

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

AVALIAÇÃO DE SOLO REFORÇADO - ESTUDO DE CASO

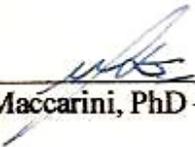
ADAILTON ANTÔNIO DOS SANTOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

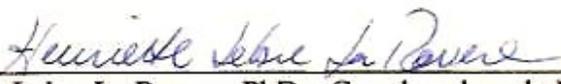
FLORIANÓPOLIS, ABRIL DE 2005.

AVALIAÇÃO DE SOLO REFORÇADO - ESTUDO DE CASO

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.



Prof. Marciano MacCarini, PhD – Orientador - UFSC



Prof. Henriette Lebre La Rovere, PhD – Coordenadora do PPGEC/ UFSC

COMISSÃO EXAMINADORA:



Prof. Dr. Glaci Trevisan Santos - UFSC



Prof. Dr. Leto Momm - UFSC



Prof. Dr. Edgard Odebrecht - UDESC

*À minha esposa Marcia e filho Matheus,
pelo carinho, apoio e compreensão.
Aos meus pais, José e Cícera, pela
dedicação e exemplo.*

AGRADECIMENTOS

À família Barbosa pelo apoio e estímulo nos momentos difíceis.

À família Mattos, na pessoa do grande amigo e incentivador Jefferson de Oliveira Mattos.

Ao Professor Marciano Maccarini um agradecimento especial, pela dedicação, apoio e amizade durante a elaboração dessa dissertação.

À Empresa GEODÉSIA Ltda, principalmente na pessoa de Luis Carlos Brasil, pela força e pelo apoio no fornecimento de dados e projetos para esse trabalho.

À Professora Evelise Zancan pelo apoio e confiança.

Ao Professor Glicério Triches pelo apoio e confiança.

Ao Professor Antônio Fortunato Marcon pela amizade, confiança e incentivo durante todo esse período.

À SOTEPA Ltda., na pessoa de seu diretor técnico Almir José Machado pelo apoio no fornecimento de dados.

A Maccaferri do Brasil Ltda, na pessoa do Engº André Fanaya, pelo incentivo e apoio no fornecimento de dados para esse trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iii
LISTA DE FOTOS	iv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	v
RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
1 INTRODUÇÃO	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	2
2.1 Movimentos de Massa	2
2.1.1 Aspectos Gerais das Encostas	3
2.1.2 Tipos de Movimentos de Massa	5
2.1.3 Agentes e Causas dos Movimentos de Massas	7
2.2 Definição do Fator de Segurança	10
2.3 Métodos de Estabilidade de Taludes	11
2.3.1 Método de Bishop Simplificado	13
2.3.2 Método Morgtein e Price	14
2.3.3 Método de Spencer	15
2.3.4 Método de Janbu Simplificado	15
2.3.5 Método de Sarma	16
2.4 Classificação dos Solos	16
2.5 O Solo Reforçado	18
2.6 O Sistema Terramesh®	19
2.6.1 Especificações dos Materiais	23
2.6.1.1 Reforço e Paramento Externo	23
2.6.1.2 Solo de Aterro	26
2.6.1.3 Resistência das Ancoragens	28
2.6.1.4 Determinação das Tensões no Interior do Bloco Terramesh®	33
2.6.2 Dimensionamento de Estrutura Terramesh®	38
2.6.2.1 Conceitos Gerais	38
2.6.2.2 Análises de Estabilidade Externa, Interna	41
2.6.2.3 Análise da Estabilidade Externa	41
2.6.2.4 Análise da Estabilidade Interna	46
2.6.2.5 Análise de Estabilidade Global	50
2.6.2.6 Ações Devido a Presença das Malhas de Reforço	53
2.7 Efeito da Compactação em Solos Reforçados	55

3 CARACTERIZAÇÃO DE FLORIANÓPOLIS	56
3.1 Apresentação do Município de Florianópolis	56
3.2 Clima e Vegetação	57
3.3 Geomorfologia	58
3.4 Geologia	58
- Depósitos de Encosta	59
- Diques de Diabásio	60
- Riolito Cambirela	60
- Granito Itacorubi	60
- Granitóide Paulo Lopes	61
- Granito São Pedro de Alcântara	61
- Granito Ilha	61
- Formação Serra Geral	62
3.5 Unidades Geotécnicas	62
- PVg1	62
- PVg2	63
- PVd	63
- Cg	64
- Cde	64
- R	65
- AR	65
4 METODOLOGIA	66
4.1 Visita Técnica de Inspeção	66
4.2 Levantamento Topográfico	66
4.3 Monitoração	66
4.4 Coleta de Amostras	66
4.5 Ensaios de Laboratório	67
4.6 Estudo do Projeto	67
4.7 Retroanálise	67
5 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	69
5.1 Localização	69
6 CONHECIMENTO DO PROBLEMA	71

7 MONITORAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA TERRAMESH® E DO MURO DE GRAVIDADE	75
7.1 Alívio de Peso a Montante da Estrutura Terramesh® e do Muro de Gravidade	86
8 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS SOLOS	94
8.1 Ensaios de Caracterização	94
8.2 Ensaios de Cisalhamento Direto	96
9 AVALIAÇÃO DO GRAU DE COMPACTAÇÃO DA ESTRUTURA TERRAMESH®	99
10 MECANISMO DE RUPTURA	101
10.1 Estrutura Terramesh®	101
10.2 Muro de Gravidade em Pedra Argamassada	102
	96
11 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ESTRUTURA TERRAMESH®	104
12 ANÁLISE DOS RESULTADOS	112
13 CONCLUSÕES	114
14 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	115
ANEXOS	119
A – LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO	120
B – ENSAIOS – SOLO COMPACTADO 1	122
C – ENSAIOS – SOLO COMPACTADO 2	127
D – ENSAIOS – SOLO RESIDUAL	132
E – SONDAÇÃO À PERCUSSÃO	136

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Princípio básico de funcionamento do solo reforçado – Sales (2002).	18
Figura 2.2	Gabiões e solo reforçado (Malásia – Sabah).- Fabricante	19
Figura 2.3	Malha de dupla torção em arames de aço - Fabricante	20
Figura 2.4	Dimensões dos elementos Terramesh® (tolerância de aproximadamente $\pm 50\%$) - Fabricante	21
Figura 2.5	Fases de colocação em obra do . Terramesh®- Fabricante	22
Figura 2.6	Pesquisa sobre o comportamento das armaduras de reforço em malha metálica hexagonal de dupla torção inserida em vários tipos de solos - Lo (1990)	28
Figura 2.7	Detalhe da malha – Lo (1990)	28
Figura 2.8	Prova sobre uma estrutura Terramesh® protótipo – Lo (1990)	29
Figura 2.9	Aparelho Tipo – Lo (1990).	30
Figura 2.10	Resistência a tração da malha metálica hexagonal de dupla torção no interior do solo - Lo (1990)	30
Figura 2.11	Capacidade de ancoragem - Lo (1990)	31
Figura 2.12	Análises numéricas, não lineares, através de elementos finitos – Lo (1990)	33
Figura 2.13	Análises numéricas, não lineares, sobre elementos finitos – Lo (1990)	33
Figura 2.14	Análise de uma estrutura protótipo de dimensões reais - Lo (1990)	34
Figura 2.15	Área de máxima tensão de corte (sujeita a plastificação)	35
Figura 2.16	Espiral logarítmica	36
Figura 2.17	Área de máxima tensão de corte (sujeita a plastificação)	36
Figura 2.18	Área de máxima tensão de corte (sujeita a plastificação)	37
Figura 2.19	Esquema de forças atuantes em uma estrutura Terramesh®	42
Figura 2.20	Esquema de forças atuantes sobre o enésimo reforço.	48
Figura 2.21	Método das fatias	50
Figura 2.22	Sistema de forças atuantes em uma fatia genérica	51
Figura 3.1	Mapa de situação de Florianópolis	56
Figura 7.1	Planta de localização das seções	76
Figura 7.2	Croqui esquemático das seções mostrando os pontos de monitoramento	77
Figura 7.3	Leituras dos pinos 1, 2 e 3	78
Figura 7.4	Leituras dos pinos 4, 5 e 6	79
Figura 7.5	Leituras dos pinos 7, 8 e 9	80
Figura 7.6	Leituras dos pinos 10,11 e 12	81
Figura 7.7	Planta de localização das seções	82
Figura 7.8	Croqui esquemático das seções mostrando os pontos de monitoramento	83
Figura 7.9	Leituras dos pinos 1,2 e 3	84
Figura 7.10	Leituras dos pinos 4,5 e 6	84
Figura 7.11	Leituras dos pinos 7,8 e 9	84
Figura 7.12	Leituras dos pinos 10 e 11	85
Figura 7.13	Leituras dos pinos 12 e 13	85
Figura 7.14	Leituras dos pinos 14 e 15	85
Figura 7.15	Planta mostrando as áreas de alívio de peso	86

Figura 7.15	Croqui esquemático mostrando as áreas de alívio de peso	86
Figura 7.16	Seções de escavação 1 e 2	87
Figura 8.1	Curva granulométrica do solo amarelado	95
Figura 8.2	Curva granulométrica do solo avermelhado	95
Figura 10.1	Pontos limites da superfície de deslizamento	102
Figura 11.1	Seção 2, adotada na retroanálise	105
Figura 11.2	Drenagem profunda situada a montante da massa deslizante	106
Figura 11.3	Detalhe da drenagem profunda situada a montante da massa deslizante	107
Figura 11.4	Condição de análise 1 - FS = 1,22 (Bishop Simplificado); FS = 1,19 (Morgenstern e Price)	110
Figura 11.5	Condição de análise 2 - FS = 0,98 (Bishop Simplificado); FS = 0,92 (Morgenstern e Price)	110
Figura 11.6	Condição de análise 3 - FS = 1,42 (Bishop Simplificado); FS = 1,40 (Morgenstern e Price)	111
Figura 11.7	Condição de análise 4 - FS = 1,09 (Bishop Simplificado); FS = 1,08 (Morgenstern e Price)	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Características dos principais grande grupos de processos de escorregamento Augusto-Filho (1992)	6
Tabela 2.2	Fatores deflagradores dos movimentos de massa segundo Varnes (1978)	7
Tabela 2.3	Recomendações para fatores de segurança admissíveis – GEO (2000)	11
Tabela 5.1	Coordenadas da área de estudo	70
Tabela 8.1	Resumo dos resultados de ensaios e classificação das amostras	96
Tabela 8.2	Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto	97
Tabela 9.1	Valores de teor de umidade e peso específico seco de campo dos solos compactados	99
Tabela 9.2	Valores de teor de umidade ótimo e peso específico seco de laboratório dos solos	100
Tabela 11.1	Resumo dos resultados das análises de estabilidade	109
Tabela 12.1	Valores de grau de compactação de campo.	113

LISTA DE FOTOS

Foto 5.1	Foto aérea do Continente	69
Foto 5.2	Foto área da área de estudo (Detalhe)	70
Foto 6.1	Trincas resultantes do assentamento do solo.	71
Foto 6.2	Trincas de ruptura no talude	72
Foto 6.3	Deformação do paramento da estrutura Terramesh®	72
Foto 6.4	Deformações em arco e falta de alinhamento do paramento externo (Gabião)	73
Foto 6.5	Levantamento da calçada e ruptura da mureta de pedras	73
Foto 7.1	Rachadura no Muro de Gravidade	79
Foto 7.2	Maquina escavando no topo do Muro de Gravidade	81
Foto 7.3	Escavação da parte superior do estrutura Terramesh®	88
Foto 7.4	Execução da escavação	89
Foto 7.5	Levantamento da calçada e do asfalto	89
Foto 7.6	Superfície de deslizamento e massa deslizante	91
Foto 7.7	Superfície de deslizamento	91
Foto 7.8	Superfície de ruptura “atrás” da malha de ancoragem.	92
Foto 10.1	Deformação do paramento externo (Embarrigamento)	102
Foto 10.2	Trinca de tração no Muro de Gravidade	103
Foto 10.3	Detalhe da trinca de tração	103
Foto 11.1	Localização da seção de análise de estabilidade (retroanálise)	104
Foto 11.2	Pontos de surgência de água na base da estrutura Terramesh®	108
Foto 11.3	Trincas no pé do muro de pedra	109

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society of Testing and Materials
FHWA	Federal Highway Administration
GEORIO	Fundação Instituto de Geotécnia do Município do Rio de Janeiro
HRB	Highway Reserch Board
IPUF	Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis

RESUMO

SANTOS, A.A. “Avaliação de Solo Reforçado – Estudo de Caso”. Florianópolis, 2005, 128p - PPGEC/UFSC.

Este trabalho descreve os estudos realizados com o objetivo de identificar as causas responsáveis pelo deslizamento ocorrido numa estrutura de contenção do Sistema Terramesh®. Os principais aspectos que influenciaram diretamente a instabilização do talude foram:

- a) O rompimento da rede de drenagem, a qual passava internamente a massa do talude.
- b) O Subdimensionamento do Sistema Terramesh®.

Os deslocamentos do Sistema Terramesh® foram monitorados topograficamente, com o objetivo de avaliar a gravidade da situação durante os trabalhos de investigação de campo. Várias seções, contendo cada uma, vários pontos selecionados. Verificou-se que os maiores deslocamentos coincidiam com as chuvas mais intensas.

Com o objetivo de evitar um deslocamento mais acentuado da massa deslizante providenciou-se uma escavação de alívio da parte superior do talude.

Durante a escavação foi possível identificar a parte superior da superfície de ruptura ao longo de 4,0m. Este fato aliado à identificação do ponto de saída da mesma no pé do talude, permitiu realizar uma retroanálise do mesmo.

Os parâmetros de resistência foram obtidos com a realização de ensaios de cisalhamento direto e triaxial consolidado não drenado (CU), em amostras de solo compactado e natural.

A retroanálise realizada com os parâmetros obtidos através de ensaios de laboratório indicou um coeficiente de segurança muito próximo da unidade, confirmando assim que os mesmos representam as condições existentes no momento de ruptura.

Palavras Chave: ruptura, parâmetros de resistência ao cisalhamento e terramesh®.

ABSTRACT

SANTOS, A.A. "Assessment of the Soil Reinforced – Study of the Case". Florianópolis, 2005, 128p - PPGECC/UFSC.

This work describes the studies carried out with the objective of identifying the causes responsible for the sliding occurred a retaining wall of the type Terramesh® System. The main aspects that influenced directly the stabilization of the slope were:

- a) The failure of the drainage net, which run through the slope mass of soil.
- b) The inadequate design of the system Terramesh® system.

Movements of the Terramesh® System were monitored with topographic means, with the objective of assessing the degree of danger during the investigation work in the field. Several locations, each one of them, containing several points have been selected. It was verified that bigger movements were associated with heavier rains.

With the objective of avoiding a bigger movement of the sliding soil mass, an excavation on the top of it was provided.

During the excavation procedure was possible of identifying the upper part of the rupture surface, on its top 4,0m. This aspect combined with the identification of its toe, was possible to run a back analysis.

Shear strength parameters were obtained by running direct shear test and consolidated undrained test on natural and compacted soil samples.

Back analysis run with shear strength parameters obtained through laboratory test indicated a safety factor near unity, showing therefore that those parameters represent the conditions existing during the rupture process.

Key-words: rupture, shear strength parameters and terramesh®.

1 INTRODUÇÃO

A ocupação urbana das encostas graníticas de Florianópolis está sendo cada vez maior. Ano após ano, vem ocorrendo um processo de intensificação desordenada do uso do solo, devido à imigração de famílias de baixa renda à procura de moradia e a especulação imobiliária. Este fato por si só, é um indicador de que os governantes de Florianópolis precisam ter uma atenção especial com relação ao uso do solo, principalmente das áreas onde ocorre a ocupação desenfreada e agressiva das encostas, gerando locais propícios a instabilidades.

Nos casos de ocupação de encostas, as análises de estabilidade permitem definir a geometria mais adequada ou a necessidade de intervenções preventivas ou corretivas, como obras de contenção, que propiciem para a mesma, um Fator de Segurança mínimo de 1,5. Esta análise deve ser feita, sob as diferentes condições de solicitação naturais (chuva, vegetação) ou decorrentes da ação do homem (sobrecarga, escavação, drenagem).

O presente trabalho trata da análise de estabilidade de uma contenção tipo Terramesh®, implantada com o intuito de permitir a construção de um empreendimento numa área de encosta, situada na Av. Juscelino Kubitschek de Oliveira, no município de Florianópolis – SC.

Os principais objetivos do trabalho são:

- a) Identificar as causas responsáveis pela ruptura da contenção;
- b) Determinar o Fator de Segurança da contenção projetada;
- c) Determinar o Fator de Segurança da superfície de ruptura de campo.

Para atingir os objetivos propostos fez-se uma retroanálise com os parâmetros obtidos através de ensaios de laboratório (cisalhamento direto), que indicou um coeficiente de segurança muito próximo de 1 (0,98 Bishop Simplificado e 0,94 Janbu Simplificado), confirmando assim que os mesmos representam as condições existentes no momento da ruptura. Esta constatação confirma a validade de se retroanalisar escorregamentos já ocorridos, como é o caso do presente trabalho.

A importância deste trabalho está em demonstrar a eficiência da retroanálise de escorregamentos já ocorridos, como o do presente trabalho, para determinar os mecanismos de ruptura e aferição dos parâmetros geotécnicos relevantes ao estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os escorregamentos de taludes são dos mais impressionantes fenômenos da natureza. Sua análise e seu combate constituíram motivos das mais importantes investigações técnicas de todos os tempos e estão-nos próprios motivos que levaram a criação da Mecânica dos Solos e a Mecânica das Rochas.

Os escorregamentos de grandes proporções invariavelmente repercutem na sociedade, gerando questionamentos quanto às causas, danos materiais, vítimas e as medidas a serem adotadas para estabilização ou prevenção. Segundo Wolle e Carvalho (1989), deslizamentos em encostas naturais são, dentre os fenômenos naturais, os que maiores danos ou vítimas produzem no Brasil. Devido a isto, os métodos e processos de estabilização de taludes naturais ou escavados têm atraído um interesse crescente dos geotécnicos.

Neste capítulo são abordados aspectos considerados essenciais para alcançar os objetivos propostos, tais como um breve estudo sobre pedologia e o grau de evolução dos solos de Florianópolis, movimentos de massa com suas causas e agentes, os solos de Florianópolis e sua tendência a instabilidades. São feitas ainda considerações sobre as propriedades geotécnicas de resistência ao cisalhamento e compressibilidade e características físicas (granulometria) dos solos tropicais e subtropicais além de métodos de estabilização de taludes.

2.1 Movimentos de Massa

Movimentos de massas, ou movimentos coletivos de solos e de rochas, em virtude de sua importância como agentes atuantes na evolução das encostas, mas também pelas suas implicações práticas e sua importância do ponto de vista econômico social, tem sido objeto de amplos estudos por muitos especialistas.

A grande ocupação, muitas vezes desordenada, das encostas, sem nenhum planejamento ou estudo geotécnico adequado, e as fortes precipitações pluviométricas tendem a aumentar a incidência desses movimentos de massas nessas áreas.

A importância do estudo dos movimentos de massa reside na análise da mecânica do movimento, na compreensão de suas causas e agentes deflagradores, de forma a aumentar o

conhecimento sobre o assunto, possibilitando uma atuação cada vez mais efetiva na busca de soluções para esses problemas que parecem ter, a cada dia, maiores repercussões.

2.1.1 Aspectos Gerais das Encostas

Movimentos de massa em encostas representam um dos fenômenos de maior repercussão na sociedade e na comunidade científica, gerando indagações sobre causas, danos, vítimas e soluções a serem tomadas para a estabilização ou prevenção.

De acordo com Guidicini e Nieble (1983), os perfis de intemperismo de encostas, em condições climáticas tropicais úmidas, representam um meio ideal ao aparecimento de fenômenos de instabilidade. Nesses perfis, de fato, atinge-se condições de baixa resistência, consequência dos profundos efeitos da alteração intempérica.

A alteração do meio rochoso ou terroso pelo intemperismo, leva-o a um enfraquecimento gradual, movido pela remoção dos elementos solúveis constituintes dos próprios minerais, pela dissolução dos elementos com função de cimentação e pelo desenvolvimento de uma rede de microfraturas num meio rochoso que não as possuía. Este enfraquecimento se traduz numa diminuição dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito interno.

Pedrosa (1994) afirma que o risco de escorregamentos aumenta gradualmente com a evolução natural do talude. Essa evolução ocorre em consequência de fatores de intemperismo, abertura de fissuras ou variação da cobertura vegetal, que podem assumir caráter benéfico quando aumentam a estabilidade ou, maléfico se propiciam instabilidade.

O processo de intemperismo em climas tropicais influencia diretamente na formação dos solos residuais (espessuras dos horizontes residuais, atividade química e pedogênese desses horizontes), como também, determina os parâmetros de resistência desses solos. A própria decomposição da rocha, devido à atuação do intemperismo, conduz a uma diminuição de sua resistência. Entretanto, no mesmo processo que transformou uma rocha granítica, por exemplo, em solo granular, menos coesivo, a argilização ao longo do tempo vai transformando-o em solo argiloso, mais coesivo e relativamente mais resistente em seu estado natural, não saturado.

De acordo com Santos (1997), os perfis de intemperismo são extremamente heterogêneos e imprevisíveis. Podem conter materiais com uma grande variabilidade de

resistências e uma estrutura típica da rocha de origem.

Ao se analisar um perfil de um Podzólico Vermelho Amarelo substrato granito, por exemplo, o horizonte mais suscetível a problemas de erosão é o horizonte C. Isto ocorre, devido ao intemperismo já ter atuado e alterado a rocha de origem, mas não o suficiente para transformar este horizonte em um solo argiloso. O horizonte C ainda guarda a estrutura, e os minerais da rocha de origem, é um horizonte que está em pleno processo de intemperismo.

Raimundo (1998) aborda outros fatores que levam uma encosta à ruptura, podendo ser de ordem geológica e geomecânica. A presença de estruturas reliquias da rocha mãe nos solos dela derivados são condicionantes à atuação do intemperismo e à percolação d'água. A influência das condicionantes geológicas em relação às características de resistência pode ser decisiva numa instabilidade, principalmente nos planos de maior intemperização da rocha, que se apresentam contidos nos horizontes jovens dos perfis de solo, controlando as condições de estabilidade.

A gênese do solo envolvido e toda sua história geológica, principalmente se este for um solo residual de regiões tropicais, têm grande influência nos processos de instabilização. É um processo que tem origem desde a formação da rocha, devendo ser analisado o grau de desenvolvimento de seus minerais e quais os tipos (que fazem parte da composição da rocha), a presença de minerais expansivos, a textura e a granulometria destes minerais, (Raimundo, 1998).

Na região de Florianópolis, os solos residuais de granito apresentam uma grande heterogeneidade, que pode ser verificada através da textura (grosseira ou fina), cor, grau de intemperização e dos minerais constituintes da rocha. Essas heterogeneidades irão acarretar uma variabilidade no comportamento desses tipos de solos. Dessa forma, não é possível generalizar que todo o solo de granito seja suscetível a problemas de instabilidade de encostas, e vice-versa.

Segundo Pinheiro (2000), as regiões sul e sudeste do Brasil, devido às suas condições climáticas e pelas grandes extensões de maciços montanhosos (Serra Geral e Serra do Mar) estão sujeitas a desastres associados aos movimentos de massa nas encostas. Existem relações evidentes entre a geologia do território brasileiro e problemas associados à geologia de Engenharia. Dentre os principais problemas citam-se os escorregamentos em

encostas íngremes dos maciços rochosos do sul e sudeste do Brasil.

2.1.2 Tipos de Movimentos de Massa

São inúmeros os sistemas classificatórios de movimentos de massa, isso se deve segundo Guidicini e Nieble (1983), à extrema diversidade de enfoque, à complexidade dos processos envolvidos e à multiplicidade de ambientes de ocorrência desses movimentos.

Os sistemas mais recentes adotam os critérios de Augusto-Filho (1995) e Augusto-Filho e Virgili (1998), que são a cinética do movimento (velocidade, direção e seqüência dos deslocamentos), tipo do material (solo, rocha detritos, depósitos, etc, destacando a sua estrutura, textura e conteúdo de água), geometria (tamanho e forma das massas mobilizadas) e a modalidade de deformação do movimento.

Santos (1997) também faz algumas considerações sobre os principais movimentos de massa:

- O rastejo é um tipo de movimento que pode surgir em qualquer horizonte e pode ser decorrente de estruturas reliquiárias;
- Os escorregamentos rotacionais têm como condicionantes a espessura do horizonte superficial, a homogeneidade dos solos, a formação de rede de fluxo subparalela e o horizonte subjacente mais impermeável;
- Escorregamentos planares ocorrem em camadas de solo mais delgadas sobre horizonte de permeabilidade mais elevada (saprólito). A saturação do horizonte superficial provoca perda de coesão, levando o talude ao colapso;
- Nos horizontes superficiais, relativamente homogêneos, o mecanismo de ruptura depende da espessura e desenvolvimento do horizonte, dos contrastes texturais, da declividade do talude, das condições do fluxo d'água que se infiltra, do grau de laterização e da permeabilidade relativa dos horizontes;
- Nos horizontes saprolíticos, a instabilização superficial mais atuante é a erosão superficial;
- No horizonte de transição entre solos e rochas, geralmente, ocorrem escorregamentos estruturados, rastejos e movimentação em massas de talus, pois

esse horizonte constitui-se num caminho preferencial de percolação, principalmente, por ocasião de chuvas intensas.

Augusto Filho (1992) conceitua os principais grandes grupos de movimentos de massa, o qual é apresentado na tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Características dos principais grande grupos de processos de escorregamento Augusto-Filho (1992).

Processos	Características do Movimento, Material e Geometria.
Rastejo ou Fluência	Vários planos de deslocamentos Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depositos, rocha alterada/fraturada Geometria indefinida
Escorregamentos	Poucos planos de deslocamentos (externos) Velocidades médias (km/h) a altas (m/s) Pequenos e grandes volumes de material Geometria e materiais variáveis Planares - Solos poucos espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza Circulares - Solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas Em cunha - Solos e rochas com dois planos de fraqueza
Quedas	Sem planos de deslocamento Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos e médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. Rolamento de matacão Tombamento
Corridas	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) Movimento semelhante ao de um líquido viscoso Desenvolvimento ao longo de drenagens Velocidades médias a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grande volumes de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Segundo Pinheiro (2000), a denominação mais usual adotada internacionalmente para os movimentos de solo e rocha é *landslide* (escorregamento e/ou deslizamento). *Landslide* é um termo geral que inclui uma variedade de movimentos, quedas, tombamentos, deslizamentos, fluxo e ou afundamento ao longo de placas. Nestes movimentos, a principal força atuante é a gravidade. Esta força é responsável pela tendência da água, do solo e da rocha se deslocarem dos pontos mais elevados para os mais baixos.

2.1.3 Agentes e Causas dos Movimentos de Massas

De acordo com Amaral e Palmeiro (1997) o entendimento dos condicionantes dos escorregamentos é fundamental para a definição de medidas de mitigação de suas conseqüências, seja através do zoneamento do risco a novos escorregamentos, seja através da adoção da obra de estabilização mais apropriada ao tipo de fenômeno, seja através da adoção de sistemas de alarme calcados em planos de defesa civil.

Os mecanismos deflagradores dos movimentos de massa segundo Varnes (1978), encontram-se enumerados na tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Fatores deflagradores dos movimentos de massa segundo Varnes (1978).

Ação	Fatores	Fenômenos Geológicos/Antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão, escorregamentos, cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo, etc. Acumulo natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos , ondas, vulcões, etc. Explosões , tráfegos, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas, congelamento, material expansivo
Redução da resistência	Características inerentes ao material (geometria, estruturas, etc.)	Características geomecânicas dos materiais, tensões
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismo – redução na coesão, ângulo de atrito Elevação do N.A.

Os mecanismos deflagradores de movimentos de massas são descritos na literatura especializada por trabalhos como Terzaghi (1950); Barata (1964); Guidicini e Nieble (1983) e Varnes (1978) os quais tem sido tomados como referência nos estudos do comportamento de encostas de solos tropicais no Brasil.

Segundo Wolle (1980), dentre os fatores que condicionam a evolução natural das encostas, aqueles de caráter geológico são os mais efetivos e importantes.

Segundo Guidicini e Nieble (1983), entende-se por causa o modo de atuação de determinado agente, ou em outros termos, um agente pode se expressar por meio de uma ou mais causas. Dentro da conceituação de agentes, pode-se fazer uma primeira distinção entre agentes predisponentes e efetivos.

Define-se agentes predisponentes como o conjunto de condições geológicas, geométricas e ambientais, onde o movimento de massa irá ter lugar, ou seja, representam o “pano de fundo” para o desfecho da ação. Trata-se de um conjunto de características intrínsecas, função apenas de condições naturais, podendo-se distinguir:

- Complexo geológico: diz respeito à natureza petrográfica, falhas e dobramentos, formas estratigráficas, intensidade de diaclasamento;
- Complexo morfológico: inclinação superficial, massa e forma do relevo;
- Complexo climático-hidrológico: clima, regime de águas subterrâneas;
- Gravidade;
- Calor solar;
- Tipo de vegetação original.

Define-se agentes efetivos como o conjunto de elementos diretamente responsáveis pelo desencadeamento do movimento de massa, incluindo-se a ação humana. São classificados em preparatórios e imediatos. Citam-se: pluviosidade, erosão por água ou vento, variação de temperatura, dissolução química, oscilação de nível dos lagos e marés e do lençol freático, desmatamento, ação humana e de animais, como agentes efetivos preparatórios. Citam-se: chuva intensa, erosão, ventos, ação do homem, como agentes efetivos imediatos.

Por sua vez as causas podem ser classificadas em virtude de sua posição com relação

ao talude. Distinguem-se, assim: causas internas, que são as que levam o talude ao colapso sem que se verifique qualquer mudança nas condições geométricas do talude e que resultam de uma diminuição da resistência interna do material (aumento da pressão hidrostática, diminuição da coesão e ângulo de atrito por processo de alteração); causas externas, que provocam um aumento das tensões de cisalhamento, sem que haja diminuição da resistência do material (aumento do declive do talude por processos naturais ou artificiais, deposição de material na porção superior do talude, vibrações); causas intermediárias, que resultam de efeitos causados por agentes externos no interior do talude (liquefação espontânea, rebaixamento rápido, erosão retrogressiva).

Os processos que ocasionam a instabilização de taludes e encostas são controlados por uma cadeia de eventos, muitas vezes de caráter cíclico, que tem sua origem com a formação da própria rocha e toda sua história geológica e geomorfológica subsequente, como movimentos tectônicos, intemperismo, erosão, ação antrópica, etc (Augusto Filho e Virgili, 1998).

Augusto Filho e Virgili (1998) sugerem como principais condicionantes para movimentos de massa nas encostas brasileiras: (a) características climáticas, com destaque para o regime pluviométrico; (b) características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas e taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas (xistosidade, fraturas, etc.); (c) características geomorfológicas, com destaque para a inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas (retilíneo, convexo e côncavo); (d) regime das águas de superfície e subsuperfície; (e) características do uso e ocupação, incluindo cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de água pluvial e servida, etc.

É incontestável a importância da atuação da água como agente condicionante e deflagrador dos vários processos de instabilização de encostas. Os principais processos de instabilização ocasionados pelos modos de atuação da água nas encostas são devidos ao fluxo d'água em solos e rochas. Nos solos, o fluxo d'água provoca o surgimento de forças de percolação, elevação das poro-pressões, erosão interna ("piping"), saturação com diminuição da coesão aparente (sucção).

De acordo com Fernandes e Amaral (1996), várias feições geológicas e geomorfológicas podem atuar como fatores condicionantes de escorregamentos,

determinando a localização espacial e temporal dos movimentos de massa nas condições de campo. Segundo estes autores destacam-se, as seguintes feições: fraturas, falhas, foliação, bandeamento composicional, descontinuidades no solo, morfologia da encosta e depósitos de encosta.

2.2 Definição do Fator de Segurança

Para a determinação do fator de segurança, existem várias definições, podendo cada uma implicar diferentes valores. Em análise de estabilidade de taludes, as mais usuais são:

- Fator de segurança relativo ao equilíbrio de momentos: aplicado usualmente em análises de movimentos rotacionais, considerando-se a superfície de ruptura circular.

$$FS = \frac{M_r}{M_a}$$

Em que:

M_r Somatório de momentos das forças resistentes;

M_a Somatório de momentos das forças atuantes (ou solicitantes).

- Fator de segurança relativo ao equilíbrio de forças: aplicado em análises de movimentos translacionais ou rotativos, considerando-se superfícies planas ou poligonais.

$$FS = \frac{F_r}{F_a}$$

Em que:

F_r Somatório das forças resistentes;

F_a Somatório das forças atuantes.

A partir destas definições, um talude é considerado instável se o valor de FS é inferior

à unidade. Isso não significa que não existam taludes instáveis com FS maior que um, ou melhor, na engenharia tal valor não é raro devido às simplificações dos principais métodos de análise e à variabilidade dos parâmetros geotécnicos e geométricos envolvidos nas análises.

A determinação do valor admissível para o fator de segurança (FSadm) dependerá, entre outros fatores, das conseqüências de uma eventual ruptura, em termos de perdas humanas e/ou econômicas. Vale ressaltar que o valor de FSadm deve considerar as condições atuais do talude e o uso futuro da área, preservando o mesmo contra cortes na base, desmatamento, sobrecargas e infiltrações. A tabela 2.3, apresenta uma recomendação para valores de FSadm e os custos de construção para elevados fatores de segurança e recomenda-se a utilização desses mesmos fatores para os taludes temporários, considerando-se ainda, as solicitações previstas para o período de construção.

Tabela 2.3 - Recomendações para fatores de segurança admissíveis – GEO (2000).

		Risco de perdas de vidas humanas		
		Desprezível	Médio	Elevado
Riscos de perdas econômicas	Desprezível	1,1	1,2	1,4
	Médio	1,2	1,3	1,4
	Elevado	1,4	1,4	1,5

2.3 Métodos de Estabilidade de Taludes

A escolha de um método de estabilidade adequado é fundamental, sendo função tanto da importância da obra quanto da confiabilidade dos parâmetros disponíveis.

A avaliação precisa da estabilidade não é possível uma vez que, inclui erros e/ou imprecisões na definição dos parâmetros envolvidos no problema, como também no método de análise adotado.

A estimativa de estabilidade de um talude pode ser feita através de métodos determinísticos e métodos probabilísticos.

Os métodos determinísticos determinam a segurança de um talude por meio de um fator de segurança e é normalmente o mais usado.

Os métodos probabilísticos, apesar dos parâmetros mais relevantes na análise de

estabilidade estarem sujeitos a incertezas, determinam a segurança de um talude em termos de probabilidades ou do risco de ocorrência da ruptura.

Segundo Hayashi e Tang (1994), analisando o fenômeno da ruptura progressiva em taludes de corte, os métodos determinísticos e probabilísticos não são aplicáveis para estes casos. Eles propõem um procedimento baseado na análise elasto-plástica por elementos finitos.

Os métodos mais adotados na análise de estabilidade de taludes são baseados no princípio do equilíbrio limite, ou seja, analíticos. De acordo este princípio, a análise da estabilidade de um maciço é efetuada estudando-se o equilíbrio de uma porção eventual dele, que se desprende e desliza sobre uma determinada superfície de ruptura. Na teoria, a ruptura inicia-se quando é atingido o equilíbrio limite ao longo dessa superfície, isto é, no momento em que as forças cisalhantes igualam-se às forças resistentes (Souza, 1980).

Uma revisão crítica dos principais métodos de análise por equilíbrio limite foi feita por Whitman e Bailey (1967). Estes métodos podem ser classificados em duas categorias principais:

- (a) Métodos das fatias: a massa instável de solo é dividida em fatias verticais, podendo a superfície potencial de ruptura ser circular ou poligonal. Podemos citar como métodos que adotam superfície circular Taylor (1949) e Bishop (1955) e os que adotam superfície qualquer Jambu(1973), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1977); Sarma (1973).
- (b) Métodos das cunhas: a massa de solo instável é dividida em cunhas ou lamelas com inclinações variáveis nas interfaces e superfície de ruptura poligonal. Como exemplo podemos citar o métodos de Sarma (1979).

No método de equilíbrio limite estão incorporadas as seguintes hipóteses:

- Análise bidimensional;
- Superfície de ruptura com formato razoável;
- As forças atuantes são apenas o peso da massa de solo sobre a superfície de ruptura e a sobrecarga;

- A análise é estática;
- Mecanismo contínuo é aplicado;
- É aplicada a equação de Terzaghi: $\sigma' = \sigma - u$

Onde:

σ' Tensão efetiva;

σ Tensão total;

u Pressão neutra (poro pressão).

- Na ruptura aplica-se a equação de Coulomb: $\tau = c + \sigma_n \cdot \text{tg} \phi$

Em que:

τ Tensão de cisalhamento;

c Coesão;

σ_n Tensão normal;

ϕ Ângulo de atrito interno do solo.

- O fator de segurança é definido como sendo a razão entre a máxima tensão de cisalhamento atuante e a mobilizada ao longo da superfície de ruptura;
- O fator de segurança é constante ao longo da superfície de ruptura;
- No caso de superfície circular, a massa escorregada move-se como corpo rígido.

Um resumo dos principais métodos de equilíbrio limite normalmente utilizados na praticada engenharia para análise da estabilidade de taludes são apresentados a seguir.

2.3.1 Método de Bishop Simplificado (1955)

O método de Bishop Simplificado considera a superfície potencial de ruptura circular.

O método considera que há um equilíbrio de forças e momentos entre fatias e que a

resultante das forças verticais entre essas fatias é nula.

As grandes vantagens desse método são a sua simplicidade, com cálculos manuais ou computacionais e apresentam resultados conservadores.

Como limitações podemos citar o fato de ser um método iterativo e a sua imprecisão na aplicação da análise de estabilidade de taludes compostos por solos estratificados.

Como ressalva tem-se que o fator de segurança é levemente influenciado pela suposição a respeito da inclinação das forças inter-fatias, o que o torna preciso suficiente para uma primeira tentativa. O método pode conduzir a erros para círculos profundos. Alguns autores apontam que o método pode ser impreciso nos casos onde o ângulo α na base da fatia é negativo. O erro é menor para um grande número de fatias (>30).

Este método é muito usado na prática e é recomendado para projetos simples, ou quando se quer confrontar os resultados de fatores de segurança obtidos com métodos mais sofisticados.

2.3.2 Método Morgenstern e Price (1965)

É um método rigoroso, que admite superfícies potenciais de ruptura circular e não circular, e encontra-se fundamentado no princípio do equilíbrio limite, apenas acrescentando que a razão entre as forças normais e cisalhantes nas laterais das fatias é dada por uma função de abcissa ao longo da superfície de ruptura.

Há hipótese fundamental deste método, segundo Souza (1980), é que existe uma relação entre as forças atuantes nas laterais das fatias, em termos de uma função e de um coeficiente de proporcionalidade.

Como limitação podemos enfatizar o fato de seu uso só poder ser feito, por meio de computador, uma vez que o mesmo exige um grande número de interações.

Este método é aplicado em estudos ou análises detalhadas e em qualquer tipo de solo, principalmente para taludes compostos por solos estratificados onde haja superfície de ruptura não circular.

2.3.3 Método de Spencer (1977)

O método admite superfícies circulares e considera que a razão entre as forças normais e cisalhantes na lateral das fatias é constante ao longo de todas as fatias, isto é, a resultante das forças entre as fatias possui o mesmo ângulo de inclinação para todas as fatias.

O método é rigoroso e mais seguro do que os outros métodos que satisfazem apenas dois equilíbrios (forças horizontais e verticais). O método não só satisfaz o equilíbrio das forças, mas também satisfaz o equilíbrio dos momentos. Portanto na definição do coeficiente de segurança há duas equações de equilíbrio envolvidas, a das forças e a dos momentos e cada equação de equilíbrio fornece um fator de segurança. Se os dois fatores de segurança forem diferentes, a razão entre a tensão normal e a cisalhante, ou seja, o ângulo de inclinação da resultante das forças entre as fatias, é mudado e os fatores de segurança devem ser recalculados para este novo ângulo. O fator de segurança final é obtido quando ambas equações fornecerem o mesmo fator.

O método é iterativo, e para ser resolvido, torna-se necessário lançar mão de cálculos computacionais.

2.3.4 Método de Janbu Simplificado (1973)

O método Simplificado admite superfícies circulares e não circulares e satisfaz o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia, porém despreza as forças verticais entre as fatias.

O método fornece superfícies de ruptura realísticas e pode ser facilmente implementado em computadores.

Como limitação podemos citar o fato do método poder subestimar o fator de segurança da análise de estabilidade de um talude composto por solos homogêneos.

O fator de segurança pode ser calculado manualmente, com o auxílio de ábacos, ou por programas computacionais.

O método tem grande utilização na prática, porém devem ser consideradas as limitações das rotinas de cálculo.

2.3.5 Método de Sarma (1979)

O método permite determinar a estabilidade de taludes com geometria variada e admite superfícies potenciais de ruptura circulares e não circulares.

A verificação da estabilidade pode ser efetuada com a adoção de diferentes resistências cisalhantes para cada base e lado das fatias. A possibilidade de alterar a inclinação dos lados das fatias permite introduzir características estruturais, como por exemplo falhas ou planos de estratificação.

O método considera forças sísmicas e de submersão em qualquer parte do talude.

A determinação do fator de segurança só se torna exequível por meio de cálculos em computador.

O método só permite cálculo do fator de segurança para uma única superfície de ruptura em cada processamento.

O método é aplicado como uma alternativa ao método de Morgenstern e Price.

2.4 Classificação dos solos

A classificação dos solos tem por objetivo possibilitar que a experiência com relação a diferentes tipos de solos seja armazenada e que o acervo assim acumulado possa estar disponível a qualquer engenheiro, na solução de problemas práticos, mediante referência a classe do solo.

Os solos segundo a forma de abordagem e os fins a que se destinam, podem ser classificados das seguintes formas: pedológica, geológica, granulométrica e geotécnica.

Os critérios de classificação dos solos surgiram no final da década de 40 e podem a ser divididos em dois grandes grupos. O primeiro grupo de critérios classifica e determina o estado dos solos com base na sua granulometria e limites de Atteberg.

A classificação que leva em consideração os critérios do primeiro grupo é a Classificação Geotécnica. Esta classificação é muito utilizada em países de clima temperado, onde se destaca a classificação “Unificada ou Sistema Unificado” e a classificação H.R.B - AASHO.

A classificação unificada dos solos é mais apropriada a uma descrição de solos com finalidades gerais, enquanto a classificação H.R.B – AASHO se adapta melhor à avaliação

de suporte destes materiais.

