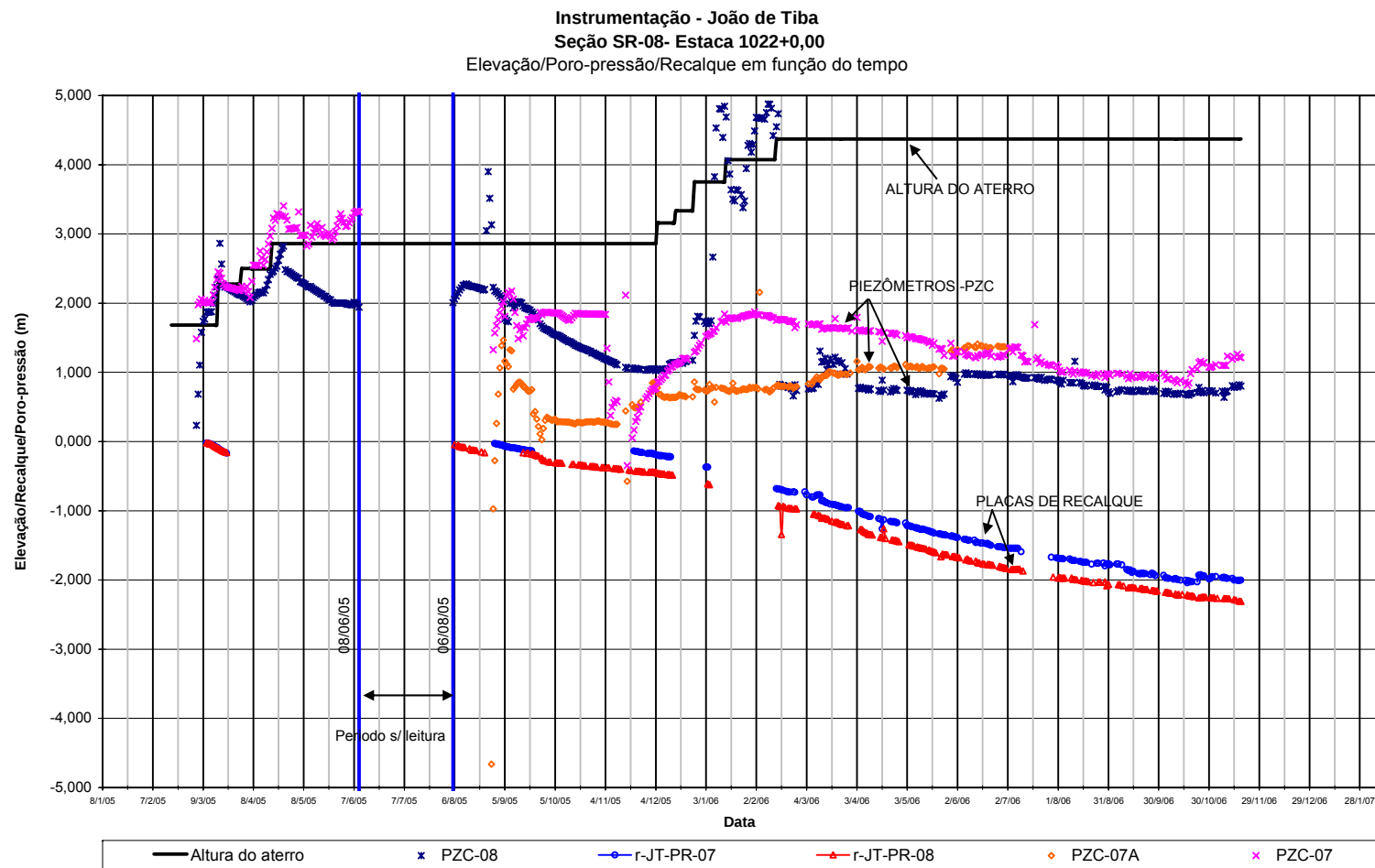


Figura 5.13 – Recalques e piezometria ao longo do tempo, seção instrumentada SR- 08 (rio João de Tiba).

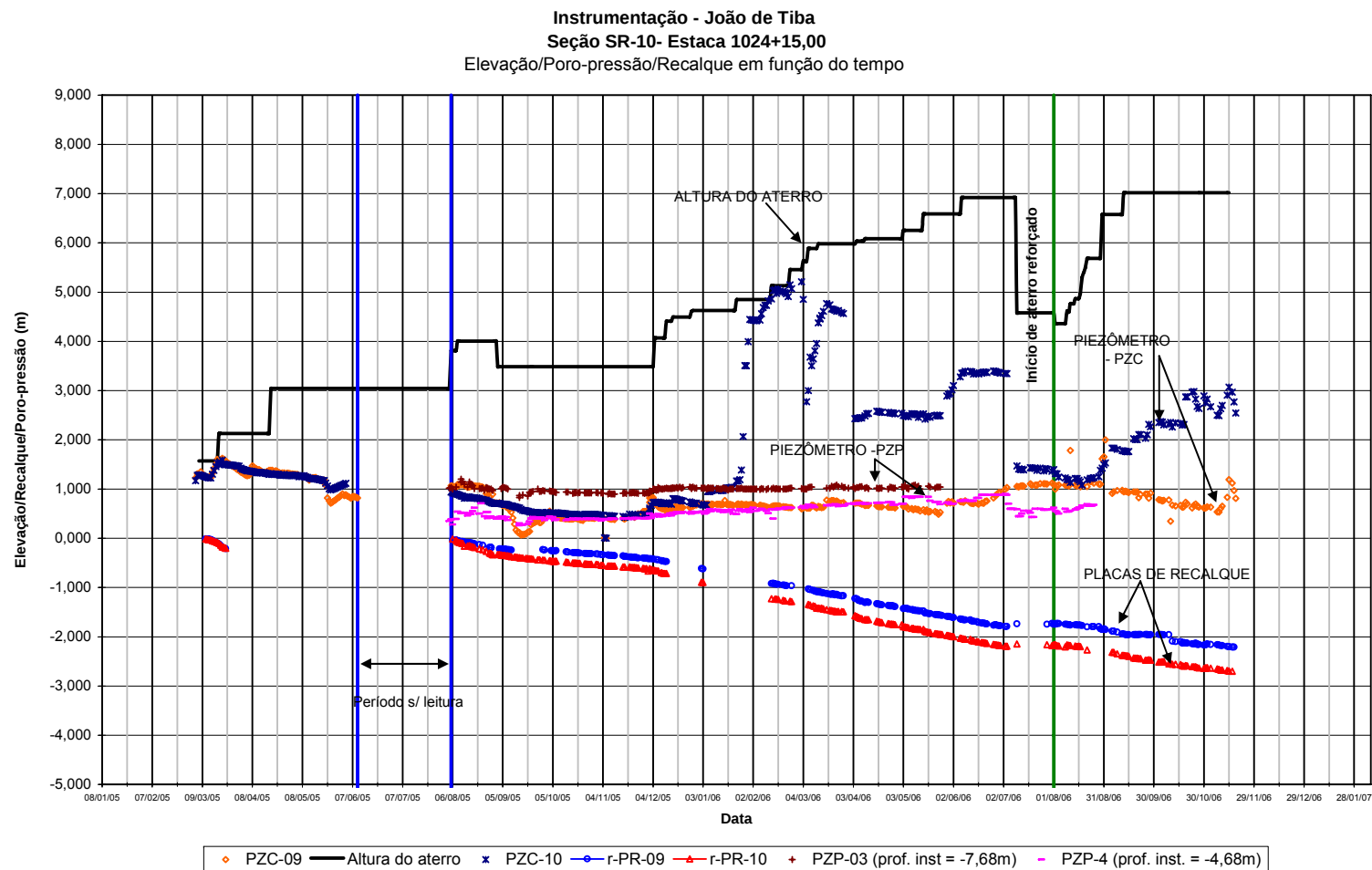


Figura 5.14 – Recalques e piezometria ao longo do tempo, seção instrumentada SR- 10 (rio João de Tiba).

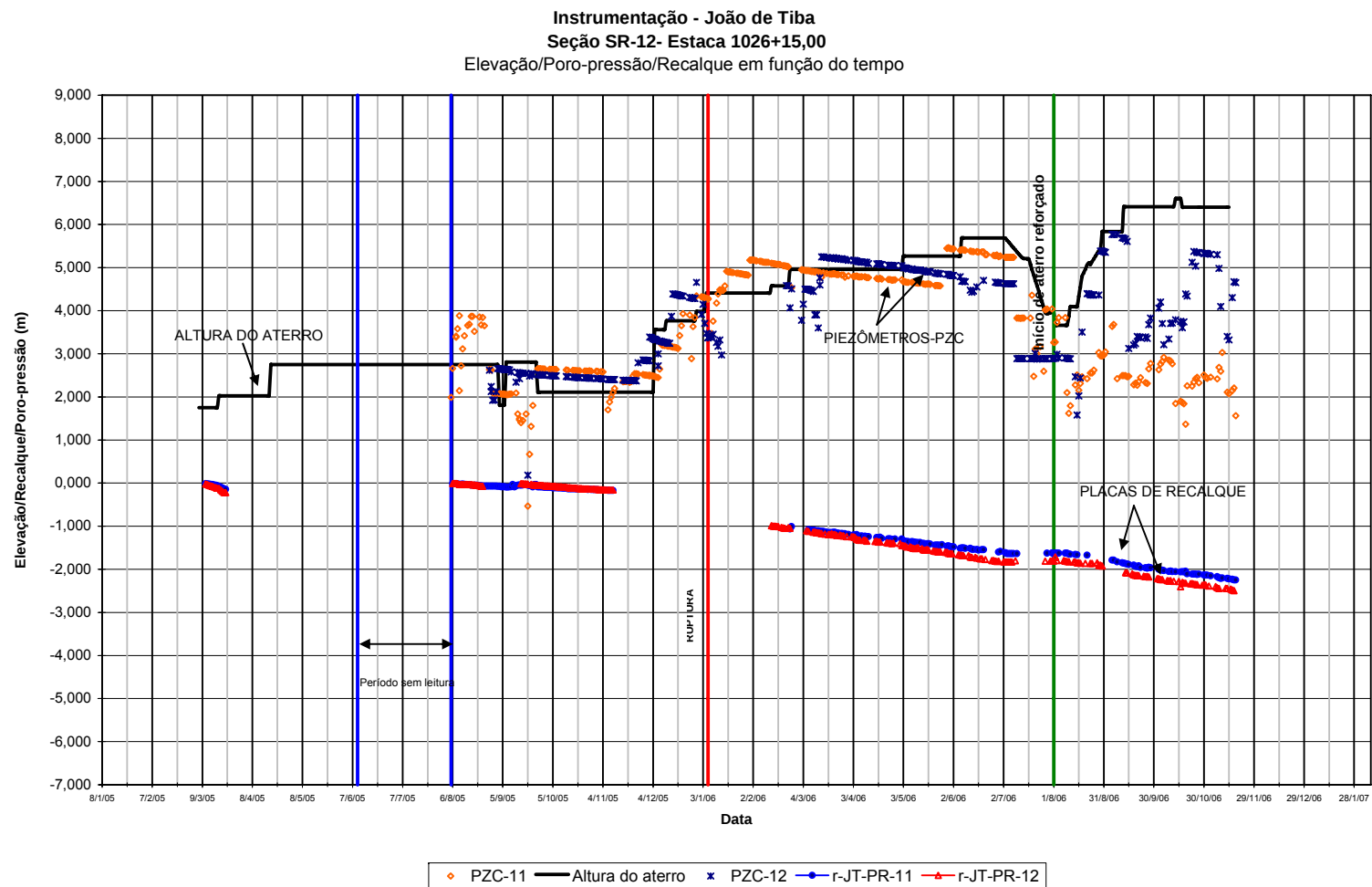


Figura 5.15 – Recalques e piezometria ao longo do tempo, seção instrumentada SR- 12 (rio João de Tiba).

5.2 – AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

5.2.1– INCLINÔMETROS

Analisando as curvas de deslocamento horizontal *versus* profundidade para os inclinômetros JT-IC-01, JT-IC-02 e JT-IC-04 verifica-se uma semelhança entre os formatos das curvas à medida que o carregamento é incrementado.

O inclinômetro JT-IC-03 apresenta, claramente, problemas de ancoragem do tubo de inclinômetro. Análises com base nesses resultados devem considerar essa limitação.

As análises das curvas de distorções acumuladas *versus* profundidade indicam as profundidades das máximas deformações cisalhantes que estão associadas às superfícies de ruptura. Observa-se que estas se mantêm constante com o carregamento. Para o inclinômetros JT-IC-01 as profundidades relativas ao deslocamento horizontal máximo e o desvio da vertical máximo são de aproximadamente 3,5m e 4m, respectivamente. Para o inclinômetros JT-IC-02 as profundidades relativas ao deslocamento horizontal máximo e o desvio da vertical máximo são de aproximadamente 6m para as duas grandezas. Os resultados indicam movimentações igualmente acentuadas nas duas direções, A e B, indicando movimentação oblíqua do aterro (45°) em relação ao eixo da rodovia. Para o inclinômetros JT-IC-04 as profundidades relativas ao deslocamento horizontal máximo e desvio da vertical máximo são de aproximadamente 5,5m e 7m, respectivamente.

5.2.2– PLACAS DE RECALQUE

As placas de recalques analisadas foram posicionadas na região central do aterro. Segundo OLIVEIRA (2006), os recalques da parte central do aterro são pouco influenciados pela ruptura, especialmente antes das grandes deformações e deslocamentos associados. Como não foi instaladas placas de recalque frontais ao aterro, região normalmente envolvida pelos deslocamentos relacionados à ruptura, não foi possível avaliar os estágios de ruptura e as alturas de aterro relacionadas com a sua progressão. As análises das seções instrumentadas revelam que as medidas de recalques se iniciaram após as camadas iniciais do aterro compactado o que possibilitou o registro dos deslocamentos associados à ruptura que ocorreram no início do carregamento do aterro com a execução da camada drenante.

A determinação do momento da ruptura através dos dados de recalque é tarefa bastante difícil de realizar, em função dos solos moles, normalmente adensados ou ligeiramente sobre-adensados, manifestarem grande deslocamento relativo entre elementos de solo à medida que cresce a solicitação (OLIVEIRA, 2006).

As placas de recalques da seção SR-06 (PR-05 e PR-06), registraram medidas diferenciadas entre si. A placa de recalque PR-05, localizada mais a esquerda do eixo da rodovia, registrou maior deslocamento do que a placa PR-06, mais a direita do eixo da rodovia. Para as seções SR-08 (PR-07 e PR-08), SR-10 (PR-09 e PR-10) e SR-12 (PR-11 e PR-12) os maiores deslocamentos verticais ocorreram na faixa mais a direita do eixo da rodovia. Esse fato está relacionado ao lado onde se manifestou às rupturas ocorridas no aterro. O recalque observado na PR-04 (SR-04) foi de 2,4m para espessura do aterro de 6,3m, na PR-05 e PR-06 recalques de 3,2m e 2,2m, respectivamente, para espessura de aterro de 7,1m; na PR-07 e PR-08 recalques de 2,0m e 2,3m, respectivamente, para espessura de aterro de 4,4m; nas placas de recalque PR-9 e PR-10 recalques de 2,2m e 2,7m, respectivamente, para espessura do aterro de 7m; para a seção SR-12 (PR-11 e PR-12) os recalques foram de 2,2m e 2,5m, respectivamente, para espessura de aterro de 6,4m. Os recalques reais são ainda maiores do que os medidos, visto que, os recalques iniciais, devido à carga da camada drenante e camadas iniciais do aterro compactado, não terem sido contabilizadas.

5.2.3– PIEZÔMETROS

A maioria dos piezômetros utilizados para medir o excesso de poro-pressões ao longo do período construtivo do aterro rodoviário foi do tipo Casagrande (tubo aberto). Esses equipamentos têm a limitação de apresentar tempos lentos de resposta (time lag), muitas vezes insatisfatórias para a monitoração que se pretende efetuar. Os piezômetros pneumáticos, com menores tempos de resposta, coletaram melhores informações a cerca da variação dos excessos de poro-pressão durante a construção do aterro. No caso em questão, como esperado, no início do carregamento verificaram-se diferenças nas medidas efetuadas através dos piezômetros pneumáticos e Casagrande. No piezômetro PZP-01, por exemplo, verifica-se que a partir do carregamento ocorrido entre os dias 01 a 07/12/05, houve uma variação brusca nas medidas de excesso de poro-pressão que passaram de 0,70 kg/cm² para 0,83kg/cm². Variação dessa magnitude não foi verificada em nenhum piezômetro tipo Casagrande utilizado na monitoração.