O segundo grupo de critérios classifica e determina o estado dos solos baseado em processos químicos, pedológicos e morfogenéticos, os quais tendem a agrupar os solos em categorias principais, embora estes solos possam vir à comporta-se de forma distinta em função do nível de tensões ou processos de estabilização (Davison Dias, 1989).

A classificação que leva em consideração os critérios do segundo grupo é a classificação pedológica.

Quanto a estudo de estabilidade de talude a classificação pedológica é tida normalmente como limitada, porem Santos (1997), na sua tese de doutorado considerou a pedologia associada à geologia na identificação de unidades geotécnicas, evidenciando a influência dessa ciência no estudo de solos tropicais.

De acordo com Santos (1997), o uso da pedologia e da geologia no estudo da mecânica dos solos de regiões tropicais e subtropicais, se constitui num campo fértil de pesquisa, visto o comportamento destes solos guardar relação com sua história de alteração.

Santos (1997) credita a Nogami, desde 1953, e Davison Dias, desde 1985, os mais importantes trabalhos no Brasil, envolvendo a classificação pedológica em estudos geotécnicos.

Segundo Santos (1997), o estudo do comportamento geotécnico de solos tropicais e subtropicais é complexo devido a grande variedade de perfis existentes com diferentes comportamentos, pois os mesmos se formam em ambientes onde a presença de umidade e variações de temperatura favorecem a intensa atividade química no perfil de intemperismo.

O perfil de solo é a seção vertical que, partindo da superfície aprofunda-se até onde age o intemperismo, mostrando, na maioria das vezes, uma série de camadas dispostas horizontalmente denominadas de horizontes. As características que diferenciam esses horizontes são: cor, textura, estrutura, presença de material orgânico, consistência, etc. Esses horizontes são formados devido à atuação de fatores como clima, relevo, organismos, material de origem e tempo.

Na pedologia os principais horizontes são representados pelas letras A, B, C, RA e R. Os horizontes A e B representam o solo superficial com maior grau de evolução pedogenética. O material de origem alterado pelos processos de intemperismo é

denominado horizonte C. O horizonte RA representa a rocha alterada e o horizonte R a rocha sã.

Na classificação geotécnica, o solo superficial, laterítico, corresponde aos horizontes pedológicos A e B, e solo de alteração ou saprolito corresponde ao horizonte pedológico C.

2.5 O Solo Reforçado

Os registros mais antigos de obras de contenção apresentam muros de alvenaria de argila contendo aterros na região sul da mesopotâmia (Iraque) construídos pelos sumérios entre 3.200 e 2.800 a.C. (Kinder e Hilguemann, 1964), por sua vez o conceito de solos reforçados com elementos que apresentam resistência à tração também não é novo. Há registros de que por volta do ano 1000 a.C. juncos e videiras foram largamente empregados no reforço de tijolos de argila e solos granulares utilizados na construção de grandes obras de terra.

A construção de obras de solos reforçados seguindo os preceitos de engenharia moderna começou por volta de 1970, quando, primeiramente tiras de aço (Terra Armada) e depois geossintéticos passaram a ser utilizados na construção de muros de contenção de solos e de taludes íngremes (Jewell, 2000).

A utilização de geossintéticos no reforço de solos possibilitou esta técnica ser utilizada nas mais variadas aplicações tais quais muros reforçados, reforço de taludes íngremes e reforço de aterros construídos sobre solos moles ou colapsíveis.

O princípio básico do solo reforçado, como mostra a Figura 2.1, é unir dois materiais de comportamento mecânico diferentes, ou seja, o solo e o reforço, de forma a produzir um material composto, que resista à tração e assim transformá-lo em um material com características mecânicas mais adequadas.

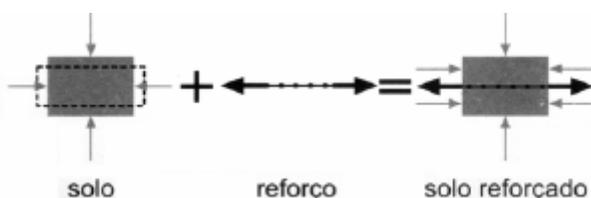


Figura 2.1 - Princípio básico de funcionamento do solo reforçado – Sales (2002).

Os reforços utilizados nos solos reforçados são geossintéticos, metálicos, e fibras naturais ou artificiais. Os elementos de reforços geossintéticos são atualmente os mais utilizados e se subdividem em, geogrelhas, geotêxteis (tecidos e não-tecidos), e geocélulas. Uma completa explanação sobre reforços geossintéticos pode ser encontrada em Koerner (1994) e Palmeira (1992).

2.6 O Sistema Terramesh®

O registro da primeira contenção que apresenta uma combinação de gabiões e solo reforçado armado foi feito em Sabah, na Malásia em 1979. Um revestimento vertical de gabiões foi ancorado ao material de aterro por meio de tiras de aço. A contenção, com altura de 14 metros suporta um trecho da rodovia que une Kota Kinabalu a Sinsuran (Figura 2.2).

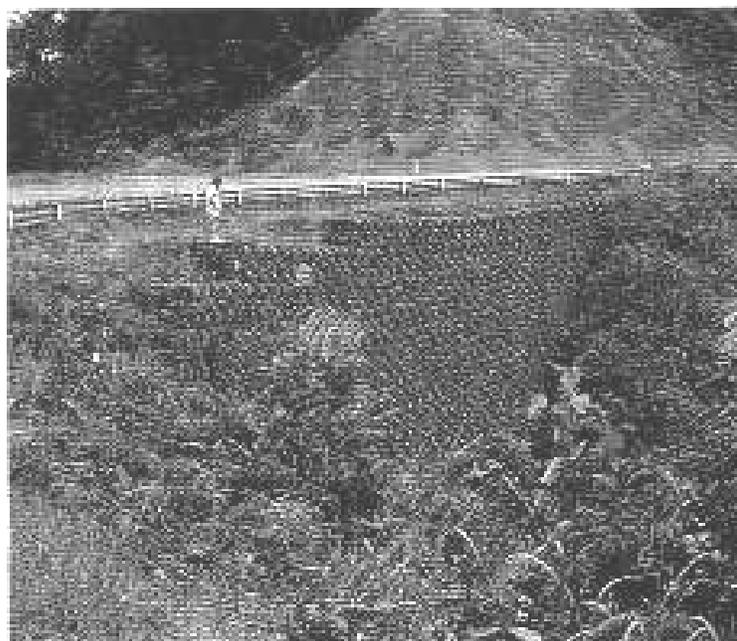


Figura 2.2 - Gabiões e solo reforçado (Malásia – Sabah) – Fabricante.

O sucesso apresentado por esta contenção, levou a se adotar esta solução na estabilização de outros pontos nessa mesma rodovia.

Segundo Jewell (1996) o reforço atua duplamente como estabilizante do solo, seja através da redução da carga atuante sobre o solo, seja aumentando a resistência do mesmo

ao colapso.

Objetivando garantir reforço contínuo sobre o plano horizontal, se considerou oportuna a utilização de malhas de dupla torção em arames de aço para substituição das tiras. Desta forma se obtém armaduras longitudinais, contínuas e se alcança a mobilização não só do atrito contra a seção do fio metálico, mas sobretudo das propriedades mecânicas de travamento entre as partículas do material de aterro (Figura 2.3). Isto se deve à grande dimensão da abertura hexagonal da malha quando comparada ao diâmetro do fio, que se traduz num aumento geral da resistência do reforço, o que não ocorre com materiais que fornecem resistência somente por atrito.

Da experiência adquirida nas obras do trecho da rodovia que une Kota Kinabalu a Sinsuran na Malásia e da vontade de garantir um comportamento ideal das estruturas de solo reforçado acabadas, simplificando as fases de colocação em obra, permitindo a realização do paramento externo e a armadura de reforço de forma contínua, surgiu elemento Terramesh®.

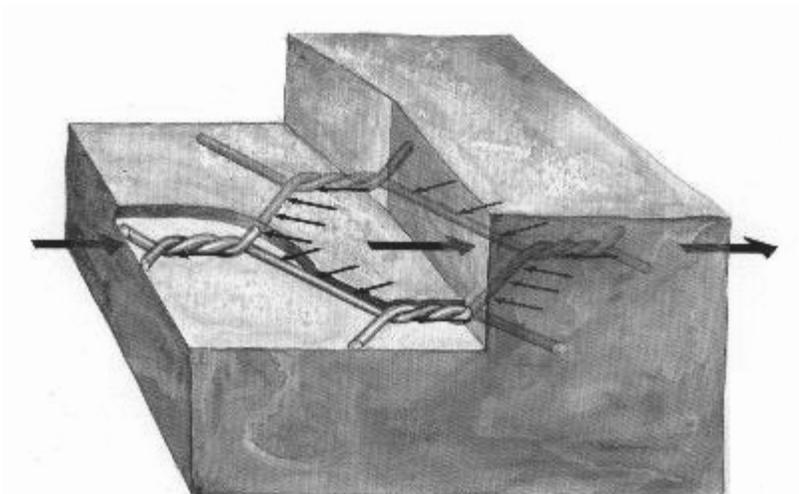


Figura 2.3 - Malha de dupla torção em arames de aço - Fabricante.

O elemento Terramesh® se caracteriza pela presença de um paramento frontal constituído por uma estrutura em gabiões, que contém o solo compactado protegido pelo reforço produzido em malha metálica hexagonal de dupla torção (com zincagem pesada e revestida com PVC).

As dimensões dos elementos Terramesh® e assim como as principais fases de colocação em obra são apresentadas a seguir (Figuras 2.4 e 2.5).

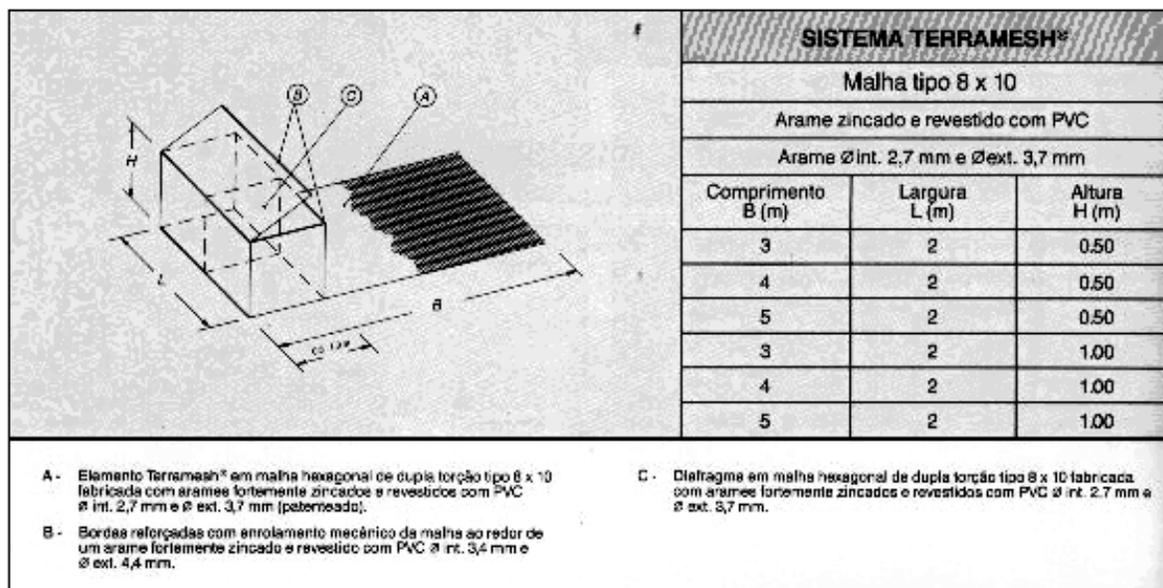


Figura 2.4 - Dimensões dos elementos Terramesh® (tolerância de aproximadamente $\pm 50\%$) – Fabricante.

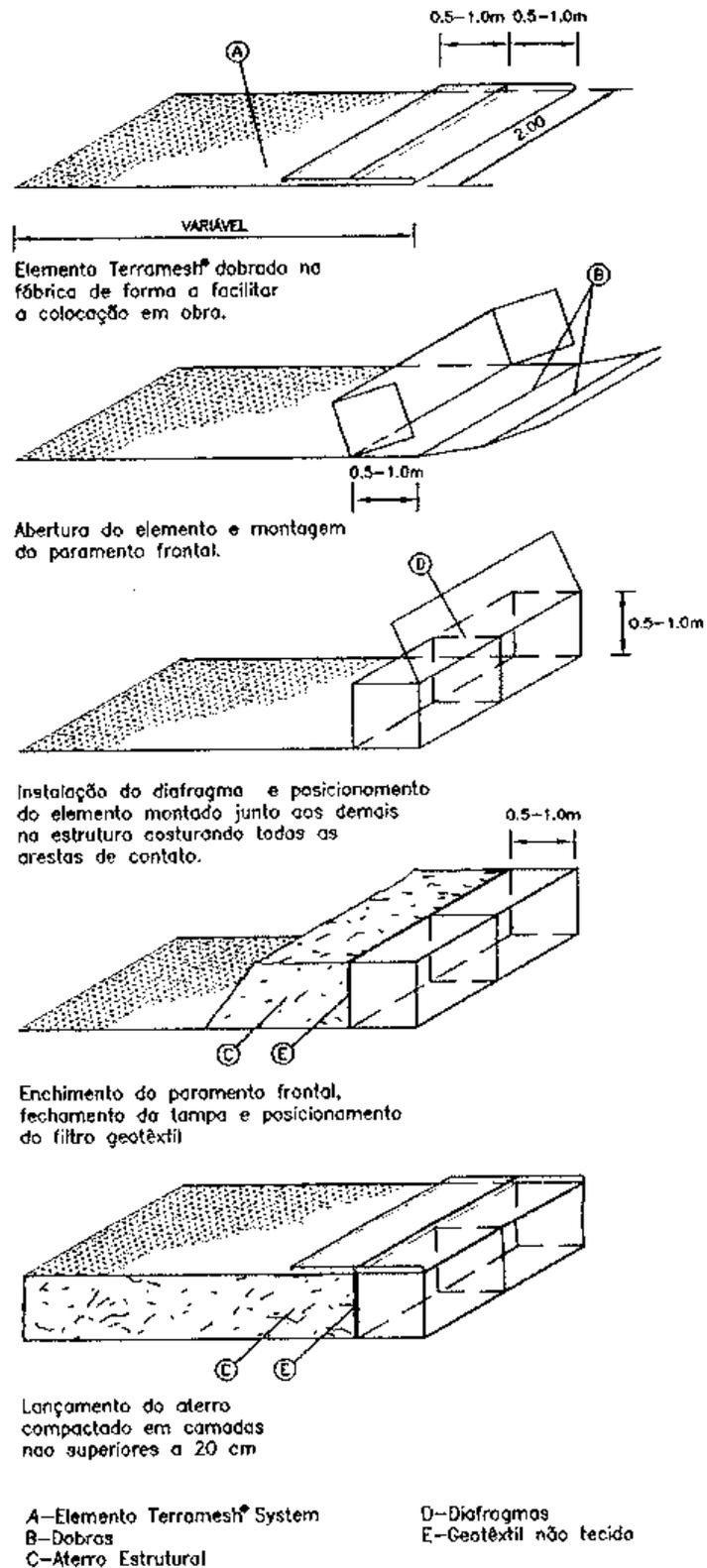


Figura 2.5 - Fases de colocação em obra do Terramesh® – Fabricante.

2.6.1 Especificações dos Materiais

2.6.1.1 Reforço e Paramento Externo

Os reforços devem atender os três principais requisitos que os materiais empregados numa estrutura em solo reforçado devem possuir, tais como, resistência, rigidez e aderência.

O reforço deve possuir resistência suficiente para suportar a força requerida para atingir o equilíbrio do solo reforçado. Em virtude disto, são produzidos com malha hexagonal metálica de dupla torção tipo 8x10 (conforme NBR 10514 e UNI 8018), que fornecem valores de resistência à tração de até 47 kN/m (sem fenômeno de Creeping). A magnitude desta força oscila de acordo com a natureza da aplicação. Segundo Koerner (1994), para reforço de taludes íngremes, cada camada de reforço deve suportar de 10 kN/m a 40 kN/m, enquanto que uma camada única de reforço na base de um aterro sobre solo mole pode requerer cerca 400 kN/m para sua estabilidade.

Esta malha também impede a propagação de desfiamentos em caso de ruptura acidental de um ou mais fios de malha. O pano de malha apresenta ainda bordas com fios de diâmetro superior aos que compõem a malha que é enrolada mecanicamente a estes.

A rigidez que o elemento de reforço deve ser suficiente para que a força necessária possa ser mobilizada com uma deformação, que seja compatível com a deformação admissível pelo solo.

O reforço deve permanecer em equilíbrio com o solo que o envolve e assim, transmitir ao mesmo o esforço estabilizador. Esta aderência se dá através de resistência de atrito e resistência passiva de ancoragem, sendo a primeira predominante em tiras metálicas e geotêxteis e a segunda mas significativa em geogrelhas com grande aberturas.

A importância da influência do tempo tem que ser levada em consideração conjuntamente com as condições ambientais as quais o reforço está submetido. A distinção entre a aplicação a curto prazo no reforço de um aterro sobre solos moles, e a longo prazo na construção de um muro de solo reforçado é, aqui, fundamental, por isto, estes reforços devem fornecer garantias especiais para:

a) Proteção contra a corrosão devido a:

- Agressividade do solo e/ou água;
- Fenômenos de correntes vagantes;
- Agentes atmosféricos.

b) Segurança contra danos provocados por:

- Ações mecânicas geradas pelos esforços de compactação de solo.

De acordo com o fabricante os arames utilizados na fabricação dos reforços e nas operações de costura efetuadas com arame de diâmetro interno não inferior a 2,2mm, aço com baixo teor de carbono (BTC), ou com pontos metálicos de diâmetro 3,00mm em aço inoxidável (quando disponível equipamento e material específico), respondem às mais severas normas internacionais (UNI 3598, BS 1°52/80, AFNOR NF A 91-131 classe C, DIN 1348-70, ASTM-A 641-82 classe 3, ABNT NBR 8964). Além disso esses arames recebem forte zincagem para sua proteção contra a corrosão (ABNT NBR 8964, UNI 8018/79, ASTM-A 641-823, BS 443-82, AFNOR NF A 91-131 classe C, DIN 548-70) e são recobertos, depois da zincagem pesada, por uma camada de PVC com espessura nominal de aproximadamente 0,5mm. As características construtivas e de resistência aos testes de envelhecimento do PVC empregado respondem às normas internacionais sobre o tema. São apresentadas, a seguir, as informações mais significativas sobre PVC:

- Cor cinza RAL 7037 segundo a ASTM D 1482-57T;
- Peso específico: compreendido entre 1,30 e 1,35 dN/dm³, segundo o método de prova ASTM D 792-91;
- Dureza: compreendida entre 50 e 60 Shore D, segundo o método de prova ASTM D 2240-91;
- Carga de ruptura: superior a 210 kg/cm², segundo o método ASTM D 412-92;
- Alongamento na ruptura: superior a 200% e inferior a 280%, segundo método de prova ASTM D 412-92;

- Perda de peso: menor que 5% depois de 240 h a 1500C, segundo ASTM D 2287-92;
- Cinzas residuais: menor que 20%, segundo ASTM D 2124-62T;
- Resistência a abrasão: perda de volume inferior a 0,3 cm³ segundo ASTM D 1242-56(75). Método de prova A.

c) As Provas Específicas de Envelhecimento Acelerado são:

- Névoa salina: período de prova = 1500 h, método de prova ASTM-B 117-90;
- Exposição aos raios UV: período de prova = 200 h 63 °C, método de provas ASTM D 1499-92 e ASTM G 23-93 equipamento tipo E;
- Exposição a altas temperaturas: período de prova = 24 h a 150 °C, método de prova ASTM D 1203-89 de acordo ASTM D 22287-92;
- Temperatura de fragilidade = Cold Bend inferior a -30 °C, segundo método de provas BS 2782-104^a, Cold Flex inferior a +15 °C, segundo método de prova BS 2782-151A-84.

A qualidade do material plástico é atestada se depois das provas, com respeito a suas características iniciais, apresentarem as variações relacionadas abaixo:

- Não apresentar rachaduras, escoriações, bolhas de ar e, além disso, não apresentar apreciáveis variações de cores;
- Peso específico: variações não superiores a 6%;
- Dureza: variação não superior a 10%;
- Carga de ruptura e alongamento: variações não superiores a 25%;
- Temperatura de fragilidade: Cold Bend não superior a -20 °C, Cold Flex não superior a +18 °C.

A presença de um arame com alma de aço revestido com PVC confere uma excelente resistência às chamas e a corrosão.

Palmeira (2000) enumera como principais propriedades a serem observadas quando da seleção do reforço:

- Resistência à tração;
- Rigidez à tração (deformabilidade compatível com a do solo);
- Comportamento em fluência;
- Resistência a esforços de instalação;
- Durabilidade quanto a degradação ambiental (química e biológica);
- Elevado grau de interação com o solo envolvente.

2.6.1.2 Solo de Aterro

As investigações e aplicações procedidas até agora indicam que solos considerados como adequados para um bom aterro viário, geralmente são apropriados para utilização em uma estrutura de solo reforçado.

O solo que constitui o solo reforçado deverá ser de boa qualidade (granular e bem selecionado), com ângulo de atrito e poder drenante elevados, e, sobretudo, que mantenha suas características inalteradas ao longo do tempo.

Para maior simplicidade a seleção do material terroso é feita com base nos resultados obtidos nas provas executadas junto ao Transport & Research Laboratory (D.O.T. - UK) e em Chicago (EUA) pela FHWA (Federal Highway Administration, 1989), que estabelece valores granulométricos mínimos e máximos aconselháveis para o solo de aterro do Sistema Terramesh®.

Os valores de granulometria examinados vão desde os materiais mais finos, com granulometria inferior ou igual a 0,02 mm (percentual não superior a 10%), a pedras de maiores dimensões (até 200 mm).

As provas mostraram que uma granulometria variável de 0,02 mm até 6 mm representa, em geral, valores ótimos para o solo de aterro.

Granulometrias maiores (próximas a 200 mm) podem ser admitidas, porém nestes casos se faz oportuno introduzir um fator adicional de segurança para a malha prevendo e considerando possíveis danos ao revestimento de PVC.

A utilização de materiais com elevado percentual de pedras superiores aos 100 mm (10 a 15% no máximo) é de qualquer maneira desaconselhável, mesmo porque necessitam cuidados especiais que tornariam muito trabalhosos e custosos os trabalhos de compactação.

O lançamento e a compactação do aterro são efetuados empregando as técnicas, equipamentos e mão-de-obra tradicionais e de acordo com as especificações locais para construção do gênero.

A utilização de materiais granulares selecionados com as especificações mencionadas a princípio garante as características de ancoragem da malha, mesmo nos casos de variação da umidade do solo.

Nesta hipótese é possível, de uma forma geral, obter, depois da compactação, valores de ângulo de atrito para o aterro estrutural de pelo menos 36°. As condições granulométricas são suficientes, mas não forçosamente necessárias. São empregadas porque podem ser verificadas por qualquer laboratório simples de frente de obra.

De qualquer maneira, caso não sejam atendidas as condições granulométricas verifica-se, o ângulo de atrito interno do solo em condições críticas de saturação, obtido a partir de ensaios de cisalhamento direto, atende a valores mínimos pré-determinados para garantir as características de ancoragem e durabilidade dos reforços.

O elemento determinante para a avaliação da resistência e do poder de ancoragem da malha é o ângulo de atrito interno do solo a ser utilizado no aterro, o qual se aconselha que não seja inferior ao valor mínimo de 30°.

Além disso, é oportuno avaliar a possibilidade de se utilizar, para o aterro, solos do próprio local, eventualmente misturando-os com outros de melhor qualidade (areias, pedriscos, estabilizantes químicos, etc).

O solo de aterro deve ser lançado e compactado em camadas sucessivas com espessuras não superiores a 0,20m.

A compactação do aterro junto ao paramento deverá ser efetuada com o auxílio de compactadores manuais (placas vibratórias, sapos, etc.), e o grau de compactação a atingir deverá estar de acordo com as normas especificadas para a obra.

2.6.1.3 Resistência das Ancoragens

Testes foram efetuados com o objetivo de definir as características de resistência à ancoragem da malha hexagonal de dupla torção no solo, e o comportamento estrutural do Sistema Terramesh® Lo (1990), seja em amostras de malha (Figuras 2.6 e 2.7), seja sobre um protótipo (Figura 2.8).

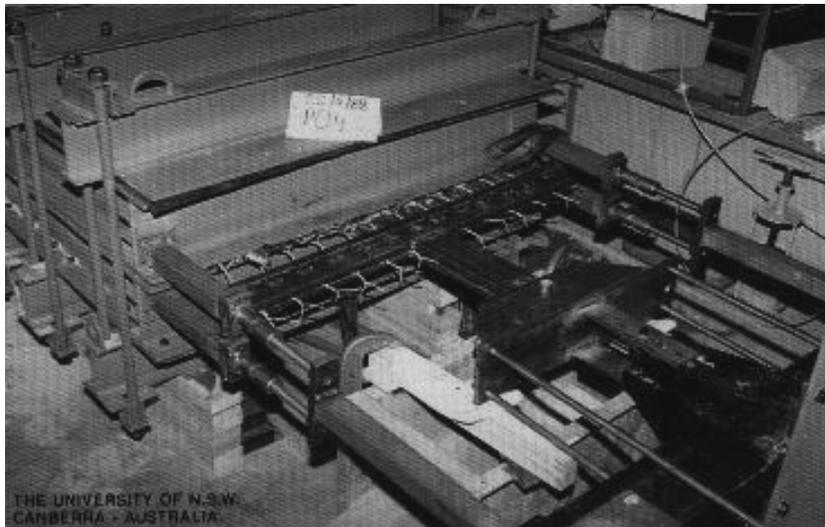


Figura 2.6 – Pesquisa sobre o comportamento das armaduras de reforço em malha metálica hexagonal de dupla torção inserida em vários tipos de solos - Lo (1990).

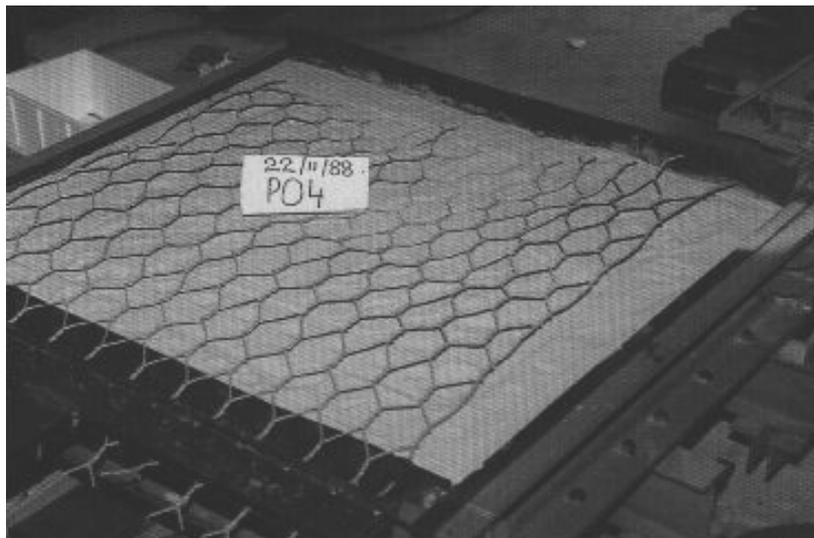


Figura 2.7 – Detalhe da malha – Lo (1990).



Figura 2.8 – Prova sobre uma estrutura Terramesh® protótipo – Lo (1990).

Os testes realizados na Austrália junto à New South Wales University, e nos EUA (Chicago-Illinois) dentro de um programa de pesquisa da Federal Highway Administration, possibilitaram determinar os coeficientes de aderência e de ruptura característicos da malha hexagonal de dupla torção quando inserida no solo, além de verificar através de análises numéricas, a confiabilidade da metodologia de cálculo e dimensionamento propostos Lo (1990).

Na Austrália as provas foram efetuadas utilizando para o aterro estrutural, areia fina, considerando-se este o material mais significativo para uma primeira série de análises.

Nesta hipótese é correto considerar os resultados obtidos como sendo a favor da segurança.

As análises consideraram dois aspectos diferentes:

- a) Capacidade de ancoragem, Figuras 2.9 e 2.10;
- b) Valor de resistência da armadura, Figura 2.11;

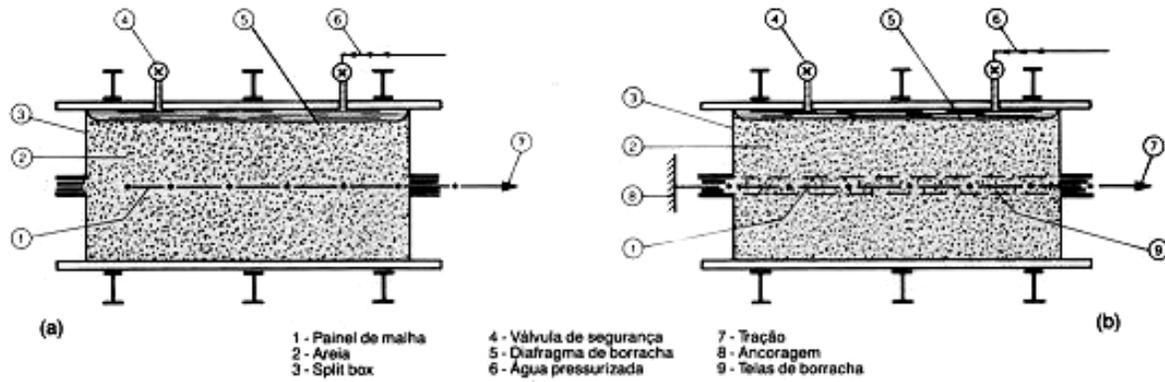
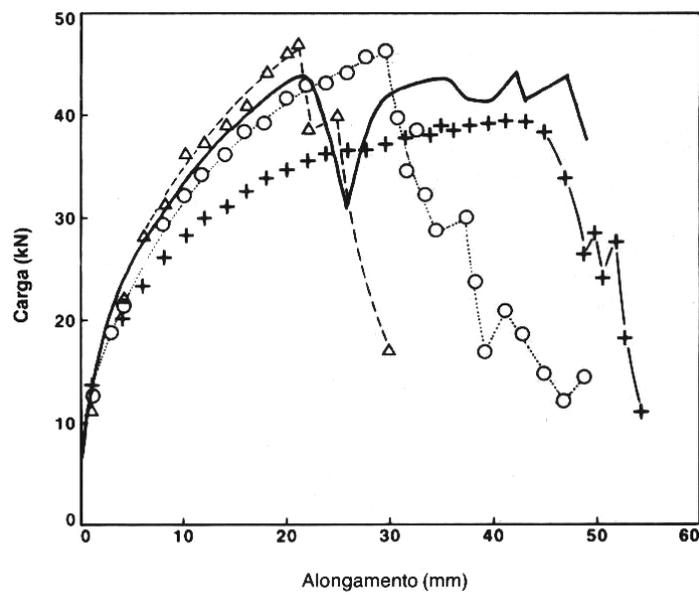


Figura 2.9– Aparelho Tipo – Lo (1990).



Legenda	Prova	σ_n (kPa)
○	T 06	75
+	T 07	35
△	T 08	150
—	T 09	200

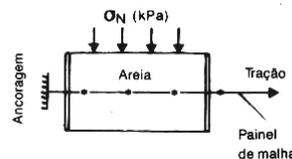
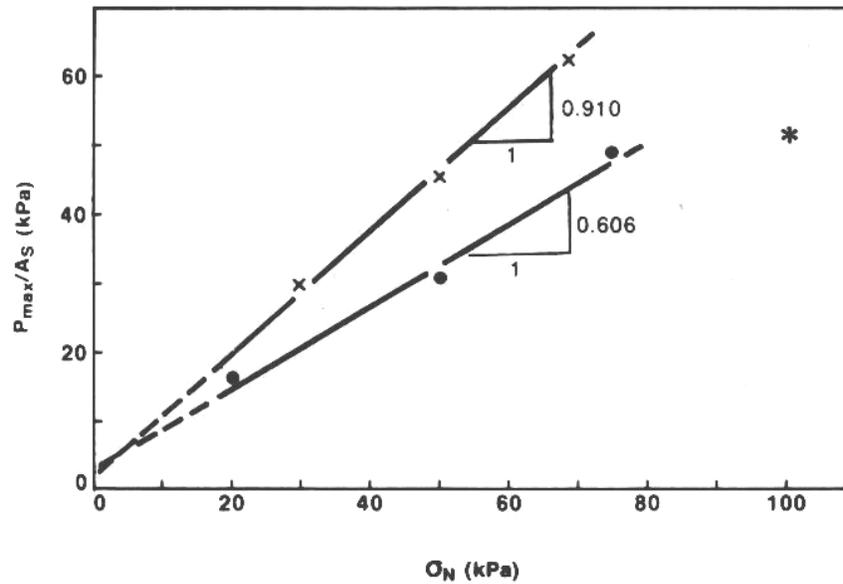


Figura 2.10 – Resistência a tração da malha metálica hexagonal de dupla torção no interior do solo - Lo (1990).



- | | |
|--------------------|---------------------------------|
| x Solo compactado | P_{max} = Máximo esforço |
| ● Solo solto | A_s = Área do painel de malha |
| * Carga de ruptura | σ_n = Tensões normais |

Figura 2.11 – Capacidade de ancoragem - Lo (1990).

O máximo esforço que a ancoragem pode garantir vale:

$$P_{m\acute{a}x} = 2A_s \sigma_n \cdot \tan \varphi \quad (2.1)$$

onde:

$P_{m\acute{a}x}$ máximo esforço de ancoragem

A_s área resistente do reforço por unidade

σ_n tensão normal sobre o reforço

φ ângulo de atrito interno do solo que constitui o aterro estrutural

Da Figura 2.11 se obtém o coeficiente de escorregamento (C_s) para um reforço de malha metálica hexagonal de dupla torção.

$$C_e = \frac{P_{m\acute{a}x} / A_s}{\sigma_n} \cong 0,91 \quad (2.2)$$

onde:

C_e coeficiente de escorregamento

$P_{m\acute{a}x}$ máximo esforço de ancoragem

A_s área resistente do reforço por unidade

σ_n tensão normal sobre o reforço

φ ângulo de atrito interno do solo que constitui o aterro estrutural

O intertravamento das partículas do solo que estão entre os arames da malha, é confirmado pelos resultados dos testes, comprovando-se, portanto um aumento de resistência.

A máxima resistência que o reforço pode suportar (válido para $\sigma_n > 20$ kPa) é:

$$T_{p\acute{m}ax} = \text{carga de ruptura da malha} + 0,25 (\sigma_n - 20) \quad (2.3)$$

2.6.1.4 Determinação das Tensões no Interior do Bloco Terramesh®

O comportamento de uma estrutura Terramesh® foi avaliado através de algumas análises numéricas, não lineares, através de elementos finitos (Figuras 2.12 e 2.13) e uma análise sobre uma estrutura protótipo de dimensões reais (Figura 2.14).

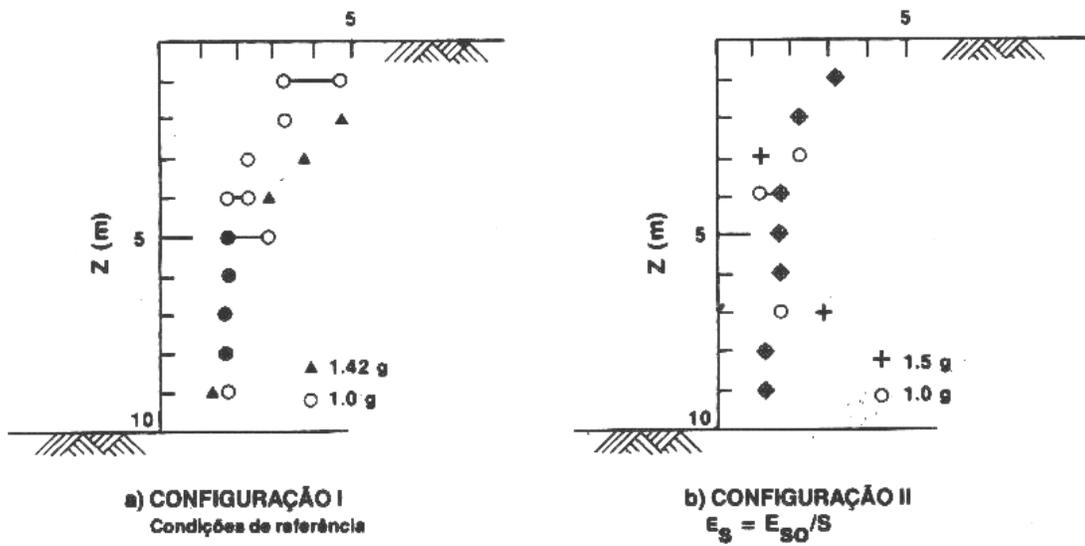


Figura 2.12 – Análises numéricas, não lineares, através de elementos finitos – Lo (1990).

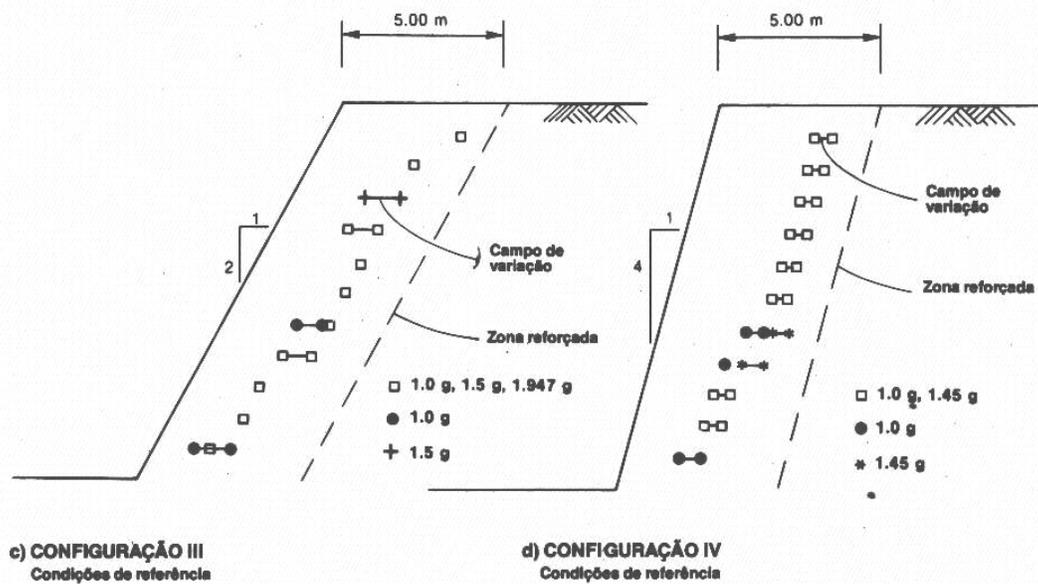


Figura 2.13 – Análises numéricas, não lineares, sobre elementos finitos – Lo (1990).

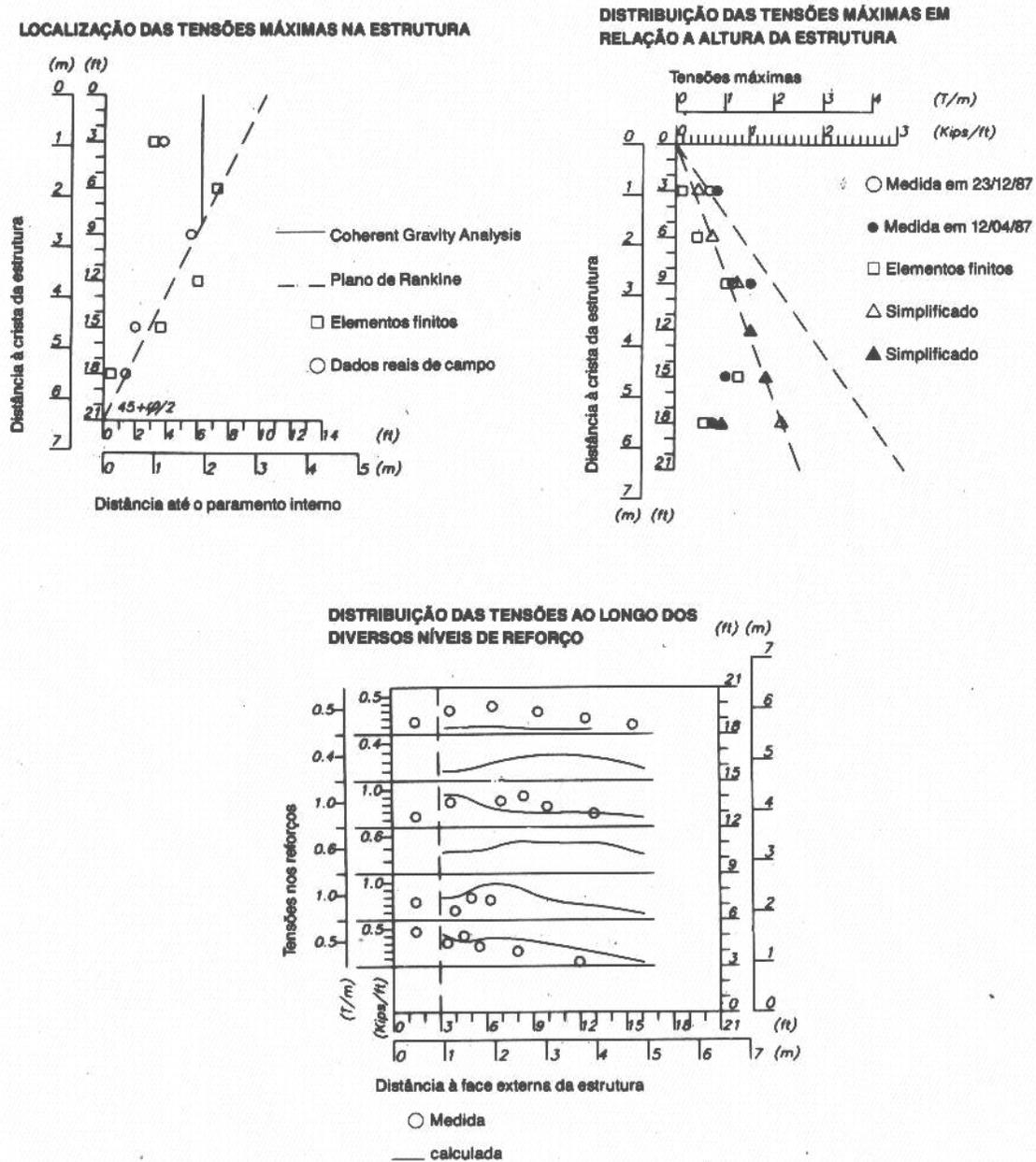


Figura 2.14 – Análise de uma estrutura protótipo de dimensões reais - Lo (1990).

Estas análises demonstraram que a porção de solo ocupada pelo Sistema Terramesh®, na condição de eminente colapso, pode se considerar formada por duas zonas:

- Zona ativa, onde há o direcionamento das tensões de cisalhamento para a parte frontal da estrutura;

- b) Zona resistente, onde as tensões de cisalhamento são direcionadas para a parte do tardo do Sistema Terramesh®.

A linha divisória destas duas zonas é caracterizada como a região de máximas tensões no reforço.

A análise numérica dos elementos finitos possibilitou levar em consideração as interações solo/reforço no campo não linear e permitiu demonstrar também que esta é mais que uma linha de máximas tensões trata-se, na realidade, de uma área de aterro sujeita a plastificação localizada nas proximidades desta linha teórica como se observa na Figura 2.15.

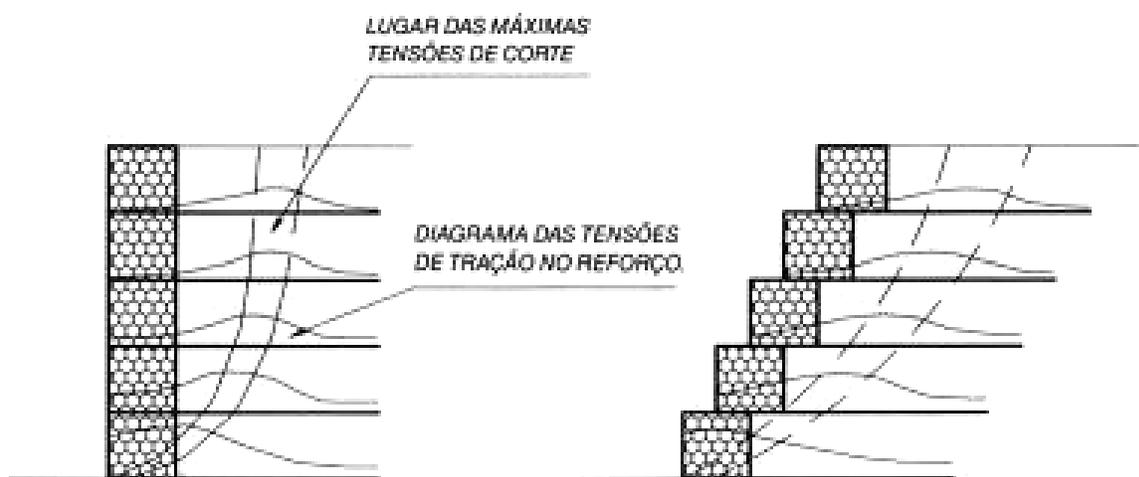


Figura 2.15 – Área de máxima tensão de corte (sujeita a plastificação).

A trajetória desta linha teórica no Sistema Terramesh® é representada através de uma espiral logarítmica (Figura 2.16), gerada a partir da seguinte expressão:

$$R = R_0 \exp[(\theta_0 - \theta)k] \quad (2.4)$$

A determinação da espiral logarítmica, função das características do solo (k) que constitui o maciço possibilita a determinação do lugar das máximas tensões nas armaduras de reforço.

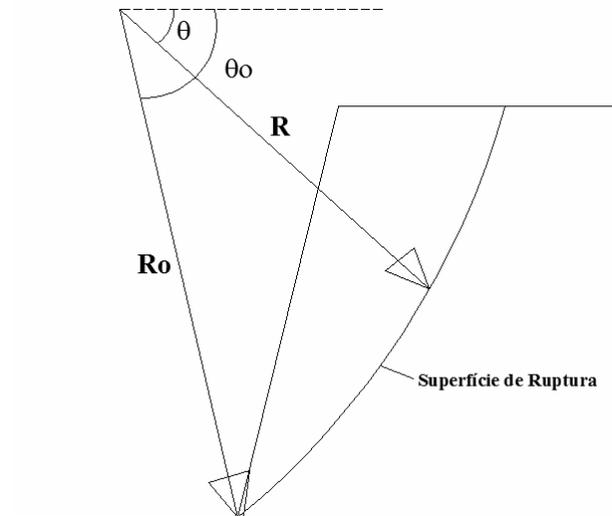


Figura 2.16 – Espiral logarítmica.

Para um correto dimensionamento se fará uma simplificação a favor da segurança, ou seja, a linha divisória entre zona ativa e resistente passará a ser representada por uma reta e não curva logarítmica, como indicado nas Figuras 2.17 e 2.18.

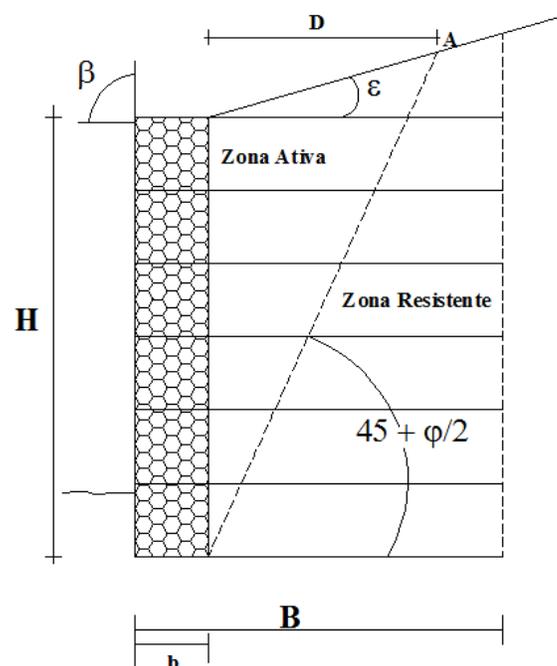


Figura 2.17 – Área de máxima tensão de corte (sujeita a plastificação).

À distância (D) entre o paramento interno e a linha divisória entre zona ativa e resistente, em estruturas com paramento vertical, vale a uma profundidade (z) da crista da estrutura:

$$D = (H - z) \cdot \tan(45 - \varphi/2) \quad (2.5)$$

Onde:

- D A distância entre o paramento interno e a linha divisória entre zona ativa e resistente
- H altura do muro
- z Cota até a crista da estrutura
- φ Ângulo de atrito interno do solo que constitui o Terramesh®

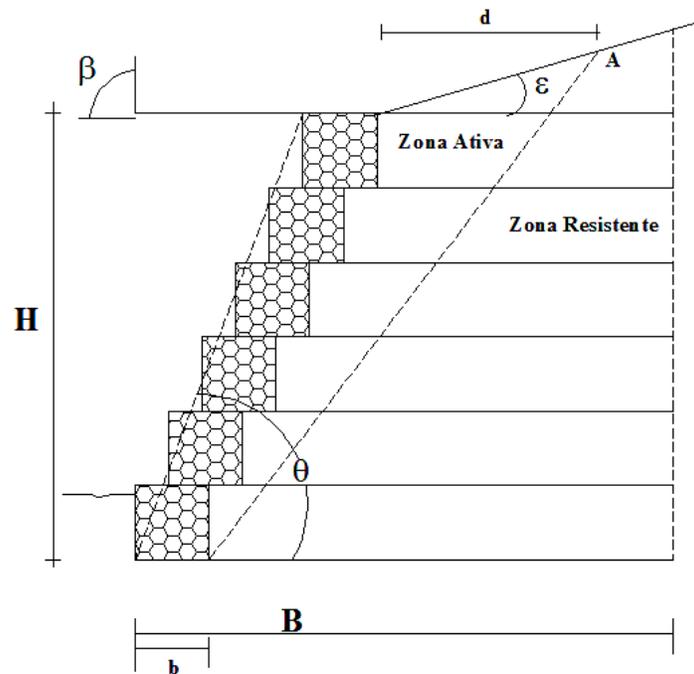


Figura 2.18 – Área de máxima tensão de corte (sujeita a plastificação).

Nas estruturas com paramento externo em degraus a distância (d) entre o paramento interno e a linha de separação entre zona ativa e resistente vale a uma profundidade (z) da crista da estrutura:

$$d = R_0 \tan(45 - \varphi/2)(H - z) \quad (2.6)$$

Onde:

d distância entre o paramento interno e a linha de separação entre zona ativa e resistente

$$R_0 = (\theta - \varphi) / (\pi/2 - \varphi)$$

H Altura do muro

z Cota até a crista da estrutura

φ Ângulo de atrito interno do solo que constitui o Terramesh®

θ Inclinação do paramento externo ($>70^\circ$)

2.6.2 Dimensionamento de Estrutura Terramesh®

2.6.2.1 Conceitos Gerais

Para o cálculo de uma estrutura Terramesh® podem ser propostos diversos métodos mais ou menos conhecidos nas literaturas do gênero obtendo-se fatores de segurança com diversos graus de aproximação.

Os testes demonstraram que as tensões de tração nos reforços apresentam um ponto de máximo, e que o lugar das tensões máximas entre reforço e solo no plano da seção, resulta aproximadamente uma espiral logarítmica, com forma mais arredondada tendendo a um arco de circunferência no caso de paramentos inclinados (Figura 2.15).

O ponto de partida das espirais logarítmicas junto ao pé da estrutura está muito próximo ao paramento externo, isto se deve essencialmente a dois aspectos fundamentais que caracterizam o Sistema Terramesh®.

- a) Continuidade estrutural entre reforço e paramento externo (gabiões), caracterizado pelo painel de reforço que atravessa o terreno, o paramento de pedras, e envolve externamente a fachada da estrutura num único pano de malha;

- b) A relativa homogeneidade entre os materiais que constituem o bloco Terramesh® e paramento externo. De fato o solo compactado e as pedras utilizadas para o enchimento do paramento apresentam características similares (peso próprio, atrito interno, etc.) e, portanto são caracterizados por estados de deformação comparáveis entre si. Como consequência a propagação de tensões nos reforços continua a existir mesmo quando se passa do terreno aos agregados que compõem o paramento.

Os métodos de cálculo conhecidos e apresentados nas literaturas podem ser classificados da seguinte maneira:

- Tipo A - Métodos de acordo com as teorias de obras de contenção a gravidade (Coulomb, Rankine).
- Tipo B - Métodos de Equilíbrio Limite (Bishop, Jambu, Sarma, etc.).
- Tipo C - Métodos “Mistos” Equilíbrio Limite – plástico (Working Stress Deseng, etc.).
- Tipo D - Métodos dos Elementos Finitos.

Os métodos do tipo A, muito conhecidos e difundidos em literaturas técnicas no campo das obras de contenção, a experiência sobre obras realizadas e as provas efetuadas até hoje demonstram que os resultados obtidos adaptando estas teorias a projetos de solo reforçado conduzem a resultados (dimensionamentos) a favor da segurança e muito conservadores.

Existe, porém, alguns limites de validade para essas teorias devido à esquematização dos cálculos relativamente simples (terreno em uma camada, sem a presença de lençol freático, solo não coesivo, terreno a conter com superfície constante, etc.). Outros limites dizem respeito à inclinação do paramento externo da estrutura que deverá ser o mais vertical possível ($\beta < 5^0 - 10^0$) de modo que se possa mobilizar o empuxo ativo à montante do maciço estrutural.

Finalmente será necessário verificar, sobretudo nos casos de perfis de terreno onde a estrutura é posicionada à meia encosta, a estabilidade global do conjunto talude/estrutura na

possibilidade de escorregamentos mais extensos e profundos, não estando este tipo de verificação prevista nesses métodos.

Mesmo os métodos do tipo B, conhecidos nas literaturas técnicas como métodos de Equilíbrio de Lamelas de Solo, podem conduzir a fatores de segurança ligeiramente conservadores se comparados às reais necessidades dos solos, porém sua vantagem com respeito aos métodos do tipo A está no fato de que simulam os possíveis mecanismos de escorregamento (superfície circular, espiral logarítmica, etc.) de forma mais realista e permitem a consideração de situações de carga e geometria de terrenos mais complexos.

O limite de validade dessas teorias consiste no fato de que as superfícies são examinadas na situação de eminente colapso, que por hipótese se assume que ocorra, teoricamente, no campo elástico. Esta hipótese na realidade não considera o fenômeno de plastificação do solo nem a congruência das deformações entre terreno e reforço que continua a se verificar mesmo no campo plástico até a ruptura do reforço.

Com relação aos métodos do tipo C, existem ainda muitas limitações nas suas hipóteses fundamentais (definições da superfície de escorregamento, características do solo, etc.). Estes métodos pressupõem que exista uma zona crítica no interior da possível superfície de ruptura que se plastifica e, portanto solicita os reforços em virtude de suas capacidades naturais de ancoragem. Em tal zona crítica vem imposta a congruência das deformações entre solo e reforço. Os algoritmos de cálculo são, em geral, relativamente simples enquanto se baseiam sobre princípios já conhecidos do equilíbrio limite. Resta porém aprofundar a validade das hipóteses de base sobre a compatibilidade tensões-deformações no caso de solos de diversas características geomecânicas.

Os métodos do tipo D representam, certamente, de um ponto de vista analítico, a solução mais completa e provavelmente simulam o comportamento de estruturas de maneira mais realista se comparado aos anteriormente expostos. O único limite está no fato de que é necessário, para a obtenção de resultados aceitáveis e esperados, descrever o problema a ser analisado da forma mais completa possível (dados sobre o solo, sua homogeneidade, eventuais anisotropias, etc.).

A falta freqüente de dados precisos e completos durante a fase de projeto e a relativa complexidade dos algoritmos de cálculo desenvolvidos pelo método (geração de retículas, limites, etc.) fazem com que, por enquanto, estes métodos sejam ainda relativamente pouco

difundidos e geralmente empregados em análises numéricas específicas (provas sobre modelos, etc.).

Os métodos de cálculo dos tipos A e B, foram adotados nesta dissertação, para verificação da estrutura Terramesh®.

2.6.2.2 Análises de Estabilidade Externa e Interna

Quando se deseja fazer um dimensionamento preliminar de uma estrutura Terramesh®, lança-se mão dos métodos do tipo A, levando em conta os limites de aplicação dos mesmos. As análises de estabilidade da estrutura como obras de contenção são efetuadas conforme a teoria de Coulomb, que admite o maciço como indeformável, mas que se rompe segundo superfícies de ruptura planas formadas no interior do mesmo. Este método, ao contrário da teoria de Rankine, permite considerar o atrito entre a estrutura de arrimo e o solo, além de possibilitar a análise da estrutura com o paramento não vertical.

Considerando o exposto nos itens anteriores e os limites de validade do método proposto, o cálculo prevê dois tipos de análises:

- Análise de estabilidade externa.
- Análise de estabilidade interna.

2.6.2.3 Análise da Estabilidade Externa

A análise da estabilidade externa é a mesma adotada para muros de gravidade convencionais e prevê três tipos de verificações:

- Segurança contra o deslizamento da estrutura ao longo da base.
- Segurança contra o tombamento do bloco reforçado.
- Segurança contra a ruptura e deformação excessiva do solo de fundação.

A verificação da estabilidade externa é feita através da análise dos esforços externos (empuxo de solo, sobrecarga, etc.) que agem sobre a estrutura Terramesh® (Figura 2.19).

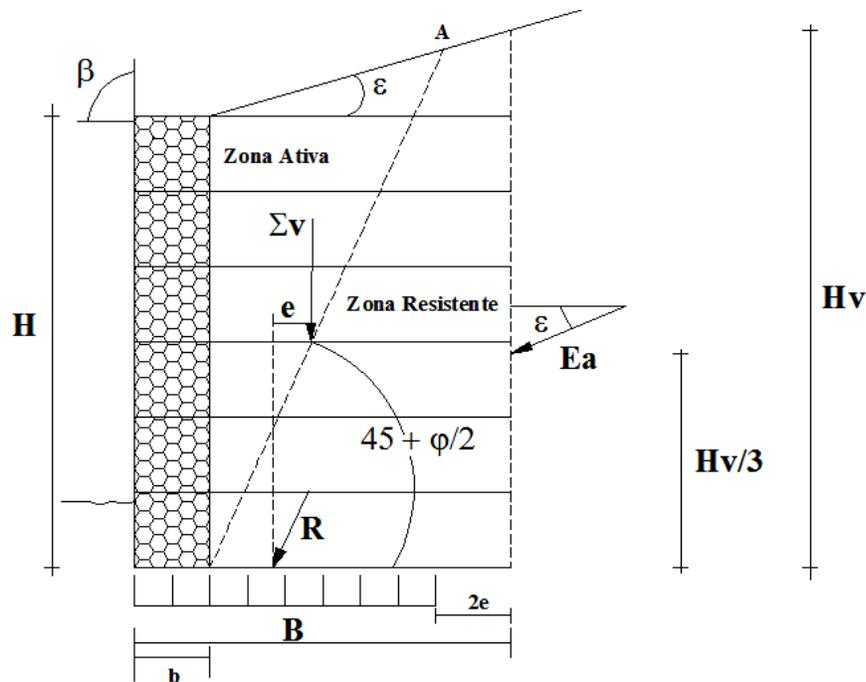


Figura 2.19 – Esquema de forças atuantes em uma estrutura Terramesh®.

Considera-se o empuxo ativo (E_a), que é calculado utilizando o coeficiente de empuxo ativo (k_a) da teoria Coulomb, no caso em que o ângulo de inclinação (δ) do empuxo ativo (E_a) é igual ao ângulo (ϵ) de inclinação da superfície do terreno a conter (hipótese de Rankine).

O cálculo do empuxo ativo apresenta as seguintes condicionantes:

- Inclinação do terreno a montante da obra constante.
- Profundidade do plano de fundação nula.
- Solo homogêneo, sem coesão.
- Inexistência de superfícies freáticas ou de nível d'água a jusante da obra.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_n \cdot H_v^2 \cdot k_a \quad (2.7)$$

Onde:

E_a Empuxo ativo

γ_n Peso específico do solo natural

H_v Altura virtual do muro.

k_a Coeficiente de empuxo ativo que vale:

$$\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \varepsilon) \left[1 + \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sqrt{\frac{\sin(\phi + \varepsilon) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \varepsilon) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}}} \right]^2 \quad (2.8)$$

Onde:

ϕ Ângulo de atrito interno do solo natural

ε Ângulo de inclinação da superfície do terreno a conter

β Ângulo de inclinação do paramento externo da estrutura

O empuxo ativo apresentará uma inclinação igual ao ângulo (ε) com respeito à horizontal. A única força atuante na horizontal será aquela gerada pela componente horizontal do empuxo ativo ($E_a h = E_a \cos \varepsilon$) que vale:

$$\Sigma H = E_a \cos \varepsilon \quad (2.9)$$

Onde :

ΣH Somatório das forças horizontais

As forças resistentes serão as seguintes:

$$\Sigma V = P_t + P_{sc} + P_0 + E_a \cdot \text{sen} \varepsilon \quad (2.10)$$

Onde :

ΣV Somatório das forças resistentes

P_t Peso do bloco reforçado (solo + gabiões)

P_{sc} Peso devido à sobrecarga.

P_0 Peso do terreno inclinado (caso exista).

$E_a \cdot \text{sen} \varepsilon = E_a \cdot \text{sen} \varepsilon$ Componente vertical do empuxo ativo

Momento atuante (Ma):

$$Ma = E_a \cdot \cos \varepsilon \cdot \frac{H_v}{3} \cdot \left(\frac{H_v + 3 \cdot H_s}{H_v + 2 \cdot H_s} \right) \quad (2.11)$$

Onde :

H_s Altura de solo equivalente.

Momento resistente (Mr):

$$Mr = P_t \cdot b_{pt} + P_{sc} \cdot b_{psc} + P_0 \cdot b_{p0} + E_a \cdot \text{sen} \varepsilon \left(B + \frac{H_v}{3} \cdot \frac{H_v + 3 \cdot H_s}{H_v + 2 \cdot H_s} \right) \cdot \tan \beta \quad (2.12)$$

Onde:

b_{pt}, b_{psc}, b_{p0} braços de momento dos respectivos pesos.

A excentricidade (e) da resultante será definida por:

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{Mr - Ma}{\Sigma V} \right) \quad (2.13)$$

As tensões na base são calculadas através de Meyerhof (1951), na hipótese de distribuição uniforme das tensões verticais (σV) sobre a base efetiva $B - 2e$ (Figura 2.19).

$$\sigma V = \frac{\Sigma V}{(B - 2.e)} \quad (2.14)$$

No pré-dimensionamento da estrutura Terramesh® a fabricante aconselha normalmente a adoção de $B = 0,6$ a $0,8 H$, para uma primeira tentativa de cálculo. A partir desta configuração deve-se efetuar os cálculos dos seguintes fatores de segurança:

- Segurança contra o deslizamento (FS_d):

$$FS_d = \frac{\Sigma V \cdot \tan \varphi}{\Sigma H} \geq 1,5 \quad (2.15)$$

- Segurança contra o tombamento (FS_t):

$$FS_t = \frac{Mr}{Ma} \geq 2,0 \quad (2.16)$$

- Segurança contra a ruptura do solo de fundação (FS_r):

$$FS_r = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_v} \geq 3,0 \quad (2.17)$$

Onde:

σ_{adm} Tensão admissível do solo de fundação

2.6.2.4 Análise da Estabilidade Interna

As análises de estabilidade interna da estrutura Terramesh® tem por objetivo determinar o comprimento mínimo e o espaçamento vertical entre reforço (neste caso entre os painéis de malha).

No cálculo, para cada painel de reforço são efetuados dois tipos de verificações:

- Resistência contra a ruptura da malha.
- Comprimento de ancoragem necessário para cada malha.

Para determinação do comprimento mínimo para os painéis de reforço se adota a seguinte hipótese:

- A linha de separação entre zona ativa e resistente é uma reta, em função do que já foi explicado no item 2.6.1.4. De uma maneira conservadora esta linha se inicia no extremo inferior interno do paramento. Esta hipótese é considerada a favor da segurança, para um pré-dimensionamento, porém, sabe-se que a malha atravessa o terreno e o paramento com continuidade (como explicado anteriormente) e, portanto a transmissão dos esforços ocorre sobre seu comprimento, inclusive ao longo do paramento.

A tensão que age, sobre o reforço na enésima camada (Figura 2.20) será determinada pela equação:

$$\sigma_s = \sigma_{vn} \cdot k_a \cdot \Delta H \quad (2.18)$$

Onde:

σ_s Tensão sobre o reforço

k_a Coeficiente de empuxo ativo

σ_{vn} Pressão normal que age na cota do enésimo reforço

ΔV Espaçamento vertical entre malhas

Com relação ao valor de (k_a), podemos considerar:

- Para paramentos verticais ou muito próximos à vertical ($\beta > 84^\circ$) o valor de k_a vale:

$$k_a = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}} \quad (2.19)$$

Onde:

ε Ângulo de inclinação da superfície do terreno a conter

φ Ângulo de atrito do solo que compõe o maciço Terramesh®

No caso de paramentos mais inclinados ($\beta < 84^\circ$), ou seja, com degraus, o valor de k_a vale:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta - \varphi)}{\text{sen}\theta \cdot (\text{sen}\theta + \text{sen}\varphi)^2} \quad (2.20)$$

Onde:

β Ângulo de inclinação do paramento externo da estrutura

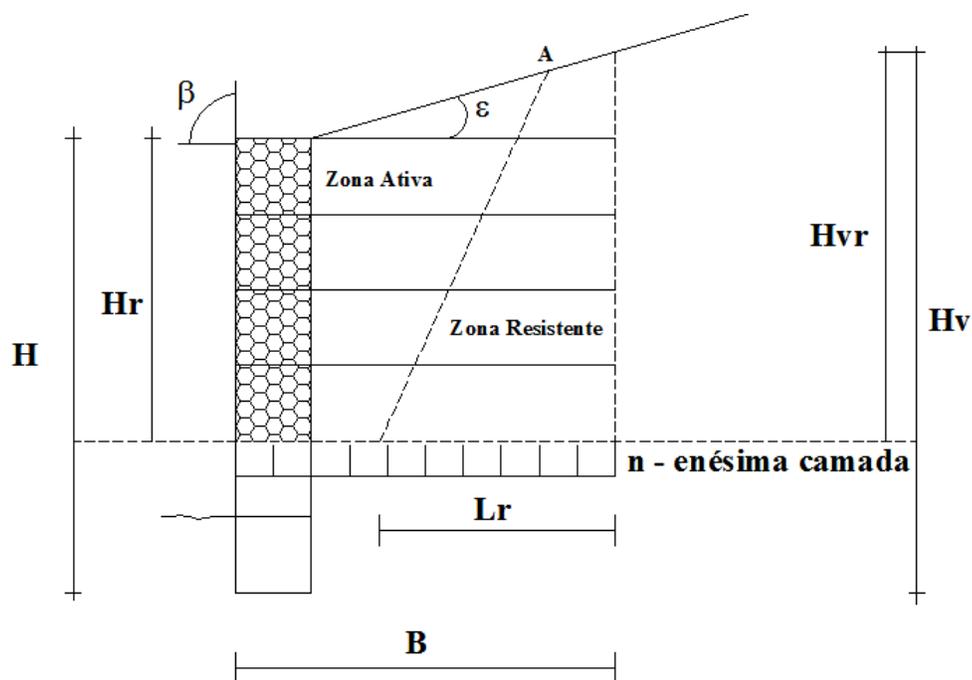


Figura 2.20 – Esquema de forças atuantes sobre o enésimo reforço.

Determinado o valor de (σ_s) se poderá efetuar as seguintes verificações:

- Resistência das malhas a ruptura (τ_{RUP}).

$$\tau_{RUP} = \frac{Q_{Rup}}{\sigma_s} \quad (2.21)$$

Q_{Rup} é a carga máxima que a malha pode absorver e o seu valor corresponde a 38 kN/m. Este valor corresponde à resistência à tração máxima (sem fenômeno de creeping) que pode ser absorvida pela malha no solo compactado, que é de 47kN/m, minorado por um fator de segurança de 1,24, que leva em consideração eventuais danos ao revestimento de PVC, nos casos em que se utilizam materiais de elevada granulometria na composição do maciço Terramesh®.

- Capacidade de ancoragem das malhas (τ_{ANC}).

$$\tau_{ANC} = \frac{Q_L}{\sigma_s} \quad (2.22)$$

Onde:

Q_L Corresponde a carga limite de ancoragem que na cota do enésimo reforço vale:

$$Q_L = \sigma_{vn} \cdot 0,91 \cdot L_R \quad (2.23)$$

Onde:

σ_{vn} Pressão normal que age na cota do enésimo reforço

L_R É o comprimento de ancoragem na zona resistente e vale para cada nível:

$$L_R = (B - b) + (H - z_n) \cdot \tan \beta - (H - z_n) \cdot \tan(45 - \phi/2) \quad (2.24)$$

Se houver necessidade de se elevar o coeficiente de segurança contra ruptura das ancoragens, pode-se adotar as seguintes medidas:

- Reduzir o espaçamento entre reforços (aumentar a densidade de armadura), isto reduzirá a tração sobre cada reforço.
- Sobrepor vários reforços num mesmo nível de ancoragem (duas ou mais). Os testes comprovaram que a capacidade de ancoragem não aumenta de modo relevante, porém a resistência total à tração pode ser assumida como sendo a soma das resistências de cada reforço.

2.6.2.5 Análise de Estabilidade Global

No dimensionamento de uma estrutura Terramesh® deve ser efetuada uma análise de forma a garantir a estabilidade global do conjunto solo / estrutura Terramesh®. Esta análise deve ser feita principalmente pelo fato dessas estruturas serem implantadas à meia encosta, gerando sobrecargas no talude, o que pode desencadear outros mecanismos de ruptura, tais como escorregamentos extensos e profundos, particularmente quando há camadas de solo mais fraco.

Para este tipo de análise utilizam-se os métodos de Equilíbrio Limite (tipo B). No caso do presente trabalho adotou-se, na análise de estabilidade global da estrutura Terramesh®, os métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern e Price. Estes métodos foram adotados em função da superfície ruptura identificada no campo, apresentar-se mais próxima da forma circular.

As análises são realizadas avaliando-se um número adequado de superfícies e as mesmas devem representar os possíveis mecanismos de ruptura de aterro.

Para cada superfície avaliada a porção de terreno acima desta é subdividida em “n” fatias verticais como indicado na Figura 2.21 abaixo.

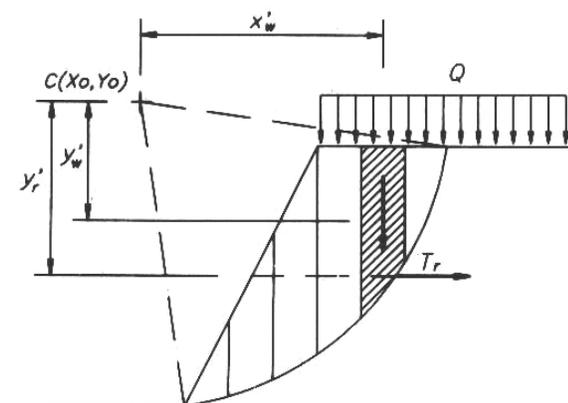


Figura 2.21 – Método das fatias.

Em cada fatia é aplicado um sistema de forças (Figura 2.22) composto por ações mútuas, peso próprio, sobrecarga, força resistente cuja resultante, pela condição de equilíbrio, é nula.

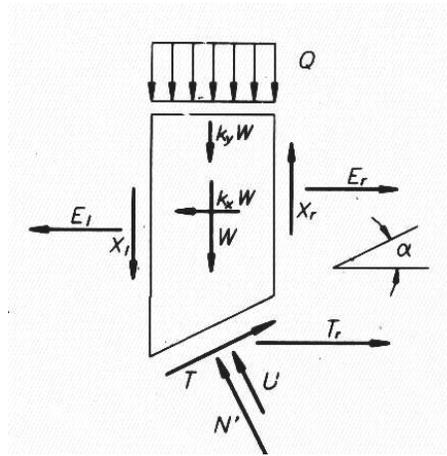


Figura 2.22 – Sistema de forças atuantes em uma fatia genérica.

O conjunto das condições de equilíbrio constitui um sistema de equações lineares cuja solução permite determinar, para cada superfície, o fator de segurança FS , determinado a partir da relação entre o momento resistente devido às forças tangenciais, que se opõem à rotação, e o momento atuante devido às ações do peso, cargas, etc. Examinando, em detalhe, as equações de equilíbrio com relação às forças atuantes em cada fatia (Figura 2.22), é possível escrever:

Equilíbrio à transição vertical:

$$T_m \sin \alpha + (N' + U) \cos \alpha - (W + k_y W + Q) + (X_r - X_l) = 0 \quad (2.25)$$

Igualdade das forças tangenciais:

$$X_r - X_l = 0 \quad (2.26)$$

Com base no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, é possível exprimir a ação limite T_L em função dos parâmetros de resistência:

$$T_L = c' + N' \tan \phi' \quad (2.27)$$

E portanto a resistência mobilizada T_m em função da ação limite:

$$T_m = T_L / FS \quad (2.28)$$

Substituindo as equações (2.26, 2.27 e 2.28) na equação (2.25) se obtém:

$$[(c' + N' \tan \varphi') / FS] \sin \alpha = (N' + u) \cos \alpha - (W + k_y W + Q) = 0 \quad (2.29)$$

Logo é possível exprimir a ação normal da seguinte forma:

$$N' = [(W + k_y W + Q) - (c' + N' \tan \varphi') / FS \sin \alpha] \cdot (1 / \cos \alpha + \tan \varphi' / FS) \quad (2.30)$$

Para o sistema completo se impõe o equilíbrio global à rotação em torno de um ponto P (ponto de giro):

$$M_m + M_N + M_{ref} - M_E = (M_T / FS) + M_N + M_{ref} - M_E = 0 \quad (2.31)$$

Onde:

M_m Contribuição da resistência mobilizada ao longo da superfície de escorregamento:

$$M_m = M_T / FS = \Sigma(T_i b_T) / FS = \Sigma[(c' + N' \tan \varphi') b_T] / FS \quad (2.32)$$

M_N Contribuição das ações normais:

$$M_N = \Sigma[(N' + u)] b_N \quad (2.33)$$

M_{ref} contribuição dos elementos de esforço

$$M_{ref} = \Sigma(T_r y'_r) \quad (2.34)$$

M_E contribuição das ações externas (peso, efeito sísmico, cargas distribuídas, etc.)

$$M_E = \Sigma[(W + k_y W)x'_w + (k_x W)y'_w Qx'_q] \quad (2.35)$$

Nos termos da equação (2.31) com b_T e b_N são indicados os braços das forças tangenciais e normais, e com x' e y' os braços das forças que têm linhas de ação vertical e horizontal. Da equação (2.31) é imediata a determinação do fator de segurança FS :

$$FS = M_T / (M_E - M_N - M_E) \quad (2.36).$$

Observa-se que:

- a) No caso de superfície de escorregamento circular com P coincidente com o centro da superfície de ruptura, o momento M_N é nulo;
- b) O momento resistente M_N é função da ação normal N' , em cuja expressão intervém o fator FS (equação 2.30). Portanto se faz necessário o cálculo por meios iterativos para se determinar o fator de segurança FS .

2.6.2.6 Ações Devido à Presença das Malhas de Reforço

A contribuição das malhas de reforço é introduzida no cálculo somente se estas interseccionam a superfície de escorregamento (plano de ruptura). Nestes casos esta contribuição é adicionada às forças horizontais que agem sobre as lamelas. O valor de tais forças é determinado escolhendo-se o menor entre os valores de resistência à ruptura da rede τ_{RUP} e o valor da resistência ao escorregamento (arrancamento) desta do interior do

terreno τ_{ANC} . O primeiro é praticamente constante, o segundo varia linearmente com o comprimento do trecho de reforço que se encontra ancorado além da superfície de escorregamento.

$$T_r = \tau_r A_r = \tau_r \rho L_r \quad (2.37)$$

$$\tau_r = f_r \cdot \sigma'_{vr} = f_r \cdot \gamma'_r \cdot Z_r \quad (2.38)$$

Onde:

- A_r Área de superfície de contato entre terreno e reforço;
- ρ Perímetro de contato;
- L_r Comprimento de reforço além da linha de escorregamento; (figura 36).
- τ_r Resistência unitária ao escorregamento (arrancamento);
- σ'_{vr} Tensão vertical eficaz;
- f_r Coeficiente de resistência ao longo da superfície de contato;
- γ'_r Peso específico do terreno;
- Z_r Cota do reforço com respeito ao plano de apoio da estrutura.

A carga máxima que pode absorver a malha é assumida como sendo $47/1,24 = 38\text{kN/m}$ onde 47kN/m é a carga máxima que pode ser absorvida pela malha no terreno compactado e $1,24$ é um fator parcial de segurança que se introduz como uma ulterior margem para ter em conta eventuais danos ao revestimento de PVC, nos casos em que se utilizam materiais de elevada granulometria (acima da aconselhada) para a constituição do maciço Terramesh® que, na pior situação, se traduz depois de anos em perda localizada de resistência do esforço.

2.7 Efeito da Compactação em Solos Reforçados

Iturri (1996) cita como procedimento usual na modelagem de um aterro compactado a utilização de um processo de densificação no qual se aumenta a rigidez do solo. No entanto, Seed e Duncan (1986), demonstram que, em determinadas configurações estruturais, as tensões horizontais induzidas pela compactação podem ser significativas para o comportamento global da obra.

Mello (1982) considera o solo compactado como um solo pré-adensado com as seguintes características:

Compressibilidades e resistências reconhecidamente diferenciadas abaixo e acima da tensão de pré-adensamento.

Diferenciação dos comportamentos pré-adensados e sobreadensados.

Um elemento de solo em um maciço compactado tem o registro da tensão de pré-adensamento, retendo uma proporção desta na forma de tensões residuais internas.

Para uma mesma energia de compactação diferentes solos são relativamente homogeneizados para pressões abaixo da tensão de pré-adensamento.

Assim sendo, verifica-se que a compactação incrementa o estado de tensões no solo durante e após a compactação, e este incremento não deve ser desprezado uma vez que a resistência e as deformações no solo são dependentes do nível de tensões existentes no mesmo.

Em se tratando de solos reforçados, parte do esforço de compactação é transferido para os reforços aumentando os esforços de tração nos mesmos. Este efeito é mais acentuado nas camadas superiores do reforço (Schlosser, 1990).

Ehrlich e Mitchell (1994), através de análises paramétricas, mostraram que quanto maior for a rigidez relativa reforço-solo e maiores as tensões induzidas no solo pela compactação, maiores serão os esforços transferidos para os reforços.

3 CARACTERIZAÇÃO DE FLORIANÓPOLIS

Este capítulo tem por objetivo apresentar de uma forma genérica o município onde encontra-se localizado o solo reforçado, objeto de estudo, descrevendo sucintamente os aspectos físicos, geológicos, geomorfológicos, pedológicos e geotécnicos, que caracterizam este município.

3.1 Apresentação do Município de Florianópolis

O município de Florianópolis está localizado entre os paralelos de 27°10' e 27°50' de latitude sul, e entre os meridianos de 48°25' e 48°35' de longitude a oeste de Greenwich. A figura 3.1 mostra o mapa de situação do município de Florianópolis .

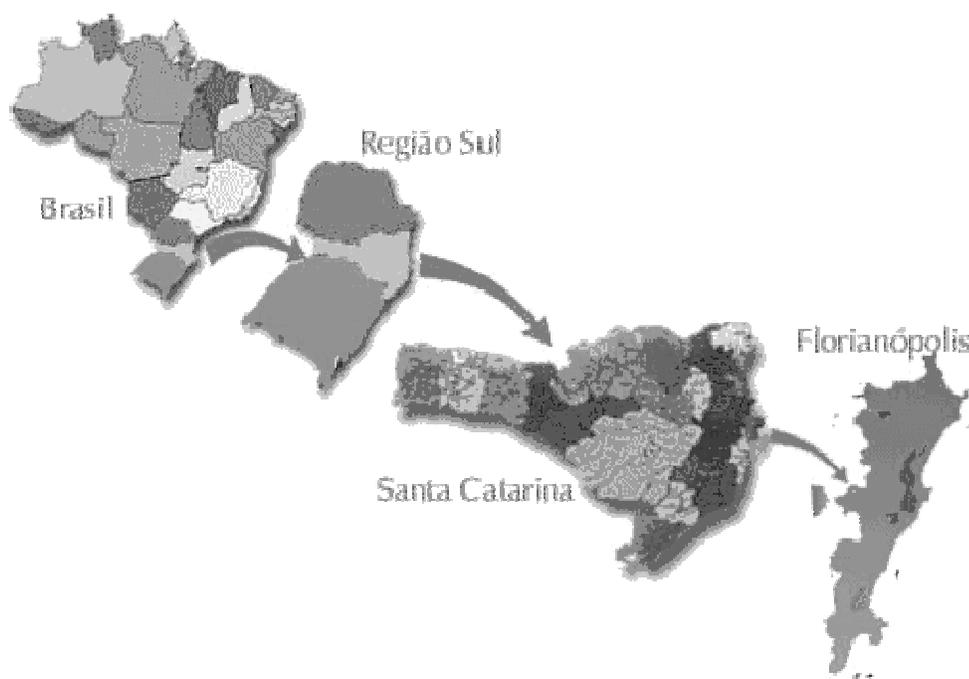


Figura 3.1 – Mapa de situação de Florianópolis.

Seu cenário natural encontra-se composto por praias, promotórios, costões, restingas, manguezais e dunas. Sua morfologia é descontínua, formada por cristas montanhosas que chegam a 532m de altitude no morro do Ribeirão da Ilha.

Florianópolis com uma área de 451 km², encontra-se dividida em duas porções terra uma localizada na parte insular, com uma área de 438,90 km², e a outra na parte continental, com 12,10 km². Na área urbana insular estão os bairros: Agrônômica, Centro, Córrego Grande, Pantanal, Costeira do Pirajubaé, Itacorubi, João Paulo, Monte Verde, Saco Grande, José Mendes, Saco dos Limões, Pantanal, Santa Mônica e Trindade. Na área urbana continental encontram-se: Balneário, Canto, Capoeiras, Coloninha, Estreito, Itaguaçu, Coqueiros, Bom Abrigo, Abraão, Jardim Atlântico, Monte Cristo.

Unindo as duas porções do município temos três pontes, Governador Hercílio Luz (desativada para o tráfego) , Governador Colombo Machado Sales e Governador Pedro Ivo Campos. O canal sob as pontes é estreito, tem 500 m de largura com uma profundidade que já atingiu 28 m, formando duas baías: norte e sul.

Os limites geográficos do município estão assim configurados: a porção insular a leste é banhada pelo oceano atlântico, ao norte pela baía norte e ao sul pela baía sul, e com a porção localizada na área continental, limitando-se a oeste com o município de São José.

3.2 Clima e Vegetação

Florianópolis, como também a região do aglomerado urbano de Florianópolis, é dotada de um clima mesotérmico umido, sem estação seca, com precipitações distribuídas por todo o ano, havendo, porém, momentos de chuvas torrenciais de verão e chuvas de inverno acompanhadas de vento sul, não apresentando deficiências hídricas e contendo bons índices de excedentes hídricos.

A pluviosidade é bem distribuída durante todo ano, devido as atuações do relevo, e fundamentalmente da Massa Tropical Atlântica, dominando na primavera e verão e da Massa de Ar Polar Atlântica, com maior frequência nos meses de outono e inverno.

- Temperatura (°C) - Média: 20,4° Máxima: 40° Mínima: 3°.
- Umidade Relativa Média: 80% (considerado úmido, segundo o quadro da proposta climática de Thornthwaite e Mather).
- Índice Pluviométrico Anual: 1.200mm.

Segundo dados do IPUF - Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis (1998), a Ilha de Santa Catarina possui diferentes tipos de formações vegetais, de acordo com o tipo do solo e relevo. Dessa forma, nas encostas do maciço cristalino, a cobertura vegetal é de Floresta Ombrófila Densa (Floresta Pluvial de Encosta Atlântica). Tendo em vista os diferentes tipos de ações do homem sobre a vegetação, hoje se encontra na Ilha este tipo de vegetação desde áreas em estágios iniciais de regeneração (capoeirinha) até matas secundárias regeneradas. Também ocorrem áreas de mata primária pouco alterada, que sofreram apenas a retirada parcial e seletiva de algumas espécies de interesse econômico.

Nas planícies arenosas do quaternário, a cobertura vegetal é constituída por formações de restinga – arbustiva, sub-arbórea ou arbórea, dependendo do tipo de formações de solo e do uso que se procedeu sobre ele. Além da Floresta Atlântica e das restingas, ocorrem ainda formações de vegetação fixadora de dunas e manguezais, com sua vegetação típica.