CAPÍTULO 6 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES.

6.1 - INTRODUÇÃO

Será analisado o comportamento quanto à estabilidade e recalques de algumas seções do aterro construído na área do rio João de Tiba.

6.2 – ANÁLISES DO ADENSAMENTO

6.2.1 – DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS

Com base nos métodos de ASAOKA (1978) e ORLEACH (1983) desenvolveram-se estudos objetivando determinar o coeficiente de adensamento horizontal representativo da condição de campo da área de estudo do rio João de Tiba.

Com base nas curvas recalque *versus* tempo correspondente as seções SR-04, SR-06 e SR-08, retroanalizou-se o coeficiente de adensamento horizontal aplicando a equação [2.119]. O método foi aplicado às etapas finais de carregamento, objetivando atender a exigência do método de aplicação apenas a dados depois de transcorridos 60% do recalque final. Nas figuras 6.1 a 6.5 apresentam-se os gráficos da construção de ASAOKA (1978) para os dados considerados.

A tabela 6.1 resume-se os valores encontrados para as respectivas seções.

Tabela 6.1 – Coeficiente de adensamento horizontal, $c_{h(s)}$, método de ASAOKA (1978).

PLACA DE RECALQUE	ESTACA	β_1	de (m)	F(n)	Δt (dias)	$c_{h(s)}$ (m^2/s)
PR-JT-04	1017 + 3,5	0,7546	1,70	3,927	30	1,54E-07
PR-JT-05	1018 + 10,00	0,7796	1,70	3,927	30	1,36E-07
PR-JT-06	1018 + 10,00	0,7279	1,70	3,927	30	1,74E-07
PR-JT-07	1022	0,8535	1,70	3,927	30	8,67E-08
PR-JT-08	1022	0,8605	1,70	3,927	30	8,22E-08
Valor médio						1,27E-07

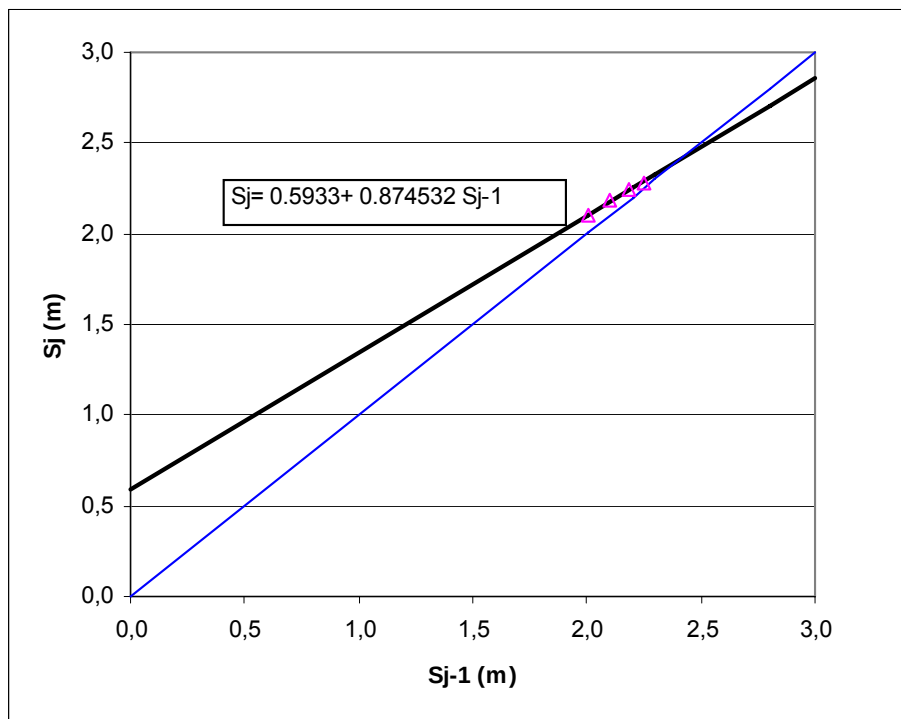


Figura 6.1 – Construção de ASAOKA (1978) para PR-04 (SR-04).

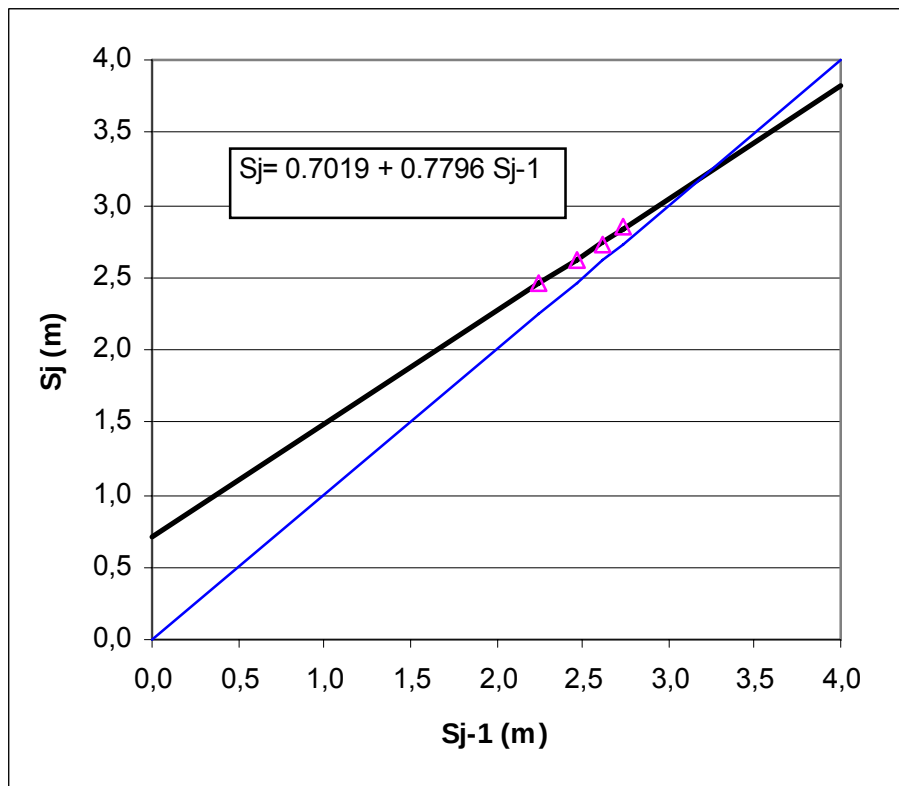


Figura 6.2 - Construção de ASAOKA (1978) para PR-05 (SR-06).

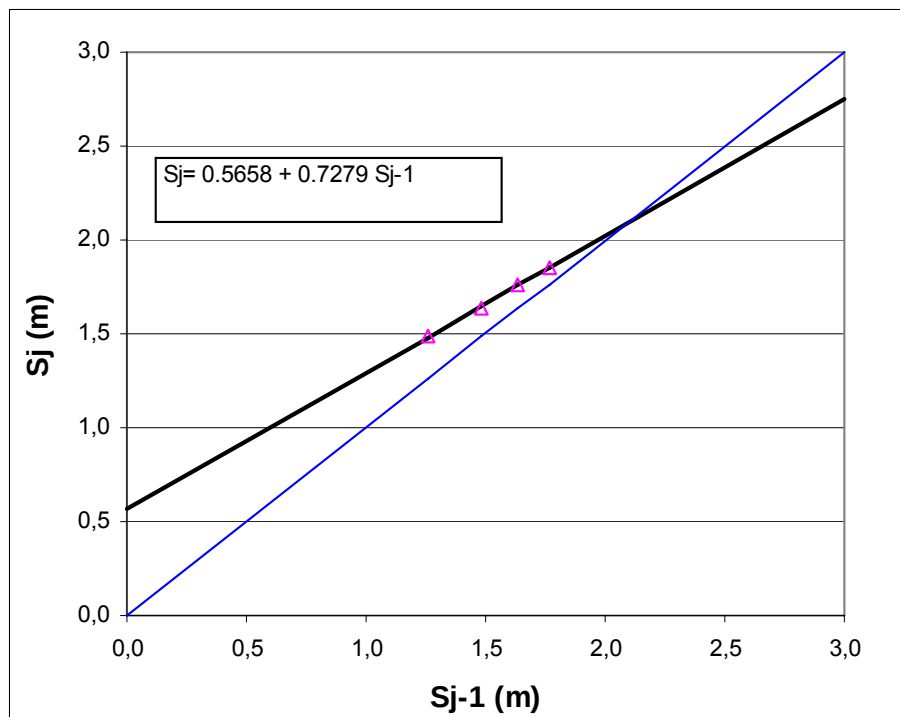


Figura 6.3 - Construção de ASAOKA (1978) para PR-06 (SR-06).

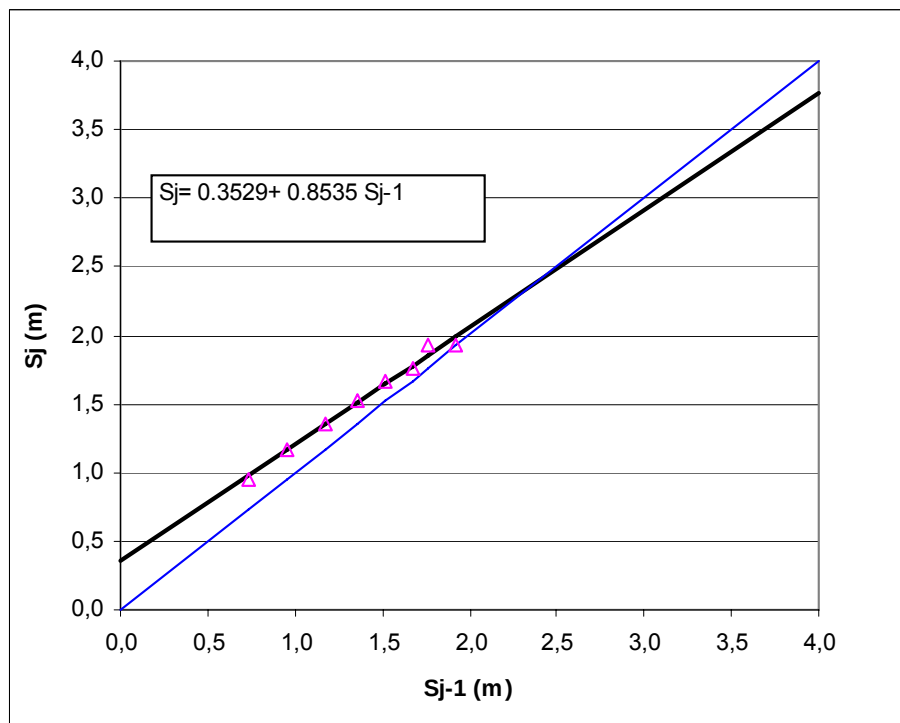


Figura 6.4 - Construção de ASAOKA (1978) para PR-07 (SR-08).

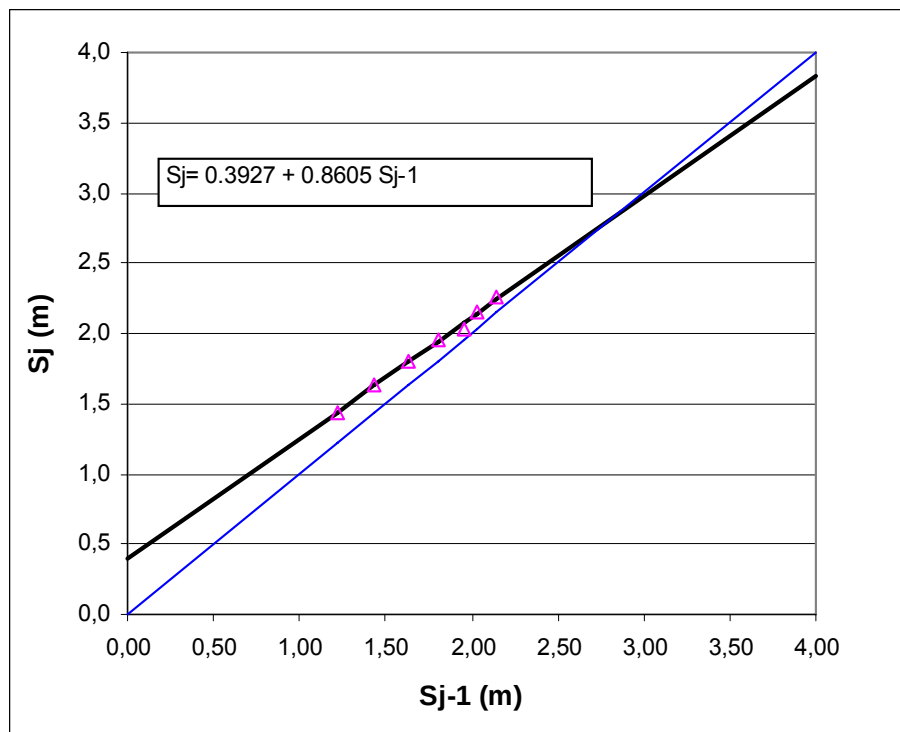


Figura 6.5 - Construção de ASAOKA (1978) para PR-08 (SR-08).

O método de ORLEACH (1983) foi também utilizado na determinação de c_h . Utilizou-se nesse estudo os resultados de poro-pressão medidos através dos piezômetros pneumáticos instalados no aterro.

A seção SR-10 foi instrumentada com piezômetros de Casagrande, PZC-09 e PZC-10 e pneumáticos, PZP-03 e PZP-04. Resultados do piezômetro pneumático PZP-01 instalado na seção SR-05 foi também considerado.

Nas figuras 6.6 a 6.10 apresentam-se resultados de logarítmico do excesso de poro-pressão *versus* tempo considerado para o cálculo do coeficiente de adensamento horizontal, $c_{h(u)}$.

ORLEACH –PZP 01

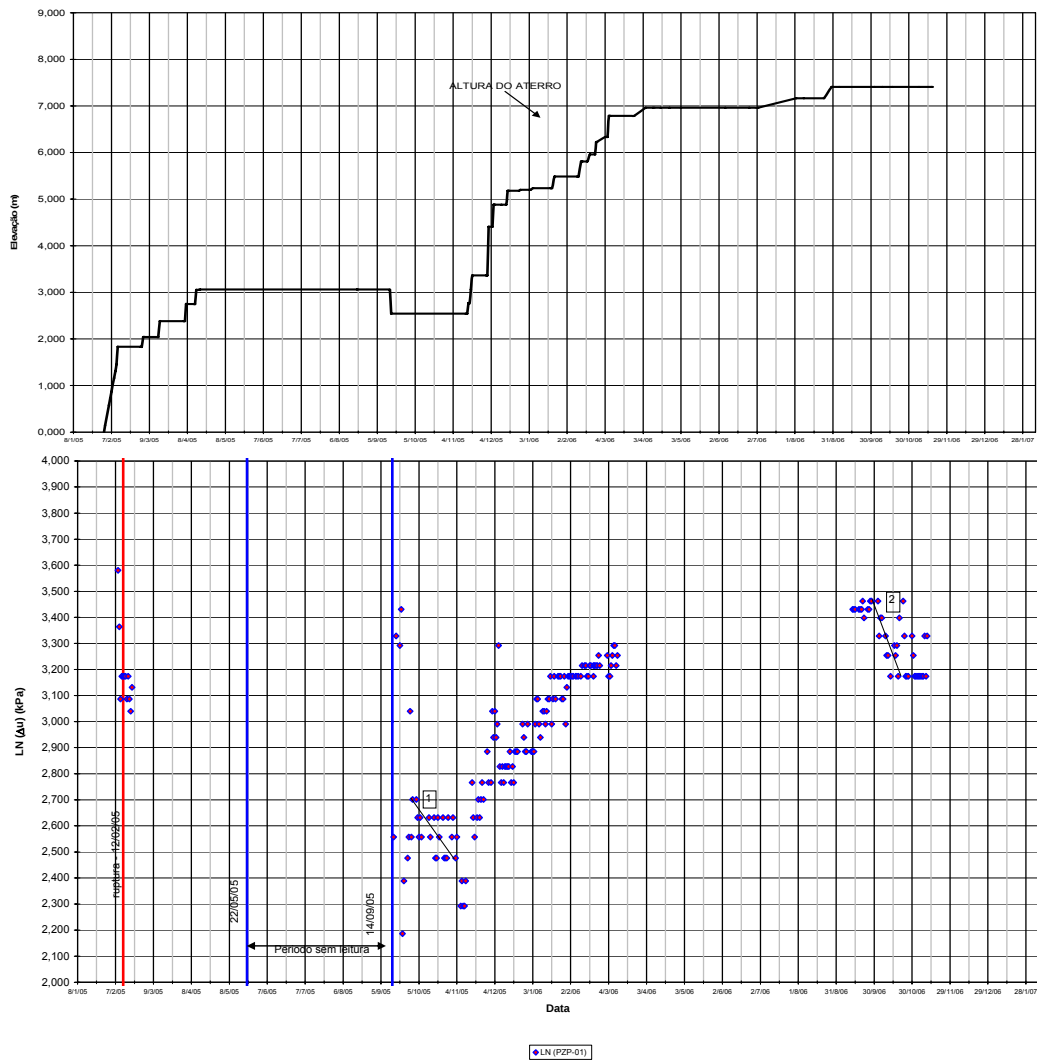


Figura 6.6 – Logaritmo do excesso de poro-pressão *versus* tempo para o piezômetro PZP-01 - Seção SR-5 (rio João de Tiba).

ORLEACH -PZP 03

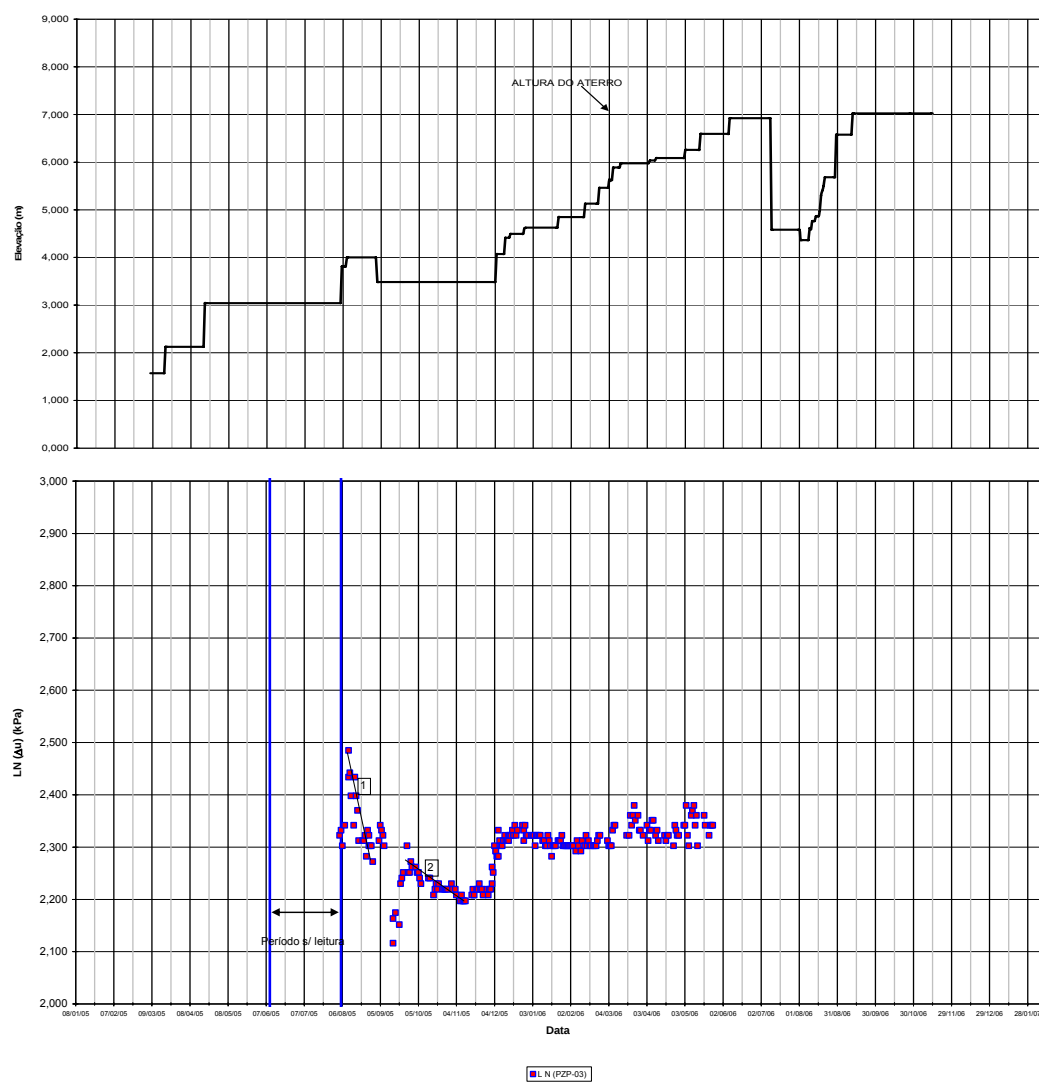


Figura 6.7 – Logaritmo do excesso de poro-pressão *versus* tempo para o piezômetro PZP-03 - Seção SR-10 (rio João de Tiba).

ORLEACH –PZP 04

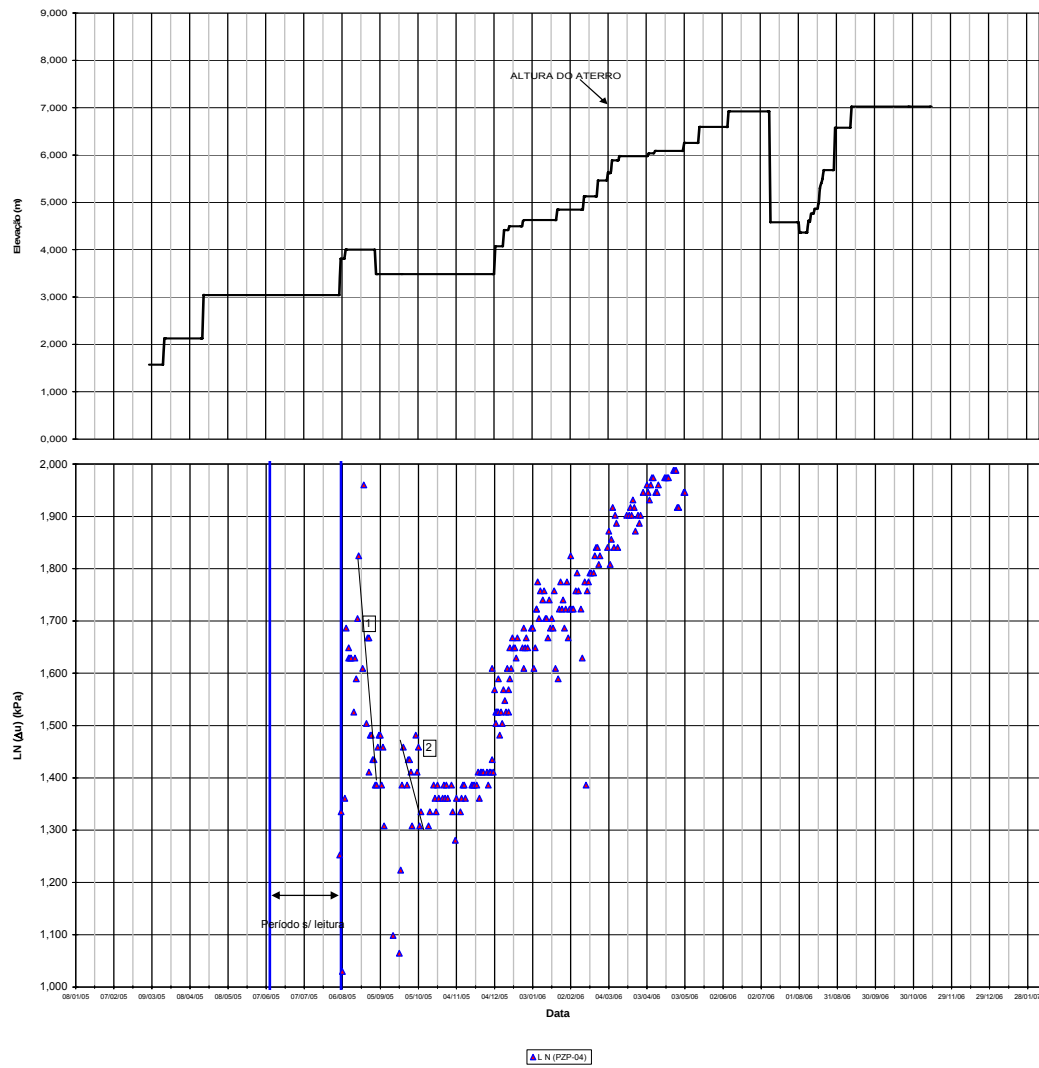


Figura 6.8 – Logaritmo do excesso de poro-pressão *versus* tempo para o piezômetro PZP-04 - Seção SR-10 (rio João de Tiba).

A tabela 6.2 apresenta os valores de $c_{h(u)}$ calculado com o método de ORLEACH (1983).

Tabela 6.2 – Coeficiente de adensamento horizontal, $c_{h(u)}$, calculado pelo método de ORLEACH (1983).

				$\Delta \ln(u)$						
SEÇÃO	Instrumento	Trecho	Altura do aterro (m)	$\ln(u_i)$	$\ln(u_f)$	Δt (dia)	α_1 (s ⁻¹)	F(n) com "smear"	de (m)	$C_h(u)$ (m ² /s)
SR-05	PZP-01	1	2,54	2,70	2,48	31,000	8,36E-08	3,927	1,70	1,18E-07
		2	7,41	3,46	3,17	21,000	1,59E-07	3,927	1,70	2,25E-07
SR-10	PZP-03	1	4,00	2,48	2,27	19,000	1,29E-07	3,927	1,70	1,82E-07
		2	3,50	2,27	2,22	43,000	1,44E-08	3,927	1,70	2,03E-08
	PZP-04	1	4,00	1,82	1,39	14,000	3,62E-07	3,927	1,70	5,11E-07
		2	3,50	1,46	1,31	20,000	8,74E-08	3,927	1,70	1,23E-07
VALOR MÉDIO										1,97E-07

O valor de $ch_{(pz)}$, calculado a partir do ensaio de dissipação, apresenta-se 33 vezes menor do que o valor encontrado de $ch_{(s)}$, obtido através do método de ASAOKA e 51 vezes menor do que o valor de $ch_{(u)}$, obtido pelo método de ORLEACH. É possível que o valor de $ch_{(pz)}$ esteja afetado por problemas associados à saturação da pedra porosa do piezocone. O valor $ch_{(u)}$ é o que mais se aproxima do valor assumido inicialmente no projeto.

O valor de $ch_{(u)}$, obtido pelo método de ORLEACH utilizando dados de excesso de poro-pressão medidos, é cerca de 1,55 vezes maior do que aos valores de $ch_{(s)}$.

O uso do método de ASAOKA se mostrou de mais fácil aplicação na determinação do coeficiente de adensamento horizontal, ch , do que os demais procedimentos.

6.2.2 - PARÂMETROS ADOTADOS

Na tabela 6.3 apresentam-se os parâmetros utilizados na análise do adensamento da camada de argila da fundação do aterro em questão. Os valores dos parâmetros adotados são típicos de depósitos similares de argilas sedimentares.

Tabela 6.3 – Valores de parâmetros utilizados no cálculo do recalque.

PARÂMETROS	JOÃO DE TIBA	OBSERVAÇÃO
$Cc/1+e_0$	0,32	adotado
$Cs/1+e_0$	0,04	adotado

A espessura da camada de solo mole adotada nas análises baseou-se nas sondagens a percussão, SPT, efetuadas antes do início da construção do aterro. Os ensaios de piezocone foram efetuados em pontos fora do eixo da rodovia, dessa forma não são representativos da situação real.

6.2.3 – ESTIMATIVA DE RECALQUE TOTAL

Na tabela 6.4 apresentam-se os valores de recalques calculados e medidos. Incluem-se também informações adicionais relativas às seções em estudos.

O recalque imediato (elástico) devido à carga do aterro foi desprezado em função de sua pequena relevância em relação ao recalque por adensamento primário e secundário.

Os cálculos levaram em conta a submersão do aterro e a correção da espessura da camada de argila mole a cada etapa. Não foi considerada a adição de sobrecarga temporária.

Tabela 6.4 – Seções analisadas com valores de recalques calculados e medidos.

TRECHO	SEÇÃO	ESTACAS	H _{argila} (m)	H _{aterro} (m)	Recalque calculado primário (m)	Recalque medido (m)	Observações
Não reforçado- E1013 à 1024	SR-06	E1019 + 14,5	18,00	7,00	2,38	PR-05= 3,154m ; PR-06= 2,174 (placa de recalque)	Medidas realizada entre 08/2005 à 11/2006
Reforçado- E1024 à 1029	SR-12	E1026 + 15,0	15,00	6,50	1,88	PR-11= 2,247m ; PR-12 = 2,496 (placa de recalque)	Medidas realizada entre 08/2005 à 11/2006

Os recalques reais observados são superiores aos valores calculados. Esse fato é explicado pela ocorrência de ruptura do aterro que provocou aumento dos deslocamentos da camada de solo mole da fundação, além do amolgamento do solo.

6.2.4 - AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE ADENSAMENTO.

O processo de adensamento foi avaliado empregando a formulação para drenagem radial, descrita no capítulo 2, considerando a situação de instalação dos drenos em malha quadrada ($d_e = 1,13l$). Na tabela 6.5 apresentam-se os parâmetros geométricos utilizados nos cálculos.

Tabela 6.5 – Parâmetros geométricos para dimensionamento dos drenos verticais.

SEÇÃO	PARÂMETROS GEOMÉTRICOS									
	l (m)	de (m)	a (cm)	b (cm)	w (cm)	t (cm)	dw (cm)	n	dm (cm)	ds (cm)
SR-06/SR-12	1,50	1,70	10,00	0,50	12,00	5,00	5,25	32,29	8,74	17,48

Nas figuras 6.9 e 6.10 apresentam-se as curvas de evolução do recalque com o tempo calculado utilizando os valores de coeficientes de adensamento horizontal determinados pelo método de ASAOKA, $ch_{(s)}$, ORLEACH, $ch_{(u)}$ e ensaio de dissipação, $ch_{(pz)}$ para as seções SR-06 e SR-12, respectivamente.

As curvas recalque *versus* tempo utilizando o valor de $ch_{(s)}$ e $ch_{(u)}$ são inferiores a curva obtida através de medidas da instrumentação de campo (placa de recalque). A diferença observada pode ser atribuída à faixa de tempo selecionada na aplicação dos métodos e ao aumento dos deslocamentos em função das rupturas ocorridas.

As curvas recalque *versus* tempo utilizando o valor de $ch_{(pz)}$ foi a que mais se afastou do comportamento das curvas obtidas através de medidas da instrumentação de campo (placa de recalque). A diferença observada pode ser atribuída à baixa velocidade de recalque expressa pelo $ch_{(pz)}$, calculados no ensaio de dissipação do piezocone. A avaliação dessas curvas reforça a possibilidade de problemas com a saturação da pedra porosa utilizada durante a execução dos ensaios de dissipação.

A análise das curvas recalque *versus* tempo, também confirma a importância da drenagem radial promovida pelos drenos pré-fabricados.

Observa-se no gráfico que ambas as curvas, recalque *versus* tempo, obtidas com $ch_{(s)}$ e $ch_{(u)}$ se aproxima do comportamento dos recalques. A definição do coeficiente de adensamento horizontal representativo da condição de campo será definida na análise de estabilidade, apresentada a seguir.