3.3 Geomorfologia

A geomorfologia do município de Florianópolis possui uma única Unidade Geomorfológica: Serras do leste Catarinense. Constituída por uma sequência de maciços rochosos cristalinos dispostos de forma sub-paralela, orientados predominantemente no sentido NE-SW, atualmente, representados pelos morros, interligados por áreas planas constituídas por sedimentos marinhos, lacustres, eólicos e fluviais, que, hoje, constituem as planícies.

Os terrenos cristalinos, Pré-Cambrianos, formam as partes mais elevadas da ilha, com altitudes variando de 180 a 519 m, tendo como pontos culminantes o Morro do Ribeirão ao sul, com 519 m e o Morro da Costa da Lagoa ao norte, com 493 m de altitude.

As áreas planas são ocupadas, principalmente, por lagoas costeiras, campos de dissipação de dunas, cordões arenosos e zonas de mangues.

3.4 Geologia

Santos (1997) descreve que: “A geologia da ilha de Santa Catarina pode ser descrita como um conjunto de rochas cristalinas, granitóides e vulcanitos associados, representando o Ciclo Tectônico Brasileiro, cortados localmente por diques de diabásio de idade Juro-

Cretácica, sobrepostos por coberturas sedimentares recentes, relativas aos eventos Terciários/Quaternários. As rochas cristalinas (ígneas) constituem os morros, formando um conjunto de elevações grosseiramente alinhados na direção NE, ao longo de toda a Ilha, conferindo a esta, um aspecto alongado como uma cunha. Esses morros servem como anteparos para o acúmulo de material sedimentar, comumente retrabalhados, muitas vezes derivados dos próprios morros”.

A geologia do município de Florianópolis, foi descrita por Coitinho et al. (1981) na escala 1:50.000 e Caruso Jr. (1993) na escala 1:100.000.

Uma descrição sucinta das litologias encontradas no município de Florianópolis, é apresentada a seguir:

Quaternário (*Holoceno e/ou Pleistoceno*)

Esporões arenosos, cristas de praia progradantes; sambaquis; depósitos de manguezais; depósitos de turfas; depósitos eólicos; depósitos lagunares; depósitos transicionais lagunares e depósitos marinhos praias.

Terciário / Quaternário

Depósitos de Encosta

Os depósitos de encostas são acumulações de material detrítico, compostos por seixos e partículas do tamanho de grãos de areia, angulosos, emersos em uma matriz sílico argilosa, provenientes do intemperismo de rochas graníticas que compõem os morros da ilha. Estes depósitos podem ter uma espessura que pode variar de centímetros a metros e ação climática subtropical atuante sobre os mesmos, geralmente produz solos bem desenvolvidos.

Jurássico / Cretáceo

Diques de Diabasio

A Formação serra Geral é representada na ilha sob a forma de diques de diabásio, de espessuras e comprimentos variados. Estes diques encontram-se sempre encaixados nos granitóides da ilha, preenchendo falhas e fraturas cuja direção principal é NE-SW e secundariamente NW-SE.

Proterozoico Superior ao Eo-Paleozoico (*Ciclo tectônico Brasileiro*)

Magmatismo Pós Tectônico

Riolito Cambirela

O Riolito Cambirela possui cor cinza escuro ou vermelho escuro, textura porfirítica, granulometria variando de grosseira a fina e a sua mineralogia apresenta k-feldspato, quartzo e plagioclásio, secundariamente a biotita.

Esta rocha é a expressão vulcânica do Granito e Itacorubi e ocorre na região sul da ilha, principalmente entre a Armação e Pântano do Sul, secundariamente no Morro da Cruz, Morro do Campeche, Ratonas e Ribeirão da Ilha.

Granito Itacorubi

Este tipo de granito ocorre encaixado em zonas de falha de direção predominantemente NE, sendo de expressão marcante nos morros da Cruz, Cacupé e Sambaqui.

São monzonitos a sienogranitos, com cor castanho médio a cinza, por vezes esverdeado, de textura heterogranular média, em alguns locais podendo ser fina, com cristais de feldspato alcalino de cor castanho esverdeado, apresentando, também, textura subvulcânica, pelos agregados máficos microcristalinos. O quartzo ocorre como pequenos cristais anédricos, vítreos, intersticiais. O plagioclásio possui cor castanho, ocorrendo como cristais

subédricos. As biotitas ocorrem de forma pronunciada na rocha, conferindo um aspecto escuro à rocha.

Associados a esses granitóides são comuns diques de riolito e diabásio encaixados segundo a zona de falha.

Granitóide Paulo Lopes

Este granito ocorre em pontos isolados na porção nordeste da ilha, como na ponta dos Ingleses e das Aranhas. Compõe-se, principalmente, por granodioritos de cor cinza escura, com textura porfirítica, com cristais de feldspato alcalino. A mineralogia consiste de quartzo, plagioclásio, feldspato alcalino, biotita e, secundariamente, muscovita.

As porções mais deformadas dessas rochas ocorrem sob a forma de gnaisses, principalmente no costão sul da praia do Santinho, evidenciando um aumento na taxa deformacional.

Granito São Pedro de Alcântara

Este tipo de rocha granítica aflora principalmente na região do rio Tavares, ao sul da Lagoa da Conceição.

É composto petrograficamente por monzogranitos e granodioritos. São rochas de textura porfirítica média a grossa, com fenocristais freqüentes de k-feldespato e ocasionais de plagioglásio. Nos trabalhos de campo realizados por Santos (1997) em Florianópolis, este granito não foi identificado, não fazendo parte do mapa geotécnico desse município.

Granito Ilha

Segundo Caruzo Jr. (1993), a maior parte das rochas da Ilha de Santa Catarina são compostas por esse granitóide, ocupando aproximadamente 90% das ocorrências rochosas da Ilha.

O Granito Ilha apresenta granulação média a grosseira. Mineralogicamente é constituído por plagioglásio, k-feldespato, quartzo e biotita.

Os modelos geomorfológicos apresentados pelo Granito Ilha são de morros altos,

fortemente dissecados, com encostas íngremes, onde afloram principalmente matacões de médio a grande porte. Os afloramentos mais extensos ocorrem nas encostas, junto ao mar e nos topos dos morros. Esses afloramentos apresentam-se intensamente alterados, o que dificulta a amostragem dessas rochas. A cor é sempre rosa ou cinza claro.

Santos (1997) observou, em seus trabalhos de campo, que o granito Ilha apresenta pouca variação textural, sendo isótropo, de composição mineralógica homogênea ao longo da Ilha.

Formação Serra Geral

É representado na ilha sob a forma de diques de diabásio, de espessuras e comprimentos variados, ocorrendo sempre encaixados nos granitóides da ilha, preenchendo falhas e fraturas cuja direção principal é NE-SW e secundariamente NW-SE.

3.5 Unidades Geotécnicas

As Unidades Geotécnicas definidas para o município de Florianópolis foram resultado da elaboração de um Mapa de Unidades Geotécnicas, produto do cruzamento dos Mapas Pedológico e Geológico do município, conjuntamente com ensaios de laboratório e observações de campo, objeto da Tese de Doutorado de Santos (1997).

As unidades Geotécnicas para o Município são:

PVg1 – Associação Podzólico Vermelho Amarelo Tb + Podzólico Vermelho Escuro Tb substrato granito, relevo forte e ondulado.

Associação de Podzólico Vermelho-Amarelo Tb + Podzólico Vermelho-Escuro, substrato granito, relevo forte ondulado e ondulado.

São solos oriundos do Granito Ilha e de maior ocorrência na Ilha. É o tipo de solo no qual a ocupação urbana tem causado os maiores problemas de estabilidade de encostas. O perfil típico pode apresentar toposequência, desde o horizonte A ao R, passando pelo B, B/C, C e RA.

O horizonte B geralmente apresenta coloração vermelho-amarelada e espessura na

ordem 1 a 3m.

O horizonte C apresenta cores rosadas e amareladas e espessuras que chegam a 25m. Exibe a estrutura da rocha, mostrando os planos de falha e fraturas dela remanescentes, sob a forma de veios argilizados. Normalmente as rupturas de taludes ocorrem neste plano.

O horizonte B é sempre mais argiloso do que o A, comprovando a existência de gradiente textural entre estes dois horizontes. A atividade dos Podzólicos de granito é baixa no horizonte B e cresce um pouco no C. Quando o material de origem é o diabásio ou quando existe algum dique nas proximidades dos PVg, a atividade é maior.

PVg2 - Associação Podzólico Vermelho Amarelo + Podzólico Vermelho Escuro Tb substrato granito, relevo forte ondulado e ondulado.

São solos oriundos do Granito Itacorubi, caracterizados pela maior plasticidade e maiores espessuras, atingindo até 20m de perfil de alteração. Os horizontes A e B são de pequenas espessuras, muito consistentes, plásticos e pegajosos no primeiro metro de profundidade. O horizonte C apresenta menor plasticidade que o B, sendo bastante resistente à escavação.

Esta unidade pedológica apresenta parâmetros de resistência ao cisalhamento menos sensíveis à inundação do que os solos da unidade PVg1.

PVd - Podzólico Vermelho-Amarelo substrato diabásio

Ocorrem junto aos inúmeros diques de diabásio que aparecem intrusos aos granitos.

Por serem diques de pouca espessura, o mapeamento desta unidade torna-se difícil, por isso, geralmente estão associados à unidade PVg, na forma de Podzólicos Vermelho-Escuro (PE).

As espessuras de solo junto aos diques de diabásio são relativamente maiores se comparadas às dos solos de alteração de granito, devido a maior alteração dos minerais constituintes do diabásio.

As características físicas destes solos assemelham-se às dos podzólicos de granito, entretanto, a textura é bem mais fina e acaba influenciando no comportamento mecânico dos mesmos. Podem aparecer com toda seqüência de horizontes, ou até mesmo com seu

horizonte C sob a rocha ou solo de alteração graníticos. Nestes casos há o perigo de descalçamento de blocos e probabilidades de escorregamentos.

Com relação às propriedades físico-químicas, espera-se que estes solos tenham uma elevada capacidade de troca de cátions, já que a rocha de origem é o diabásio. Os solos desta unidade apresentam resistência bastante sensível à inundação, e tendem a apresentar comportamento expansivo.

Cg - Cambissolo substrato granito

Substrato granito: ocorre próximo ao topo dos morros e, em função do próprio relevo, tem o horizonte B incipiente. Apresenta grande número de matacões dispersos em seu meio, horizonte C espesso e de textura variada.

Outras unidades geotécnicas encontradas em Florianópolis, tais como Podzólico Vermelho-Amarelo substrato diabásio, Cambissolo depósito de encosta, Litólico e Afloramento de Rocha, embora apresentem risco de escorregamento, não foram alvo de estudo desta dissertação que tem como objetivo analisar os solos residuais de granito de Florianópolis. As unidades Litólico e Afloramento de Rocha se enquadram melhor no estudo de mecânica das rochas.

Cde - Cambissolo depósito de encosta

É uma associação de Cambissolo, Ta, textura arenosa e média + Plintossolo textura arenosa e média + Podzólico Vermelho Amarelo Tb, textura média/argilosa, relevo suave ondulado, substrato depósito de encosta. Ocorrem na região de transição entre o morro e a planície.

Outro tipo de solo que se encontra nessa unidade é o Plintossolo com substrato depósito de encosta (Pde), cujo horizonte B é plíntico. O horizonte plíntico apresenta-se geralmente compacto e destaca-se por seu multicolorido, em que realça as partes vermelhas da plintita.

Os Cde podem apresentar textura franco arenosa ou mais fina, já os Pde podem ser ricos ou pobres em matéria orgânica na seção superficial e apresentar mudança textural abrupta.

R - Litólicos

São solos rasos, pouco desenvolvidos, e se caracterizam pela presença do horizonte A assentado diretamente sobre a rocha sã (R) ou um horizonte C, ou ainda, sobre a rocha alterada (RA). Ocorrem em algumas bordas de costões na ilha ou associados ao Podzólico Vermelho Amarelo em relevo ondulado até escarpado, no topo dos morros. Na classe litólicos também podem ser incluídos os afloramentos de rocha.

AR - Afloramento de Rocha

Ocorrem na forma de lajeado, matacões com mais de 1m de diâmetro ou camadas muito delgadas de solo, e referem-se à exposição de rochas do embasamento.

As demais unidades referem-se a solos hidromórficos, de ocorrência geralmente associada ao relevo plano. Como esses solos não apresentam maiores problemas relacionados à estabilidade de taludes, será feita apenas uma listagem da denominação dessas unidades. Maiores detalhes referentes a essas unidades podem ser encontrados em Santos (1997).

PZsq: Podzol Hidromórfico (PZ) + Areias Quartzosas Hidromórficas (Aqsq), substrato sedimentos quaternários.

AQRd: Areias Quartzosas das rampas de dissipação.

AQsq: Areias Quartzosas substrato sedimentos quaternários.

DNse: Dunas substrato sedimentos eólicos.

Gsq: Associação de Glei + Areias Quartzosas Hidromórficas + Solo Orgânico, textura siltosa e média, relevo plano (GPH1) e Associação de Glei, textura média + Areias Quartzosas Hidromórficas, relevo plano (GPH2).

HOsq: Solos Orgânicos substrato sedimentos quaternários.

SMsq: Solos Indiscriminados de Mangue substrato sedimentos quaternários.

AQsq1: Areias Quartzosas Hidromórficas substrato sedimentos quaternários, lençol freático próximo ou à superfície do solos.

AQsq2: Areias Quartzosas Hidromórficas associadas a solos orgânicos com argila de atividade alta.

4 METODOLOGIA

Neste capítulo estão descritos os trabalhos desenvolvidos para atingir os objetivos desta dissertação. Estes trabalhos desenvolveram-se em diversas etapas, por vezes simultâneas, desde a busca por bibliografias e estudos que ajudassem a nortear ou esclarecer dúvidas, até as análises definitivas e discussão dos resultados, as quais constituem as técnicas de abordagem do assunto.

4.1 Visita Técnica de Inspeção

A primeira providência tomada, foi realizar uma visita técnica de inspeção, de forma a diagnosticar a situação atual da contenção e das obras ao seu entorno. Após essa visita procedeu-se uma análise comparativa do diagnóstico atual com diagnósticos realizados anteriormente por outros técnicos (projetista e consultores da empresa proprietária do empreendimento), com o intuito de se avaliar a evolução dos problemas.

4.2 Levantamento Topográfico

Com o objetivo de caracterizar a geometria da obra, e dos deslizamentos foi executado o levantamento planialtimétrico cadastral (Anexo A), da área de estudo.

4.3 Monitoração

Como a área apresentava cicatrizes de uma ruptura e sinais de que a mesma ainda não havia cessado, foi tomada a decisão de monitorar topograficamente as contenções (Terramesh® e Muro de Gravidade), uma vez que não estava descartada a possibilidade de uma ruptura catastrófica.

O monitoramento das contenções têm por objetivo, auxiliar a tomada de decisões que visem garantir a estabilidade das mesmas e auxiliar na definição do mecanismo de ruptura.

4.4 Coleta de Amostras

Para realização de ensaios de caracterização e propriedades mecânicas dos solos foi

estabelecido um plano de coleta de amostras deformadas e indeformadas, dos solos que compõem o solo reforçado e a área onde mesmo encontra-se inserido.

4.5 Ensaio de Laboratório

Os ensaios de caracterização (Granulometria segundo a NBR7181; Limite de Liquidez, conforme a NBR 6459; Limite de Plasticidade, seguindo a NBR 7180) e ensaios de compactação, de acordo com a NBR 7182, todas as normas da ABNT, foram realizados durante a execução da estrutura Terramesh® pela empresa fiscalizadora, a pedido do proprietário do empreendimento.

Para efeito de verificação do grau de compactação do solo reforçado foram realizados ensaios de compactação (Proctor Normal), com amostras coletadas no corpo do solo reforçado.

Para determinação dos parâmetros de resistência dos solos (deformado e indeformado) foram realizados ensaios triaxiais consolidado não drenado (CU) e ensaio de cisalhamento direto. Para este último foi simulada a condição não drenada similar aquela utilizada no ensaio triaxial, isto é, foi utilizada uma velocidade de cisalhamento rápida. Os corpos de prova foram saturados anteriormente ao cisalhamento.

4.6 Estudo do Projeto

Por se tratar de uma obra já executada procedeu-se ao estudo do projeto executivo da mesma, onde procurou-se levantar as considerações adotadas na elaboração do projeto do solo reforçado (Sistema Terramesh®), tais como: investigações geotécnicas realizadas (sondagem à percussão, rotativa, etc), ensaios físicos de laboratório (compactação, Limites de Atterberg, etc), ensaios especiais (cisalhamento direto CD, triaxial), para determinação dos parâmetros de resistência do solo compactado e do solo natural.

4.7 Retroanálise

A metodologia adotada para realização da retroanálise da seção crítica estudada tomou como base as seguintes características:

- Superfície de ruptura verificada em campo;
- Condições de água subterrânea;
- Geometria da contenção;
- Geometria do talude;
- Resultados dos ensaios de caracterização e resistência ao cisalhamento do solo da estrutura Terramesh® (compactado);
- Resultados dos ensaios resistência ao cisalhamento do solo natural (indeformado).

De posse dos dados acima se calculou o Fator de Segurança (FS), aplicando os Métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern e Price.

5 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

5.1 Localização

O Estrutura Terramesh® encontra-se localizado na parte continental do município de Florianópolis – SC., mais precisamente, no Bairro Estreito, na Av. Juscelino Kubitchek de Oliveira.

A Foto 5.1 (Ortofoto, escala 1:8.000, do vôo sobre a cidade de Florianópolis, realizado para o IPUF - Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis, em 2002), apresenta uma vista da área onde encontra-se situado a estrutura Terramesh®.

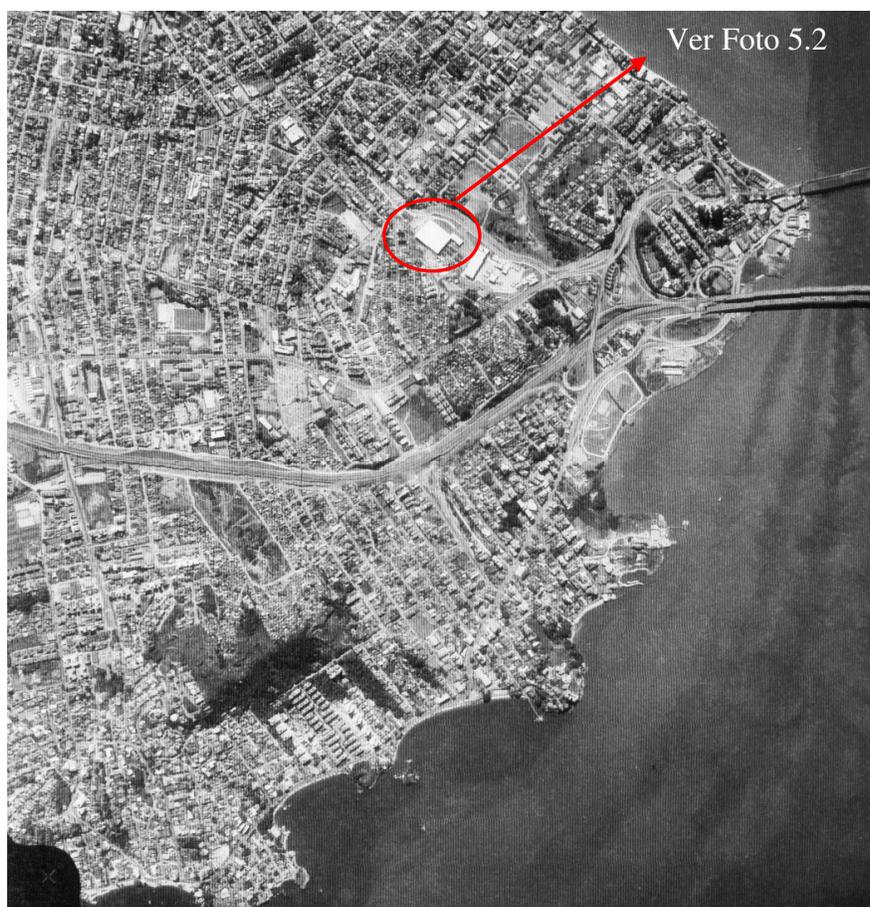


Foto 5.1 – Foto aérea do Continente.

A Foto 5.2, extraída da Ortofoto da região continental de Florianópolis com os respectivos nomes das ruas, apresenta de uma forma mais clara a área onde se encontra implantada a estrutura Terramesh®.

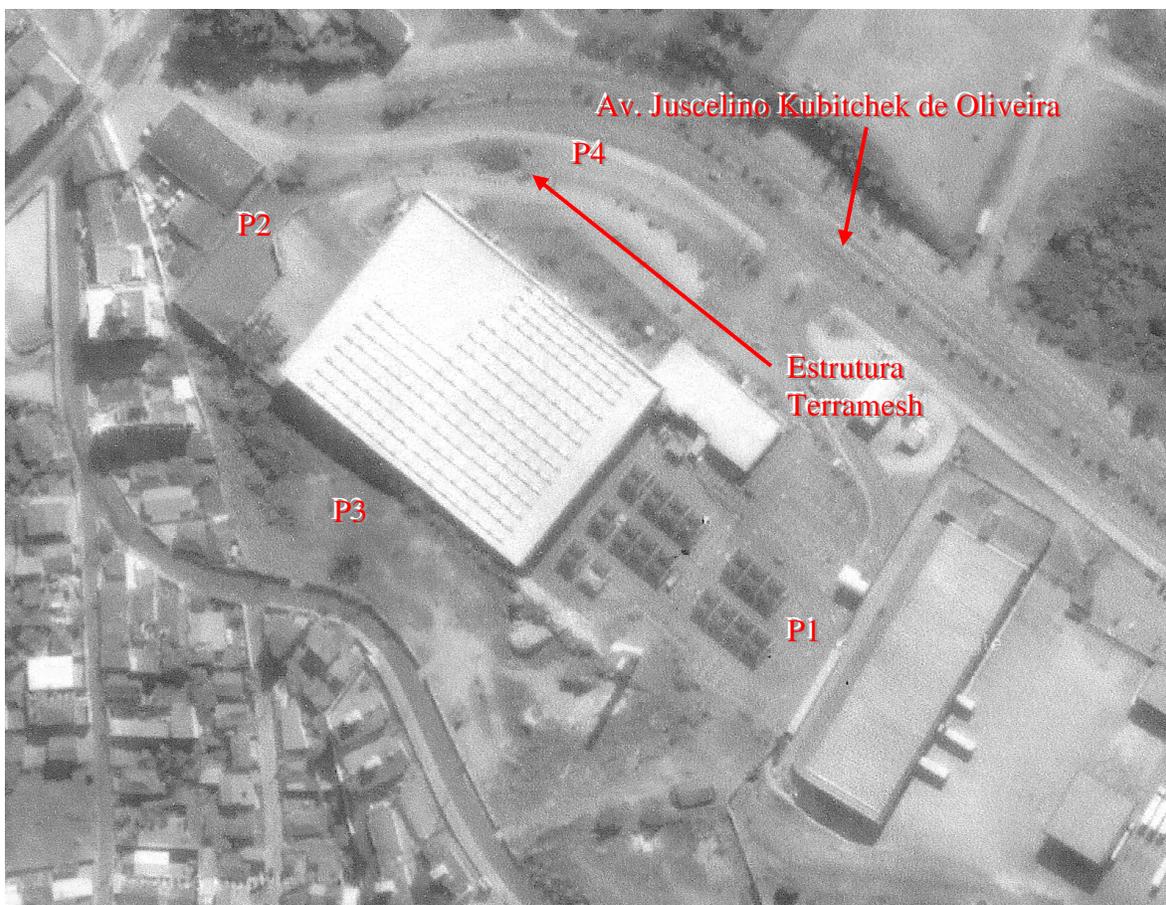


Foto 5.2 – Foto área da área de estudo (Detalhe).

O local onde se encontra situado, a estrutura Terramesh®, pode ser referenciado conforme a Ortofoto citada, pelas seguintes coordenadas:

Tabela 5.1 – Coordenadas da área de estudo.

Ponto	Coordenadas UTM	
	Este	Norte
P1	738.876	6.945.122
P2	738.702	6.945.264
P3	738.734	6.945.162
P4	738.835	6.945.272

6 CONHECIMENTO DO PROBLEMA

Os problemas com relação a referida estrutura Terramesh® tiveram início na sua construção, tendo sido constados numa visita a obra em novembro 2000 dos engenheiros da fabricante da estrutura Terramesh®. Nesta visita verificaram características de execução inadequadas, comprometendo a estética da obra, o que os levou a alertar o proprietário do empreendimento e o engenheiro da empresa responsável pela execução da estrutura Terramesh®.

Em 15 de agosto de 2001, o engenheiro responsável pela construção da estrutura Terramesh® foi chamado pelo o engenheiro do proprietário do empreendimento para verificar “in loco” os problemas apresentados nos taludes e nas contenções (estrutura Terramesh® e Muro de Gravidade em Pedra Argamassada). Esses problemas foram relatados com maior propriedade e riqueza de detalhes pelo engenheiro do fabricante da estrutura Terramesh®. A descrição, embora preliminar, é bastante consistente, visto que o autor não dispunha de dados essenciais à análise na época. O levantamento foi feito pelo autor com base em uma visita realizada ao local no dia 30/08/2001.

Os problemas levantados em seu relatório técnico podem ser resumidos nos seguintes pontos:

- Movimentação e Assentamento do Solo a montante da estrutura Terramesh® – o resultado destes movimentos e assentamentos, segundo o relatório, reflete em trincas (Fotos 6.1 e 6.2) no piso.

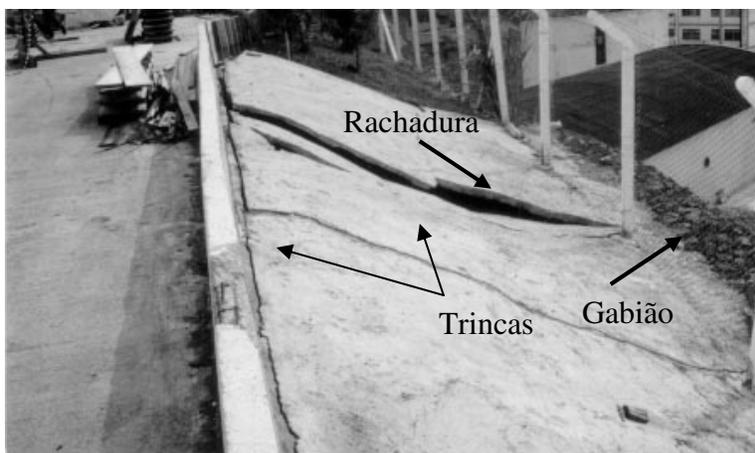


Foto 6.1 – Trincas resultantes do assentamento do solo.

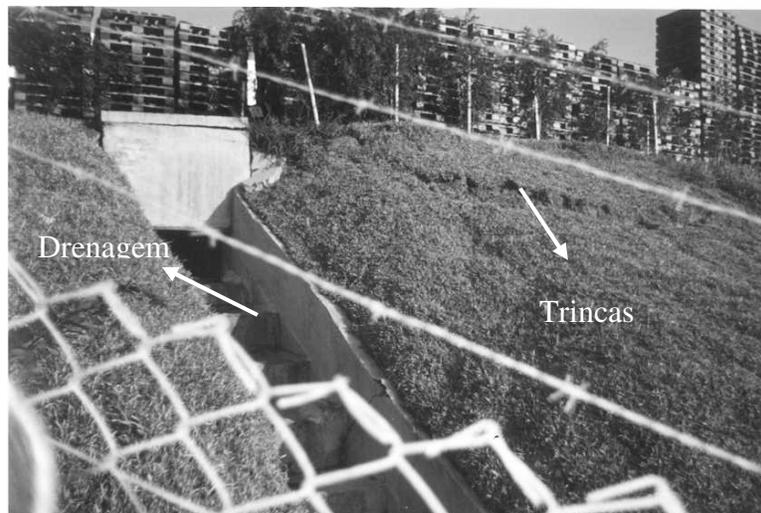


Foto 6.2 – Trincas de ruptura no talude.

- Deformação da Estrutura – descreve uma excessiva deformação em forma de arco do paramento frontal da estrutura Terramesh® (Fotos 6.3 e 6.4), apontando como prováveis causas uma má acomodação das pedras, falta de alinhamento, parcela correspondente à construção e uma segunda parcela relacionada a efeitos estruturais cujas causas estariam relacionadas aos reforços.



Foto 6.3 – Deformação do paramento da estrutura Terramesh®.



Foto 6.4 – Deformações em arco e falta de alinhamento do paramento externo (Gabião).

- Levantamento da Calçada e Ruptura da Mureta de Pedras Posicionada na Base do Talude - estas observações (Fotos 6.5) aliadas com as já citadas anteriormente, apontam para uma ruptura global.



Foto 6.5 – Levantamento da calçada e ruptura da mureta de pedras.

No relatório não existe menção aos problemas relacionados ao Muro de Gravidade (Figura 7.1 e Foto 10.2). O mesmo relatório, no entanto, recomenda insistentemente a tomada de ações no sentido de sanar, com urgência, alguns problemas, como por exemplo:

- Evitar a passagem de tubulações de drenagem por dentro da massa de solo dos taludes (Estrutura Terramesh® e Muro de Gravidade);
- Promover ou recuperar a drenagem superficial;
- Viabilizar a monitoração das deformações dos muros e a escavação (alívio de carga) do talude a montante do Muro de Gravidade.

De posse desse relatório, fez-se uma visita a campo, em 22/09/2001, com o intuito de verificar “in loco” se houve agravamento das observações citadas acima, uma vez que, segundo o proprietário do empreendimento não havia sido tomada nenhuma providência concreta para solucionar o problema.

Verificou-se que não havia alterações visíveis do quadro apresentado pelo engenheiro da empresa fabricante da estrutura Terramesh®, porém, segundo os engenheiros do empreendimento que estavam acompanhando os problemas desde o início, as rachaduras a montante do Muro de Gravidade estavam aumentando, indicando uma movimentação do mesmo (Foto 7.1).

7 MONITORAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA TERRAMESH® E DO MURO DE GRAVIDADE

Em virtude dos problemas relatados no item anterior foi introduzido um sistema de monitoramento topográfico com o objetivo acompanhar a evolução dos deslocamentos das contenções e desta maneira utilizá-las como referência para tomada de decisões futuras com relação à segurança das mesmas.

Monitorar uma contenção significa sistematizar as observações sobre o comportamento da mesma diante das solicitações as quais esta se encontra sujeita, não importando os meios ou instrumentos empregados.

De acordo com Kenedy (1971), há duas razões fundamentais para se instrumentar taludes ou contenções:

- a) Verificar se os mesmos se comportam dentro dos limites previstos em projeto.
- b) Acompanhar e prever o comportamento dos mesmos, quando já exibem sinais de ruptura e que estejam se movimentando.

Em virtude dos problemas relatados no item 6, os quais se enquadram perfeitamente no item (b) acima, foi introduzido um sistema de monitoramento topográfico com o objetivo acompanhar a evolução dos deslocamentos das contenções (Estrutura Terramesh® e Muro de Gravidade) e desta maneira utilizá-las como referência para tomada de decisões futuras com relação à segurança das mesmas.

O monitoramento topográfico foi realizado tomando-se como referência de leitura, uma base com três pontos, implantada fora da área de influência dos deslocamentos.

Após a implantação da base foram instalados nas contenções pinos metálicos, tipo “Parabolt” (Figuras 7.2 e 7.8), distribuídos ao longo das contenções (Figuras 7.1 e 7.7).

A leitura dos pinos metálicos foi feita com Estação Total de precisão classe 3, precisão de 1mm + 1ppm para distância, e 1s de precisão angular. Em cada leitura são coletados ângulos e distâncias, para calcular as coordenadas dos pinos. Esse processo de leitura é repetido para todos os pontos da base, de forma a se obter várias coordenadas (no mínimo 3) de um mesmo ponto para daí se obter a coordenada média e a conseqüente posição do mesmo naquela leitura. As medidas foram feitas em quatro seções diferentes. As

Figuras 7.1 e 7.2 apresentam respectivamente a localização das mesmas (vista em planta) e a disposição dos pinos de leitura em cada seção.

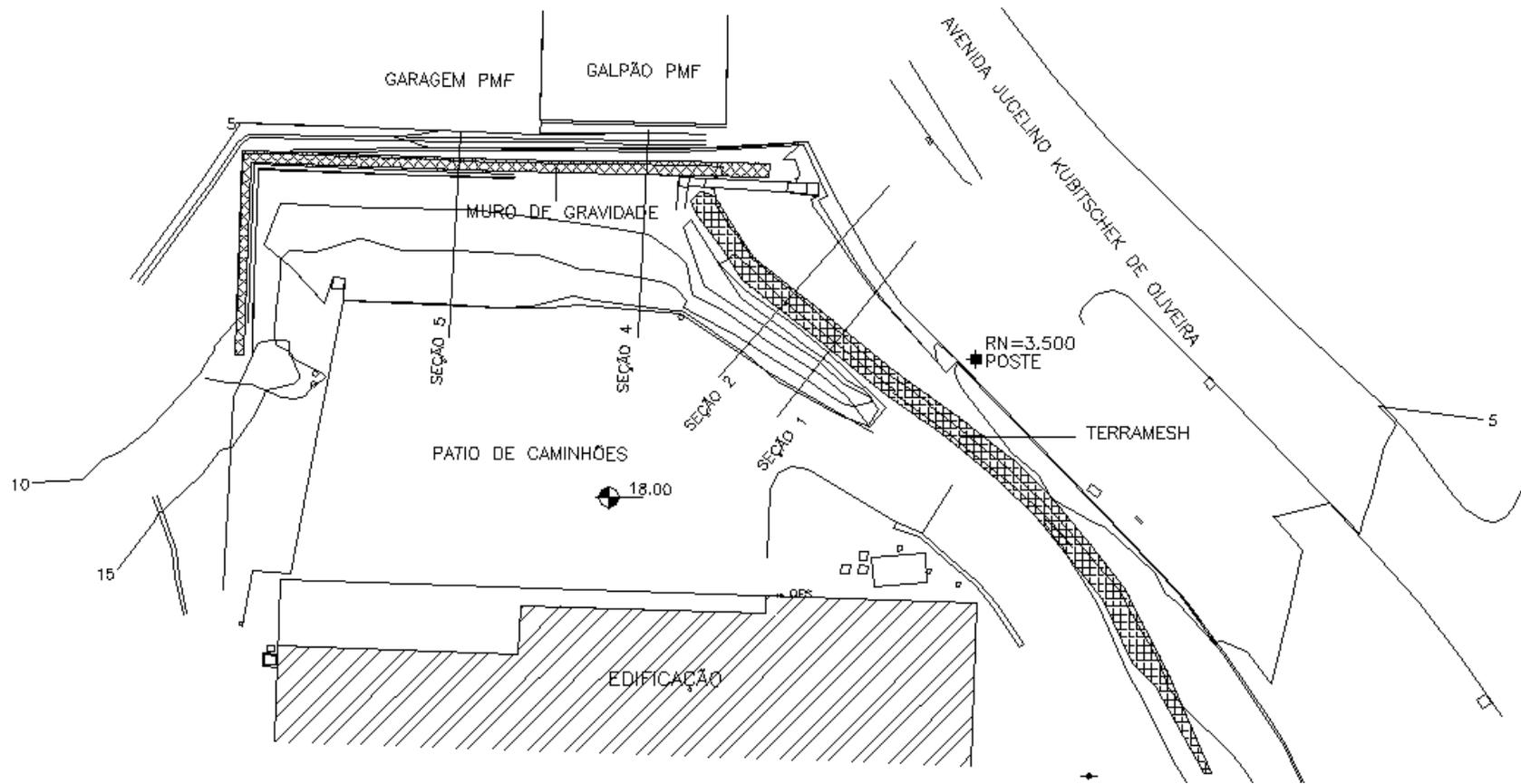


Figura 7.1 – Planta de localização das seções.

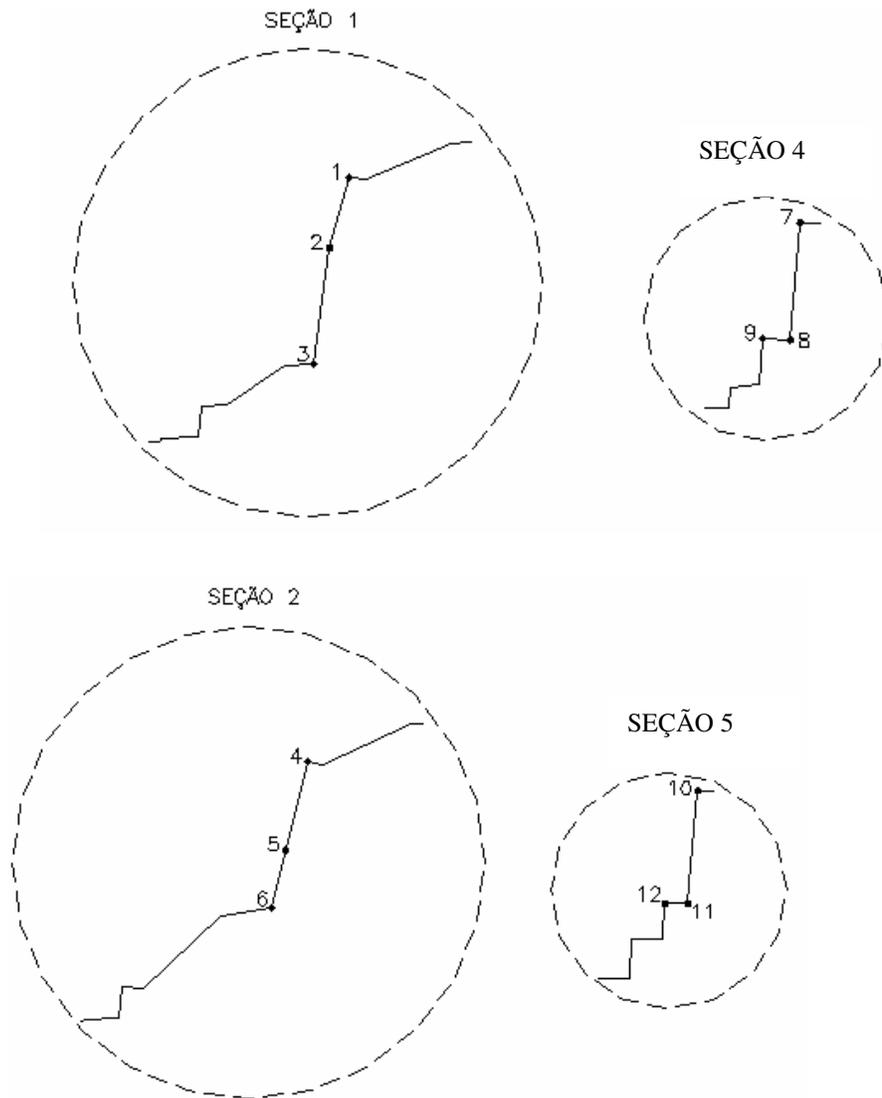


Figura 7.2 – Croqui esquemático das seções mostrando os pontos de monitoramento.

Os resultados da monitoração e uma correlação dos mesmos com a precipitação pluviométrica ocorrida no mesmo período, estão apresentados em gráficos deslocamento x tempo. Os dados pluviométricos no período de monitoramento foram coletados da Estação Meteorológica da Grande Florianópolis, localizada no município de São José - SC, na latitude 27°35', longitude 48°34' e altitude 2,0m. A estação é operada pelo INMET - Instituto Nacional de Meteorologia do Ministério da Agricultura, sendo que a divulgação dos dados é de co-responsabilidade da EPAGRI - Empresa de Pesquisa Agropecuária e

Difusão de Tecnologia de Santa Catarina S.A., através de um convênio firmado entre ambos.

Do monitoramento realizado podemos tirar as seguintes conclusões:

- a) Os pinos 1, 2 e 3 da Seção 1 (Figura 7.3) e os pinos 4, 5 e 6 da Seção 2 (Figura 7.4), situadas na estrutura Terramesh®, indicam um aumento suave dos deslocamentos do dia 23/09 até o dia 30/09. Percebe-se, em todos os 6 pinos, a partir do dia 30/09, um aumento brusco dos deslocamentos em função de chuvas ocorridas nos dias 28/09/2001 e 01/10/2001. Observa-se a partir do dia 02/10/2001, que a velocidade dos deslocamentos diminuiu sensivelmente até o dia 04/10/01, certamente em função da diminuição das pressões neutras. Como medida de precaução foi feita uma escavação de alívio a montante da estrutura Terramesh® (05/10/2001) e do Muro de Gravidade (06/10/2001), a qual está descrita em detalhes no item 7.1. Percebe-se a partir daí, uma diminuição suave no ritmo dos deslocamentos, mesmo tendo ocorrido novas chuvas após a escavação (08/10/2001). A partir desta data os deslocamentos se mostram relativamente estabilizados. É interessante observar que o pino 4 indica que o topo da estrutura Terramesh® sofreu um pequeno deslocamento para dentro (tardoz) em função da retirada do solo.

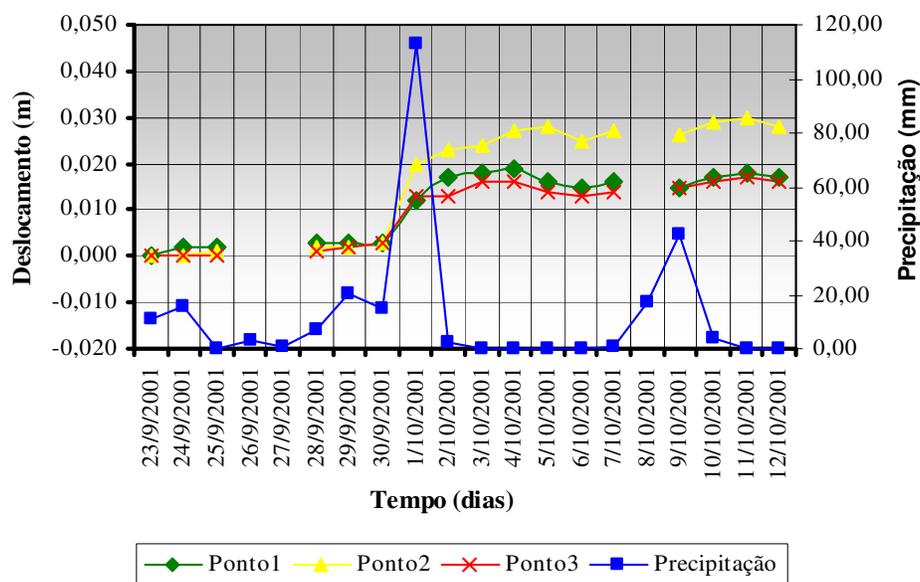


Figura 7.3 – Leituras dos pinos 1, 2 e 3.

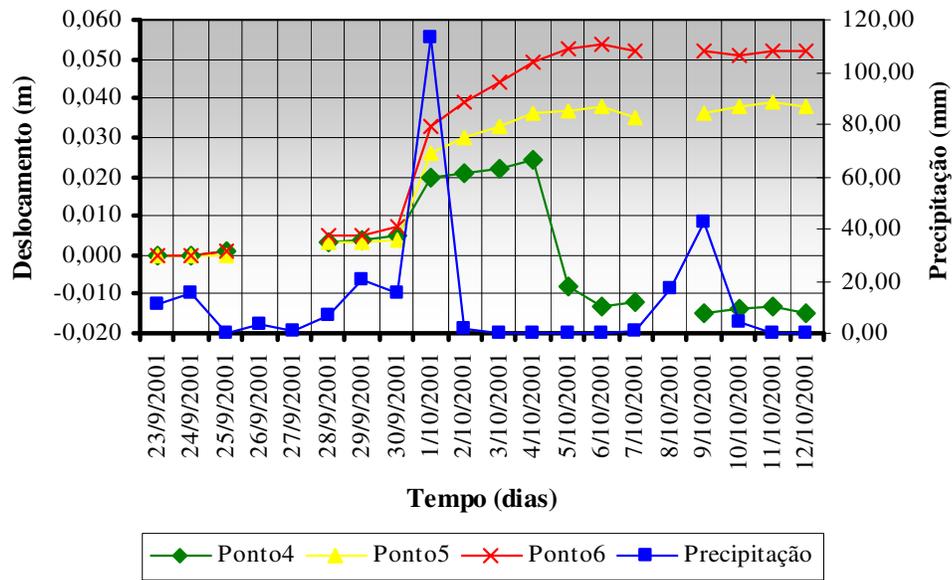


Figura 7.4 – Leituras dos pinos 4, 5 e 6.

- b) Entre a Seção 4 (pinos 7, 8 e 9) e a Seção 5 (pinos 10, 11 e 12), ambas situadas no Muro de Gravidade, observou-se a presença de trincas de magnitude razoáveis (aproximadamente 10cm) como demonstrado na foto 7.1.



Foto 7.1 – Trinca no Muro de Gravidade.

O monitoramento dos pinos das seções 3 e 4 apontam um aumento suave dos deslocamentos desde o início das leituras 23/09/2001 até o dia 01/10/2001, quando ocorreu um aumento significativo dos deslocamentos. Este aumento nos deslocamentos observado a partir do dia 01/10/2001, teve como causa as chuvas ocorridas entre os dias 28/09/2001 e 01/10/2001. Após a paralisação das chuvas verifica-se uma diminuição acentuada dos deslocamentos do Muro de Gravidade. É importante lembrar que foi providenciada a continuidade das escavações na área situada entre as seções 4 e 5 no dia 10/10/2001. Este aspecto certamente contribuiu para que os deslocamentos não voltassem a aumentar.

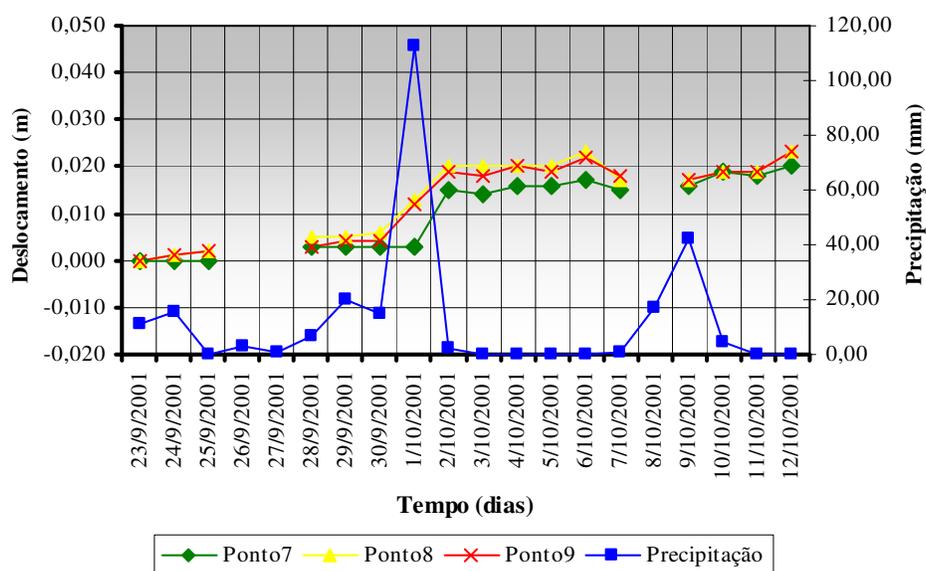


Figura 7.5 – Leituras dos pinos 7, 8 e 9.

Por sua vez, o monitoramento dos pinos implantados na Seção 4 (Figura 7.6), apresentou uma variação menor dos deslocamentos, mesmo após as chuvas ocorridas entre os dias 28/09/2001 e 01/10/2001. Percebe-se que a partir do dia 10/10, quando da continuação das escavações, que os pinos 11 e 12 (seção 5) tenderam a aumentar um pouco os deslocamentos, muito provavelmente devido a ação da retroescavadeira (Foto 7.2). Os pinos 10 (seção 5) e 4 (Seção 2) sofreram um pequeno deslocamento para dentro (montante) em função da escavação de alívio.

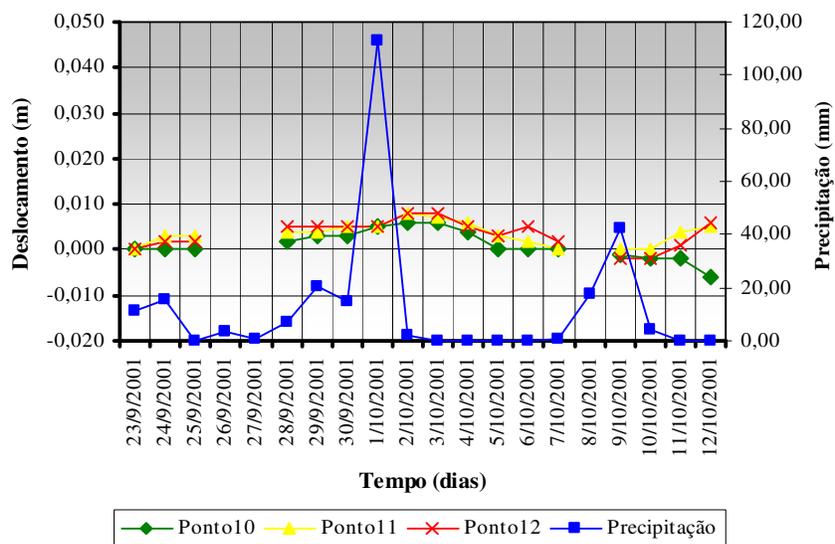


Figura 7.6 – Leituras dos pinos 10,11 e 12.



Foto 7.2 – Máquina escavando no topo do Muro de Gravidade.

Com o objetivo de aumentar a precisão do monitoramento foram acrescentadas mais duas seções de leitura, ou seja, passou-se de 04 para 06. Além disso, o posicionamento das mesmas foi alterado. As Figuras 7.7 e 7.8 mostram respectivamente a localização das seções (vista em planta) e a disposição dos pinos de leitura nas mesmas.

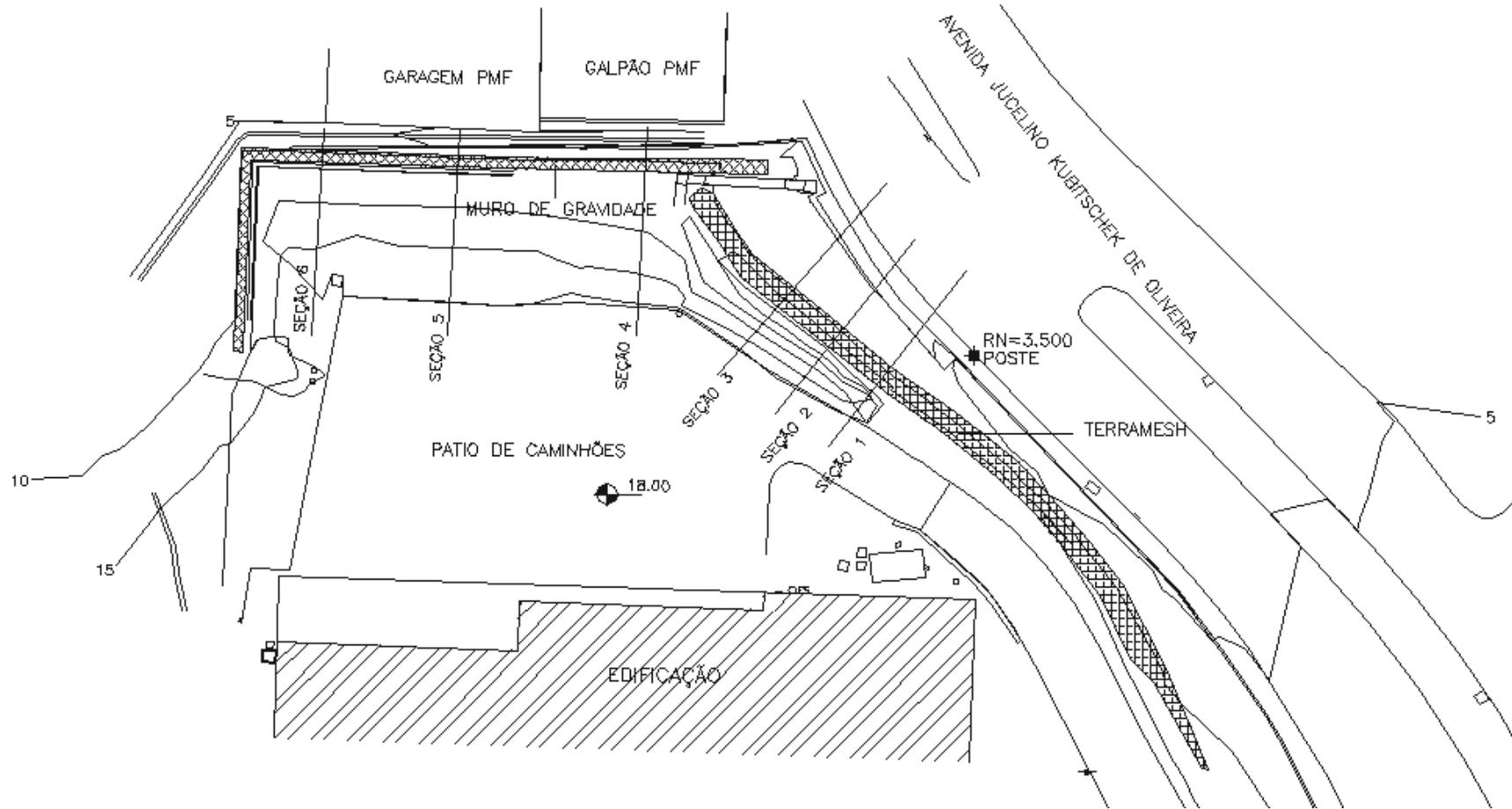


Figura 7.7 – Planta de localização das seções.

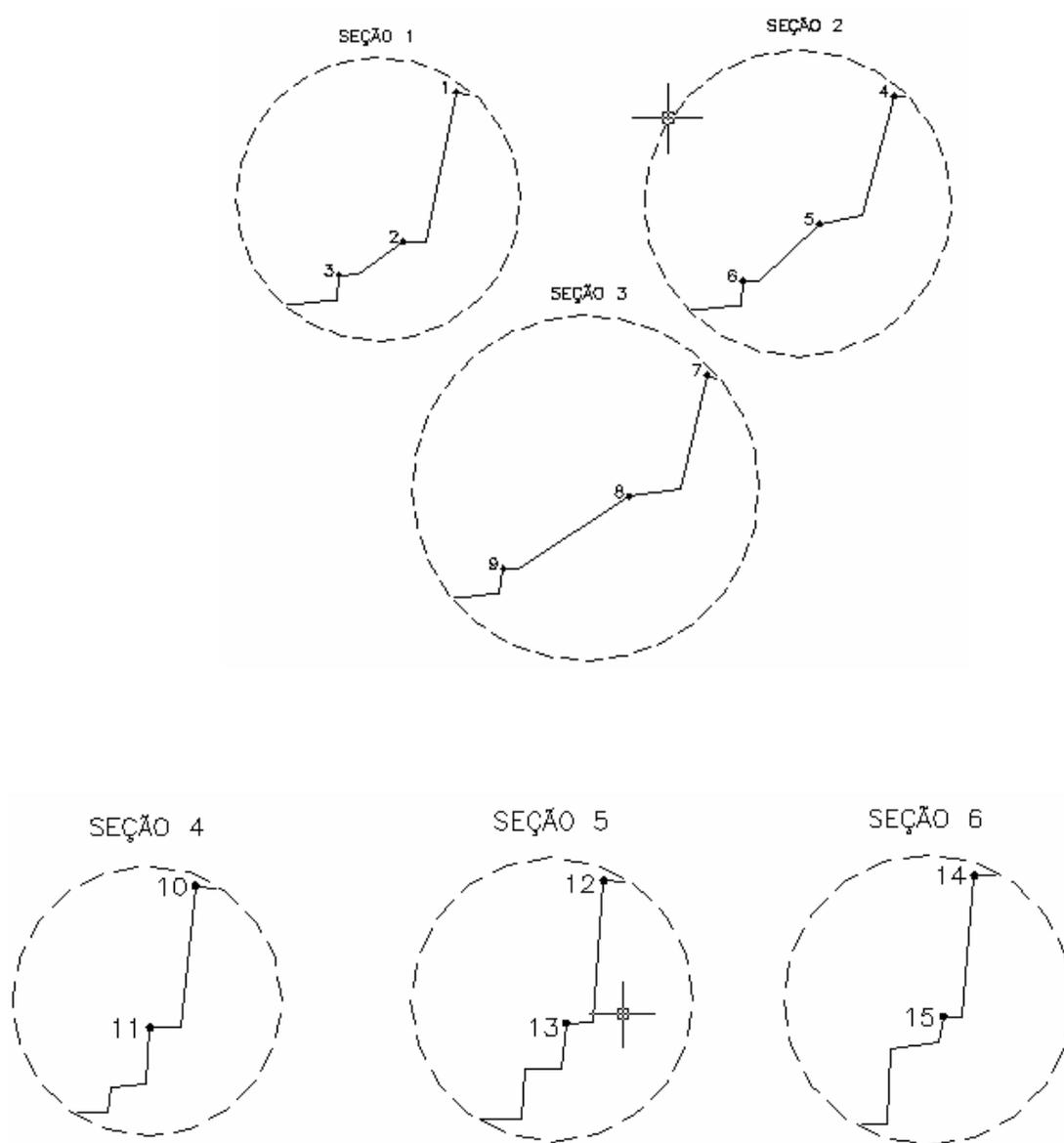


Figura 7.8 – Croqui esquemático das seções mostrando os pontos de monitoramento.

Os resultados do acompanhamento dos deslocamentos dos muros encontram-se nas Figuras. 7.9, 7.10, 7.11, 7.12, 7.13 e 7.14 e mostram uma tendência de estabilização dos mesmos a partir do dia 12/10/2001.

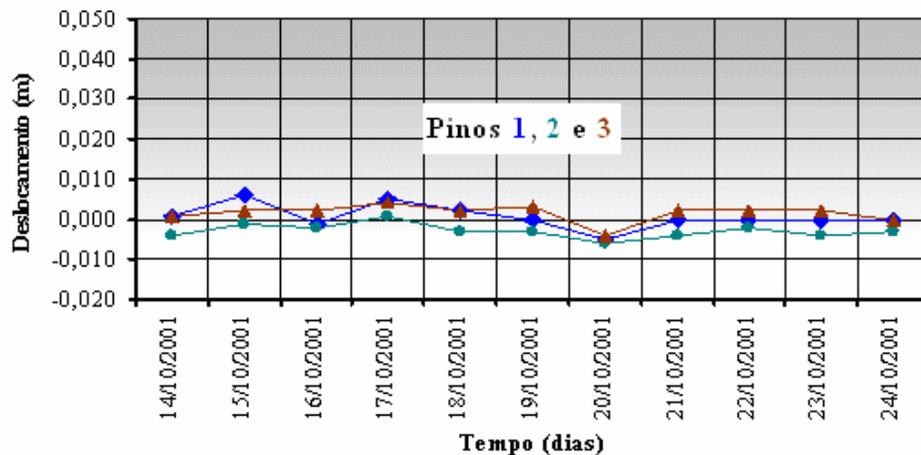


Figura 7.9 – Leituras dos pinos 1,2 e 3.

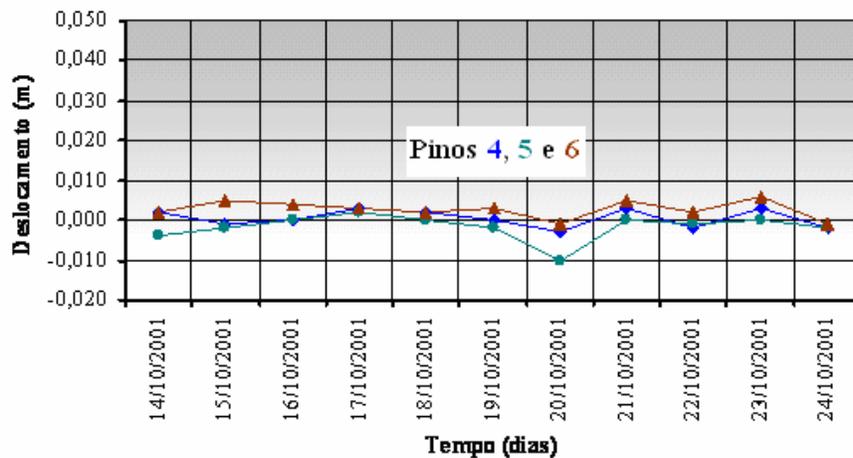


Figura 7.10 – Leituras dos pinos 4,5 e 6.

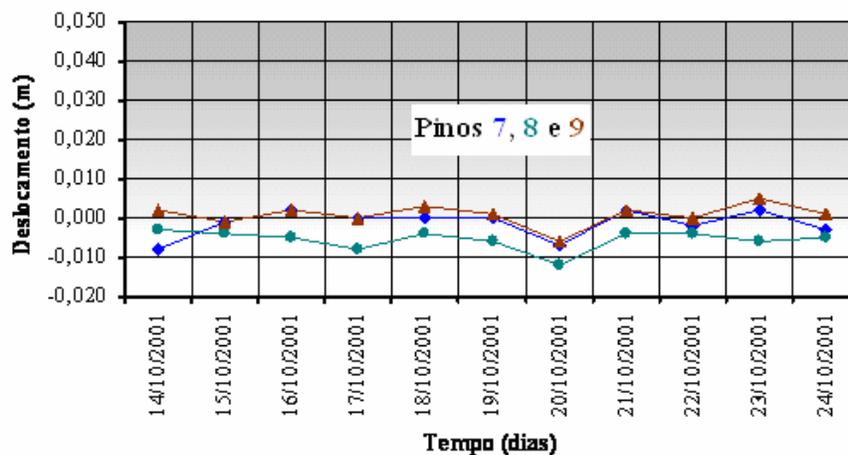


Figura 7.11 – Leituras dos pinos 7,8 e 9.

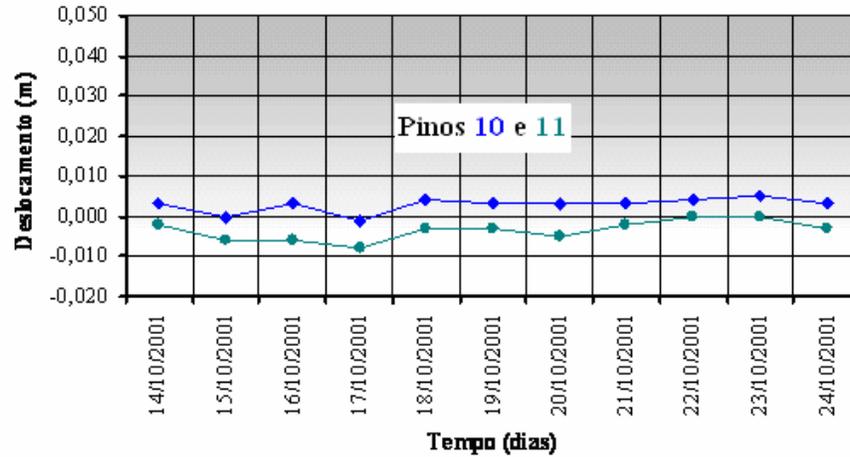


Figura 7.12 – Leituras dos pinos 10 e 11.

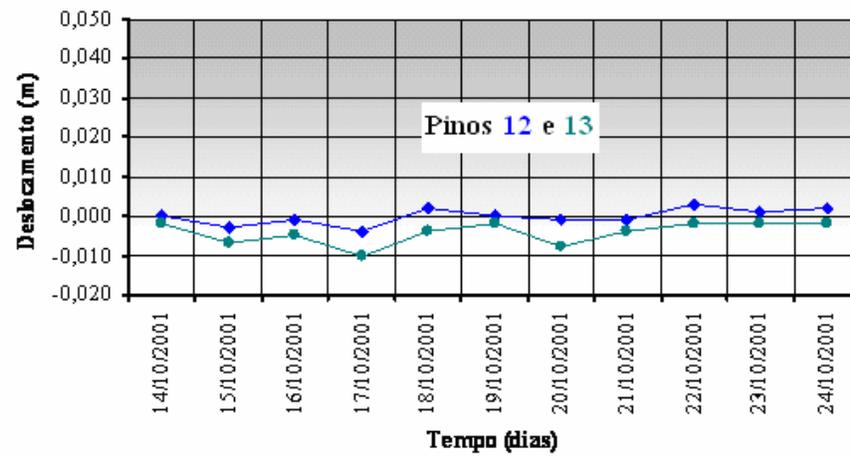


Figura 7.13 – Leituras dos pinos 12 e 13.

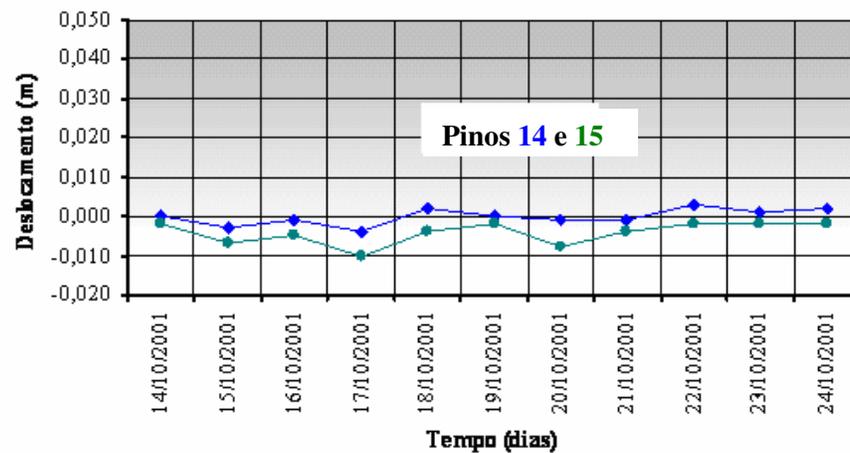
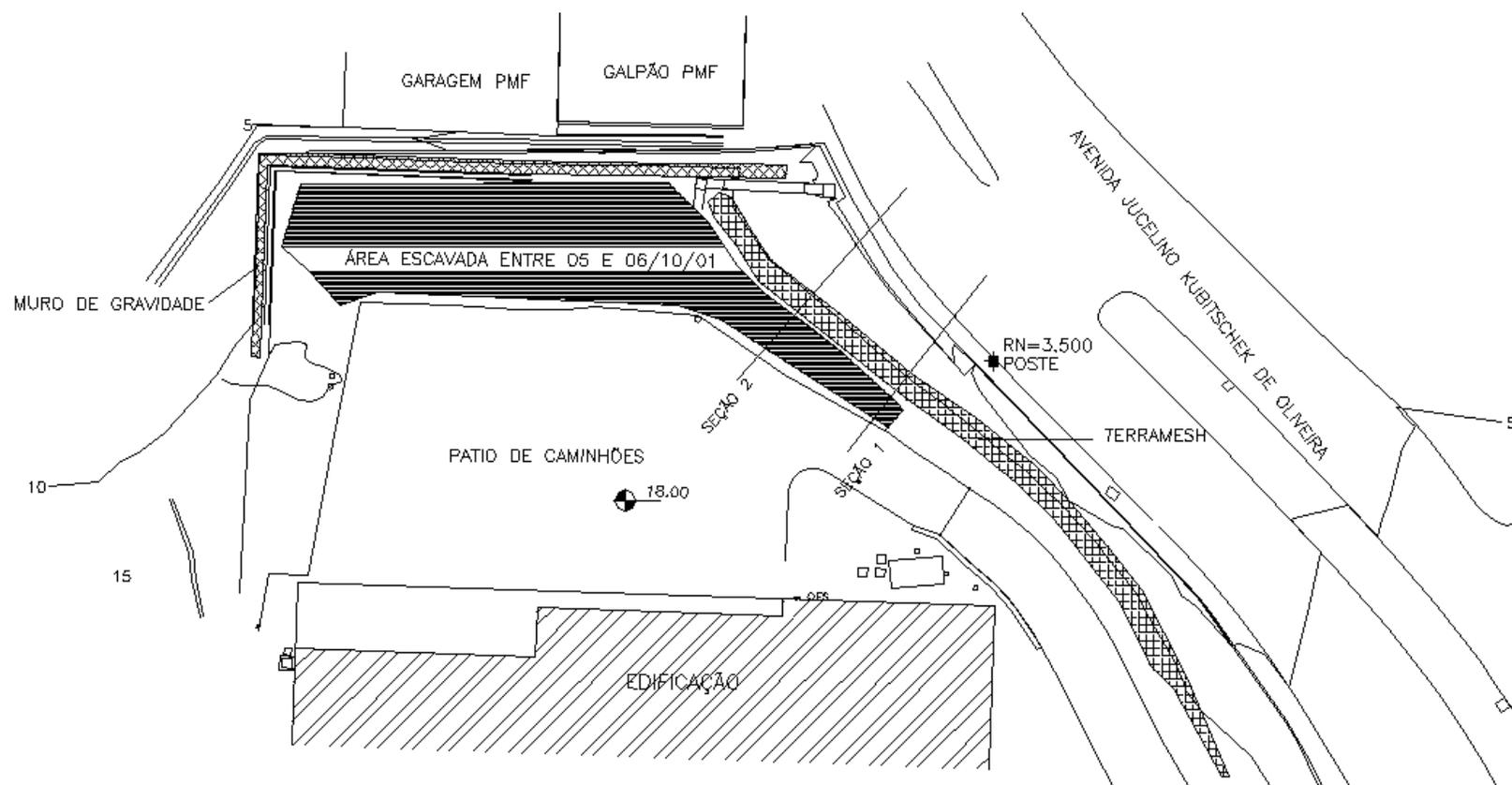


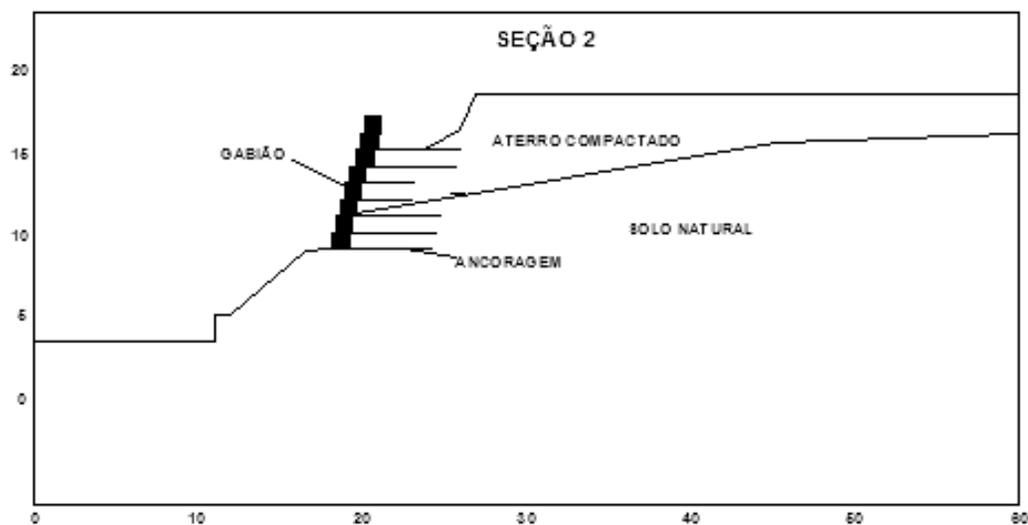
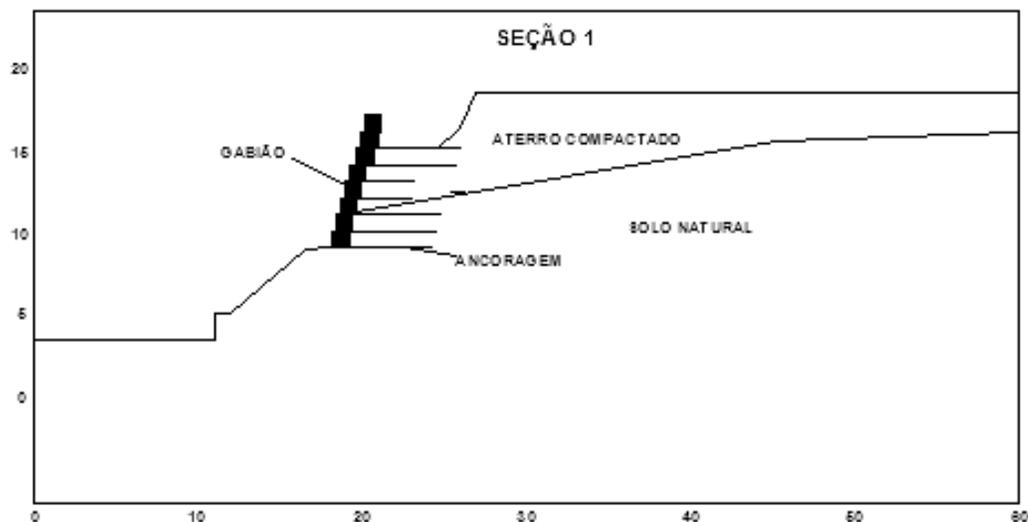
Figura 7.14 – Leituras dos pinos 14 e 15.

7.1 Alívio de Peso a Montante da Estrutura Terramesh® e do Muro de Gravidade

Em 05 de outubro 2001 tomou-se a decisão de aliviar a massa de solo a montante da estrutura Terramesh® e do Muro de Gravidade. A Figura 7.15 mostra as áreas que sofreram o alívio de peso.



7.15 – Planta mostrando as áreas de alívio de peso.



7.16 – Seções de escavação 1 e 2.

Esta medida foi devida a previsão de ocorrência de chuvas para o período compreendido entre os dias 6 e 8 de outubro de 2001 e a verificação através do monitoramento da sensibilidade dos mesmos às chuvas

As escavações de alívio de peso ou de tensões foram iniciadas pela estrutura Terramesh® em virtude dos deslocamentos observados no mesmo serem maiores que os

observados no Muro de Gravidade (ver item 7). Desta maneira, no dia 05/10/2001, a escavação concentrou-se basicamente nesta estrutura.

A camada superior de solo de aterro da estrutura Terramesh®, cerca de 4m de espessura, foi escavada anteriormente às chuvas (Figura 7.16 e Foto 7.3).



Foto 7.3 – Escavação da parte superior da estrutura Terramesh®.

A definição da profundidade de escavação como mostra a Fig. 7.4 foi limitada em parte pelo equipamento utilizado (retroescavadeira). Sua lança alcançava a profundidade máxima de cerca de 4m.

As camadas superiores do paramento externo (Gabião) da estrutura Terramesh® não foram retiradas (Figura 7.16), em virtude da retroescavadeira não alcançá-las da posição em que se encontrava apoiada (no limite do piso de concreto). Não houve necessidade de se cortar o piso de concreto armado para proceder à escavação tendo em vista que a mesma foi limitada pela superfície de ruptura, ou seja, foi retirada apenas a parte superior de solo assentada sobre a cunha de ruptura, a parte que realmente provocava esforço (peso) no sentido de deslizar o talude.



Foto 7.4 – Execução da escavação.

A escavação foi acompanhada com o objetivo de orientar a mesma no sentido de se identificar o ponto de “entrada” da superfície de ruptura (limite superior).

A identificação do ponto de “saída” da superfície de ruptura (limite inferior), na base do talude, pôde ser facilmente feita em decorrência do levantamento que ocorreu nos bordos da calçada e do pavimento asfáltico da rua, neste ponto (Foto 7.5).



Foto 7.5 – Levantamento da calçada e do asfalto.

A definição da superfície de ruptura nos seus extremos, ou seja, limite superior e inferior permitirá a realização da retroanálise e em consequência uma definição mais precisa do mecanismo de ruptura do talude, suas causas e aferir os parâmetros de resistência do solo.

Durante as escavações foi possível observar alguns aspectos importantes, como:

- A existência de um espaço vazio entre a parte inferior do piso de concreto e a parte superior de solo da massa deslizante (cunha de ruptura). Este espaço vazio era resultado do escorregamento da massa da cunha, verticalmente para baixo. Pelo fato do piso de concreto ser armado o mesmo resistiu, mesmo após perder seu apoio, isto é, a cunha deslizante. Este espaço vazio pode ser visto nas Fotos 7.6 e 7.7.
- Durante a escavação era nítida a visualização da parte superior da superfície de ruptura. Neste sentido orientava-se ao operador da retroescavadeira para retirar o solo do pé da massa deslizante (profundidade de cerca de 4m) e assim provocar o deslizamento do solo contido na cunha de ruptura sem, contudo tocar a concha da retroescavadeira na parede da superfície de ruptura (massa estável). Percebia-se que assim que o solo do pé da escavação de alívio era retirado, a massa de solo deslizava expondo a face da superfície de ruptura adjacente à cunha. Este detalhe pode ser visto nas Fotos 7.6 e 7.7.
- A escavação de alívio atingiu as duas últimas malhas de ancoragem, ou seja, as mais superficiais. A segunda malha de ancoragem (sentido de cima para baixo) coincidiu aproximadamente com o fundo da escavação (profundidade de 4m). Foi possível, desta maneira, verificar que a superfície de ruptura ocorreu “atrás” das malhas, como pode ser observado na Foto 7.8.
- Percebe-se ao longo da face exposta da superfície de ruptura (Foto 7.7), que o solo compactado é formado de duas camadas de colorações distintas, ou seja, a superior com cerca de 2,0m de espessura é composta de um solo de cor amarelada, enquanto que a camada da parte inferior restante (pelo menos até o

final da escavação) é formada de um solo de coloração avermelhada. Assumir-se-á que esta camada de solo vermelho vai até o solo (residual) natural.



Foto 7.6 – Superfície de deslizamento e massa deslizante.



Foto 7.7 – Superfície de deslizamento.

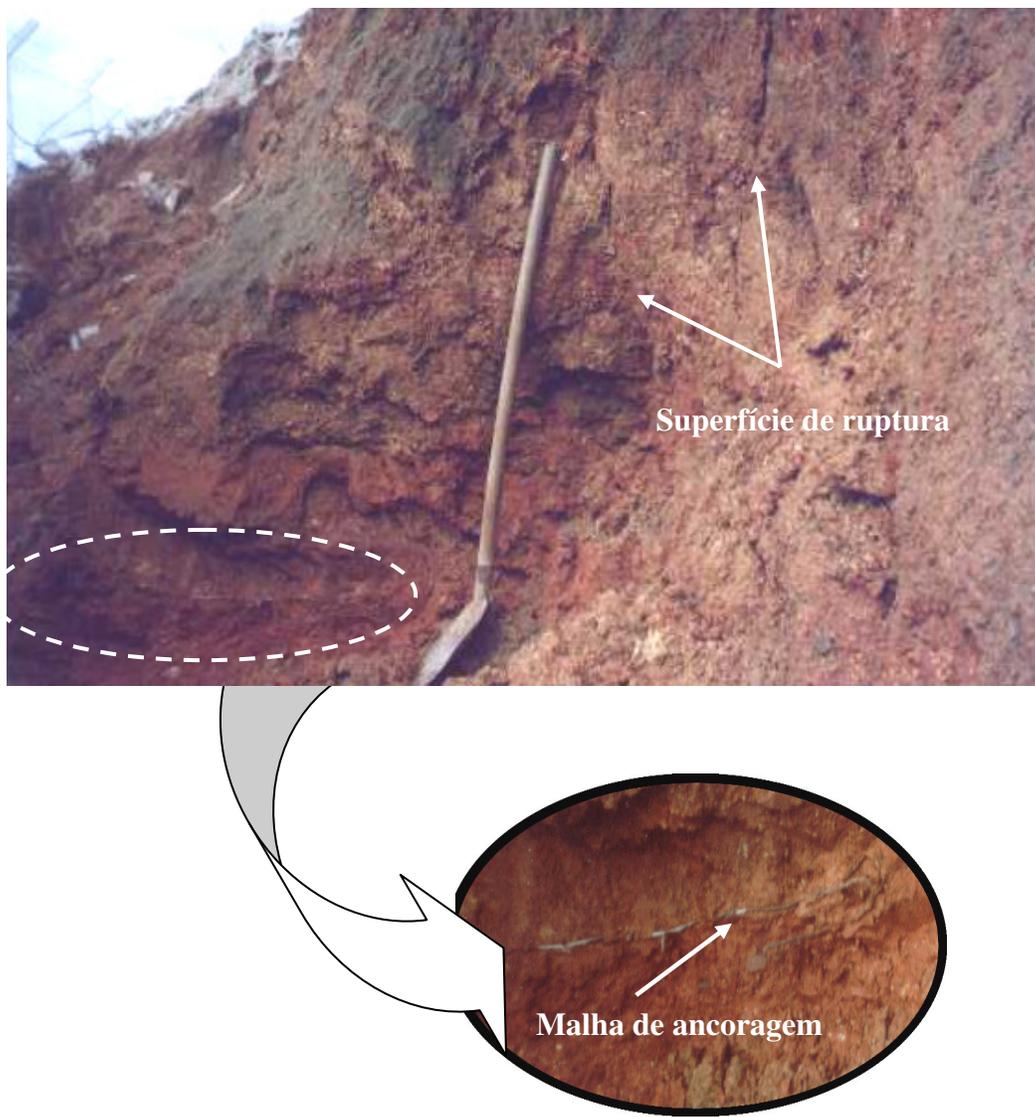


Foto 7.8 – Superfície de ruptura “atrás” da malha de ancoragem.

- Visualmente, o solo compactado na face exposta da superfície de ruptura apresentava-se em estado de compactação razoável a bom. Amostras destes solos (amarelado e avermelhado), em quatro profundidades diferentes, foram recolhidas para a determinação da densidade de campo e teor de umidade. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram determinados para ambos os solos. Os resultados desses ensaios serão apresentados mais adiante.

Tendo em vista que os valores dos deslocamentos, observados na estrutura Terramesh®, eram maiores, as escavações de alívio de peso dos taludes foram iniciadas no

mesmo. Desta maneira, no dia 05/10/2001, a escavação concentrou-se basicamente neste muro. Houve tempo disponível apenas para iniciar as escavações no Muro de Gravidade. No dia seguinte, sábado (06/10/2001), o progresso foi pequeno, apenas pela manhã, sendo que na segunda feira (08/10/2001) voltou então a chover. A mesma só foi reiniciada no dia 10/10/2001.

A escavação foi orientada no sentido de se manter a mesma seção transversal da escavação que já tinha sido feita quando das primeiras observações da existência de problemas na estrutura Terramesh® e no Muro de Gravidade (22/09/2001).

8 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS SOLOS

A determinação dos parâmetros dos solos foi necessária para verificação da adequação dos mesmos como materiais de aterro de acordo com as especificações estipuladas no 2.5.1.2.

8.1 Ensaios de Caracterização

A determinação das propriedades físicas e mecânicas dos solos adotados como material de aterro foi feita pela empresa responsável pela fiscalização, a época da execução da estrutura Terramesh®. O material de aterro foi retirado da área do empreendimento.

A empresa fiscalizadora executou 20 furos de sondagem a trado, com profundidade variando de 1,00m a 5,00m. Após a classificação tátil e visual do material a mesma deu início a realização dos ensaios físicos especificados abaixo.

Os ensaios de caracterização realizados foram:

- Granulometria (NBR7181).
- Limite de Liquidez (NBR 6459).
- Limite de Plasticidade (NBR 7180).
- Compactação (NBR 7182).

Com base na classificação tátil e visual realizada pela empresa responsável pela fiscalização, selecionamos os resultados das mostras de solos que mais se assemelhavam com os solos (amarelado e avermelhado) detectados na escavação de alívio de peso (item 7.1).

As curvas granulométricas do solo amarelado (Figura 8.1) e do solo avermelhado (Figura 8.2) indicam que os mesmos são uma areia silto-argilosa, com pedregulhos. O elevado teor de finos (40,70%) do solo avermelhado, não compromete o mesmo como material de aterro para a estrutura Terramesh®.