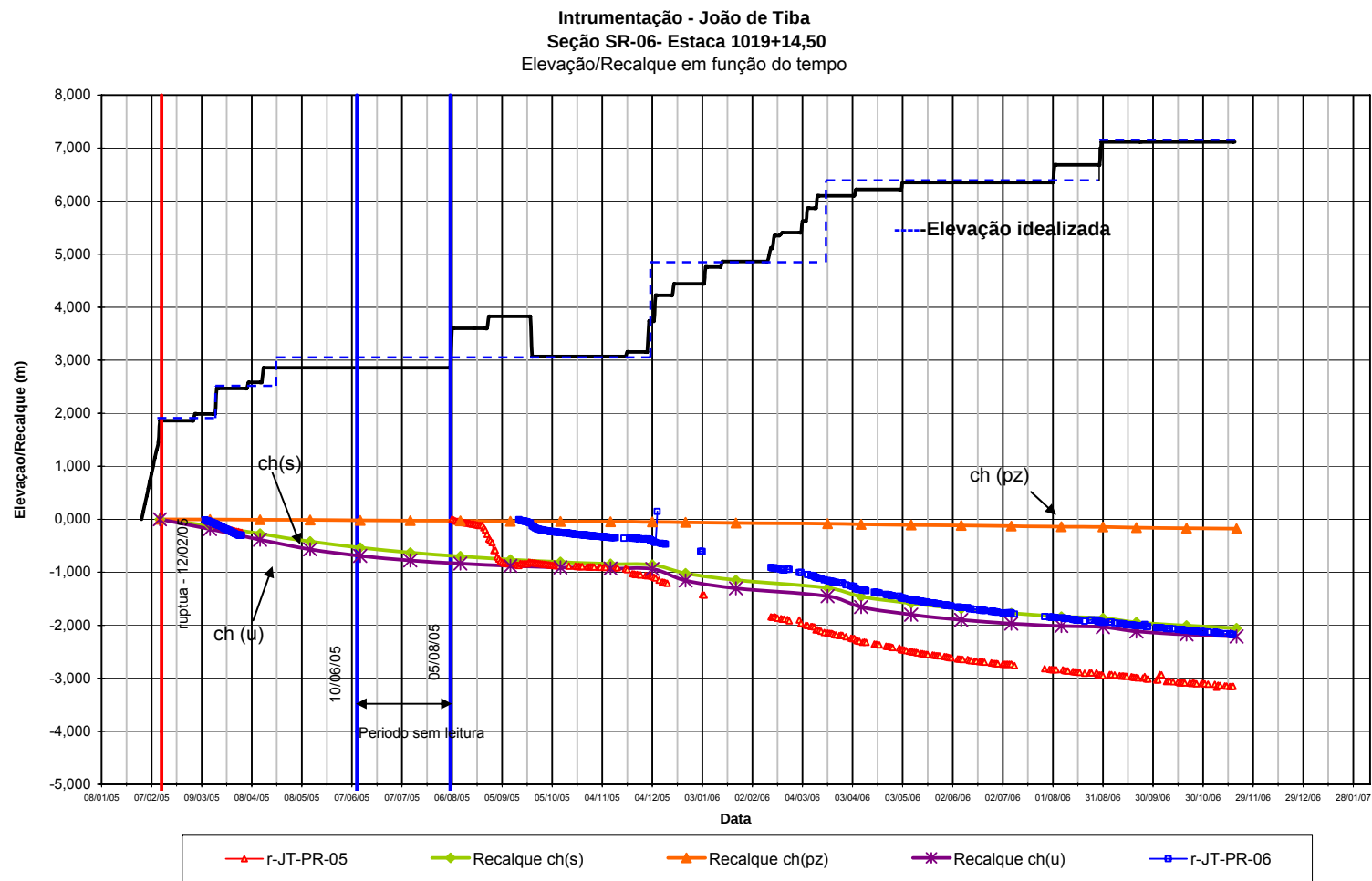


Figura 6.9 – Comparação das curvas de recalque *versus* tempo SR-06 (rio João de Tiba).

Instrumentação - João de Tiba
Seção SR-12- Estaca 1026+15,00
Elevação/Recalque em função do tempo

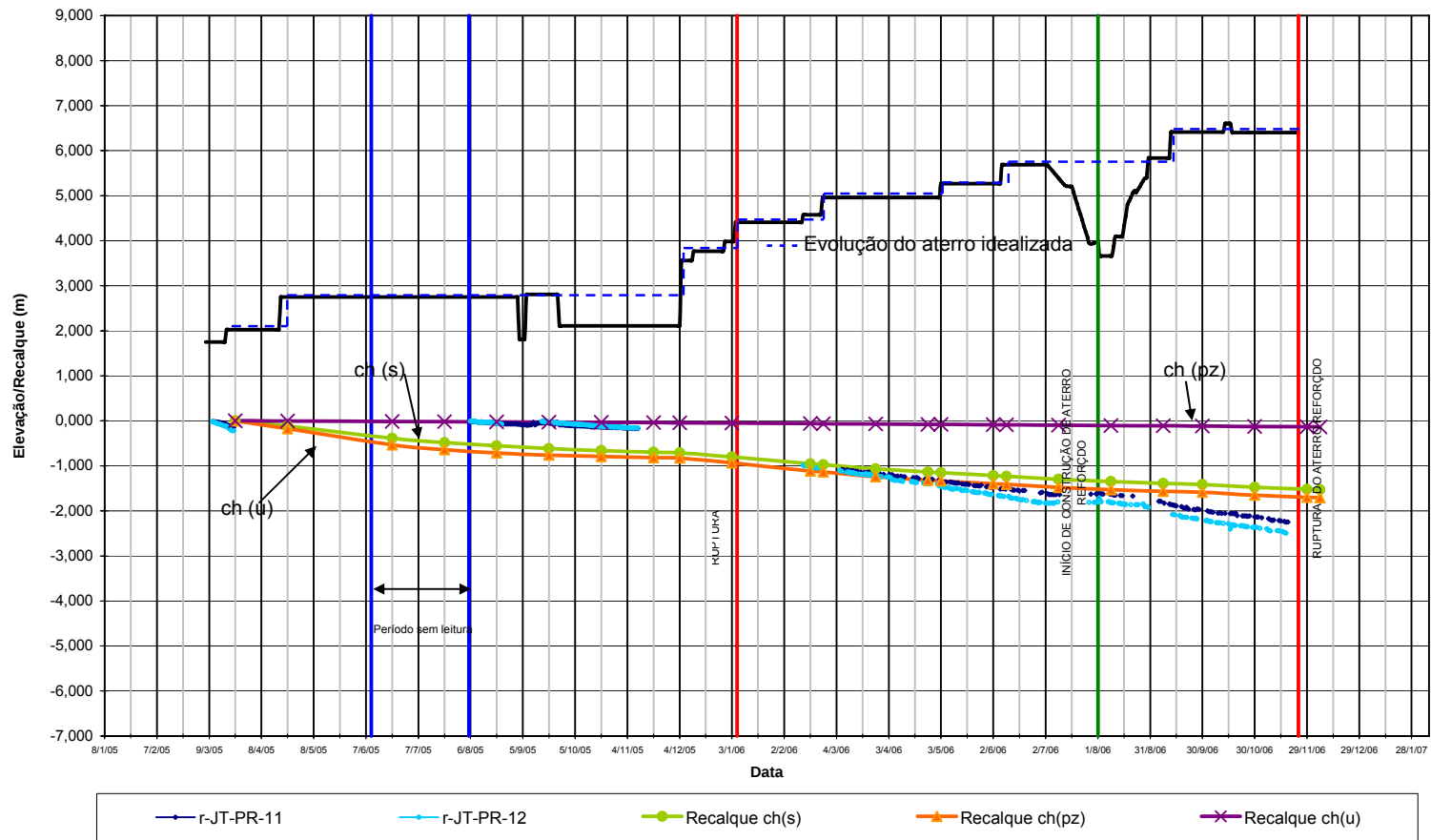


Figura 6.10 – Comparação das curvas recalque *versus* tempo SR-12 (rio João de Tiba).

6.3 – ANÁLISES DE ESTABILIDADE

6.3.1- PARÂMENTRO DE RESISTÊNCIA DA ARGILA MOLE

Análises de estabilidade foram efetuadas empregando o programa SLOPEW da empresa canadense GEOSLOPE, empregando o método de BISHOP simplificado. A escolha se deve à facilidade da modelar a variação da resistência não-drenada drenada com a profundidade.

As análises de estabilidade para camada de argila mole foram conduzidas em tensões totais, com base nos resultados dos ensaios palheta. A figura 6.11 apresenta o perfil modelado de resistência não-drenada determinada através desses ensaios. Aos valores de resistência não-drenada não foram aplicada correção do tipo BJERRUM (1972).

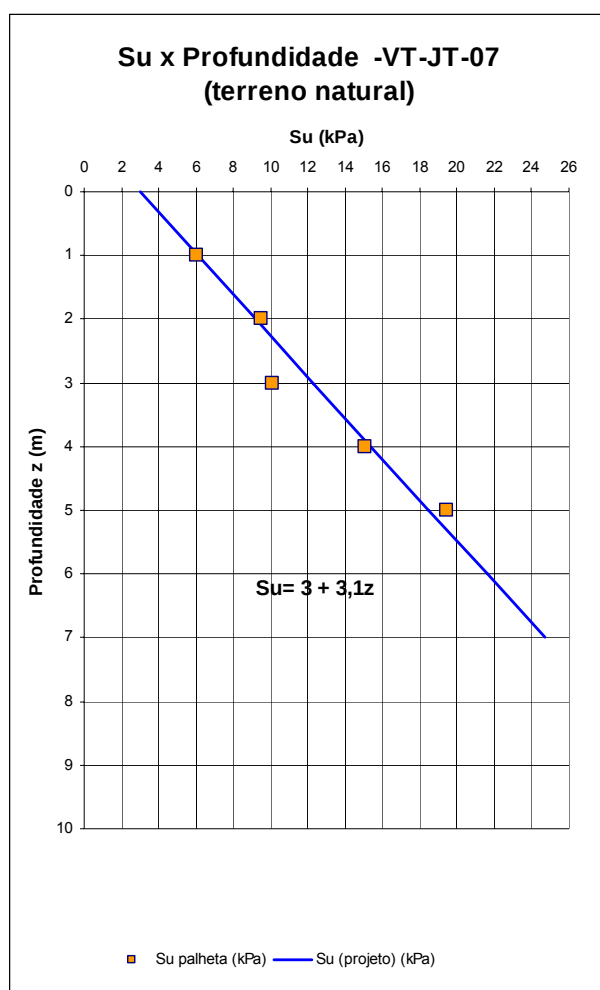


Figura 6.11- Perfis de resistência não-drenada corrigido do depósito João de Tiba.

6.3.2- RETROANÁLISE DA RUPTURA OCORRIDA – CÁLCULO DO COEFICIENTE DE BJERUMM.

Para análise da estabilidade foi considerada a mesma geometria projetada e executada (figura 3.25). A altura do aterro considerada nas análises foi definida com base nas investigações efetuadas, apresentada no capítulo 5. Corresponde às alturas médias do aterro ao final da construção.

No dia 07/03/2005, entre as estacas 1013 a 1021, verificou-se ruptura do aterro. O colapso ocorreu quando o mesmo atingiu 1,78m de altura. A altura de colapso corresponde a “altura critica real” do aterro (FS=1). Utilizando o método de BISHOP simplificado foi calculado o fator de segurança, utilizando como parâmetros de resistência dos materiais granulares (aterro e camada drenante) os dados das envoltórias de resistência obtida dos ensaios de laboratório (cisalhamento direto) e para o solo de fundação (argila mole) o perfil de resistência não-drenada obtidas dos ensaios de campo (palheta). A figura 6.12 apresenta o resultado dessa análise.

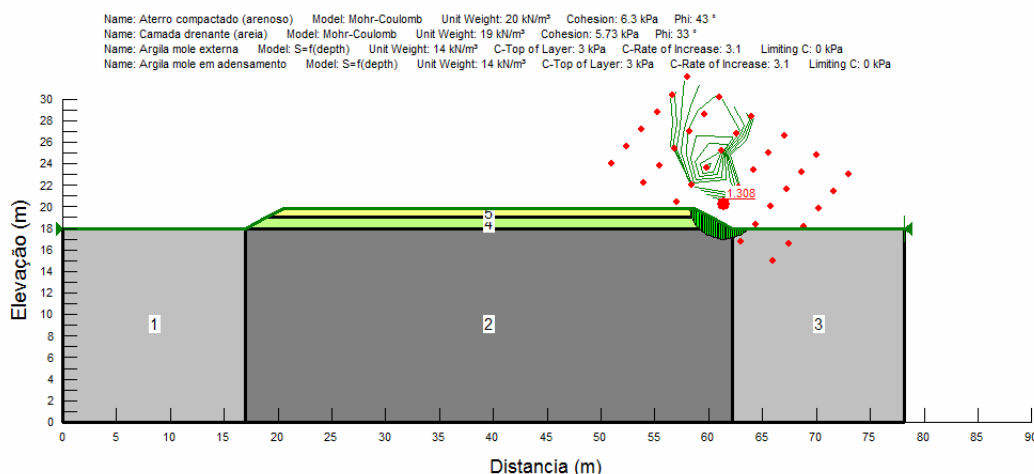


Figura 6.12 – Estabilidade para altura crítica.

Verifica-se que os parâmetros de resistência utilizados para a camada de argila mole tornam o fator de segurança maior que a unidade. Esse fato ocorre devido à adoção de valores de resistência não-drenada nas análises de equilíbrio limite obtidos a partir de ensaios de palheta de campo. O efeito da velocidade de cisalhamento e anisotropia inerentes do ensaio de palheta de campo tende aumentar os valores de resistência não-drenada medidos elevando, normalmente, o fator de segurança, relativo à condição de campo (OLIVEIRA, 2006).

Os fatores de correção de BJERRUM (1972) aplicados aos valores de resistência não-drenada medidos em ensaios de palheta de campo têm como objetivo corrigir o efeito da velocidade de cisalhamento e anisotropia relativos aos ensaios de forma que se obtenham fatores de segurança iguais a unidade para as análises de equilíbrio limite para situações de ruptura observada em campo (OLIVEIRA, 2006).

Verificou-se a estabilidade, considerando perfis de resistência não-drenada do solo de fundação, variando-se fatores de correção de BJERRUM (1972) até que se obtivesse fator de segurança igual à unidade (FS=1). O fator de correção de BJERRUM (1972) encontrado que atende a essa condição é $\mu=0,7$. A figura 6.13 apresenta o resultado dessa análise.

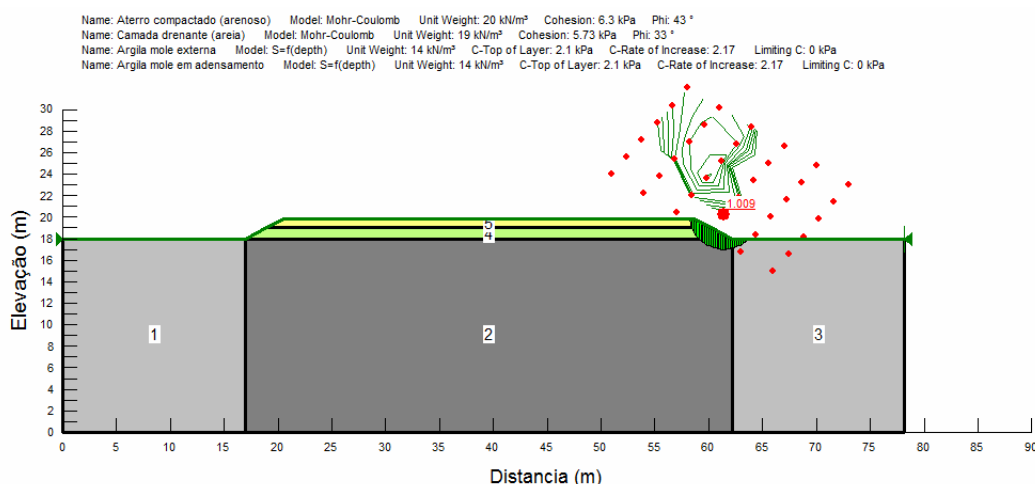


Figura 6.13 – Estabilidade para altura crítica para resistência não-drenada da argila com correção de BJERRUM (1972).