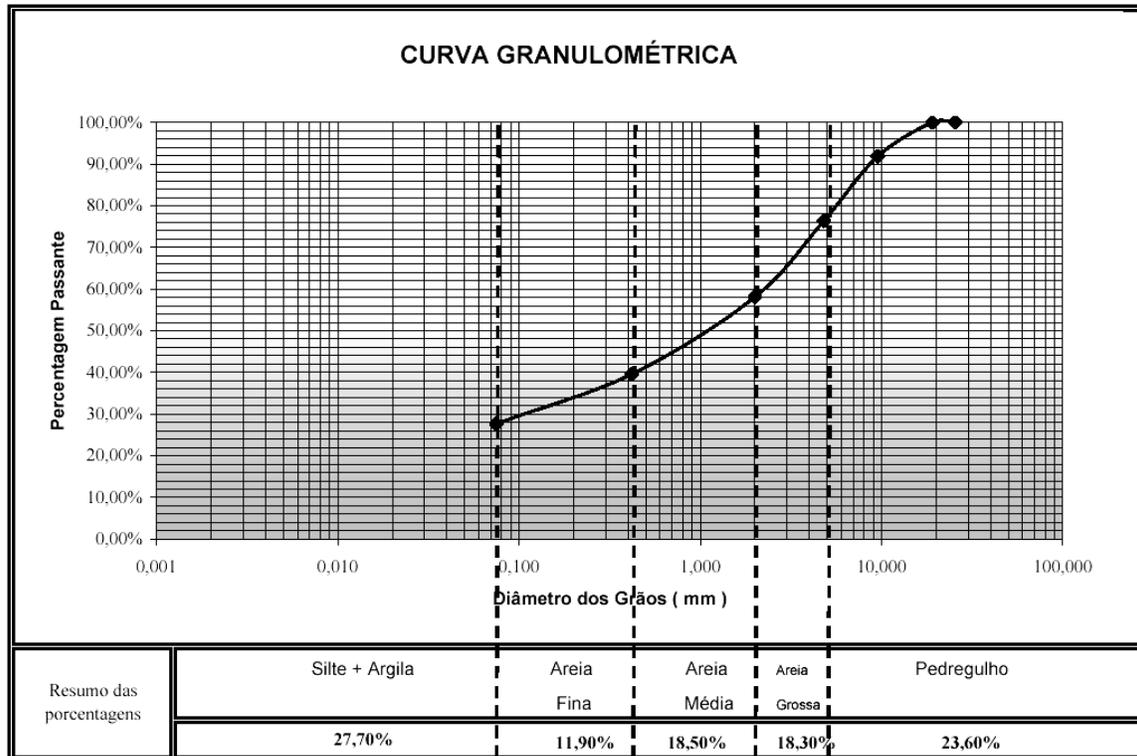


Figura 8.1 – Curva granulométrica do solo amarelado.

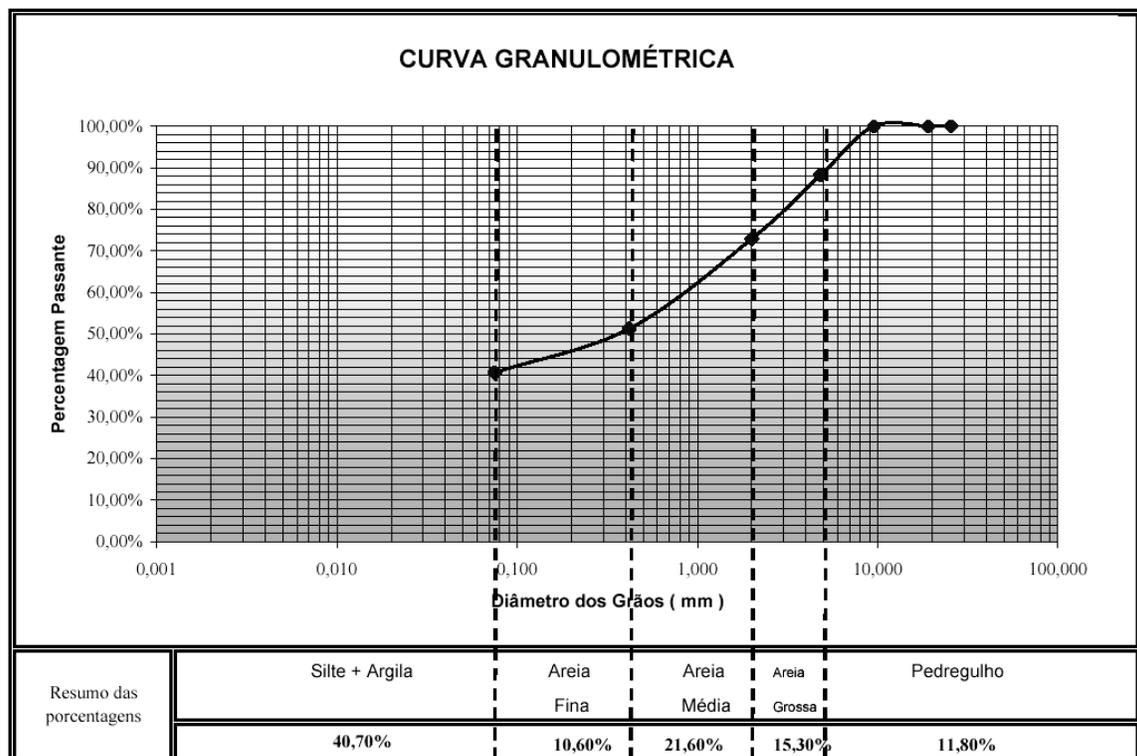


Figura 8.2 – Curva granulométrica do solo avermelhado.

A Tabela 8.1 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de caracterização física, mecânica, bem como a classificação geotécnica e geológica das amostras de solos amarelado e avermelhado.

Tabela 8.1 – Resumos dos resultados de ensaios e classificação das amostras.

Solo	amarelado	avermelhado
Camada (m)	0,50 a 1,50	2,50 a 4,00
LL	NP	NP
IP	NP	NP
IG	0	1
Classificação H.R.B.	A-2-4	A-4
Classificação SUCS	SM	SM
Classificação Geológica	PVg1	PVg1
$\gamma_{\text{máx}}$ (kN/m ³)	16,1	15,9
Umidade Ótima (%)	19,9	22,6

8.2 Ensaios de Cisalhamento Direto

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram determinados para três diferentes solos. Os dois solos que compõem a estrutura Terramesh® (amarelado e avermelhado) no estado compactado (indeformado) e o solo de fundação (solo residual) do mesmo no estado natural (indeformado). Estes solos compõem o perfil estratigráfico utilizado na análise de estabilidade da estrutura Terramesh® (item 11).

As amostras dos solos amarelado (compactado 1) e avermelhado (compactado 2) foram coletadas na face exposta da superfície de ruptura, no estado compactado no campo, após a escavação de alívio de peso.

A amostra indeformada do solo residual foi coletada na base da estrutura Terramesh®.

Estes solos compõem o perfil estratigráfico utilizado na análise de estabilidade da estrutura Terramesh® (item 11). O ensaio através do qual estes parâmetros foram obtidos

foi o de cisalhamento direto. O resumo dos resultados dos dois ensaios de cisalhamento direto estão apresentados nas Tabelas 8.2, respectivamente. Estão incluídos nesta mesma tabela os valores correspondentes a uma amostra da camada compactada de coloração amarelada, a qual também foi ensaiada no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina, por solicitação da empresa fabricante do Sistema Terramesh® e identificada na tabela com a palavra “Fabricante”.

Tabela 8.2 – Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Tipo de solo	Prof. (m)	h_{nm} média (%)	γ médio (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)
Amarelado (compactado 1) Fabricante	0,50	23,04	13,9	0,7	33,0
Avermelhado (compactado 2)	2,80	25,14	14,5	7,8	32,5
Solo residual indeformado	Base do Terramesh®	25,14	14,5	12,5	30,0

$h_{média}$ umidade natural média; $\gamma_{médio}$ peso específico natural médio; **c** coesão; ϕ ângulo de atrito.

Os valores médios do teor de umidade e peso específico seco apresentados na Tabela 8.2, refere-se à média de três corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto.

Santos (1997) estudou os solos de Florianópolis, e ao analisar a unidade - PVg1-Podzólico Vermelho Amarelo substrato granito, com solos originados do granito Ilha (granito de textura grosseira, que origina solos bastante granulares), com amostras do horizonte C desse granito, concluiu que para a condição inundada, o valor da coesão apresentou uma variabilidade de 0 (zero) a 7 kN/m² e o ângulo de atrito interno ficou em torno de 35°.

Raimundo (1998) analisou um escorregamento ocorrido morro do Cacupé (Granito Ilha) em Florianópolis, onde foi utilizado o ensaio de cisalhamento direto para determinação dos parâmetros de resistência dos solos, no estado inundado.

Constatou-se que para a condição inundada, o valor da coesão apresentou uma variabilidade de 5,75 a 16,82 kN/m² e o ângulo de atrito interno variou de 32,4° a 35,5°.

Se compararmos os resultados da Tabela 8.2, obtidos através do ensaio de cisalhamento direto para o solo residual (PVg1), verifica-se que os mesmos se enquadram dentro da faixa de resultados obtidos por Santos (1997) e Raimundo (1998).

9 AVALIAÇÃO DO GRAU DE COMPACTAÇÃO DA ESTRUTURA TERRAMESH®

A avaliação do grau de compactação (GC) das camadas compactadas da estrutura Terramesh® foi realizada, através da retirada de blocos indeformados de solos compactados da face exposta da superfície de ruptura. A amostragem foi realizada após a escavação de alívio de peso (item 7.1). Foram retiradas duas amostras de cada camada (amarelada e avermelhada). Os valores estão mostrados na Tabela 9.1, indicando a profundidade de retirada. Estão incluídos nesta mesma tabela os valores correspondentes a uma amostra da camada compactada de coloração amarelada (compactado 1), a qual também foi ensaiada no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina, por solicitação da empresa fabricante do Sistema Terramesh® e identificada na tabela com a palavra “Fabricante”.

Tabela 9.1 - Valores de teor de umidade e peso específico seco de campo dos solos compactados.

Camada de solo	Prof. (m)	h_{campo} (%)	$\gamma_{\text{seco campo}}$ (kN/m ³)
Amarelado (compactado 1)	0,50	23,04	13,9
Amarelado (compactado 1)	1,50	28,62	14,8
Avermelhado (compactado 2)	2,80	25,14	14,6
Avermelhado(compactado 2)	4,00	26,48	14,9

h_{campo} umidade de campo; γ_{campo} peso específico de campo.

Para fins de comparação, estão apresentados na Tabela 9.2, os valores dos teores de umidade ótima e peso específico seco máximo, obtidos de ensaios de compactação de laboratório, para os dois solos constantes da tabela anterior realizados pela empresa fiscalizadora a época da execução da estrutura Terramesh® e para a presente dissertação.

Do ponto de vista prático, os dois solos apresentam valores similares de teor de umidade ótima e peso específico seco máximo.

Observa-se com base nos resultados da Tabela 9.2, que a seleção das amostras a partir da classificação tátil e visual realizada pela empresa fiscalizadora foi bem sucedida. Portanto os ensaios de caracterização realizados pela empresa fiscalizadora podem perfeitamente ser adotados como definidores das características físicas dos solos que compõem a estrutura Terramesh®.

Tabela 9.2 – Valores de teor de umidade ótimo e peso específico seco de laboratório dos solos.

Camada de solo	$h_{\text{ótima}}$ (%)		$\gamma_{\text{seco máximo}}$ (kN/m ³)	
	fiscalizadora	consultora	fiscalizadora	consultora
Amarelado (compactado 1)	19,9	21,5	16,1	15,8
Avermelhado (compactado 2)	22,6	22,0	15,9	16,0

$H_{\text{ótima}}$ umidade ótima; $\gamma_{\text{seco máximo}}$ peso específico seco máximo.

10 MECANISMO DE RUPTURA

Com os trabalhos de campo foi possível observar no local alguns indícios de como a ruptura se desenvolveu, como se encontra descrito nos itens a seguir.

10.1 Estrutura Terramesh®

Para o caso da estrutura Terramesh® podem ser definidos com precisão três pontos da superfície de ruptura (Figura 10.1). No seu limite inferior ocorreu um levantamento da calçada e do pavimento asfáltico (Foto 7.5) da Av. Juscelino Kubitchek de Oliveira, situada a jusante da estrutura Terramesh®. Por outro lado, no seu limite superior a superfície de ruptura apresenta uma parede quase que vertical ao longo dos 4m de profundidade da escavação efetuada, a qual ocorre a uma distância de cerca de 6,0m em relação ao lado externo da camada superior do paramento externo (gabião) da estrutura Terramesh®. Estes dados puderam ser observados durante as escavações de alívio de peso de terra (item 7.1) efetuadas no dia 05/10/2001.

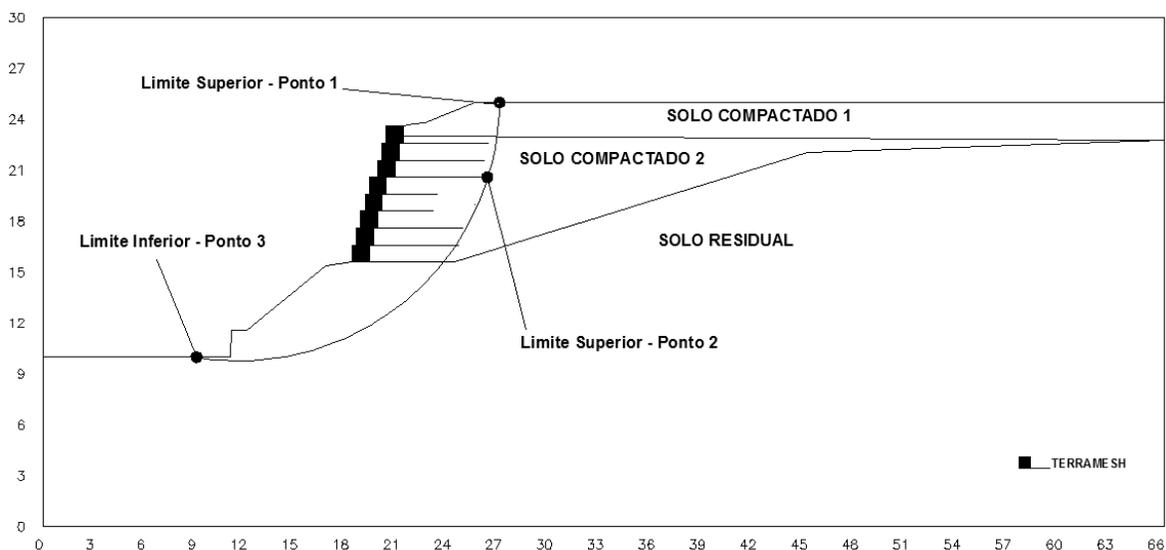


Figura 10.1 – Pontos limites da superfície de deslizamento.

Pode-se, portanto, inferir destas observações que a estrutura Terramesh® sofreu uma rotação, através da qual o topo desceu, deixando um vazio entre o piso de concreto armado

e o solo compactado, assim como no seu extremo inferior a rotação causou um levantamento do pé do talude. Estes detalhes podem ser observados nas Fotos 7.5, 7.6 e 7.7, vistas anteriormente.

É interessante ressaltar que a cunha de deslizamento apresenta na sua parte superior, um deslocamento vertical (vazio entre o piso de concreto e a cunha) aparentemente maior que o deslocamento verificado no pé do talude. Isto equivale a dizer que o paramento externo (gabião) da estrutura Terramesh® absorveu esta diferença em forma de deformação (embarrigamento). Esta deformação pode ser verificada na Foto 10.1, e a mesma deve ter sido causada basicamente pelas deformações laterais do solo compactado assentado sobre o solo natural.

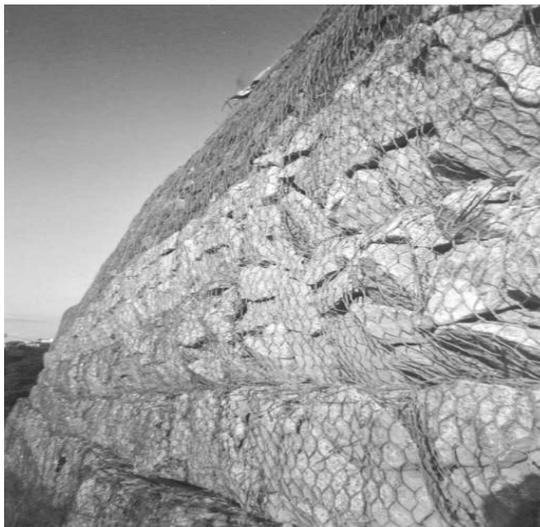


Foto 10.1 – Deformação do paramento externo (Embarrigamento).

10.2 Muro de Gravidade em Pedra Argamassada

A interpretação do mecanismo de ruptura do Muro de Gravidade é simples. Na parte do Muro de Gravidade situada em frente à primeira área escavada (22/09/2001), como pode ser observado na Foto 10.2, verifica-se a existência de uma rachadura, cuja abertura mede em torno de 10cm (Foto 10.3). A mesma indica esforços de tração atuando sobre o mesmo. A explicação para a existência de fissura de tração neste ponto é o esforço provocado pelo deslocamento da estrutura Terramesh® na direção do Muro de Gravidade, quando da sua ruptura.



Foto 10.2 – Trinca de tração no Muro de Gravidade.

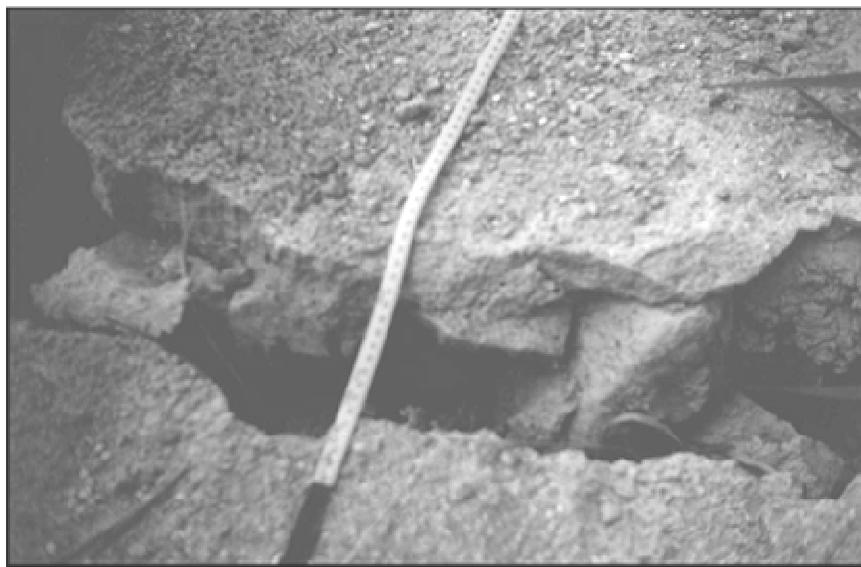


Foto 10.3 – Detalhe da trinca de tração.

11 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ESTRUTURA TERRAMESH®

A definição de estabilidade de uma estrutura de contenção implantada em perímetro urbano, em termos de coeficiente de segurança, não pode ser inferior a 1,5.

Para a análise de estabilidade da estrutura Terramesh® utilizou-se os métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern e Price, adotando-se a forma circular para a superfície de ruptura. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito interno) das diferentes camadas do perfil estratigráfico são aqueles mostrados na Tabela 8.2, os quais representam a condição mais desfavorável, comparativamente aos valores da Tabela 8.3. Os valores de peso específico utilizados foram de $19,0\text{kN/m}^3$, para o solo na condição saturada, tanto para o solo compactado como para o solo natural. A seção transversal adotada na retroanálise encontra-se exatamente na área em que ocorreu o levantamento da calçada (Foto 11.1).

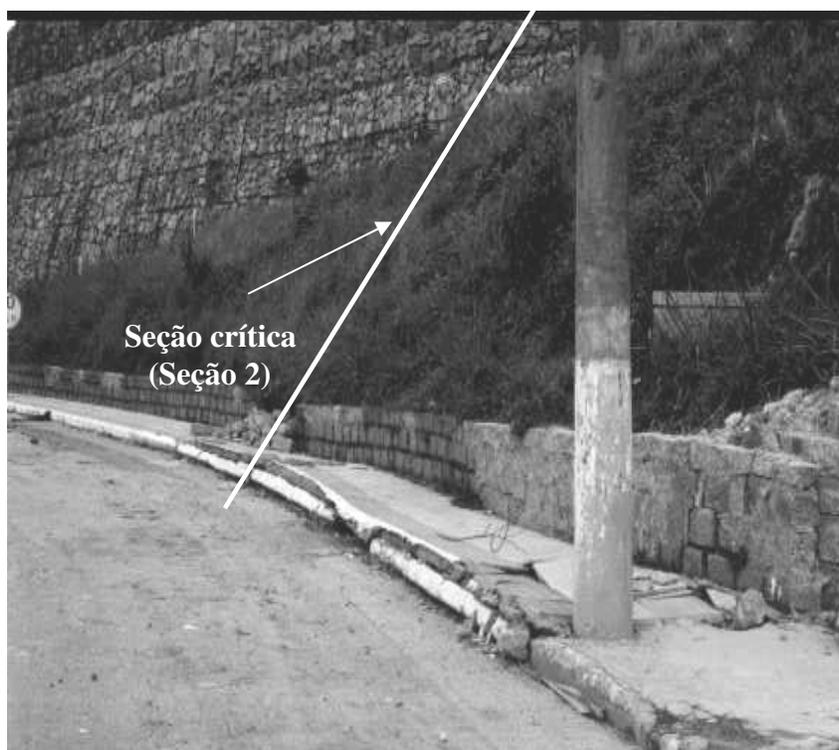


Foto 11.1 – Localização da seção de análise de estabilidade (retroanálise).

Com base no posicionamento em campo da seção crítica (Foto 11.1), buscou-se no projeto executivo encaminhado pelo projetista responsável pelo mesmo, à seção de projeto

que estivesse mais próxima, que foi a seção transversal de projeto nº 2 (Figura 11.1). Nesta seção foi lançada a estratigrafia e a geometria da estrutura Terramesh®.

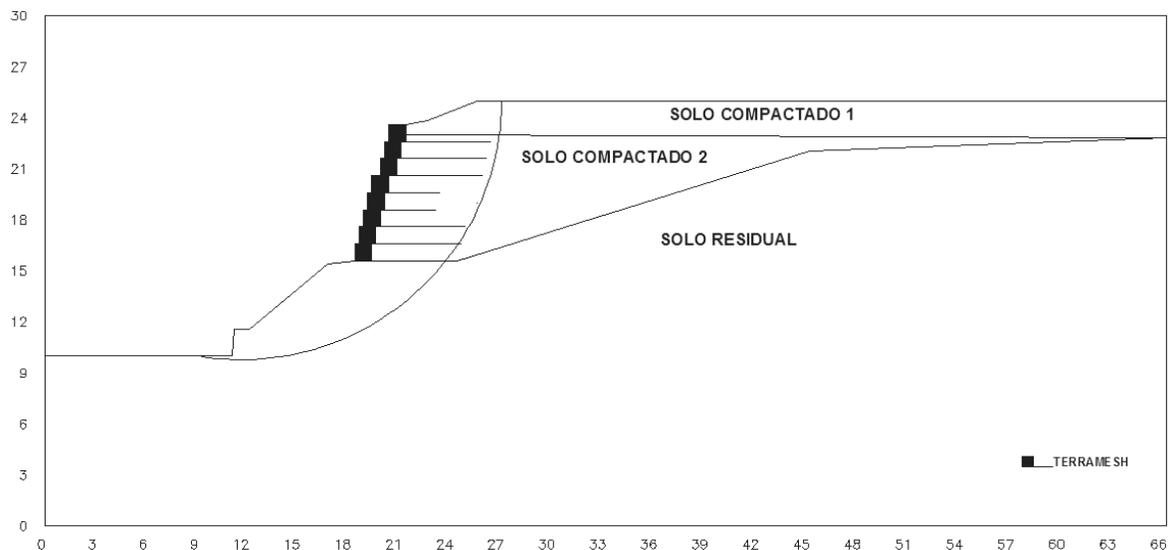


Figura 11.1 – Seção 2, adotada na retroanálise.

Restringiu-se a ocorrência de superfícies circulares de ruptura através dos três pontos citados anteriormente (Figura 10.1).

A retroanálise foi desenvolvida levando-se em consideração a condição inicial (sem escavação) e após a escavação de alívio de terra, com o objetivo de avaliar a eficiência deste na estabilidade do talude. Ambas admitem a condição de existência ou não do nível do lençol freático.

Foi adotada na retroanálise a existência do nível do lençol freático (artificial), apesar da sondagem à percussão realizada na área pela empresa fiscalizadora, não indicar a presença do mesmo. Esta consideração tem como justificativa a existência de uma drenagem profunda que passava atrás da estrutura Terramesh® (Figura 11.2 e 11.3) e que foi identificada e cadastrada no levantamento topográfico planialtimétrico realizado na área, após o alívio de peso.

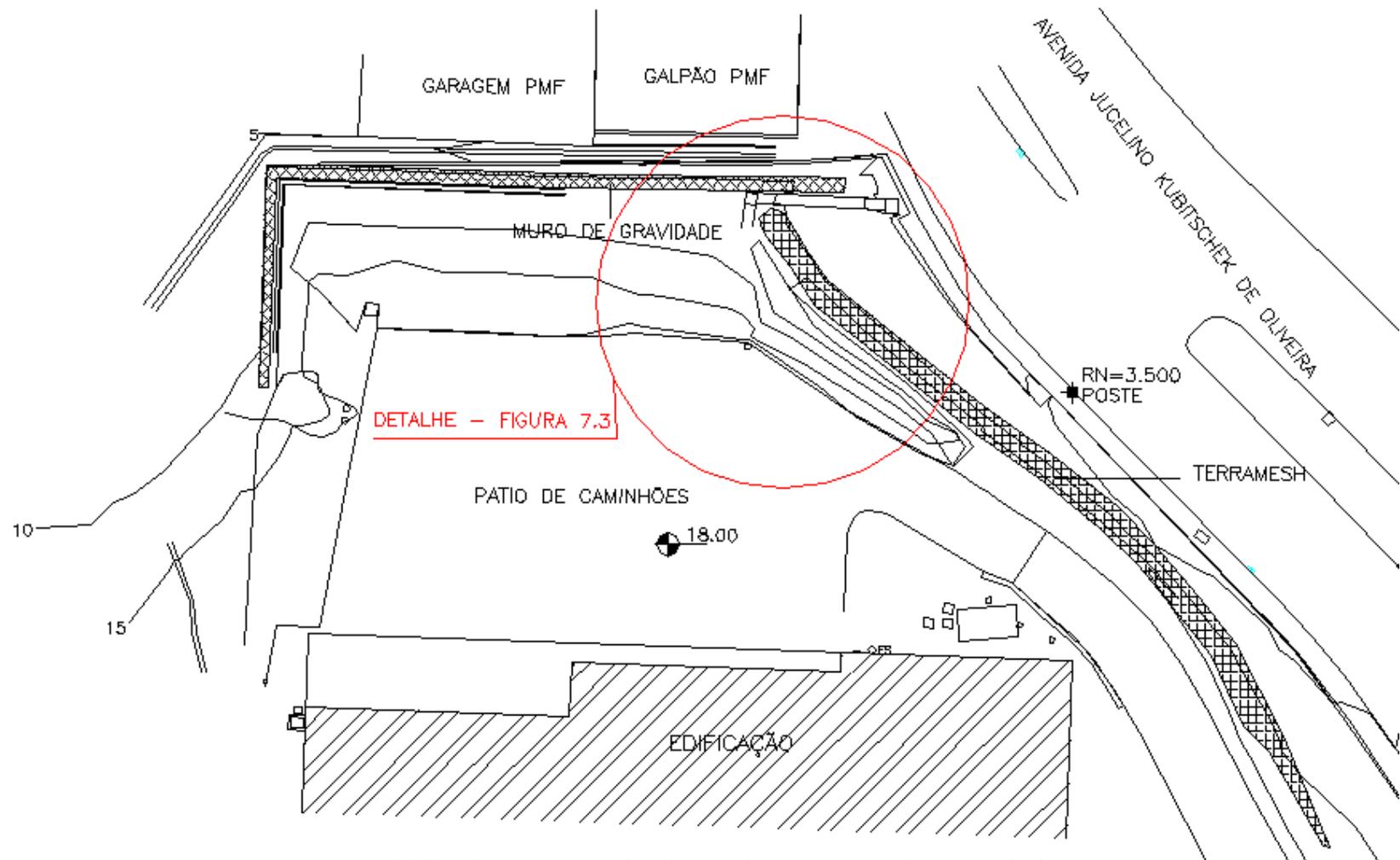


Figura 11.2 – Drenagem profunda situada a montante da massa deslizante.

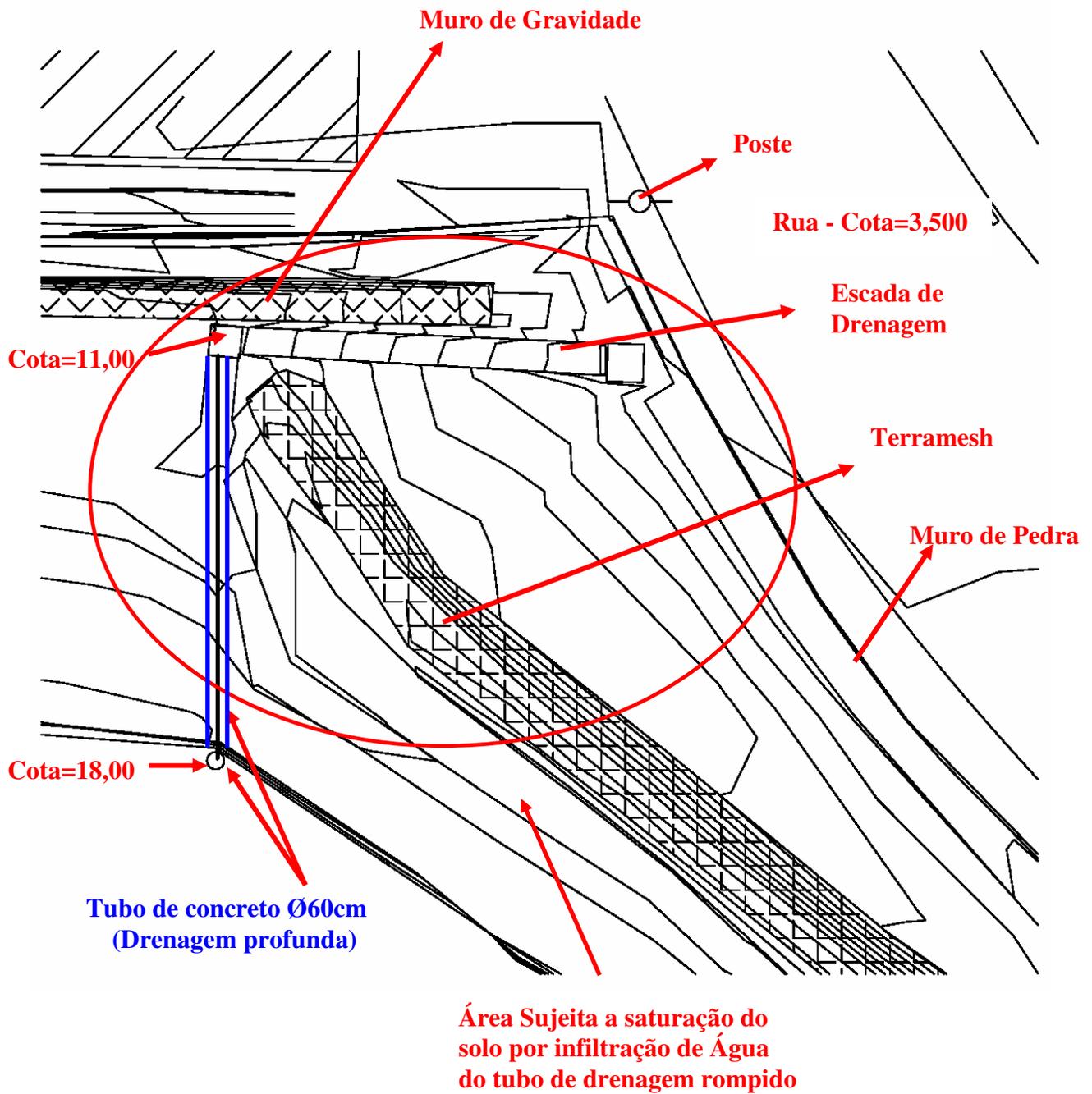


Figura 11.3 – Detalhe da drenagem profunda situada a montante da massa deslizando.

A posição do nível do lençol freático (artificial) foi admitida como estando muito próximo do nível do terreno natural, limite com o solo compactado. Esta posição não é de fácil determinação. O lençol freático deve estar passando abaixo da base da estrutura Terramesh®, visto que não existe nenhuma indicação nas pedras deste mesmo, como por exemplo, “manchas” deixadas pela água durante sua percolação. Por outro lado, observou-se a presença de água junto ao pé do talude quando das escavações para a construção do pequeno muro de pedra ao pé do talude, abaixo da estrutura Terramesh® (Foto 11.2).



Foto 11.2 – Pontos de surgência de água na base da estrutura Terramesh®.

Este pequeno muro foi construído, após a verificação da ruptura, como uma tentativa de resolver o problema de estabilidade. Na realidade, este muro sofreu trincas logo após sua construção (Foto 11.3), uma indicação de que o mesmo não foi suficiente para estabilizar a estrutura.



Foto 11.3 – Trincas no pé do muro de pedra.

A inexistência do lençol freático foi admitida na análise apenas para ressaltar a influência do mesmo na estabilidade da estrutura Terramesh®.

Os fatores de segurança calculados com base nas condições de análise estudadas encontram-se na tabela 11.1.

Condições de análise estudadas:

- Condição 1 - Sem escavação e sem lençol freático (Figura 11.4).
- Condição 2 - Sem escavação e com lençol freático (Figura 11.5).
- Condição 3 - Com escavação e sem lençol freático (Figura 11.6).
- Condição 4 - Com escavação e com lençol freático (Figura 11.7).

Tabela 11.1 – Resumo dos resultados das análises de estabilidade.

Condição de Análise de Estabilidade	Fator de Segurança (FS)	
	Bishop	Morgenstern e Price
1 - sem escavação e sem lençol freático	1,22	1,19
2 - Sem escavação e com lençol freático	0,98	0,92
3 - Com escavação e sem lençol freático	1,42	1,40
4 - Com escavação e com lençol freático	1,09	1,08

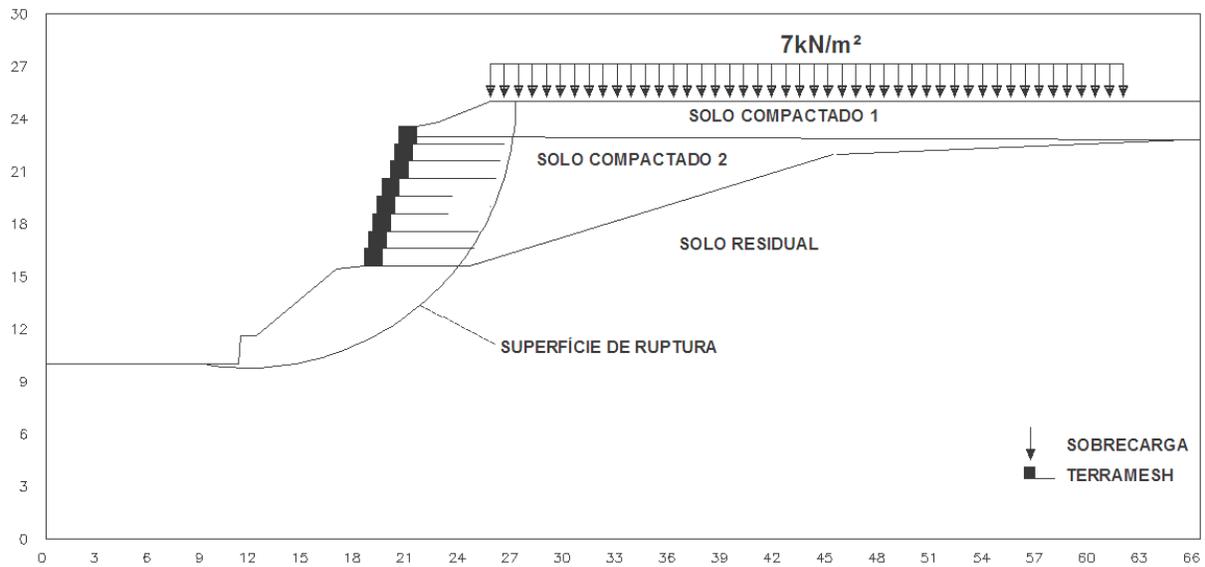


Figura 11.4 – Condição de análise 1 - FS = 1,22 (Bishop Simplificado); FS = 1,19 (Morgenstern e Price).

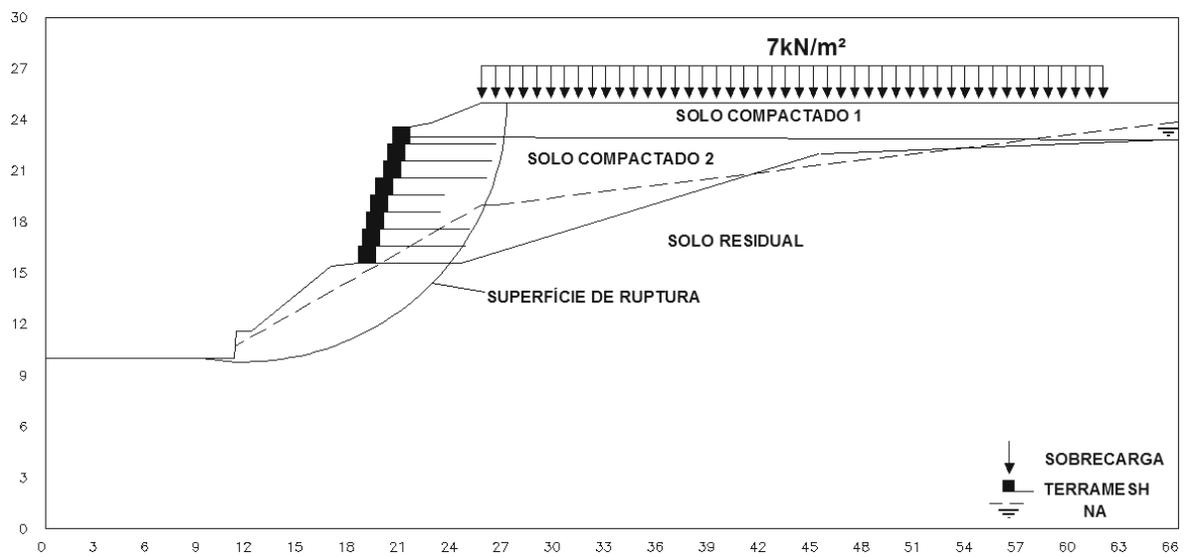


Figura 11.5 – Condição de análise 2 - FS = 0,98 (Bishop Simplificado); FS = 0,92 (Morgenstern e Price).

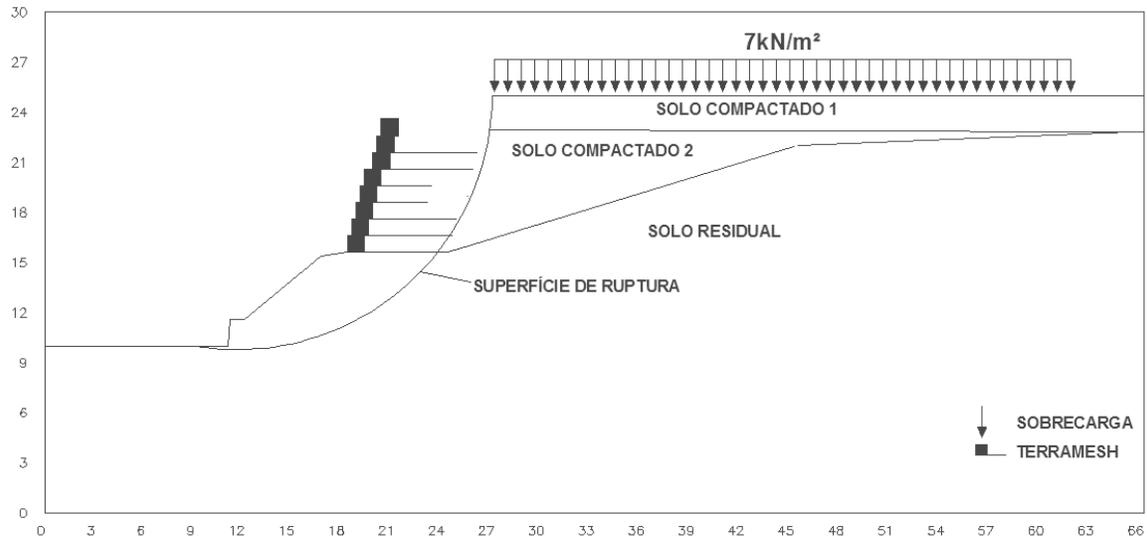


Figura 11.6 – Condição de análise 3 - FS = 1,42 (Bishop Simplificado); FS = 1,40 (Morgenstern e Price).

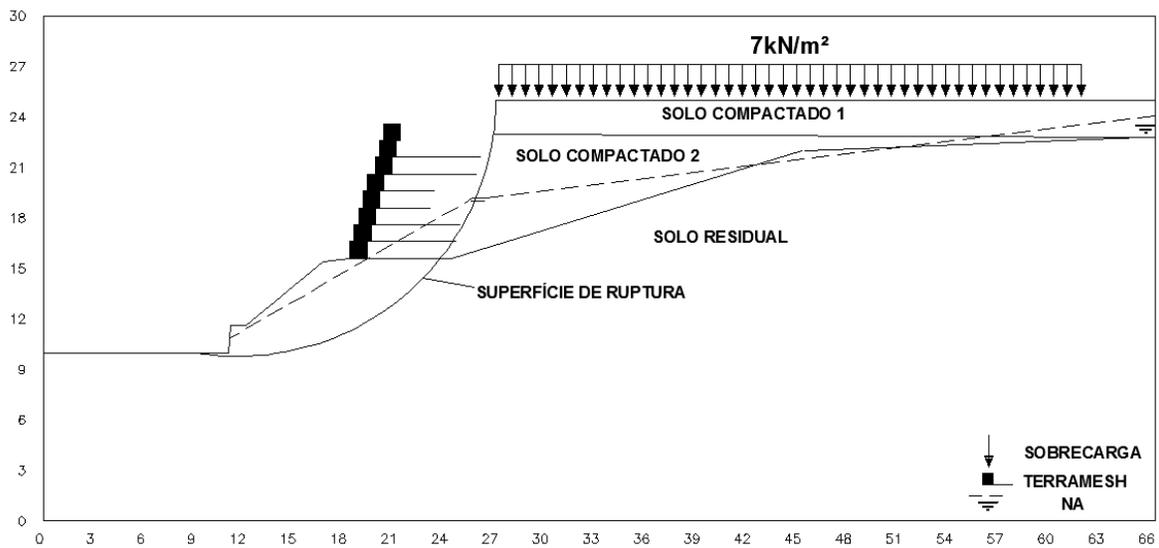


Figura 11.7 – Condição de análise 4 - FS = 1,09 (Bishop Simplificado); FS = 1,08 (Morgenstern e Price).