Com base nas análises conclui-se que não seria possível a construção do aterro em única camada.

Para as análises seguintes, utilizar-se-á o perfil inicial de resistência não-drenada, para solo de fundação, obtido aplicando aos valores da resistência não-drenada medidos a partir dos ensaios de palheta de campo, um fator de correção de BJERRUM (1972) de $\mu=0,70$ ($S_{u0}=2,1$ kPa; $\rho= 2,17$ kPa/m).

6.3.3- ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO CONSTRUÍDO EM ETAPAS.

6.3.3.1- CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE DE ESTABILIDADE

No trecho do rio João de Tiba, observaram-se seções estáveis executadas utilizando apenas drenos pré-fabricados (Estacas 1013 a 1024) e seções outras nas quais se implementaram drenos pré-fabricados e reforço de geossintético (1024 a 1029). Análises serão realizadas considerando essas duas situações.

6.3.3.2- ESTABILIDADE DO ATERRO CONTRUÍDO EM ETAPAS SEM REFORÇO.

A seção SR-06 (estaca 1019 + 14,50), foi escolhida para análise da estabilidade do aterro não reforçado com drenos verticais. A configuração analisada é apresentada na figura 6.14.

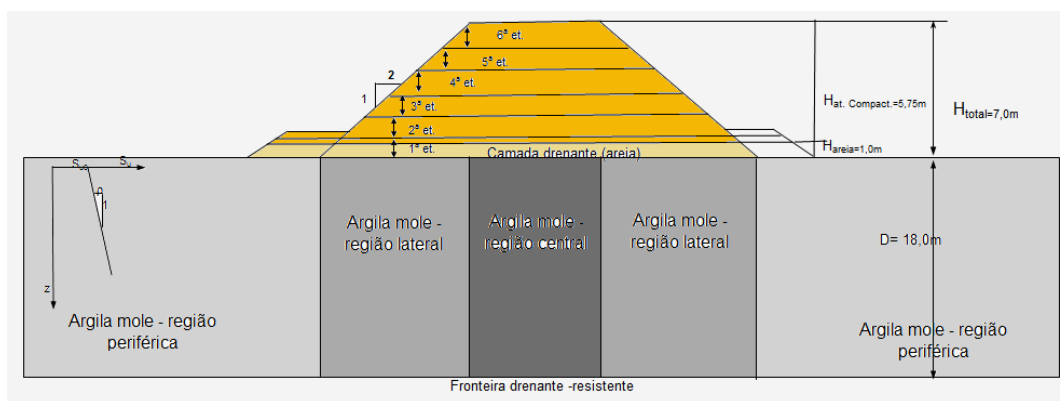


Figura 6.14 – Seção esquemática para cálculo de estabilidade seção SR-06.

Inicialmente, verificou-se o fator de segurança para a condição de construção do aterro rápida, em única etapa. A figura 6.15 apresenta o resultado da estabilidade dessa seção.

Em seqüência, o fator de segurança foi calculado considerando cada etapa carregamento efetivamente utilizada durante a construção. Incluiu-se na análise o ganho de resistência não-drenada provocado pelo acréscimo de tensão da etapa anterior.

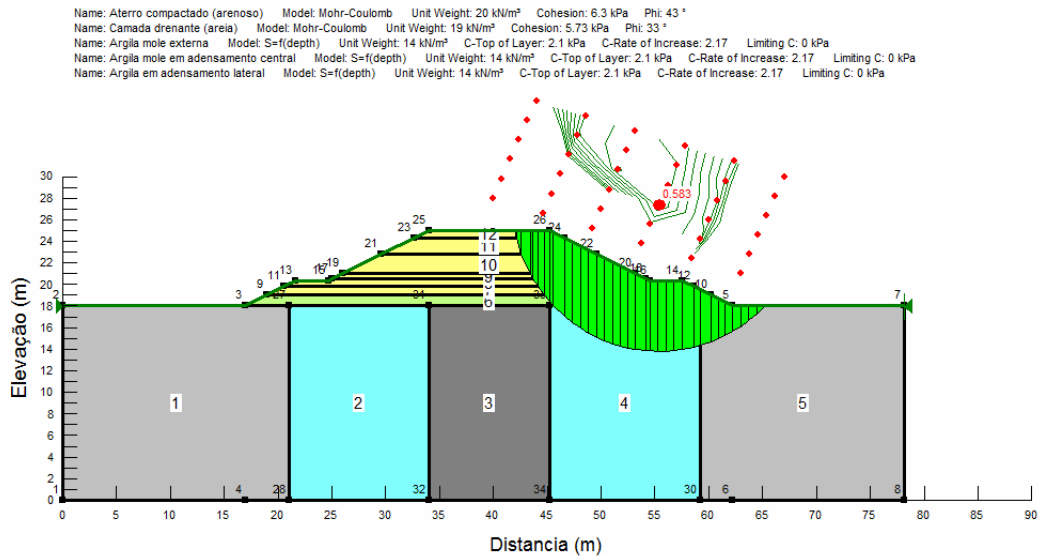


Figura 6.15 – Estabilidade única etapa seção SR-06.

Para o acréscimo de resistência não-drenada ao final de cada etapa foi utilizando a seguinte formulação proposta por ALMEIDA e outros (2001).

$$S_{ui} = S_{u0i} + \rho z + \Delta S_u \quad [6.1]$$

$$\Delta S_u = U_i \times \Delta \sigma_v \times 0,22 \quad [6.2]$$

onde:

U_i - grau de adensamento para cada etapa de carregamento;

$\Delta \sigma_v$ - acréscimo de tensão vertical efetiva para cada etapa de carregamento;

$0,22 = \frac{\Delta S_u}{\Delta \sigma'_v}$ - Valor adotado, igual ao encontrado na argila da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro.

O acréscimo de tensão vertical devido o aterro foi calculado utilizando a formulação proposta por CAROTHERS (BADILLO e RODRIGUES, 1984) para o acréscimo de tensão vertical sobre um meio semi-infinito isotrópico e homogêneo, elástico-linear, submetido a um carregamento trapezoidal linearmente infinito (figura 6.16) equivalente ao carregamento de um aterro rodoviário.

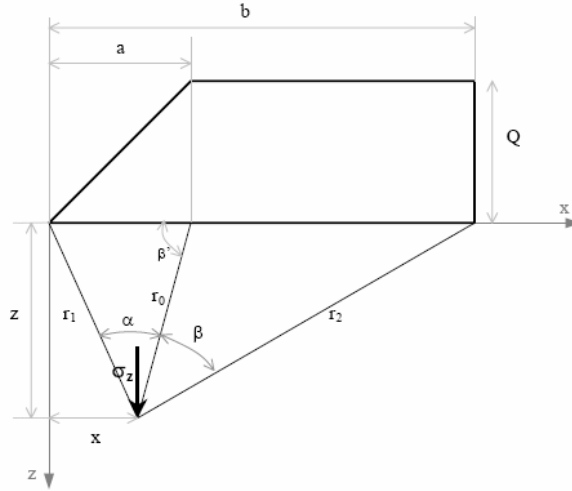


Figura 6.16 – Geometria do problema de CAROTHERS.

CAROTHERS propôs a seguinte expressão para o cálculo do acréscimo de tensão vertical:

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{\pi} \left[\beta + \frac{x}{a} \alpha - \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right] \quad [6.3]$$

Sendo $Q = \gamma \times h$ para o caso do aterro.

A camada de solo mole foi dividida em três regiões (ver figura 6.14), região central e lateral, localizada sob aterro, onde efetivamente ocorre o adensamento, e outra periférica. Para a área da berma de equilíbrio e região periférica considerou-se que não houve acréscimo de tensão vertical devido o aterro. O grau de adensamento (U_i) para cada etapa de carregamento foram obtidos da análise do adensamento puramente radial, apresentado anteriormente, utilizando os valores de $ch_{(s)}$ e $ch_{(u)}$. Para a região lateral considerou-se que o acréscimo de tensão é a metade do acréscimo da região central.

Nas figuras 6.17 e 6.18 apresentam-se os valores de $\Delta\sigma_v$, calculado pelo método de CAROTHERS, e o perfil de resistência não-drenada para a região central da seção SR-06, considerando o coeficiente de adensamento horizontal $ch_{(s)}$ e $ch_{(u)}$.

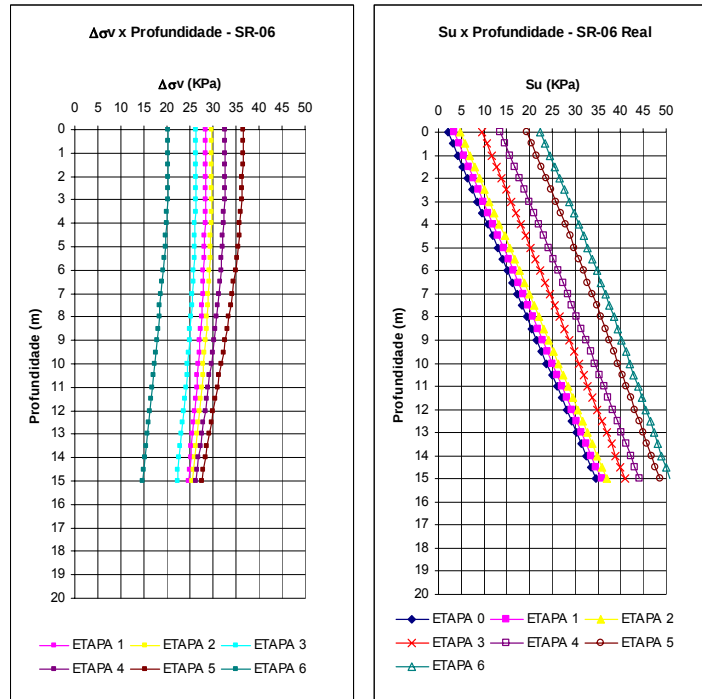


Figura 6.17 – Acréscimo de tensão vertical para região central, $\Delta\sigma_v$, e resistência não-drenada, S_u , versus profundidade para a SR-06 para $U_i f(ch_{(s)})$.

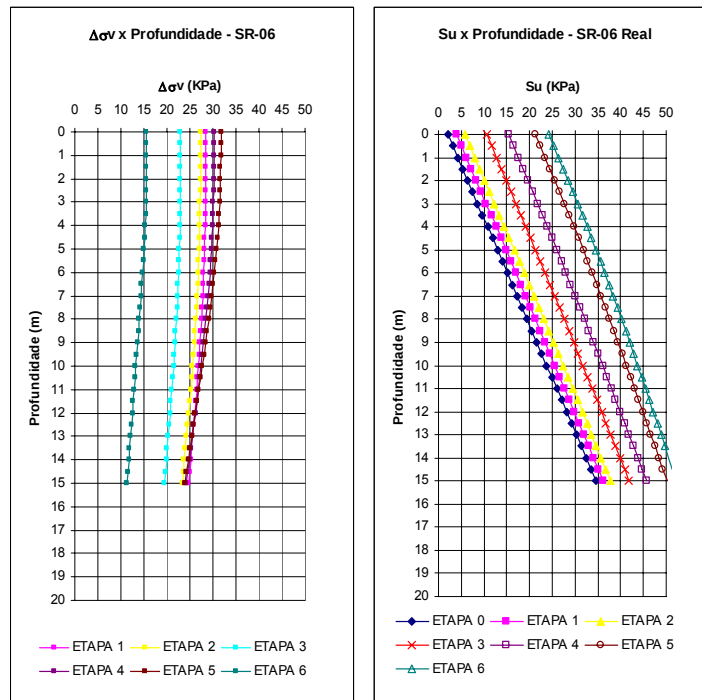


Figura 6.18 – Acréscimo de tensão vertical para região central, $\Delta\sigma_v$, e resistência não-drenada, S_u , versus profundidade para a SR-06 para $U_i f(ch_{(u)})$.

Nas tabelas 6.8 e 6.9 apresentam-se os dados de entrada utilizados no cálculo do fator de segurança de cada etapa de carregamento para a condição de carregamento real. Na figura 6.19 apresenta-se na forma de gráfico o resultado desse estudo.

Tabela 6.8 – Dados de entrada e fator de segurança calculado para a situação real de carregamento para cada etapa na seção SR-06 e $U_i f(ch_{(s)})$.

Etapa i	t_{i-1} (meses)	t_i (meses)	$U_i f(ch_{(s)})$	$\Delta\sigma_v$	$S_{ui} f(ch_{(s)})$ -área central		FS BISHOP simplificado	
					S_{u0i} (kPa)	p (kPa/m)	$F_{s_{i-1}}$	F_{s_i}
0	-	2	0,00%	0	2,10	2,17		
1	2	3	20,76%	28,43	3,40	2,16	1,00	1,28
2	3	4	20,76%	29,80	4,76	2,15	0,94	0,99
3	4	11,5	82,54%	26,31	9,54	2,10	0,92	1,07
4	11,5	15	55,71%	32,64	13,54	2,04	0,95	1,01
5	15	20,5	72,19%	36,49	19,33	1,95	0,90	1,00
6	20,5	27	68,76%	20,36	22,41	1,89	0,98	1,01

Tabela 6.9 – Dados de entrada e fator de segurança calculado considerando a situação real de carregamento para cada etapa na seção SR-06 e $U_i f(ch_{(u)})$.

Etapa i	t_{i-1} (meses)	t_i (meses)	$U_i f(ch_{(u)})$	$\Delta\sigma_v$	$S_{ui} f(ch_{(u)})$		FS BISHOP simplificado	
					S_{u0i} (kPa)	p (kPa/m)	$F_{s_{i-1}}$	F_{s_i}
0	-	2	0,00%	0	2,10	2,17		
1	2	3	30,31%	28,43	4,00	2,15	1,00	1,28
2	3	4	30,31%	27,28	5,81	2,14	0,97	1,04
3	4	11,5	93,34%	23,00	10,54	2,09	0,96	1,11
4	11,5	15	71,75%	30,25	15,31	2,02	0,99	1,06
5	15	20,5	86,28%	31,74	21,34	1,93	0,95	1,05
6	20,5	27	83,56%	15,64	24,21	1,87	1,01	1,04

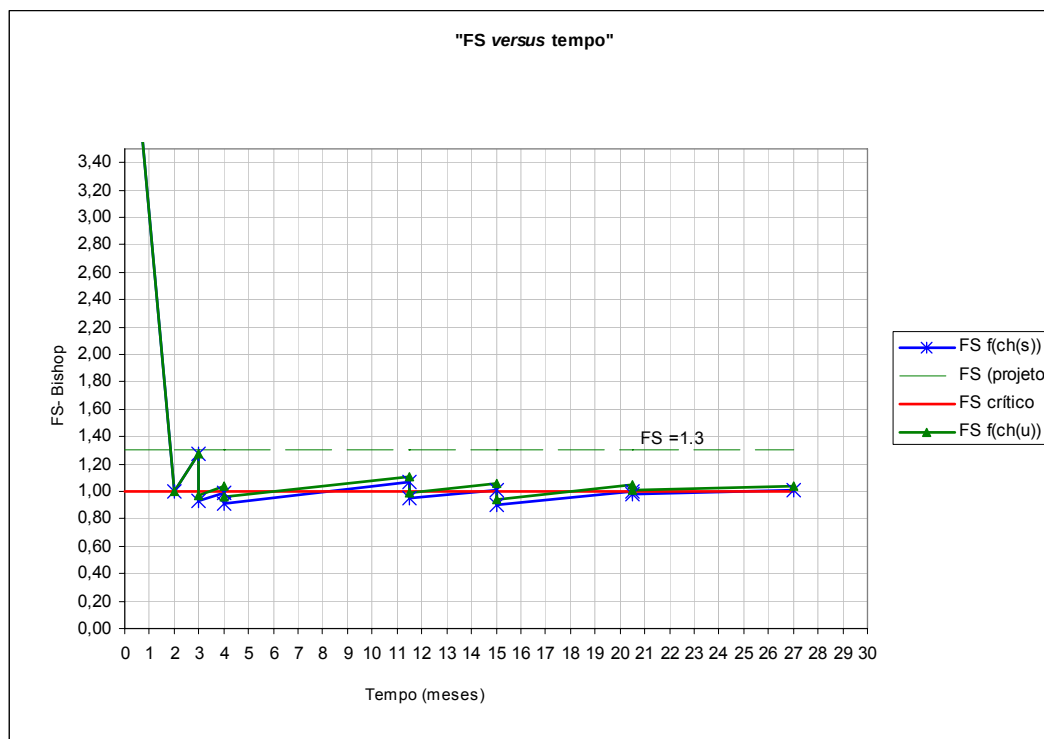


Figura 6.19 – Evolução do fator de segurança com o tempo para a seção SR-06.

6.3.3.3 - CONCLUSÕES SOBRE ESTABILIDADE DO ATERRO NÃO REFORÇADO CONSTRUÍDO EM ETAPAS.

Das análises conclui-se que o coeficiente de adensamento horizontal obtido pelo método de ORLEACH (1938), $ch_{(u)}$, torna a estabilidade do aterro mais representativa da condição de campo. Observa-se que os fatores de segurança do aterro calculados utilizando o $U f(ch_{(u)})$ e $U(ch_{(s)})$ estão próximos da unidade ($FS \approx 1$) indicando eminência da ruptura em todas as etapas de carregamento, de fato verificada no campo.

A construção do aterro em etapas sem o uso de reforço se mostrou possível até certa altura do aterro ($H < 7m$), como demonstram as análises. Após rupturas ocorridas nas etapas iniciais (1ª, 2ª e 3ª) de carregamento, deixou-se dissipar o excesso de poropressão gerado o que possibilitou o prosseguimento da construção. Em nenhuma etapa de carregamento foi possível obter um fator de segurança, no início do carregamento satisfatório ($FS \approx 1,3$), mesmo para valores elevados do grau de adensamento e, conseqüentemente, ganho de resistência não-drenada. Em todas as etapas, as análises indicaram fatores de segurança iguais ou abaixo da unidade. A análise do histórico de rupturas indica, em varias etapas, o aparecimento de grandes

trincas no aterro, que inclusive levou a paralisação das atividades em alguns momentos.

6.3.4 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO REFORÇADO CONSTRUÍDO EM ETAPAS.

Buscando ganhar sensibilidade para o caso em estudo, apresenta-se a seguir análises sob diferentes condições. A seção SR-12 (estaca 1026 +15,00) foi escolhida para o estudo. Inicialmente analisou-se o coeficiente de segurança para o aterro não reforçado, considerando uma construção rápida do aterro sem o acréscimo de resistência não-drenada em função do adensamento da camada de argila mole. A figura 6.20 apresenta o resultado da estabilidade do aterro não reforçado pelo método de BISHOP simplificado.

Em seguida avaliou-se a possibilidade de construção rápida do aterro com utilização de reforço com geogrelha. Considerou-se que o reforço seria implantado a 1,5 m acima do terreno natural e dentro do aterro compactado. O ângulo de interação solo-reforço admitido foi de $\delta=0,85\phi_{\text{aterro}}$. A figura 6.21 apresenta o resultado do fator de segurança e o valor da tração requerida, T_{req} , obtido da análise de estabilidade para a geometria analisada.

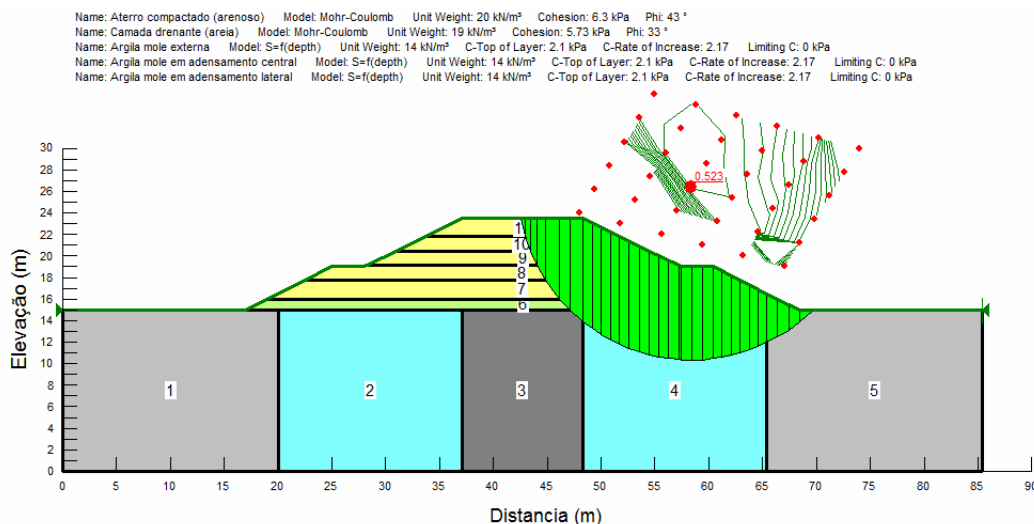


Figura 6.20 – Estabilidade da seção SR-12 única etapa sem reforço.

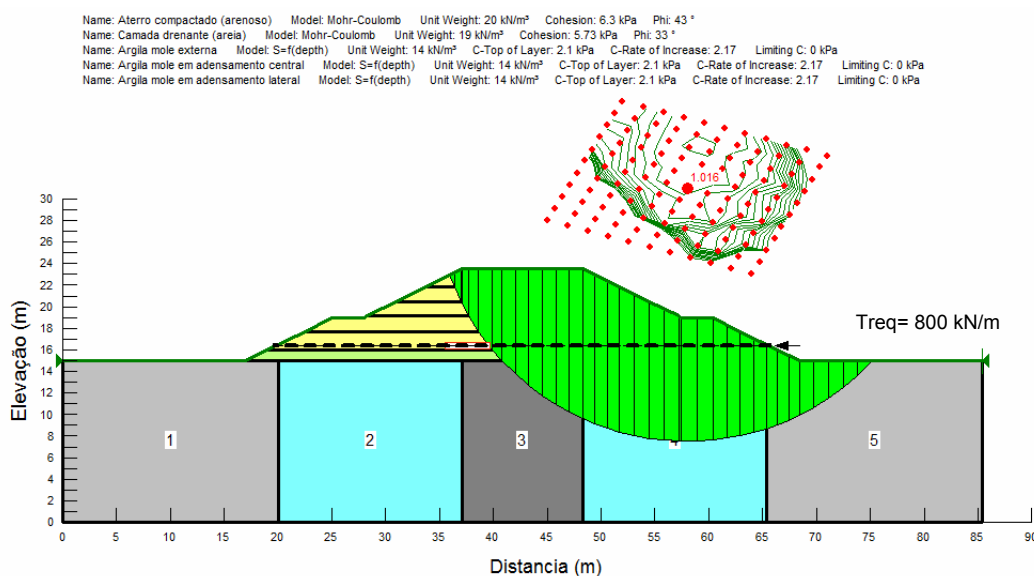


Figura 6.21 – SR-12: Estabilidade de aterro reforçado em única etapa $T_{req} = 800$ kN/m.

Verificou-se que valores de T_{req} acima de 800 kN/m elevaria o fator de segurança para valores acima da unidade, o que possibilitaria a construção do aterro em única etapa reforçado.

6.3.4.1- AVALIAÇÃO DO REFORÇO UTILIZADO NA OBRA

O reforço utilizado na obra do aterro no trecho do rio João de Tiba teve valores de tensão máxima variando entre 400 kN/m e 800 kN/m e largura constante de 27,68m de comprimento (figura 3.28). Reavaliou-se esse dimensionamento levando-se em consideração o ganho de resistência não-drenada ao final de cada etapa real de carregamento e a perda de capacidade resistiva da geogrelha devido ao fenômeno da fluência para a condição real de carregamento.

O reforço foi colocado após já ter se passado 16,5 meses desde o início da obra e tendo o aterro atingido uma cota de 5,8m, em 7 etapas de carregamento. Em função de ruptura ocorrida no local o aterro foi retirado para inclusão da geogrelha. Sendo assim a análise deve levar em conta o ganho de resistência não-drenada da argila promovido pelo adensamento do aterro no tempo em questão.

Nesta análise desconsiderou-se a perda de resistência oriunda do amolgamento promovido por rupturas anteriores.

A figura 6.22 apresenta a geometria da seção analisada.

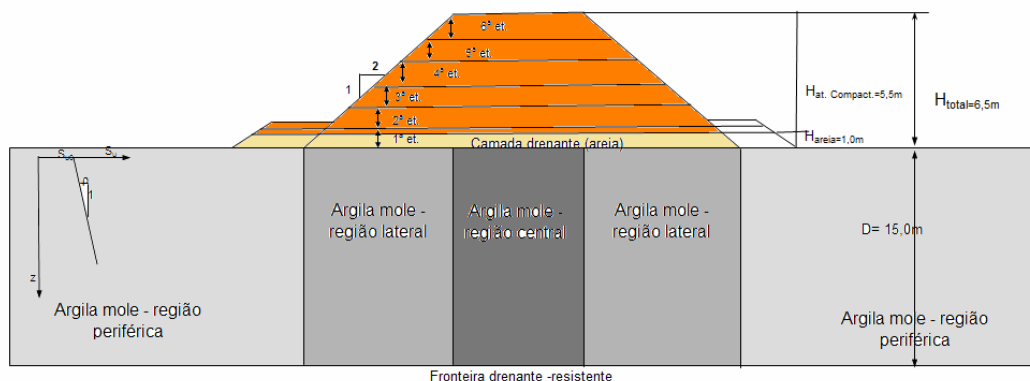


Figura 6.22- Geometria da seção SR-12 para condição real de carregamento.

A análise da estabilidade do aterro reforçado foi feita considerando para a geogrelha:

- ✓ $T_{\max} = 800 \text{ kN/m}$ e largura útil de 27,68m.

Para vários períodos de tempo foi calculado o valor de T_{ref} e conseqüentemente o valor de $f_{\text{cr}} = T_{\max}/T_{\text{ref}}$ utilizando a curva de referência para geogrelha de polietileno (figura 2.42). A tabela 6.12 resume os respectivos valores dos coeficientes de segurança parciais utilizados no cálculo da tração disponível, T_a .

Tabela 6.12- Valores dos coeficientes de segurança parciais f .

TEMPO (mês)	fcr	fmr	fa	fm	FR
0	1,00	1,01	1,12	1,05	1,19
1	1,36	1,01	1,12	1,05	1,62
2	1,39	1,01	1,12	1,05	1,65
3	1,41	1,01	1,12	1,05	1,67
4	1,42	1,01	1,12	1,05	1,69
5	1,43	1,01	1,12	1,05	1,70
6	1,44	1,01	1,12	1,05	1,71
7	1,45	1,01	1,12	1,05	1,72

Após a inclusão do reforço geossintético, a execução da complementação do aterro foi feita em $t_c = 1,5$ mês. Na tabela 6.13 apresentam-se os dados de entrada utilizados no cálculo do fator de segurança de cada etapa de carregamento para a condição de carregamento real para seção SR-12.

Tabela 6.13 – Dados de entrada e fator de segurança calculado considerando a situação real de carregamento para cada etapa na seção SR-12.

Etapa i	t_{i-1} (meses)	t_i (meses)	U_i	$\Delta\sigma_v$	$S_{ui} f(ch_{(u)})$		FS BISHOP simplificado (sem reforço)		FS BISHOP simplificado (com reforço)	
					S_{u0i} (kPa)	p (kPa/m)	FS_{i-1}	FS_i	FS_{i-1}	FS_i
0	-	2	0,00%	0	2,10	2,17				
1	2	3	30,31%	33,03	4,30	2,15	0,96	1,11		
2	3	10,5	93,34%	31,99	10,87	2,07	0,98	1,08		
3	10,5	11,5	30,31%	18,54	12,11	2,06	0,97	1,00		
4	11,5	13,25	46,85%	22,58	14,44	2,02	0,92	1,00		
5	13,25	15,5	55,63%	18,48	16,70	1,99	0,97	0,99		
6	15,5	16,75	36,33%	12,01	17,66	1,97	0,98	1,00		
7	16,75	20,5	74,19%	15,29	20,15	1,93	0,99	1,03	0,99	1,45
8	20,5	22,8	55,63%	15,73	22,72	1,88	1,02	1,07	1,36	1,39

Na figuras 6.23 apresenta-se o fator de segurança obtido.

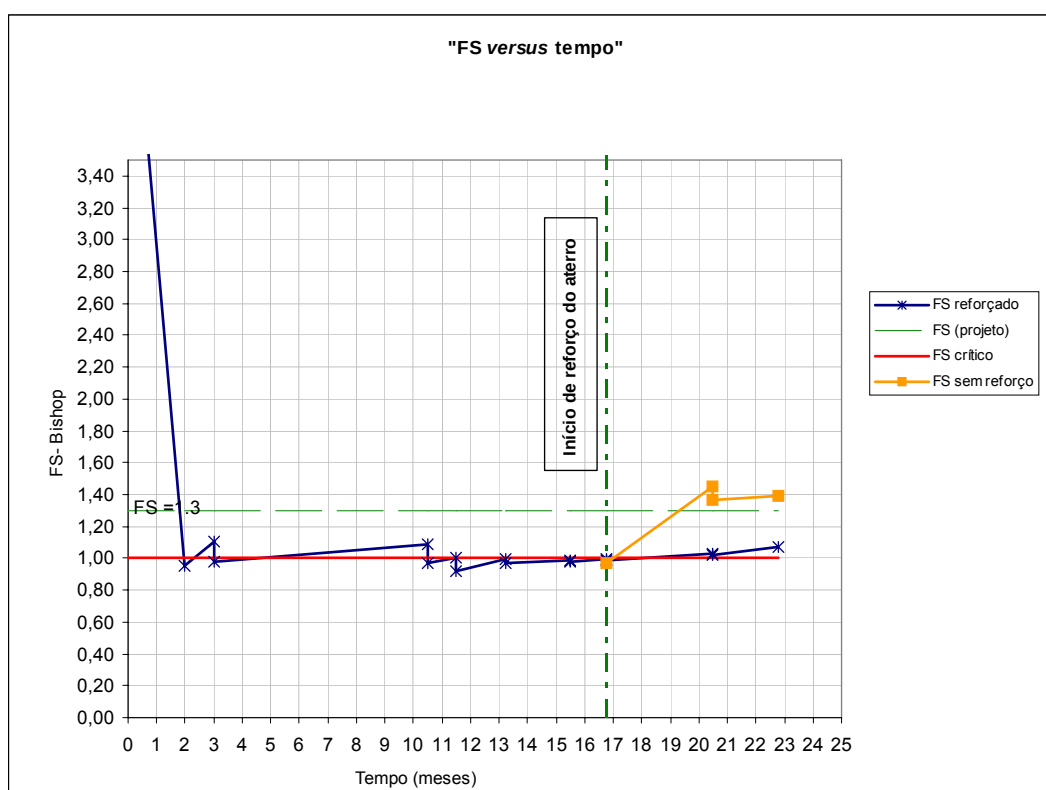


Figura 6.23 – Evolução do fator de segurança com o tempo para a seção SR-12 reforçada.

O fator de segurança ao final do carregamento da ultima camada, 21,5 meses no gráfico, está acima da recomendada.

No entanto, logo depois de concluído o complemento do aterro reforçado, verificou-se a ruptura do mesmo com aparecimento de várias trincas. O tempo entre o inicio da construção do aterro reforçado e o fim da complementação do aterro foi de 45 dias e o

tempo entre o fim da construção da complementação do aterro e a ruptura foi de 75 dias, ao total foram 120 dias até a ruptura. Nas análises considerou-se o fator de redução previsto na tabela 6.12 ($FR=1,69$) o que redundou um $T_a=800/1,69= 473$ kN/m.

Apresentam-se as análises paramétricas nas quais buscou-se verificar a influência da mobilização do reforço e da resistência da camada de argila na estabilidade do aterro. Consideraram-se nesse estudo as seguintes hipóteses:

1. Diminuição da resistência não-drenada, devido amolgamento da argila mole em vista de rupturas ocorridas em etapas anteriores;
2. Mobilização parcial da geogrelha.