12 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Em termos de retroanálise os valores de coeficiente de segurança contidos na Tabela 11.1, sugerem as seguintes conclusões:

- As condições existentes no local (sem escavação e com lençol freático) indicam uma condição de instabilidade da estrutura Terramesh®, ou seja, este de fato romperia assim que as condições fossem as críticas, já que os fatores de segurança obtidos foram de 0,98 para Bishop Simplificado e 0,92 para Morgenstern e Price. Antes das chuvas a estrutura Terramesh® (sem escavação e sem lençol freático) apresentava um fator de segurança de 1,22 para Bishop Simplificado e 1,19 para Morgenstern e Price, considerado inadequado, porém estável.
- A retroanálise (superfície adotada na análise coincidente com a superfície de ruptura real) demonstra que os parâmetros dos solos, adotados na análise, estão compatíveis com os solos e as condições de campo, visto que o fator de segurança obtido é muito próximo de 1,0 (0,98 para Bishop Simplificado e 0,92 para Morgenstern e Price).
- A escavação de alívio de terra (considerando-se o lençol freático) efetuada na estrutura Terramesh® foi suficiente para aumentar levemente a segurança do talude de 0,98 para 1,09 na análise por Bishop Simplificado e de 0,92 para 1,08 na análise por Morgenstern e Price.
- O fator de segurança, considerando-se a condição com escavação e sem lençol freático foi de 1,42 para Bishop Simplificado e de 1,40 para Morgenstern e Price. Estes valores são considerados aceitáveis, embora estejam um pouco abaixo de 1,50. Neste caso, desde que fosse impedida a subida do lençol freático, poder-se-ia considerar o talude como seguro nas condições de geometria atuais. Isto não é recomendável, haja visto que esta garantia não existia.

Quanto à compactação do solo os valores do grau de compactação de campo, estão mostrados na Tabela 12.1 e indicam uma significativa dispersão ao longo da profundidade, assim como observa-se que os valores estão abaixo do recomendável que seria de 95% do peso específico seco correspondente à energia do ensaio de Proctor Normal. A

compactação aquém daquela prevista não influenciou na presente análise, tendo em vista que os parâmetros de resistência obtidos em laboratório refletem as condições existentes em campo.

Tabela 12.1 – Valores de grau de compactação de campo.

Tipo de Solo compactado	Prof. (m)	h_{campo} (%)	$\gamma_{\text{seco campo}}$ (kN/m³)	GC (%)
Amarelado	0,50	23,04	13,9	$13,9/15,8 = 87,97$
Amarelado	1,50	28,62	14,8	$14,8/15,8 = 93,67$
Avermelhado	2,80	25,15	14,6	$14,6/16,0 = 91,25$
Avermelhado	4,00	26,48	14,9	$14,9/16,0 = 93,13$

h_{campo} umidade de campo; γ_{campo} peso específico de campo; GC grau de compactação.

13 CONCLUSÕES

As seguintes conclusões podem obtidas dos estudos realizados:

- A estrutura Terramesh® da maneira como foi construída, ou seja, com um comprimento de ancoragem insuficiente não apresentava as condições de estabilidade preconizadas para obras de contenções em áreas urbanas, isto é, não acusa um coeficiente à ruptura global mínimo de 1,50.
- Verificou-se que todas as ancoragens da estrutura Terramesh® encontram-se contidas na cunha de ruptura. Isto evidencia um dimensionamento inadequado.
- A situação de estabilidade da estrutura Terramesh® foi agravada pela danificação do sistema de drenagem, que passou a lançar seu efluente no interior do corpo do talude, propiciando a elevação do lençol freático (artificial) e diminuindo a resistência ao cisalhamento do solo.
- O não funcionamento adequado do sistema de drenagem pode ter ocorrido em função de uma má execução do mesmo, muito embora o grau de compactação encontra-se abaixo do mínimo desejado (ver tabela 12.1).
- Após a escavação de alívio procedida no dia 05/10/2001, as deformações da estrutura Terramesh® praticamente cessaram (ver item 7.1).

14 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMARAL, C. e PALMEIRO, F. (1997) - *Correlação entre Geologia e Escorregamentos nas Encostas do Rio de Janeiro a partir de Tratamento de Banco de Dados, Análise via Autocad - SIG e Mapeamento de Detalhe*. In: 2o SIMPÓSIO PAN-AMERICANO DE ESCORREGAMENTOS DE TERRA e 2a CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - II PSL/COBRAE (nov:1997:Rio de Janeiro). **Anais**. vol.1, Rio de Janeiro, ABMS. p.201-207.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984) - **Amostras de Solo:Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização - Método de Ensaio**, NBR 6457. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984) - **Solo: Análise Granulométrica - Método de Ensaio**, NBR 7181. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984) - **Solo: Determinação do Limite de Liquidez - Método de Ensaio**, NBR 6459. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984) - **Solo: Determinação do Limite de Plasticidade - Método de Ensaio**, NBR 7180. Rio de Janeiro.

AUGUSTO FILHO, O. (1992) **Caracterização Geológico-Geotécnica Voltada Estabilização de Encostas: uma Proposta Metodológica**. In: 1a. COBRAE, Rio de Janeiro. Anais, ABMS/ABGE, v.2, p. 721-733.

AUGUSTO FILHO, O. (1995) **Escorregamentos em Encostas Naturais Ocupadas: Análise e Controle**. In: Curso de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente, Série Meio Ambiente ABGE/IPT.

AUGUSTO FILHO, O., VIRGILI, J.C. (1998) **Estabilidade de Taludes**. In: OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. (Ed.). Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, cap. 15, p. 243-269.

BARATA, F. E. (1964) – **Estabilidade dos Talude dos Corte – Construção**, Rio de Janeiro, 8 (2): 29-36. Editora Edgard Blücher Ltda.

BISHOP, A. W (1955). *The Use of the Slip Circle in the Stability Analisys of Slopes*. Geotéchnique, vol. 5, p.7-17.

CARUSO Jr., F. (1993) - **Mapa Geológico da Ilha de Santa Catarina**. Porto Alegre: Centro de Geologia Costeira e Oceânica da UFRGS. Notas Técnicas no 06, p. 312.

COITINHO, J. B. L.; FERNANDES, E. e ISSLER, R. S. (1981) - **Contribuição à Geologia da Folha S6 22-2-D**: Relatório da Operação 8017/81. Florianópolis: Relatório Interno RADAMBRASIL, 430-6, p.35.

DAVISON DIAS, R.; GEHLING, W. Y. Y.; GOLBERT, R. (1985) - *Utilization of a new methodology for the study of the foundations soils of transmission lines*. In: *Computacional com Interface Gráfica para Análise de Estabilidade de Taludes Pregados*. In: SIMPÓSIO DE INFORMÁTICA EM GEOTECNIA - INFOGEO (2.: 1996 : São Paulo) **Anais**. São Paulo: ABMS/NRSP, Vol. 1, p. 45-52.

DAVISON DIAS, R. (1989) **Geomecânica dos Solos Lateríticos do Sul do Brasil**. In: Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil. Porto Alegre - RS: CPGEC/UFRGS, p.96-120.

EHRlich, M. e MITCHELL, J. K. (1994). Working stress design method for reinforced soil walls, *Journal of geotechnical Engineering*, 112,nº 1, pp 1-22;

FERNADES, C.P.& AMARAL, C.P. (1996) – **Movimentos de Massa: uma Abordagem Gológica-Geomorfológica**. In: *Geomorfologia e Meio Ambiente*. Cap.3. Rio de Janeiro: Bertrand do Brasil.

GEO (2000) - **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. 2ª ed. Vol. 1, p. 117.

GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M. (1983) – **Manual Técnico de Encostas – Análise e Investigação**. 2ª ed. São Paulo: Edgard Blücher Ltda.

HAYASHI, H. e TANG, W. H. (1994) - *Probabilistic Evaluation on Progressive Failure in Cut Slopes*. **Structural Safety**. Vol. 14, p. 31-46.

IPIUF (1998) **Gerência de Planejamento: Instituto de planejamento Urbano de Florianópolis – SC**.

ITURRI, E. A. Z. (1996). Análise Numérica da Influência da Compactação em Aterros sobre Fundação de Baixa Capacidade de Suporte. Tese de Doutorado da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 212 p.;

JANBU, N. (1973) - *Slope Stability Computations*. In: EMBANKMENT-DAM ENGINEERING- Casagrande Memorial Volume, eds. Hirschfield & Poulos. New York, John Wiley & Sons, p. 47-86.

JEWELL R. A.(1996). Soil Reinforcement with Geotextiles- Ed Ciria, London, p 332.

JEWELL R. A. (2000). Designing for Soil Reinforcement. Terram Ltd;

KENEDY, B.A. (1971). **Methods of Monitoring Open Pit Slopes**.In: Symposium on Rock Mechanics , 13th, Urbana, Proceedings. p. 537-572.

KINDER, H. e HILGEMANN. (1964). **Atlas Zur Weltgeschichte**, Vol 1, Deustcher Taschenbuch Verlag, Muchen, p. 299.

KOERNER, R. (1994). Designing with Geosynthetics.- Prentice Hall, p 783.

Lo, S.-C. R. (1990). **Determination Of Design Parameters of a Mesh Type Soil Reinforcement**. Géotechnical Testing Journal, GTJODJ. Vol. 13, nº 4, p. 343-350.

MELLO, V.F.B. (1982). Comportamento de materiais compactados à luz da experiência em grandes barragens, Geotecnia 34, p.3-43.

MEYERHOF, G. G. (1951). *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*.Géotechnique.

MORGENSTERN, N. R. e PRICE, V. E. (1965) - *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*. **Géotechnique**. London, England: Vol. 15, no 1, march, p. 79-93.

NOGAMI, J. S. et al. (1983) – *Characterization, identification and classification of tropical soils*. In: COMITEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE, San Francisco, Calif. Theme 1, p.1-39.

PALMEIRA, E.M. (1992) – **Manual Técnico Geotêxtil Bidim – Solo Reforçado, Taludes e Estruturas de Contenção**. p.71.

PALMEIRA, E.M. (2000). **Solo reforçado**. Catálogo Técnico - Huesker

PEDROSA, M. G. A. (1994) - **Análise de Correlações entre Pluviometria e Escorregamentos de Taludes**. Rio de Janeiro. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.

PINHEIRO, R. J. B. (2000) **Estudo de Alguns Casos de Instabilidade da Encosta da Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul**. 318p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre - RS.

RAIMUNDO, H. A. (1998) **Aspectos Geotécnicos e Pluviométricos Associados a Instabilidade de Encostas em Florianópolis**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina.

SALES, IAN AUGUSTO SOUZA LEÃO DE (2002) **Análise Numérica e Analítica de Aterros Estaqueados Reforçados**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.

SANTOS, Glaci T. (1997) - **Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de Engenharia**. Porto Alegre. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - PPGEM/UFRGS.

SARMA, S. K. (1973) - *Stability Analysis of Embankments and Slopes*. **Géotechnique**. London, England: Vol. 23, no 3, p. 423-433.

SARMA, S. K. (1979) - *Stability Analysis of Embankments and Slopes*. Journal **Géotechnical Engineering Division**. London, England: Vol. 105, no 12, p. 1511- 1524.

SCHLOSSER, F. (1990), Mechanically satabilized earth retaining structures, Geotechnical Special Publication n 25, ASCE, pp 347-378;

SEED, R. B. e DUNCAN, J. M.(1986), FE analysis: compaction-induced stresses and deformations, Journal of Geotechnical Engineering, v112, n 1, pp 23-43;

SPENCER, E. A (1977) Method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slices forces. Geotechnique, v.17, n. 17, n. 1, p.11-26.

SOUZA, J. L. R. (1980) - **Análise da Estabilidade de Taludes - Princípios Básicos, Alguns Métodos e Exemplos**. Campina Grande. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba.

TERZAGHI, Karl (1950) - **Mechanism of Landslides**. In: FROM THEORY TO PRACTICE IN SOIL MECHANICS. New York, John Wiley & Sons. p. 202-245.

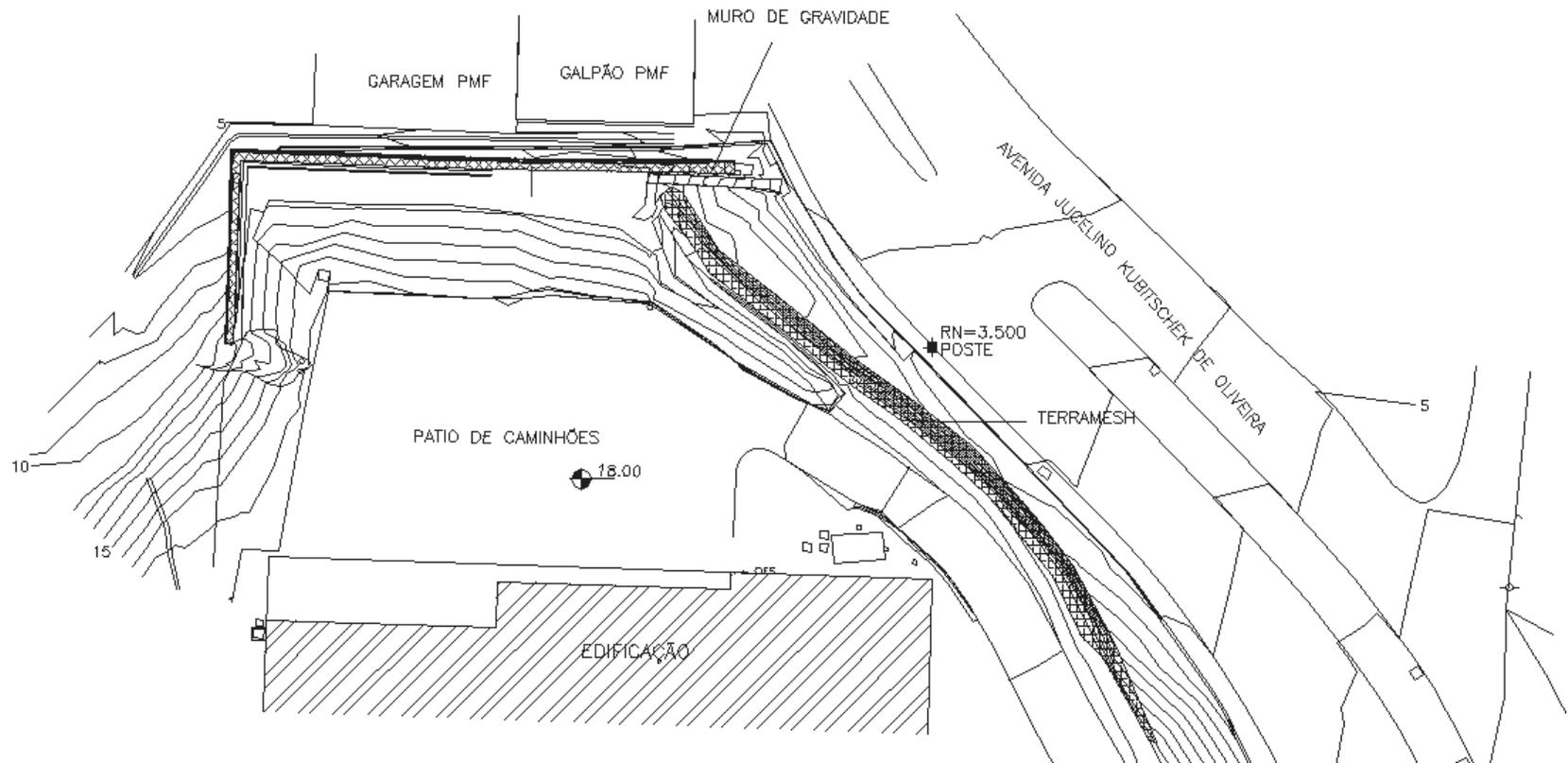
VARNES, D. J. (1978) **Slope Movement and Types and Processes**. In: SCHUSTER, R.L.

WOLLE, C. M. (1980) **Taludes Naturais – Mecanismos de Instabilização e Critérios de Segurança**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, EPUSP, São Paulo.

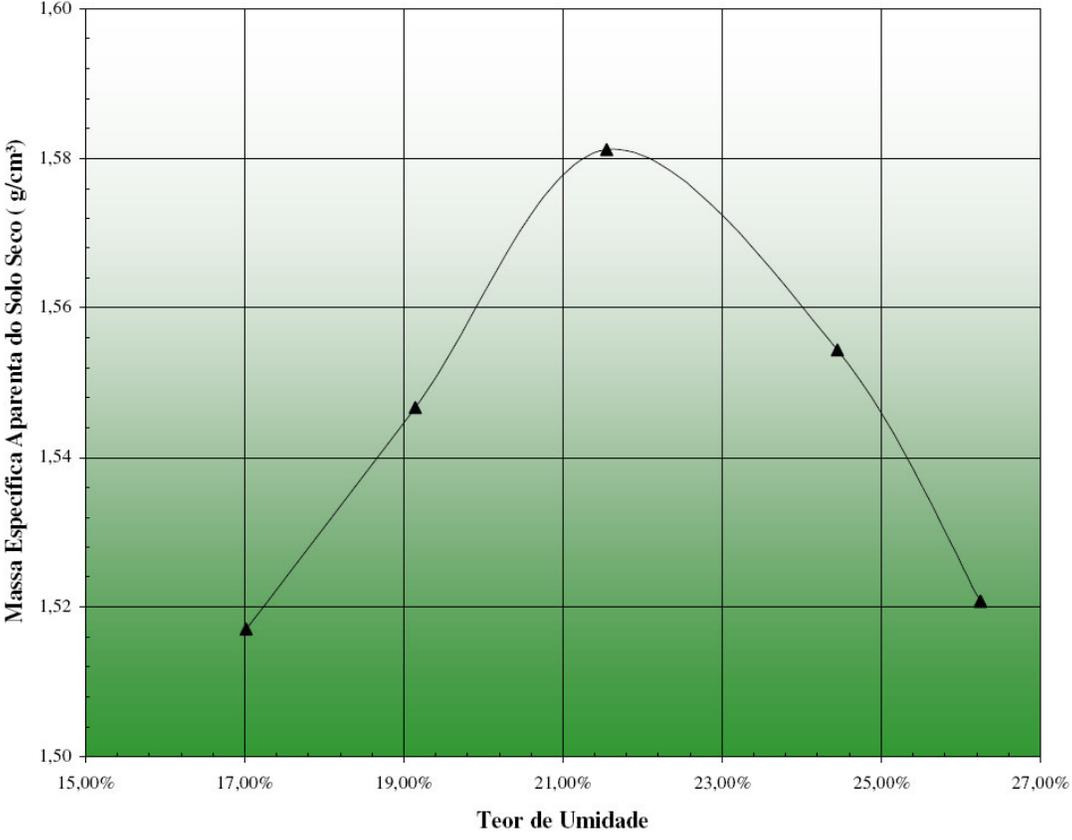
WOLLE, C. M. e CARVALHO, C. S. (1989) - *Deslizamento em Encostas na Serra do Mar - Brasil*. **Rev. Solos e Rochas.**, Rio de Janeiro: vol.12, n. único, p.27-36.

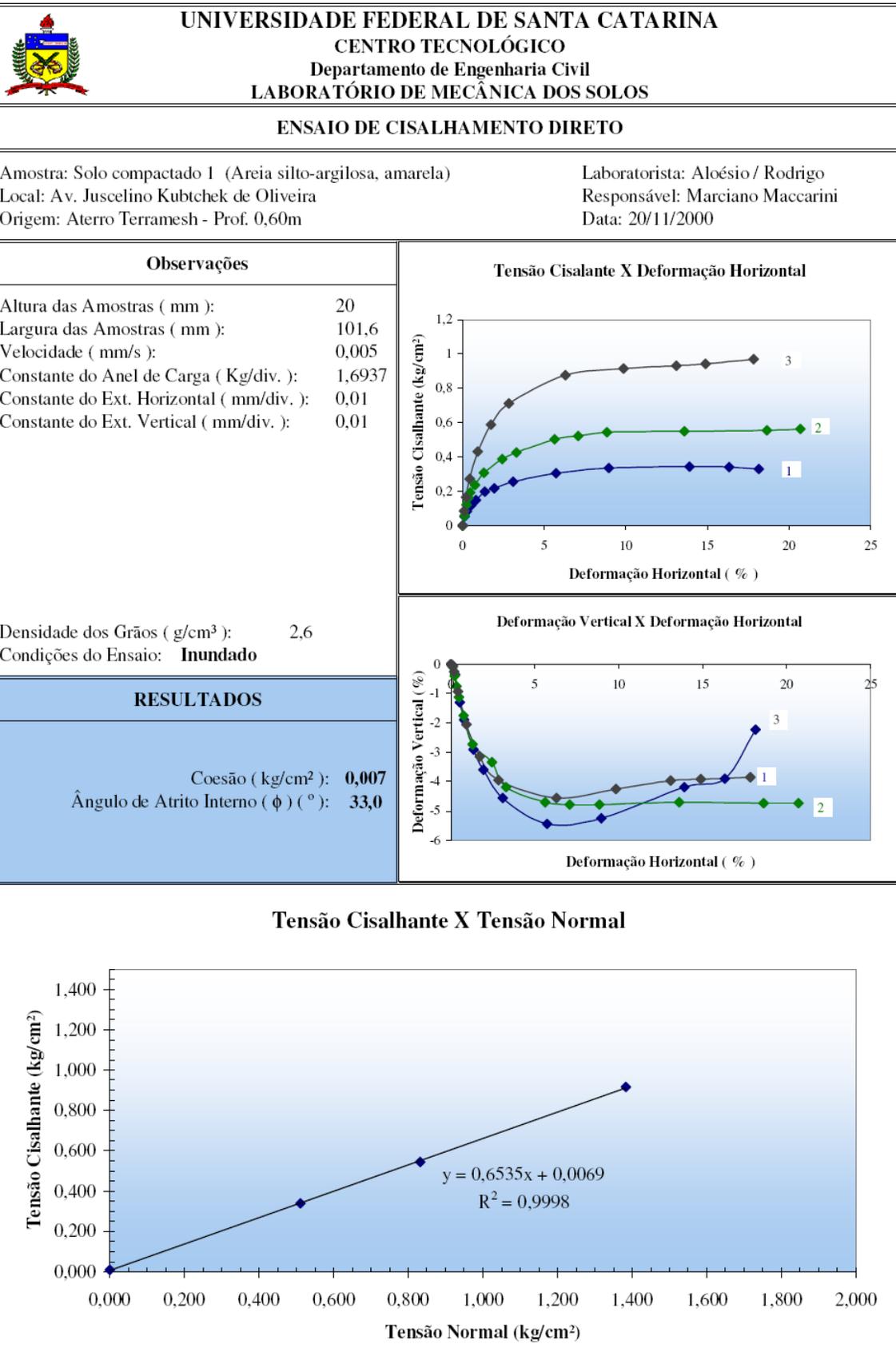
ANEXOS

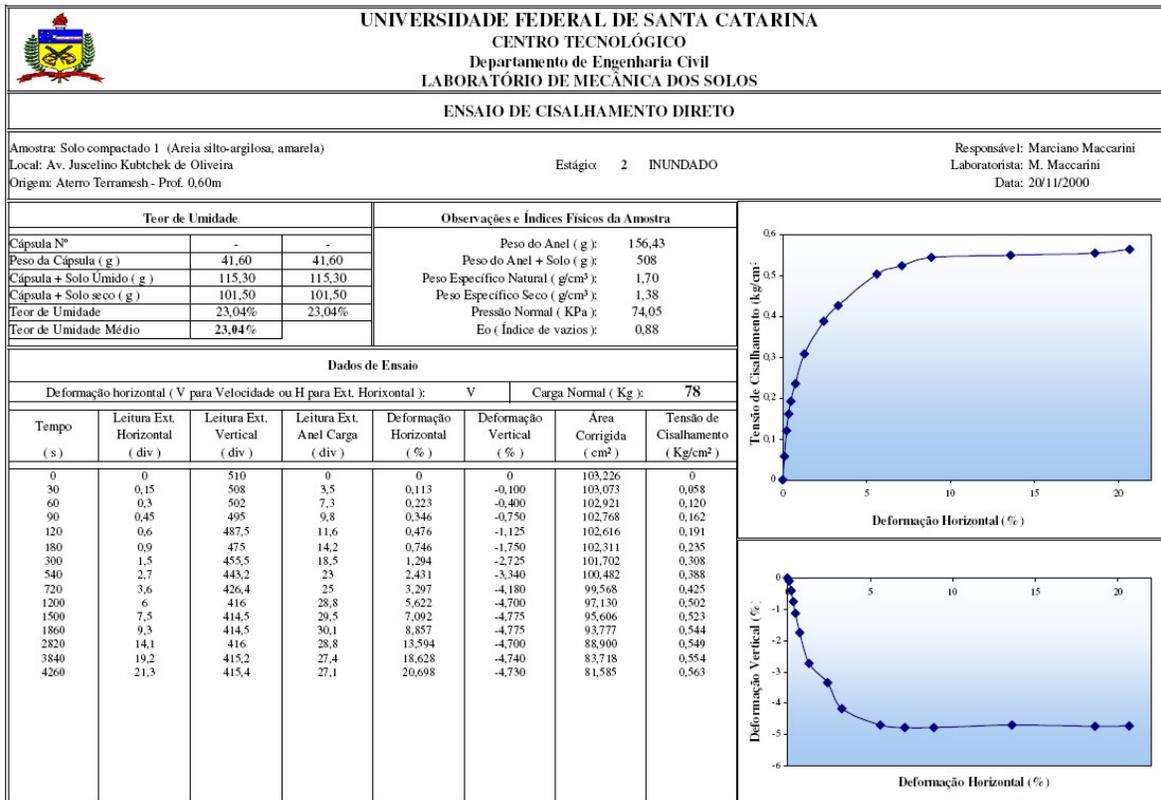
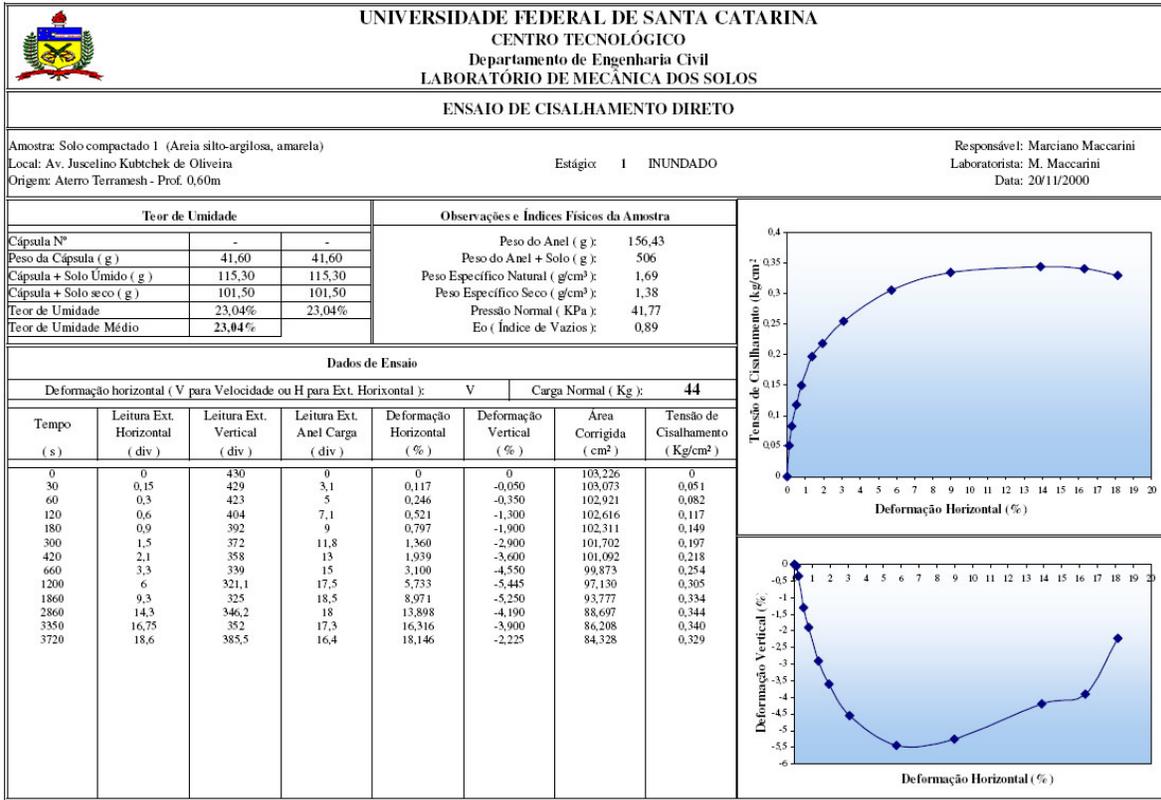
ANEXO A
Levantamento Planialtimétrico Cadastral.

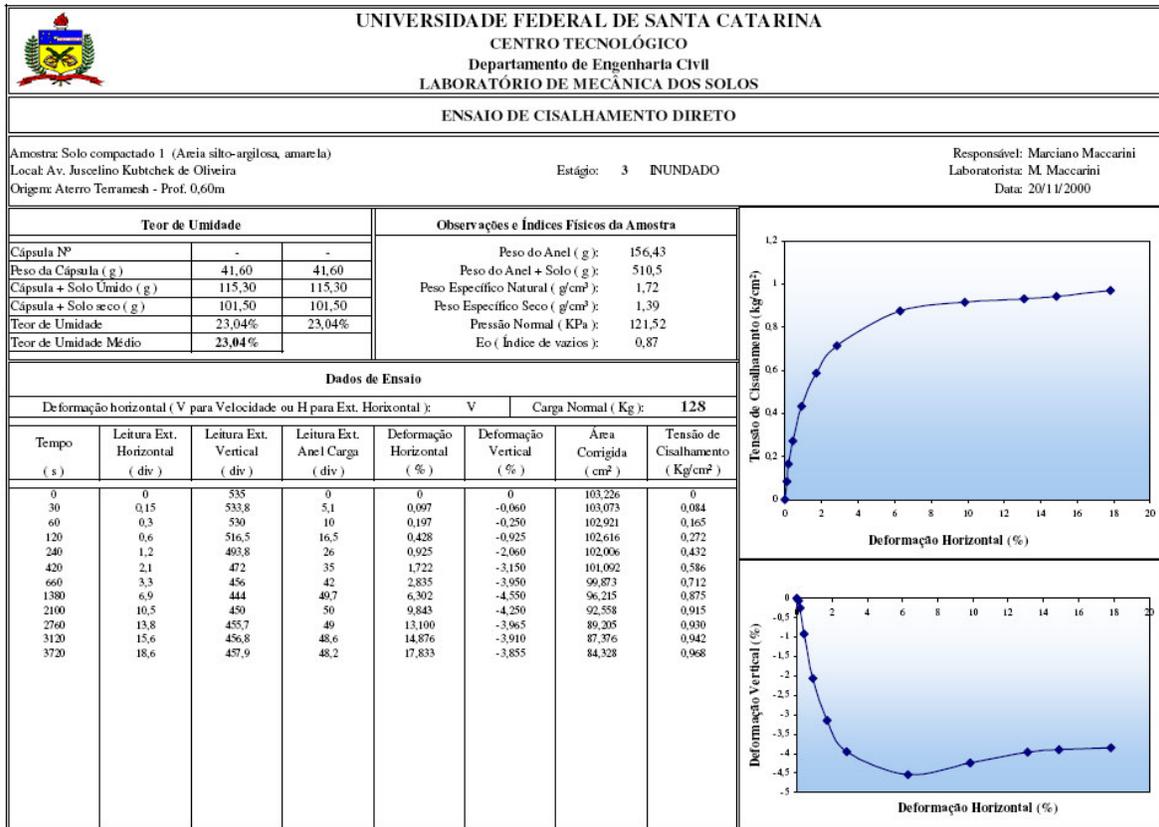


ANEXO B**Resultados dos ensaios realizados no Solo Compactado 1.**

 UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA CENTRO TECNOLÓGICO Departamento de Engenharia Civil LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS							
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO							
Amostra: Solo compactado 1 (Areia silto-argilosa, amarela)				Laboratorista: Marciano Maccarini			
Local: Av. Juscelino Kubtchek de Oliveira				Responsável: Marciano Maccarini			
Origem: Aterro Terramesh - Prof. 0,60m				Data: 18/11/2000			
Determinação da Massa Específica Aparente							
Determinação (N°)	1	2	3	4	5	6	
Peso da Amostra + Molde (g)	8960	9100	9264	9290	9260	9260	
Peso do Molde (g)	5280	5280	5280	5280	5280	5280	
Peso da Amostra (g)	3680	3820	3984	4010	3980	3980	
Volume do Molde (cm ³)	2073,01	2073,01	2073,01	2073,01	2073,01	2073,01	
M.E.A. do Solo Úmido (g/cm ³)	1,78	1,84	1,92	1,93	1,92	1,92	
M.E.A. do Solo Seco (g/cm ³)	1,52	1,55	1,58	1,55	1,52	1,52	
Teor de Umidade	17,02%	19,14%	21,55%	24,45%	26,25%	26,25%	
							
Observações				RESULTADOS			
Energia de Compactação: Proctor Normal (PN) Molde N°: 6				M.E.A. Máxima do Solo Seco (g/cm ³): 1,58 Umidade Ótima: 21,5%			



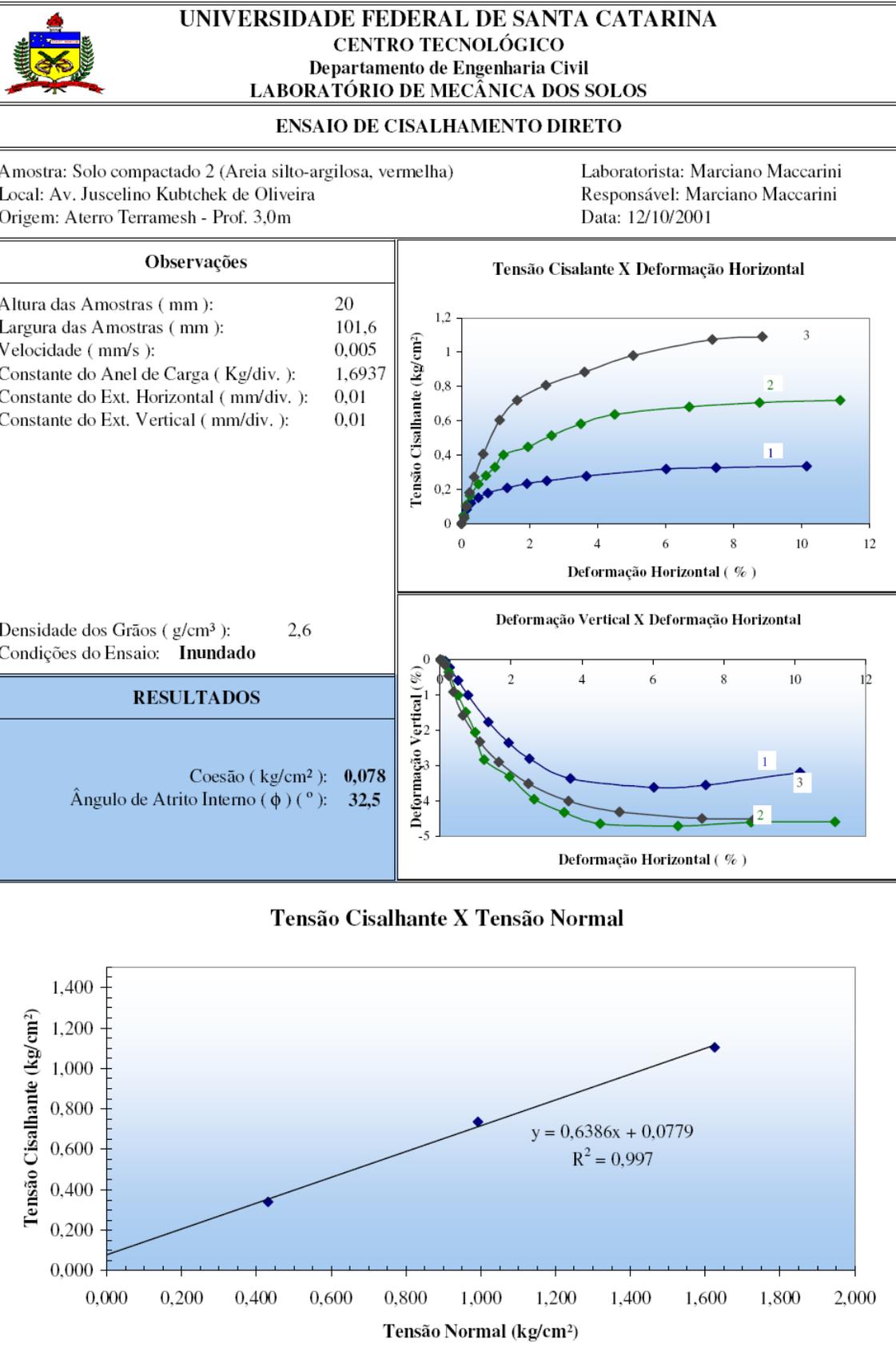


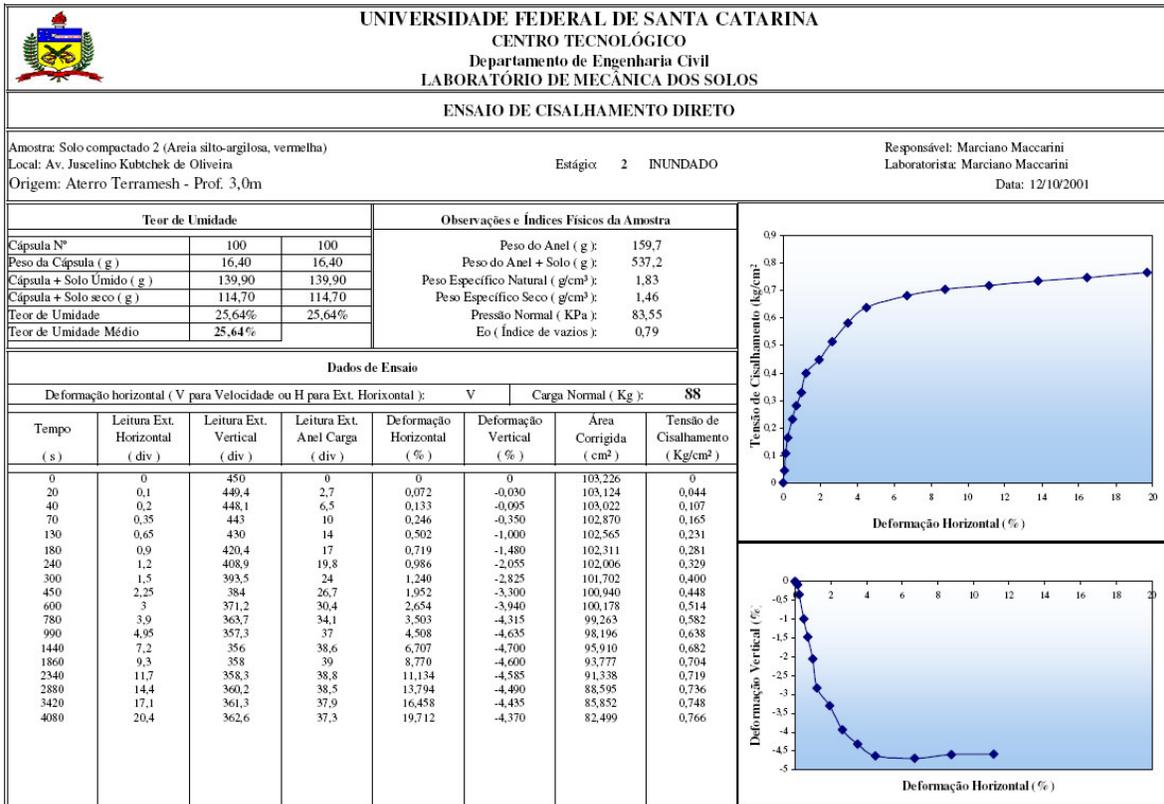
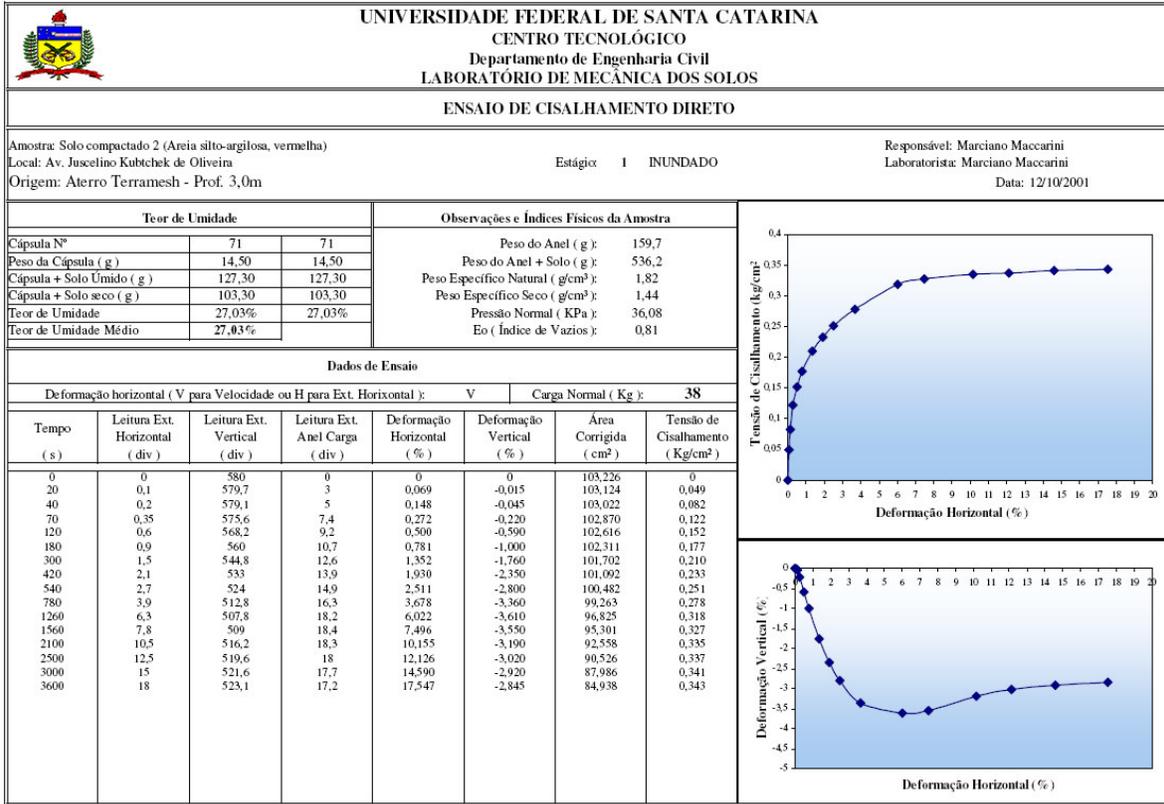