Na primeira hipótese, manteve-se constante o valor de $\rho=2,17$ kPa/m, obtido nos ensaios de campo e variou-se o valor S_{u0} . O valor de T_a considerado foi de 473 kN/m considerando-se a mobilização máxima admissível para o reforço considerando a solicitação ocorrida em 120 dias. Na figura 6.24 apresenta-se o resultado dessa análise de estabilidade. Observa-se que o valor de S_{u0} que explica a ruptura é igual a 11 kPa. Esse valor é inferior ao esperado levando em consideração o ganho de resistência do solo durante o período construtivo de 20,5 meses, que levaria S_{u0} para 17,66 kPa.

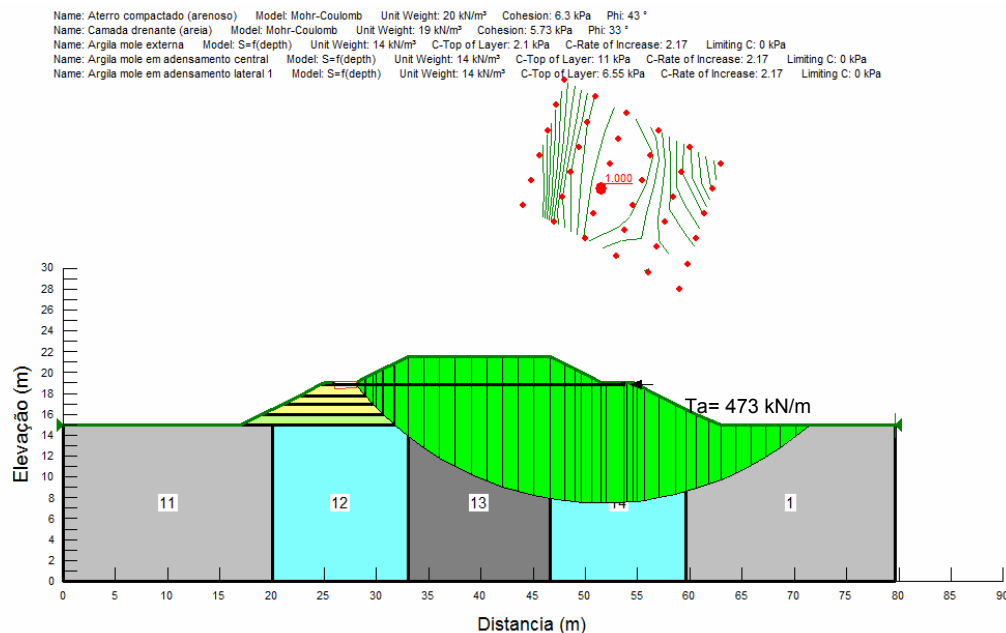


Figura 6.24 – Retroanálise para a hipótese de falta de resistência não-drenada da camada de argila mole do solo de fundação.

Na segunda hipótese, Determinou-se o valor da tensão requerida na geogrelha, T_{req} , de forma a garantir o fator de segurança unitário, $FS=1$, considerando para o solo de fundação o ganho integral de resistência, S_{u0} igual a 17,66 kPa. O valor de T_{req} que satisfaz essa condição é de 130 kN/m, inferior ao valor disponível da geogrelha utilizada que é de 473 kN/m (ver figura 6.25). Tal indica a possibilidade da ruptura ter ocorrido em função de uma mobilização parcial da tensão no reforço, no momento do colapso, inferior a 130 kN/m. Essa hipótese é plausível visto que, de fato a resistência que deve ser considerada para o reforço é função das deformações impostas pelo aterro e não da resistência em si da geogrelha.

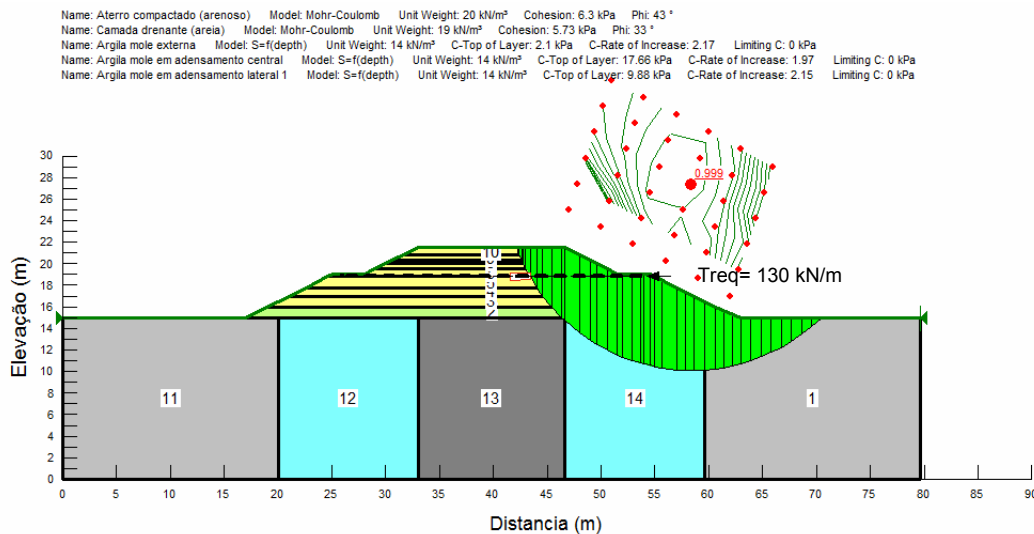


Figura 6.25 – Retroanálise para a hipótese de falta de mobilização de tensão no reforço.

6.3.4.3 - CONCLUSÕES SOBRE ESTABILIDADE DO ATERRO REFORÇADO

A estabilidade do aterro reforçado indica um fator de segurança superior ao sugerido pela Norma ($FS_{real}=1,36$).

O valor da resistência não-drenada inicial que explicaria a ruptura, para a hipótese de falta de resistência da camada de solo mole, é de $S_{u0}=11$ kPa. Essa redução pode ter origem no amolgamento da camada de argila mole, oriundo de colapsos anteriores. Tal promove a redução da resistência do solo e altera também o ganho de resistência e compressibilidade do mesmo com o tempo, devido à diminuição da permeabilidade. O valor da tensão mobilizada que explicaria a ruptura, para a hipótese de mobilização parcial da tensão no reforço, é de $T_{req}=130$ kN/m.

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.

7.1- CONCLUSÕES

As principais conclusões obtidas do presente trabalho são:

1. Os dados obtidos dos ensaios de campo indicam que o depósito de argila mole analisado (João de Tiba) possui características similares a outras argilas moles litorâneas brasileiras;
2. Observou-se que o referido depósito pode ser considerado relativamente homogêneo;
3. O depósito apresenta resistência não-drenada crescente com profundidade. A correlação utilizando N_{KT} , com os resultados obtidos através de ensaios de palheta, mostrou-se mais consistentes com o encontrado na literatura;
4. Os recalques reais observados foram superiores aos valores calculados. Esse fato é explicado pela ocorrência de ruptura do aterro que provocou aumento dos deslocamentos da camada de solo mole da fundação;
5. O valor do coeficiente de adensamento horizontal, $ch_{(u)}$, obtido pelo método de ORLEACH apresentou-se cerca de 1,55 vezes maior do que aos valores determinados pelo método de ASAOKA, $ch_{(s)}$. O uso do método de ASAOKA se mostrou de mais fácil aplicação;
6. As curva recalque *versus* tempo obtidas com $ch_{(s)}$ e $ch_{(u)}$ se aproximaram, em linhas gerais, do comportamento dos recalques observado no campo. Nas análises correspondentes a construção em etapas constatou-se que o coeficiente de adensamento horizontal obtido pelo método de ORLEACH, $ch_{(u)}$, redonda numa condição de estabilidade do aterro mais representativa do comportamento observado no campo;
7. O método de BISHOP simplificado, utilizado no cálculo de estabilidade de aterros sobre solos moles, apresenta resultados consistentes. Com base na

retroanálise da ruptura, observada num trecho não reforçado, pelo método de BISHOP simplificado, definiu o perfil de resistência não-drenada, do solo de fundação ($S_{u0}=2,1$ kPa; $\rho= 2,17$ kPa/m), considerando um fator de correção de BJERRUM, μ , igual a 0,70. Esse valor é compatível como usualmente adotado nesse tipo de solo.

8. As análises de estabilidade do aterro construído em etapas demonstram que o fator de segurança do aterro se manteve baixo, mesmo considerando o ganho de resistência promovido pela construção em etapas;
9. A análise da estabilidade do aterro reforçado, para a condição real de carregamento, indicou um fator de segurança superior ao sugerido pela Norma ($FS_{real}=1,36$).
10. Retroanálise da ruptura do aterro reforçado indicou que a redução da resistência não drenada do solo de fundação, S_{u0} , de 17,66 kPa para 11 kPa, poderia explicar a ruptura. A redução da resistência do solo de fundação poderia ter origem no amolgamento da camada de argila mole, oriundo de colapsos anteriores. O amolgamento também leva a uma redução na velocidade do adensamento da camada e, portanto, menor ganho de resistência com o tempo. A falta de mobilização da tensão no reforço também poderia ser uma explicação para o colapso. Análises indicam que uma mobilização de tensão no reforço inferior a 130 kN/m, levaria o aterro à ruptura.
11. A inclusão de reforço com geogrelha geossintética aumentou o fator de segurança da obra em relação à construção do aterro sem reforço (ver fig. 6.23), o que possibilitou a elevação da cota do aterro até a posição atual.
12. Os valores de recalques medidos e as análises efetuadas permitiram atestar o efeito benéfico dos drenos verticais na aceleração do processo de adensamento da camada de argila mole situado abaixo do aterro.
13. A construção por etapas e inclusão de geogrelhas promoveu uma melhoria nas condições de estabilidade do aterro. Apesar desses procedimentos construtivos observaram-se colapso em alguns trechos. No entanto, nos locais nos quais se incluiu reforço do aterro com geogrelhas não se observou ruptura

generalizada. Os movimentos redundaram somente em algumas trincas e levantamento no pé do aterro.

7.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Empregaram-se métodos analíticos na avaliação dos recalques e métodos de equilíbrio limite para verificação da estabilidade do aterro. Seria de interesse complementar as análises efetuadas empregando métodos numéricos. As análises permitiriam considerar o comportamento tensão deformação que é particularmente importante nos aterros reforçados. A compatibilidade de deformação do solo e do reforço poderiam então ser considerada.

Visando obter maiores informações sobre os depósitos de solos moles (João de Tiba, Camurugi), sugere-se complementação da investigação geotécnica de forma que contemple:

- ✓ Amostragem indeformada;
- ✓ Ensaios de campo (SPT, palheta e piezocone) em verticais localizadas na crista do aterro atualmente construído e em pontos considerados virgem de carregamento nos depósitos de solo mole;
- ✓ Ensaios de laboratório: Caracterização, Permeabilidade, Adensamento (CRS e convencional), Triaxiais UU, CU.

Os parâmetros obtidos seriam particularmente úteis nos estudos numéricos ora propostos. Seria também útil a construção de aterro experimental levado à ruptura, acompanhado por instrumentação geotécnica adequada. Este aterro, melhor controlado, possibilitaria um aprofundamento no entendimento do comportamento do depósito de argila, levando a obtenção de parâmetros de projetos mais confiáveis para uma possível duplicação da rodovia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, M.S.S (1981), *Analysis of the Behaviour of na Embankment on Soft Clay Foundation*. Tese de MPhil. Universidade de Cambridge, Inglaterra.
- ALMEIDA, M.S.S (1992), “Geodrenos como elementos de aceleração de recalque, Seminário sobre aplicação de geossintéticos em geotecnia”- *Geossintéticos’92*, UnB, Brasília, 121-132.
- ALMEIDA, M.S.S. (1996), *Aterros sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação de Desempenho*, Editora da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- ANDRAWES, K. Z., MCGOWN, A., MASHHOUR, M. M. & WILSON-FAHMY, R. F. (1980), “Tension Resistance inclusions in soils”. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 106, No. GT12, pp. 1313–1326.
- ASAOKA, A (1978), “Observation Procedure of Settlement Prediction”, *Soil and Foundation*, Japanese Society of soil mechanics and Foundation Engineering, Vol 18, n° 4, December, pp 87-101.
- BADILLO E.J., RODRIGUES, A.R. (1984), *Mecánica de Suelos (tomo II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos)*, 3ª Edição, Editora Limusa S.A., México.
- BALIGH, M. M. e LEVADOUX, J. N. (1986), “Consolidation After Undrained Piezocone Penetration II. Interpretation”. *J. Geotech. Engng. 112 (7)*, ASCE, pp 727-745, New York.
- BARRON, R.A. (1948), “Consolidation of Fine-grained Soils by Drain wells”. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Transactions, paper 2346, Vol 113, pp. 718-754.
- BATHURST, R. J., KARPURAPU, R. G. & JARRETT, P. M. (1992), “Finite element analysis of a geogrid reinforced soil wall”. In *Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics* (eds Borden, R. H., Holtz, R. O. and Juran, I.), Vol. 2, pp. 1213–1224. ASCE Geotechnical Special Publication No. 30.

- BEDESCHI, M.V.R. (2004), *Recalques em Aterro Instrumentado Construído Sobre Depósito Muito Mole com Drenos Verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro*. Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.
- BJERRUM, L. (1972), "Embankment on Soft Ground". *Proceedings ASCE Special Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, Vol 2, pp 1-51, West Lafayette, Purdue Univ.
- BOLTON M.D. and SHARMA J.S. (1994), "Embankments with base reinforcement on soft Clay". *Proceedings of the International Conference Centrifuge 94*, Singapore, pp 587-592.
- BONAPARTE, R. e CHRISTOPHER, B. R. (1987), "Design and Construction of Reinforced Embankments over Weak Foundations". *Symposium of Reinforced Layered Systems*, TRB.
- BOOKER, J. R., DAVIS, E. H. (1973), "The Effect of Increasing Strength with Depth on the Capacity of Clays". *Géotechnique*, v.23, pp.551-563
- BOUTROP, E. & HOLTZ, R. D. (1983), "Analysis of embankments on soft ground reinforced with geotextiles". *Proceedings of 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, 2, 469-472.
- CAMPANELLA, R. G., ROBERTSON, P. K. (1988), "Current Status of the Piezocone Test - State - of - the - Art - Report". *Proc. of the 1 Int. Symposium on Penetration Testing*, Orlando, Vol. 1, pp. 93-116.
- CAMPOS, L.E.P (2004), Parecer técnico de 24/06/2004.
- CAMPOS, L.E.P (2006a), Parecer técnico de 01/06/2006.
- CAMPOS, L.E.P (2006b), Parecer técnico de 10/06/2006.
- CARRILLO, N. (1942), "Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils". *Journal of Mathematics and Physics*, Vol 21, pp 1-5.

- CHAI, J. & BERGADO D. T. (1993), "Performance of reinforced embankment on Muar clay deposit". *Soils and Foundations*, 33, No. 4, 1–17.
- CHEN, B. S., MAYNE, P. W. (1996), "Statistical Relationships Between Piezocone Measurements and Stress History of Clays". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 488-498.
- CLOUGH, R. W. & WOODWARD, R. J. (1967), "Analysis of embankment stresses and deformations". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 93, No. 4, 529–549.
- COUTINHO, R.Q. (1986), *Aterro Experimental Instrumentado Levado a Ruptura sobre Solos Orgânicos e Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba*. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ.
- DANZIGER, F.A.B., SCHNAID, F. (2000), "Ensaio de Piezocone: Procedimentos, Recomendações e Interpretação". *SEFE IV, BIC*, Vol. 3, pp. 01-51.
- DERBA, (2007), Mapa Rodoviário. Disponível em:
<<http://www.derba.ba.gov.br/img/imgdonwmapacompletoalta.pdf>>. Acesso em: 21 set. 2007, 20:30:00.
- DOMINGUEZ, J.M.L, MARTIN, L. e BITTENCOURT, A.C.S (2002), "A Costa do Descobrimento, BA- A geologia vista das caravelas". In: *Sítios Geológicos e Paleontológicos do Brasil*. 1. ed. Brasília: DNPM/CPRM - Comissão Brasileira de Sítios Geológicos e Paleobiológicos (SIGEP), v. 01: pp. 233-241. Disponível em:
<<http://www.unb.br/ig/sigep/sitio071/sitio071.pdf>> Acesso em: 20 set. 2007, 21:00:00.
- DUNCAN, J. M., SCHAEFER, V. R., FRANKS, L. W. & COLLINS, S. A. (1987), "Design and performance of a reinforced embankment for Mohicanville Dike No. 2 in Ohio". *Transportation Research Record*, 1153, 15–25.
- DNER PRO-381/98, Projetos de aterros sobre solos moles para obras viárias.

- EHRlich, M e MITCHELL, J. K. (1994), "Working stress design method for reinforced soil walls". *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, n.4, pp.625-645.
- EHRlich, M, (1994), "Comportamento de muros de solo reforçado". In: *10º COMBRAMSEF*, v. pós-congresso, pp.273-280, Foz de Iguaçu.
- EHRlich, M. (2001), Comunicação pessoal, Rio de Janeiro, para MORAES, C. M..
- FERREIRA, C. A. M. (1991), *Análise de Dados piezométricos de um Aterro sobre Argila mole com Drenos Verticais*, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FHAEL, A. R. S., PALMEIRA, E. M., ORTIGÃO, J. A. S. (2001), "Aterros reforçados com geossintéticos sobre solos moles". In: *Propriedades de Argilas Moles Brasileiras*, COPPE/UFRJ, ABMS.
- HANSBO, S. (1979), "Consolidation of Clay by Band-shaped Pre-fabricated Drains". *Ground Engineering*, July, Vol 12, nº 5.
- HANSBO, S. (1981), "Consolidation of Fine Grained Soils by Prefabricated Drains". *10th Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Eng.*, vol. 3, 677-682, Estocolmo, Suécia.
- HANSBO, S. (1987), "Facts and Fiction in the Field of Vertical Drainage". *Int. Symp. On Prediction and Performace in Geot. Eng.*, 61-72, Alberta, Canadá.
- HANSBO, S., JAMIOLKOWSKI, M. E LOK, L. (1981), "Consolidation by Vertical Drains". *Geotéchnique*, nº 1, pp 45-66.
- HINCHBERGER, S. D. & ROWE, R. K. (2003), "Geosynthetic reinforcedvembankments on soft clay foundations: predicting reinforcement strain at failure". *Geotextiles and Geomembranes*, 21, No. 3, 151–175.
- HIRD, C. C. & KWOK, C. M. (1989). "Finite element studies of interfacebehaviour in reinforced embankments on soft ground". *Computers and Geotechnics*, 8, No. 2, 111–131.

- HIRD, C. C. & KWOK, C. M. (1990), "Parametric studies of the behaviour of a reinforced embankment. Proceedings". *4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The Hague, 1, pp.137–142.
- HIRD, C. C., PYRAH, I. C. e RUSSEL, D. (1991), *Finite element analysis of the collapse of reinforced embankments on soft ground*. In: Technical note.
- HIRD, C.C. & JEWELL, R.A. (1989), "The teory of reinforced embankments". *Proceedings in the Conference Reinforced Embankments, Theory and Practice in the Bristish Isles*, Cambridge University, 117-142.
- HOULSBY, G.T. & TEH, C.I. (1988), "Analysis of the piezocone in clay". *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*. Orlando, v2, pp77-83, Balkema Pub. Rotterdam.
- HUISMAN, M. J. H. (1987), "Design Guideline for reinforced Embankments on Soft Soil using Stablenka Reinforcing Mats". *Enka Industrial Systems*, Arnhem, pp.38.
- HUMPHREY, D. N. & HOLTZ, R. D. (1989), "Effect of surface crust on reinforced embankment". *Proceedings Geosynthetics '89*, San Diego, 136–147.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T., LANCELOTTA, R. (1985), "New Development in Field and Laboratory Testing of Soils". *Proc. of the XI Int. Conf. on Soil Mech. And Found Eng.*, Vol. 1, pp. 57-153.
- JEWELL, R. A. (1982), "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.
- JEWELL, R. A. (1987), *The mechanics of reinforced embankments on soft soil*. OUEL, Report No.071/87, University of Oxford, UK.
- JEWELL, R. A. (1988), "The mechanics of reinforced embankments on soft soils". *Geotextiles and Geomembranes*, 7, 237–273.

- JEWELL, R. A. (1996), *Soil reinforcement with geotextiles*. Construction Industry Research and Information Association Special Publication 123. London: Thomas Telford.
- KANIRAJ, S. R. (1994), "Rotacional stability of unreinforced and reinforced embankments on soft soils". *Geotextiles and Geomenbranes*, 13(11), pp.707-726.
- KANIRAJ, S. R. (1996a), "Direction and magnitude of reinforcement force in embankments on soft soils". In: *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Rotterdam, Balkema.
- KANIRAJ, S. R. (1996b), "Directional Dependency of Reinforcement Force in Reinforced Embankments on Soft Soil". *Geotextiles and Geomenbranes*, v.14, n.9, pp.507-519.
- LESHCHINSKY, D. (1987), "Short Term Stability of Reinforced Embankments over Clayey Foundation". *Soils and Foundations*, v.27, pp.43-57.
- LEVADOUX, J.N. (1980), *Pore pressure generated during cone penetration*. Ph.D. thesis, MIT, Cambridge, Mass.
- LI, A. L. (2000), *Time Dependent Behaviour of Reinforced Embankments on Soft Foundations*. PhD thesis, The University of Western Ontario, London, Canada, 398 pp.
- LITWINOWICZ, A., WIJEYAKULASURIYA, C. V. & BRANDON, A. N. (1994), "Performance of a reinforced embankment on a sensitive soft Clay foundation". *Proceedings 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Singapore, 1, 11-16.
- LOW, B. K. (1989), "Stability analysis of embankments on soft ground". *J. Geotech Eng. Div.*, ASCE, 115(2), pp.211-217.
- LOW, B. K., WONG, K. S., LIM, C. & BROMS, B. B. (1990), "Slip circle analysis of reinforced embankments on soft ground". *Geotextiles and Geomembranes*, 9, No. 1, 165–181.

- LUNNE, T., ROBERTSON, P.K., POWELL, J.J.M. (1997), *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Blackie Academic and Professional, UK.
- MAGNAN, J. P e DEROY, J. M. (1980), "Analyse graphique des Tassement Observees Sous ler Ouvrager". *Bull-Liaison Laboratoire des Ponts e Chausés*, 109, set-out, Paris, pp 9-21.
- MANDEL, J & SALENÇON, J. (1972), "Force Portante d'un Sol sur une Assisse Rigide: Étude Théorique". *Géotechnique*, v.22, pp.79-93.
- MARQUES, A.C.M (1991), *Taludes de aterros reforçados com geotêxteis*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Nova Lisboa, 202p.
- MIKASA, M. (1963), *Consolidation of Soft Clay*, Tokio, Kajima-Shuppanka.
- MIKI, H. (1997), "Application of geosynthetics to embankment on soft groun and reclamtion using soft soils". In: *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Rotterdam, Balkema.
- MILLIGAN, V., BUSBRIDGE, J. R. (1983), "Guidelines for use the Tensar in Reinforcement of Fills over Weak Foundations". *Golder Associates Repot to the Rensar Rorp.*, Ontario.
- MONNET, J., GOURC, J. P. & MOMMESSIN, M. (1986), "Study of soil geotextile interaction: a reinforced embankment". *Proceedings 2nd International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Ghent, 539–542.
- MORAES, C. M. (2002), *Aterros reforçados sobre solos moles – análise numérica e analítica*. Tese de M.Sc. COPPE/UFRJ.
- MYLLEVILLE, B. L. J. & ROWE, R. K. (1988), *Simplified Undrained Stability Analysis for Use in the Design of Steel Reinforced Embankments on Soft Foundations*. GEOT 3–88. Faculty of Engineering Science, University of Western Ontario, 73 pp.

- MYLLEVILLE, B. L. J. & ROWE, R. K. (1991), "On the design of reinforced embankments on soft brittle clays". *Proceedings Geosynthetics '91 Conference*, Atlanta, GA, 1, 395–408.
- OLIVEIRA, H.M. (2006), *Comportamento de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles Levados à Ruptura*. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ.
- ORLEACH, P. (1983), *Techniques to Evaluate the Field Performance of Vertical Drains*, M.Sc. thesis, MIT, Cambridge, Mass.
- ORTIGÃO, J.A.R.(1980), *Aterro Experimental Levado à Ruptura Sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro*. Tese de D.Sc., COPPE-UFRJ.
- OVESEN N.K. and KRARUP, J. 1983. "Centrifuge tests of embankments reinforced with geotextiles on soft clay". *Proceedings of the Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, Vol. 1, pp 393-398.
- PALMEIRA, E.M. (1992a), "Geossintéticos: Tipos e evolução nos últimos anos. Seminário Sobre Aplicação de Geossintéticos em Geotecnia". *Geossintéticos'92*, Brasília, 1-20.
- PALMEIRA, E.M. (1992b), "Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos". *Seminário Sobre Aplicação de Geossintéticos em Geotecnia. Geossintéticos'92*, Brasília, 276-300.
- PALMEIRA, E.M. (1992c), *Manual de Estabilização e Reforço de Aterros Sobre Solos Moles Utilizando Geotêxteis*. Convênio UnB-Rhodia, Universidade de Brasília, 76 p.
- PALMEIRA, E.M. (1993), *Curso de Estabilização e Reforço de Solos: Introdução à utilização de Geossintéticos*. Publicação n. GAP 002B/93, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- PALMEIRA, E.M. (1999a), "Aspectos relacionados à interação solos-geossintéticos". *Geossintéticos 99*, Volume II, Rio de Janeiro, Brasil. Pp 83 – 90.

- PALMEIRA, E.M. (1999b), "Aterros Reforçados com Geossintéticos Sobre Solos Moles". In: *Geossintéticos' 99*, v.2, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PALMEIRA, E.M, MILLIGAN, G.W.E.(1989), "Scale and Other Factors Affecting the Results of Pullout Test of Grids Buried in Sand". *Geotechnique*, V. 39 N. 3, p 511-524.
- PALMEIRA, E.M., PEREIRA, J.H.F., DA SILVA, A.R.L. (1998), "Backanalyses of geosynthetic reinforced embankments on soft soils". *Geotextiles and Geomembranes* 16, 273–292.
- PANASER, H.S. (2005), *Serviceability-based Design Approach for Reinforced Embankments on Soft Clay*. Tese de M.Sc., University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada.
- RICHARD Jr, F. E. (1959), "Review of the theories for Sand Drains", *Transactions*, ASCE, Vol 124, pp 709-739.
- ROBERTSON, P.K. (1990), "Soil Classification Using the Cone Penetration Test", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, pp. 151-158.
- ROBERTSON, P.K. (1991), "Soil Classification Using the Cone Penetration Test: Replay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, pp. 176-178.
- ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., GREIG, J. (1986), "Use of Piezometer Cone Data". *Proc. of In Situ 86, Specialty Conference, ASCE*, Blacksbourg, pp. 1263-1280.
- ROWE, R. K. & HINCHBERGER, S. D. (1998), "The significance of rate effects in modelling the Sackville test embankment". *Canadian Geotechnical Journal*, 35, No. 3, 500–516.
- ROWE, R. K. & LI, A. L. (1999), "Reinforced embankments over soft foundations under undrained and partially drained conditions". *Geotextiles and Geomembranes*, 17, No. 3, 129–146.

- ROWE, R. K. & MYLLEVILLE, B. L. J. (1996), "A geogrid reinforced embankment on peat over organic silt: a case history". *Canadian Geotechnical Journal*, 33, No. 1, 106 -122.
- ROWE, R. K. & SODERMAN, K. L. (1985a), "An approximate method for estimating the stability of geotextile reinforced embankments". *Canadian Geotechnical Journal*, 22, No. 3, 392–398.
- ROWE, R. K. & SODERMAN, K. L. (1985b), "Geotextile reinforcement of embankments on peat". *Geotextiles and Geomembranes*, 2, No. 4, 277–298.
- ROWE, R. K. & SODERMAN, K. L. (1986), "Reinforced embankments on very poor foundations". *Geotextiles and Geomembranes*, 4, 65–81.
- ROWE, R. K. & SODERMAN, K. L. (1987b), "Reinforcement of embankments on soils whose strength increases with depth". *Proceedings Geosynthetics '87*, New Orleans, 266–277.
- ROWE, R. K. (1982), "The analysis of an embankment constructed on a geotextile". *Proceedings 2nd International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, vol. 3, 677–682.
- ROWE, R. K. (1984), "Reinforced embankments: analysis and design". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110, No. GT2, 231–246.
- ROWE, R.K. and LI, L.L. (2005), "Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations". *Geosynthetics International, Special Issue on the Giroud Lectures*, 12, No. 1, 50–85.
- ROWE, R.K., GNANENDRAN, C.T., LANDVA A.O., and VALSANGKAR A.J. (1996), "Calculated and observed behaviour of a reinforced embankment over soft compressible soil". *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp. 324-338.
- ROWE, R.K., MYLLEVILLE, B.L.B. (1993), "The stability of embankments reinforced with steel". *Canadian Geotechnical Journal*, 30, pp. 768–780.

- SCHAEFER, V. R. & DUNCAN, J. M. (1988), "Finite element analyses of the St Alban test embankments". *Geotechnical Special Publication*, No. 18, ASCE, pp. 158–177.
- SCHMIDT, C. A. B. (1992), *Uma análise de recalques pelo Método de Asaoka Modificado com Enfoque Probabilístico*, Tese de M.Sc., COPPE/ÚFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SCHNAID, F. (2000), *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*, Oficina de Textos, São Paulo.
- SCOTT, R. F. (1963), *Principles of Soil Mechanics*, Addison-Wesley Publishing Co., Reading, Mass.
- SENNESET, K., JANBU, N. (1984), "Shear Strength Parameters Obtained from Static Cone Penetration Tests". *Proc. of the Symp. on Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements*, ASTM 04-883000-38, San Diego, pp. 41-54.
- SHARMA, J. (1994), *Behaviour of reinforced embankments on soft clay*. Tese de D.Sc., Cambridge University, Cambridge, England.
- SILVA, A.E. (2003), *Análise de Estabilidade à Ruptura Global de Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos Considerando os Efeitos do Tempo*. Dissertação de M.Sc., ITA.
- SKEMPTON, A.W. and NORTHLEY, R.D. (1952), "Sensitivity of Clays," *Geotechnique*, vol. 3, no. 1, pp. 40-51.
- SPOTTI, A.P. (2006), *Aterro Estaqueado Reforçado Instrumentado Sobre Solo Mole*. Tese de D.Sc., COPPE-UFRJ.
- TAYLOR, D. W. (1948), *Soil Mechanics*, Willey International Edition, New York, John Willey e Sons, Inc. London.

- TEIXEIRA, S.H. (2003), *Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados*. Tese de D.Sc., EESC/USP.
- TEIXEIRA, S.H. C. (1999), *Construção e Calibração de um Equipamento de Ensaio de Arrancamento de Geossintéticos*. Tese de Mestrado, EESC/USP, São Carlos.
- TERASHI M. and KITAZUME M. (1988), "Behaviour of a fabric reinforced clay ground under an embankment." *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Centrifuge Modelling*, Paris, pp. 243-252.
- TERZAGHI, K e FRÖLICH, O K. (1936), *Theorie der Setzung von Tonschichten*, F. Deuticke, Leipzig.
- VARADARAJAN, A., SHARMA, K. G. & ALY, M. A. A. (1997), "Finite element analyses of reinforced embankment foundation." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23, No. 2, 103–114.
- VELOSO, D. de A. (1957), *Obras de Terra Sobre Solos Compressíveis*. Revista do Clube de Engenharia, setembro/1957.
- ZHANG S.D. and CHEN X.L. (1988), "Centrifuge tests for geotechnical project on muddy clay foundation." *Proceedings of the International Conference on Engineering Problems of Regional Soils*. Beijing, China, pp 529-533.