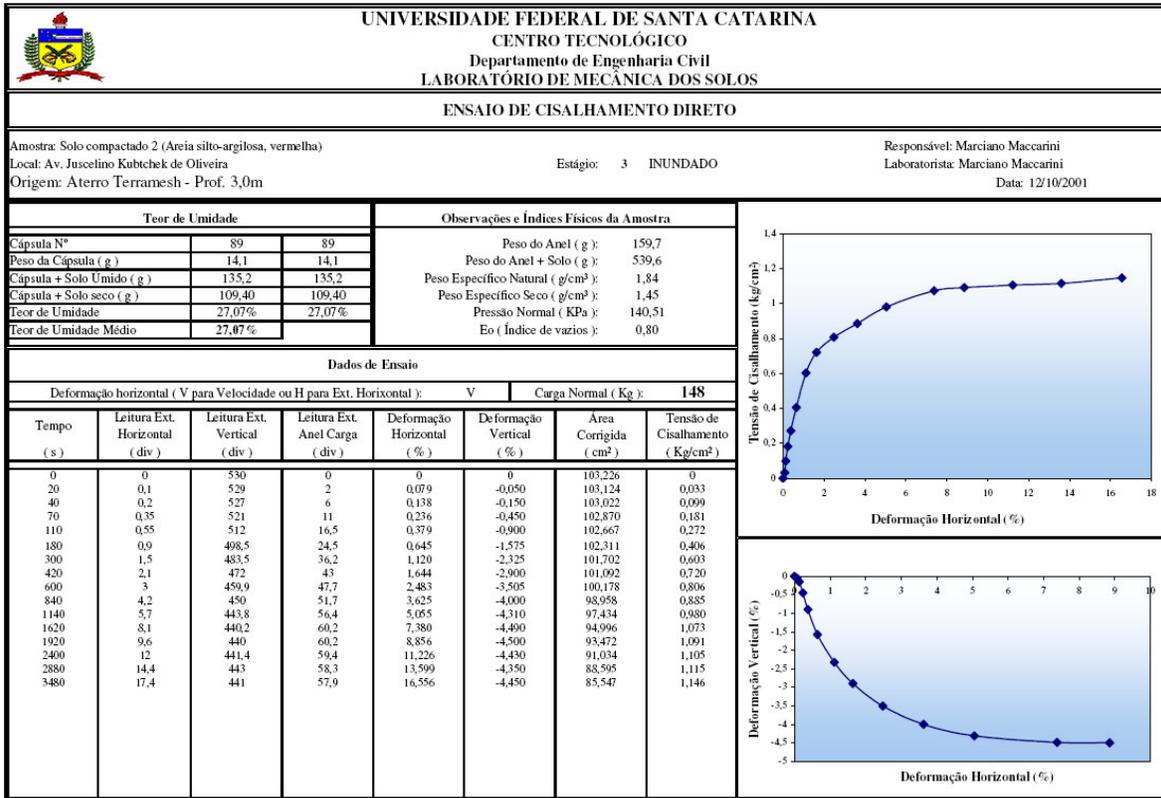
ANEXO C

Resultados dos ensaios realizados no Solo Compactado 2.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA							
CENTRO TECNOLÓGICO							
Departamento de Engenharia Civil							
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS							
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO							
Amostra: Solo compactado 2 (Areia silto-argilosa, vermelha)				Laboratorista: Marciano Maccarini			
Local: Av. Juscelino Kubtchek de Oliveira				Responsável: Marciano Maccarini			
Origem: Aterro Terramesh - Prof. 3,0m				Data: 12/10/2001			
Determinação da Massa Específica Aparente							
Determinação (N°)	1	2	3	4	4		
Peso da Amostra + Molde (g)	9333	9470	9540	9580	9580		
Peso do Molde (g)	5422	5422	5422	5422	5422		
Peso da Amostra (g)	3911	4048	4118	4158	4158		
Volume do Molde (cm ³)	2088	2088	2088	2088	2088		
M.E.A. do Solo Úmido (g/cm ³)	1,87	1,94	1,97	1,99	1,99		
M.E.A. do Solo Seco (g/cm ³)	1,58	1,60	1,60	1,59	1,59		
Teor de Umidade	18,84%	21,37%	23,63%	25,44%	25,44%		
Observações				RESULTADOS			
Energia de Compactação: Proctor Normal (PN) Molde N°: 6				M.E.A. Máxima do Solo Seco (g/cm ³): 1,60 Umidade Ótima: 22,0%			







ANEXO D**Resultados dos ensaios realizados no Solo Residual.**



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
 Departamento de Engenharia Civil
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Amostra: Solo residual indeformado (Argila silto-arenosa, vermelha)
 Local: Av. Juscelino Kubitck de Oliveira
 Origem: Solo de fundação do Terramesh

Laboratorista: Marciano Maccarini
 Responsável: Marciano Maccarini
 Data: 08/10/2001

Observações

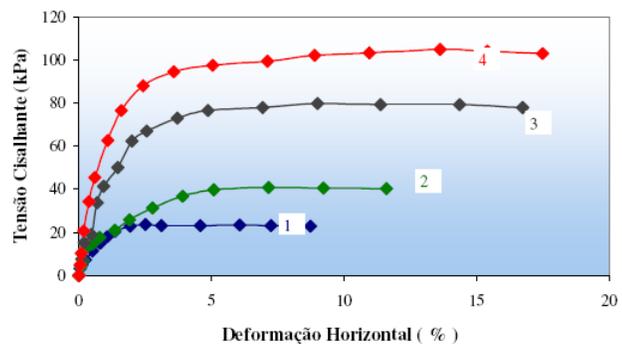
Altura das Amostras (mm): 20
 Largura das Amostras (mm): 101,6
 Velocidade (cm/s): 0,005
 Constante do Anel de Carga (Kg/div.): 1,6937
 Constante do Ext. Horizontal (mm/div.): 0,01
 Constante do Ext. Vertical (mm/div.): 0,01

Densidade dos Grãos (g/cm³): 2,60
 Condições do Ensaio: **INUNDADO**

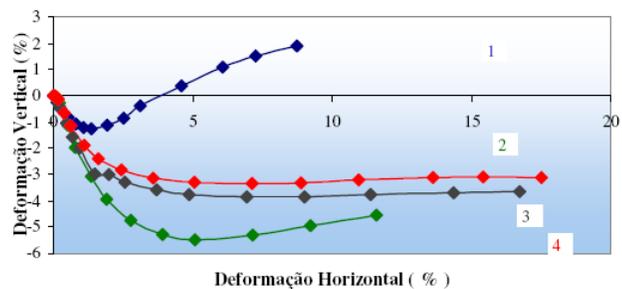
RESULTADOS

Coesão (kPa): **12,5**
 Ângulo de Atrito Interno (ϕ) (°): **30,0**

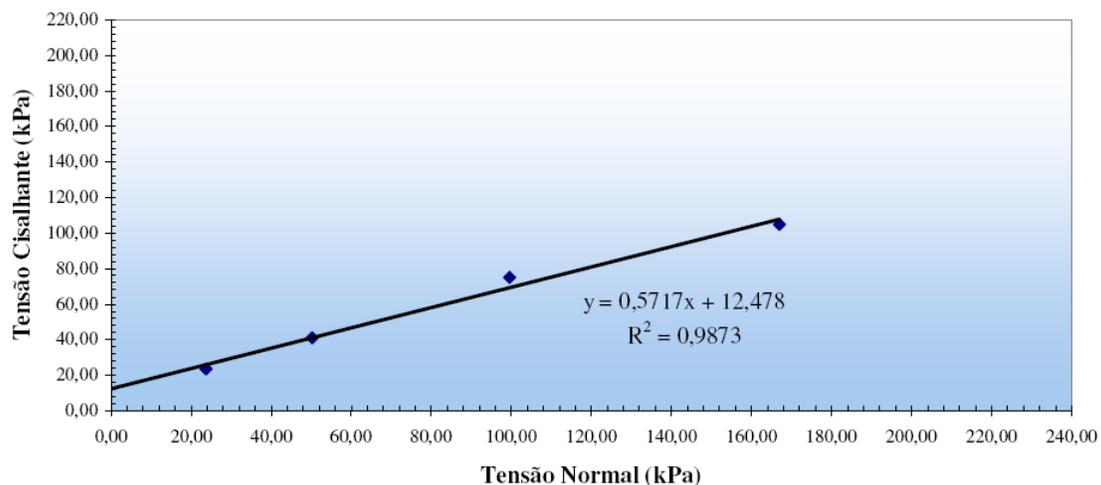
Tensão Cisalhante X Deformação Horizontal

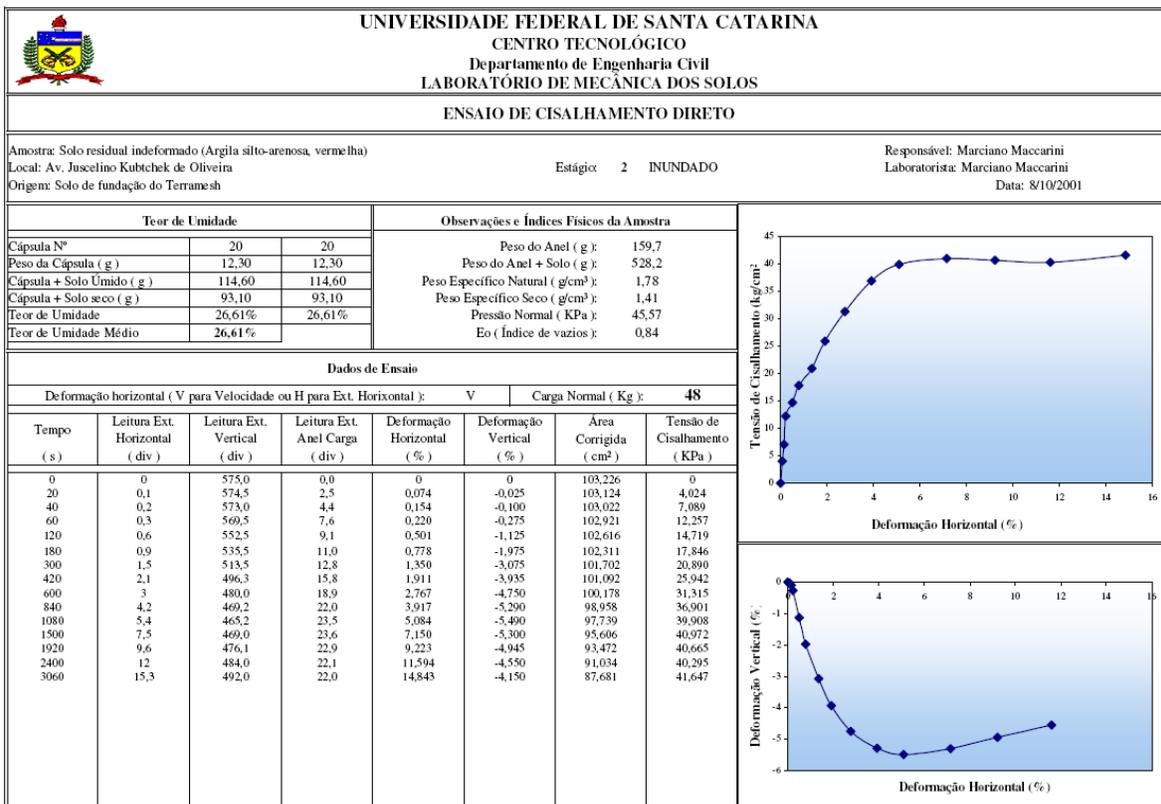
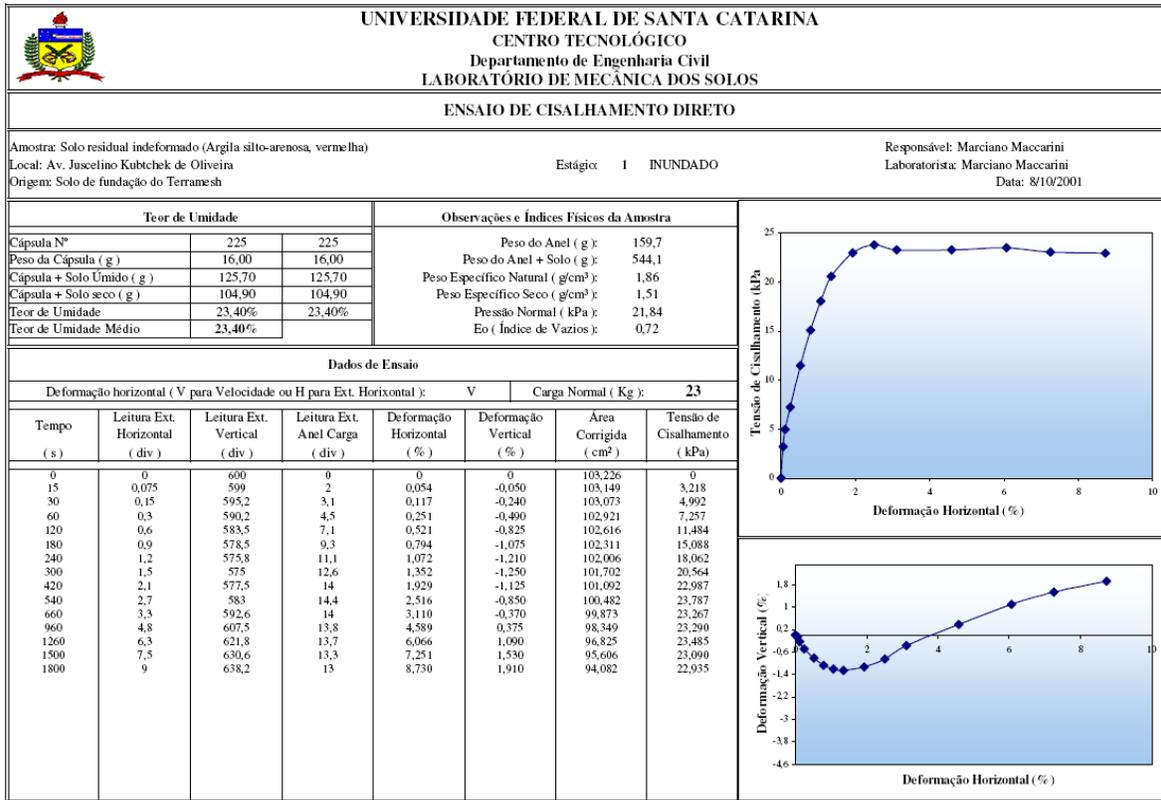


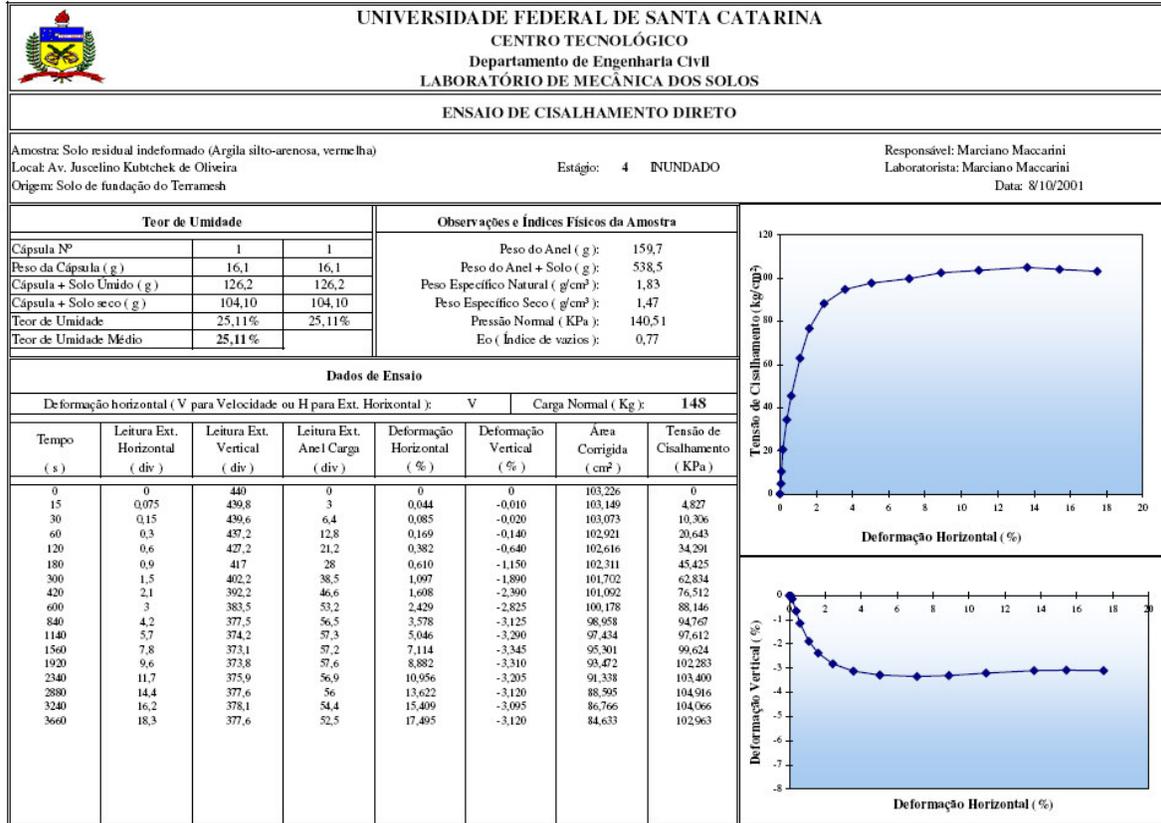
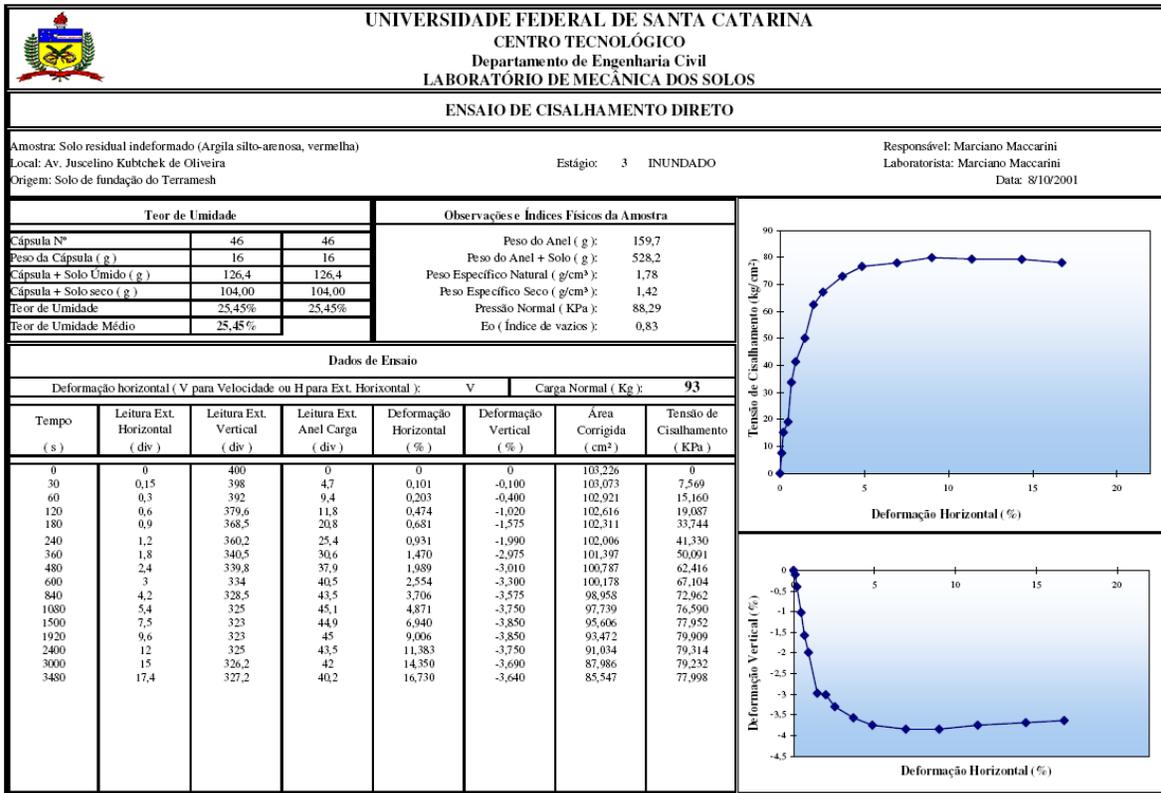
Deformação Vertical X Deformação Horizontal



Tensão Cisalhante X Tensão Normal







ANEXO E
SONDAGEM À PERCUSSÃO

SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO

Cliente: MAKRO ATACADISTA S.A.

*Local : Av. JUSCELINO KUBITSCHEK DE OLIVEIRA, ESTREITO
FLORIANÓPOLIS / SC*

AGOSTO / 2000

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,00 m		Início = 26.07.2000		SP-01		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 26.07.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 26,032 m		Sondador: CECÍLIO DE ABREU		Sem escala				
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	26,032							
1,00	25,032		19	30	33	30	1,00	Silte arenoso rosado.
2,00	24,032		26	30	44	30	2,00	Silte arenoso rosado, compacto.
3,00	23,032		23	30	44	30	3,00	Silte arenoso rosado, muito compacto.
4,00	22,032		25	30	44	30	4,00	Silte arenoso rosado, muito compacto.
5,00	21,032		24	30	41	30	5,00	Silte arenoso amarelado, muito compacto.
6,00	20,032		26	30	44	30	6,00	
7,00	19,032		51	30	76	30	7,00	
8,00	18,032		66	30			8,00	
8,30	17,732						8,30	Impenetrável à sondagem a percussão. (rocha ou matacão).
Prof. N.A = N.F.E.						Obs.:		
Cliente: MAKRO S.A.		MAKRO ATACADISTA S.A.		SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO				
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira,		ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC		 SOTEP A Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e-mail: sotepa@sotepa.com.br - Fone: (048) 248.1899 - FAX: (048) 248.1798				

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,50 m		Início = 27.07.2000		SP- 02		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 27.07.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 26,364 m		Sondador: CECÍLIO DE ABREU		Sem escala				
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	26,364							
1,00	25,364		16	30	26	30	1,00 Silte arenoso rosado, compacto.	
2,00	24,364		11	30	16	30	2,00 Silte arenoso rosado, medianamente compacto.	
3,00	23,364		23	30	34	30	3,00 Alteração granítica amarelada, compacta.	
3,90	22,464						3,90 Impenetrável à sondagem a percussão. (rocha ou matacão).	
Prof. N.A = N.F.E.				Obs.:				
Cliente: MAKRO S.A.		SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO						
MAKRO ATACADISTA S.A.		SOTEP A						
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC		 Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e.mail:sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798						

Amostrador SPT			Perfuração		Data		Sondagem nº :	
Diam. Externo = 2"			A trado até = 1,00 m		Início = 27.07.2000		SP- 02A	
Diam. Interno = 1 3/8"			Lavagem =		Fim = 27.07.2000			
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 26,509 m			Sondador: CECÍLIO DE ABREU			Sem escala		
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1ª+2ª cm		2ª+3ª cm			
	26,509							
1,00	25,509	30	30	40	30	0,22	Silte arenoso rosado. Silte arenoso amarelado.	
2,00	24,509	13	30	20	30	1,00	Silte arenoso amarelado, compacto.	
3,00	23,509	15	30	21	30	2,00	Silte arenoso avermelhado, compacto.	
4,00	22,509	23	30	37	30			
5,00	21,509	33	30	34	30	5,00	Silte arenoso rosado, compacto.	
6,00	20,509	38	30	56	30			
7,00	19,509	37	30	55	30	7,00	Silte arenoso rosado, muito compacto.	
8,00	18,509	54	30			8,00	Silte arenoso amarelado, muito compacto.	
9,00	17,509	63	30					
9,30	17,209					9,30	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).	
Prof. N.A = N.F.E.						Obs.:		
Cliente: MAKRO S.A.			SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO					
MAKRO ATACADISTA S.A.			SOTEP A					
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC			 Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e-mail: soteca@soteca.com.br Fone: (048) 248 1899 FAX: (048) 248 1798					

Amostrador SPT			Perfuração		Data		Sondagem nº : SP- 03	
Diam. Externo = 2"			A trado até = 1,00 m		Início = 26.07.2000			
Diam. Interno = 1 3/8"			Lavagem =		Fim = 27.07.2000			
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 26,144 m			Sondador: EDSON SILVA		Sem escala			
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1º+2º cm		2º+3º cm			
	26,144							
1,00	25,144		13	30	16	30	1,00	Silte rosa com veios amarelos.
2,00	24,144		13	30	19	30	2,00	Silte pouco arenoso rosa, medianamente compacto.
3,00	23,144		13	30	19	30	3,00	Silte pouco arenoso amarelo, compacto.
4,00	22,144		14	30	20	30	4,00	Silte pouco arenoso rosa com veios marrom, compacto.
5,00	21,144		20	30	32	30	5,00	
6,00	20,144		30	30	53	30	6,00	Silte pouco arenoso rosa com veios marrom, muito compacto.
7,00	19,144		37	30	65	30	7,00	Silte arenoso amarelo, (alteração granítica), muito compacto.
7,85	18,294						7,85	Impenetrável à sondagem a percussão. (rocha ou matacão).
Prof. N.A = N.F.E.							Obs.:	
Cliente: MAKRO S.A.			SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO					
MAKRO ATACADISTA S.A.			SOTEP A					
Local : Avenida Juscelino Kubitscheck de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC								
			Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda.					
			Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis					
			e mail: sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798					

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,00 m		Início = 27.07.2000		SP- 04		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 27.07.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 25,325 m		Sondador: EDSON SILVA		Sem escala				
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	25,325							
1,00	24,325		8	30	12	30	1,00	Silte arenoso amarelo.
2,00	23,325		11	30	16	30	2,00	Silte arenoso rosa com veios cinza, medianamente compacta.
3,00	22,325		17	30	28	30	3,00	Silte arenoso rosa com veios cinza, compacto.
4,00	21,325		23	30	34	30	4,00	Silte arenoso marrom, compacto.
5,00	20,325		25	30	33	30	5,00	
6,00	19,325		29	30	47	25	6,00	Silte arenoso amarelo, muito compacto.
7,00	18,325		34	30	50	30	7,00	
8,00	17,325		48	30	57	20	8,00	Silte pouco arenoso amarelo, muito compacto.
9,00	16,325		55	25			9,00	
9,95	15,375						9,95	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
Prof. N.A = N.F.E.						Obs.:		
Cliente: MAKRO S.A.		MAKRO ATACADISTA S.A.		SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO				
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC				 SOTEP A Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e mail: sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798				

Amostrador SPT			Perfuração		Data		Sondagem nº :	
Diam. Externo = 2"			A trado até = 1,00 m.		Início = 04.08.2000		SP- 05	
Diam. Interno = 1 3/8"			Lavagem =		Fim = 04.08.2000			
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 25,457 m			Sondador: EDSON SILVA		Sem escala			
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2° cm		2°+3° cm			
	25,457							
1,00	24,457		10	30	14	30	1,00	Site rosa pouco arenoso, medianamente compacto.
2,00	23,457		10	30	13	30		
3,00	22,457		10	30	14	30		
4,00	21,457		11	30	15	30		
5,00	20,457		12	30	17	30		
6,00	19,457		14	30	19	30	6,00	Site arenoso cinza com veios rosa e amarelo, compacto.
7,00	18,457		15	30	20	30		
8,00	17,457		27	30	35	30	8,00	Site amarelo com areia grossa e veios cinza, compacto.
9,00	16,457		35	30	48	30	9,00	Arenito branco com pedregulhos de quartzo e veios cinza, muito compacto.
10,00	15,457		54	30	78	30		
11,00	14,457		63	30	68	20	11,35	Alteração de rocha, muito compacta.
11,42	14,037						11,42	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
Prof. N.A = N.F.E.							Obs.:	
Cliente: MAKRO S.A.							<p style="text-align: center;">TREPANAÇÃO</p> <p>1° TEMPO DE 10 MINUTOS = 4,00cm</p> <p>2° TEMPO DE 10 MINUTOS = 2,00cm</p> <p>3° TEMPO DE 10 MINUTOS = 1,00 cm</p>	
MAKRO ATACADISTA S.A. Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC			SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO				<p style="text-align: center;">SOT E P A</p> Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e.mail: sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248 1798	



Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,50 m.		Início = 03.08.2000		SP- 06		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 04.08.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 20,177 m		Sondador: EDSON SILVA		Sem escala				
Prof. (mts)	Cota da camuda	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1º+2º cm		2º+3º cm			
	20,177							
1,00	19,177		9	30	13	30	1,00	<p>1 Siite arenoso amarelo com veios rosa.</p> <p>2 Siite pouco arenoso rosa com veios amarelos, medianamente compacto.</p>
2,00	18,177		8	30	12	30		
3,00	17,177		12	30	17	30		
4,00	16,177		19	30	28	30	4,00	Siite pouco arenoso rosa com veios amarelos, compacto.
5,00	15,177		35	30	55	30	5,00	Siite arenoso rosa com veios cinza, muito compacto.
6,00	14,177		55	30				
7,00	13,177		61	30				
7,30	14,037						7,30	Limitada a sondagem a percussão na resistência (arenito com veios cinza).
Prof. N.A = N.F.E.						Obs.:		
Cliente: MAKRO S.A. MAKRO ATACADISTA S.A. Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC		SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO SOTEP A Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e.mail:sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798						

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem n° :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,50 m		Início = 28.07.2000		SP-07		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 28.07.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 23,135 m				Sondador: CECÍLIO DE ABREU		Sem escala		
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	23,135							
1,00	22,135		16	30	26	30	0,55 Argila escura com entulhos. Argila siltosa avermelhada.	
2,00	21,135		7	30	11	30	1,00 Argila siltosa avermelhada, consistência dura..	
3,00	20,135		8	30	13	30	2,00 Silte arenoso avermelhado, medianamente compacto.	
4,00	19,135		8	30	12	30		
5,00	18,135		7	30	10	30		
6,00	17,135		8	30	11	30	6,00 Silte arenoso amarelo, medianamente compacto.	
7,00	16,135		9	30	11	30		
8,00	15,135		14	30	24	20	8,00 Silte arenoso amarelo, compacto.	
9,00	14,135		20	30	35	30		
10,00	13,135		77	30			10,00 Silte arenoso amarelo, muito compacto.	
10,81	12,325						10,81 Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).	
Prof. N.A. = N.F.E.						Obs.:		
Cliente: MAKRO S.A. MAKRO ATACADISTA S.A. Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC						SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO SOTEP A Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e.mail:sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798		

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,00 m		Início = 31.07.2000		SP- 08		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 31.07.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 20,565 m		Sondador: EDSON SILVA		Sem escala				
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1º+2º cm	2º+3º cm	cm	cm		
	20,565							
1,00	19,565		31	30	42	30	0,80 Areia grossa marrom com silte. Argila arenosa vermelha.	
2,00	18,565		27	30	32	30	1,00 Argila arenosa vermelha, consistência dura..	
3,00	17,565		11	30	15	30	2,00 Argila siltosa arenosa amarela, consistência dura..	
4,00	16,565		12	30	15	30	3,00 Silte arenoso rosa, medianamente compacto.	
5,00	15,565		13	30	17	30		
6,00	14,565		15	30	21	30	6,00 Silte arenoso rosa, medianamente compacto.	
7,00	13,565		18	30	25	30	7,00 Silte arenoso amarelo, (alteração granítica), compacto.	
8,00	12,565		22	30	30	20		
9,00	11,565		25	30	36	30		
10,00	10,565		47	30	62	30	10,00 Silte arenoso amarelo, (alteração granítica), muito compacto.	
10,75	9,815						10,75 Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).	
Prof. N.A = N.F.E.								
Cliente: MAKRO S.A.								
MAKRO ATACADISTA S.A.								
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira,								
ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC								
						TREPANAÇÃO 1º TEMPO DE 10 MINUTOS = 5,00cm 2º TEMPO DE 10 MINUTOS = 3,00cm 3º TEMPO DE 10 MINUTOS = 2,00cm		
						Obs.:		
						SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO SOTEP A Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e-mail: sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798		

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2" Diam. Interno = 1 3/8" Revestimento = 2 1/2"		A trado até = 1,00 m Lavagem =		Início = 28.07.2000 Fim = 28.07.2000		SP- 09		
Cota da boca do furo = 22,360 m				Sondador: EDSON SILVA		Sem escala		
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1ª+2º	cm	2ª+3º	cm		
	22,360							
1,00	21,360		17	30	23	30	0,30	Camada vegetal. Argila siltosa vermelha.
2,00	20,360		16	30	23	30	1,00	Argila siltosa arenosa vermelha, consistência dura.
3,00	19,360		12	30	15	30	2,00	Silte arenoso rosa com veios amarelos, compacto.
4,00	18,360		9	30	13	30	3,00	Silte arenoso rosa com veios amarelos, medianamente compacto.
5,00	17,360		11	30	13	30	4,00	Silte pouco arenoso rosa, medianamente compacto.
6,00	16,360		11	30	14	30		
7,00	15,360		12	30	13	30		
8,00	14,360		14	30	15	30		
9,00	13,360		18	30	21	30	9,00	Silte pouco arenoso rosa, compacto.
10,00	12,360		19	30	22	30	10,00	Silte arenoso rosa com veios amarelo e cinza, compacto.
11,00	11,360		22	30	26	30		
12,00	10,360		40	30	59	22	12,00	Silte com areia grossa amarelo, muito compacto.
13,00	9,360		57	25			13,70	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
13,70	8,660							
Prof. N.A = N.F.E.							Obs.:	
Cliente: MAKRO S.A. MAKRO ATACADISTA S.A. Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC							<p align="center">TREPANÇÃO</p> <p>1º TEMPO DE 10 MINUTOS = 5,00cm</p> <p>2º TEMPO DE 10 MINUTOS = 3,00cm</p> <p>3º TEMPO DE 10 MINUTOS = 2,00cm</p>	
SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO								
							<p align="center">SOTEP A</p> <p>Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda.</p> <p>Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis</p> <p>e-mail: sotenpa@sotenpa.com.br - Fone: (048) 248.1899 - FAX: (048) 248.1788</p>	

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,50 m		Início = 31.07.2000		SP- 10		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 31.07.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 19,192 m		Sondador: CECÍLIO DE ABREU		Sem escala				
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1ª+2ª cm	cm	2ª+3ª cm	cm		
	19,192							
1,00	18,192		16	30	28	30	0,40 Argila arenosa escura. Argila arenosa amarelada.	
2,00	17,192		14	30	25	30	1,00 Argila arenosa amarelada. consistência dura..	
3,00	16,192		18	30	28	30	1,05 Argila arenosa avermelhada, consistência dura..	
4,00	15,192		10	30	17	30	4,00 Silte arenoso rosado, medianamente compacto.	
5,00	14,192		10	30	17	30		
6,00	13,192		12	30	24	30	6,00 Silte arenoso rosado, compacto.	
7,00	12,192		36	30	51	30	7,00 Alteração granítica amarelada, muito compacta.	
8,00	11,192		79	30				
9,00	10,192		78	30				
9,90	9,292						9,90 Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).	
Prof. N.A = N.F.E.						Obs.:		
Cliente: MAKRO S.A.		MAKRO ATACADISTA S.A.		SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO				
Local : Avenida Juscelino Kubitscheck de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC				 SOTEP A Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e.mail:sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798				

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,00 m		Início = 31.07.2000		SP- 11		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 01.08.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 17,859 m				Sondador: EDSON SILVA		Sem escala		
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	17,859							
1,00	16,859		11	30	16	30	1,00	Argila arenosa amarelada.
2,00	15,859		10	30	12	30		Silte pouco arenoso rosa, medianamente compacto.
3,00	14,859		11	30	15	30		
4,00	13,859		12	30	16	30		
5,00	12,859		9	30	11	30	5,00	Silte pouco arenoso roxo, medianamente compacto.
6,00	11,859		11	30	13	30		
7,00	10,859		16	30	25	30	7,00	Silte amarelo com areia grossa e veios cinza, compacto.
8,00	9,859		40	10				
8,35	9,509						8,35	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
							TREPANAÇÃO	
							1° TEMPO DE 10 MINUTOS = 5,00cm	
							2° TEMPO DE 10 MINUTOS = 3,00cm	
							3° TEMPO DE 10 MINUTOS = 2,00cm	
Prof. N.A = N.F.E.							Obs.:	
Cliente: MAKRO S.A. MAKRO ATACADISTA S.A. Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC				SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO  SOTEPA Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e-mail: sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798				

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,00 m		Início = 01.08.2000		SP- 12		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 01.08.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 10,229 m		Sondador: EDSON SILVA		Sem escala				
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°		2°+3°			
cm	cm	cm	cm					
	10,229							
1,00	9,229		12	30	14	30	0,40 Camada vegetal. Argila arenosa amarelada.	
2,00	8,229		11	30	14	30	1,00 Argila arenosa amarelada, consistência rija.	
3,00	7,229		9	30	10	30	2,00 Silte arenoso amarelo, medianamente compacto.	
4,00	6,229		7	30	10	30	4,00 Silte pouco arenoso amarelo, medianamente compacto.	
5,00	5,229		10	30	14	30		
6,00	4,229		12	30	20	30	6,00 Silte arenoso rosa com veios cinza, compacto.	
7,00	3,229		17	30	25	30		
8,00	2,229		20	30	29	30		
9,00	1,229		23	30	33	30		
10,00	0,229		35	30	55	30	10,00 Silte arenoso rosa com veios cinza, muito compacto.	
11,00	-1,229		52	30	67	22		
12,00	-2,229		75	25				
12,50	-2,271						12,50 Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).	
							TREPANAÇÃO	
							1° TEMPO DE 10 MINUTOS = 4,00cm	
							2° TEMPO DE 10 MINUTOS = 2,00cm	
							3° TEMPO DE 10 MINUTOS = 1 ½ cm	
Prof. N.A = 4,30m.							Obs.:	
Cliente: MAKRO S.A. MAKRO ATACADISTA S.A. Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC				SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO  SOTEP A Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e.mail:sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248 1899-FAX(048)248 1798				

Amostrador SPT Diam. Externo = 2" Diam. Interno = 1 3/8" Revestimento = 2 1/2"		Perfuração A trado até = 1,00 m Lavagem =		Data Início = 02.08.2000 Fim = 02.08.2000		Sondagem nº : SP- 13		
Cota da boca do furo = 16,714 m				Sondador: EDSON SILVA		Sem escala		
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	16,714							
1,00	15,714		13	30	19	30	1,00	Argila arenosa silteosa amarela.
2,00	14,714		10	30	13	30	2,00	Silte pouco arenoso rosa, compacto.
3,00	13,714		8	30	9	30	3,00	Silte pouco arenoso rosa, medianamente compacto.
4,00	12,714		11	30	14	30	5,00	Silte muito arenoso vermelho, medianamente compacto.
5,00	11,714		11	30	16	30	5,00	Silte rosa com areia grossa, medianamente compacto.
6,00	10,714		28	30	42	30	6,00	Silte rosa com areia grossa, muito compacto.
7,00	9,714		75	20			7,00	Arenito com pedregulhos de quartzo rosa, muito compacto.
7,50	9,054		40	10			7,66	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
7,66	9,054							
Prof. N.A = N.F.E.								
Cliente: MAKRO S.A.								
MAKRO ATACADISTA S.A.								
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC								
SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO								
SOTEP A								
Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda.								
Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis								
e-mail: soteca@soteca.com.br Fone: (048) 248 1899 FAX: (048) 248 1798								

Amostrador SPT			Perfuração		Data		Sondagem nº :	
Diam. Externo = 2"			A trado até = 1,50 m		Início = 31.07.2000		SP- 14	
Diam. Interno = 1 3/8"			Lavagem =		Fim = 01.07.2000			
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 15,891 m			Sondador: CECILIO DE ABREU			Sem escala		
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	15,891							
1,00	14,891		10	30	18	30	0,32	Argila arenosa escura.
2,00	13,891		10	30	16	30	1,00	Argila arenosa amarelada.
3,00	12,891		11	30	18	30		Argila arenosa avermelhada, consistência rija..
4,00	11,891		10	30	18	30	4,00	Silte arenoso rosado, medianamente compacto.
5,00	10,891		11	30	18	30		
6,00	9,891		12	30	20	30	6,00	Silte arenoso rosado, compacto.
7,00	8,891		14	30	21	30		
8,00	7,891		12	30	20	30	8,00	Silte arenoso avermelhado, compacto.
	6,891		14	30	20	30		
10,00	5,891		17	30	24	30		
11,00	4,891		16	30	23	30	11,00	Silte arenoso avermelhado, medianamente compacto.
12,00	3,891		16	30	26	22	12,00	Silte arenoso avermelhado, compacto.
13,00	2,891		24	30	37	30		
14,00	1,891		27	30	42	30	14,00	Silte arenoso avermelhado, medianamente compacto.
15,00	0,891		25	30	41	30		
16,00	0,109		31	30	46	30	16,00	Silte arenoso amarelado, muito compacto.
17,00	1,109		62	30				
18,00	-2,109		30	10			18,28	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
18,28	-2,389							
Prof. N.A = N.F.E.							Obs.:	
Cliente: MAKRO S.A.							TREPANAÇÃO	
MAKRO ATACADISTA S.A.							1º TEMPO DE 10 MINUTOS = 4,00cm	
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira,							2º TEMPO DE 10 MINUTOS = 2 ½ cm	
ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC							3º TEMPO DE 10 MINUTOS = 1 ½ cm	
							SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO	
							SOTEP A	
							Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda.	
							Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis	
							e-mail: soteca@sotepa.com.br Fone: (048) 248 1899 FAX: (048) 248 1798	

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,00 m		Início = 02.08.2000		Fim = 02.08.2000		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =						
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 13,640 m				Sondador: ERNESTO MANOEL FRAGA		Sem escala		
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	13,640							
1,00	12,640		11	30	22	30	0,32	Argila arenosa escura.
2,00	11,640		11	30	22	30	1,00	Argila arenosa amarelada.
3,00	10,640		8	30	11	30	2,50	Argila arenosa vermelha, consistência rija.
4,00	9,640		8	30	10	30	3,00	Silte arenoso rosado, compacto.
5,00	8,640		8	30	11	30		Silte arenoso rosado, medianamente compacto.
6,00	7,640		7	30	12	30		
7,00	6,640		9	30	15	30	7,00	Silte arenoso amarelo, medianamente compacto.
8,00	5,640		13	30	22	30	8,00	Silte arenoso amarelo, compacto.
9,00	4,640		16	30	26	30		
10,00	3,640		36	30	55	30	10,00	Silte arenoso amarelo, muito compacto.
11,00	2,640		47	30	65	30		
12,00	1,640		48	15			12,00	Silte com areia grossa amarelo, muito compacto.
12,15	1,490						12,15	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
Prof. N.A = N.F.E.							Obs.:	
Cliente: MAKRO S.A.							TREPANÇÃO	
MAKRO ATACADISTA S.A.							1° TEMPO DE 10 MINUTOS = 4,00cm	
Local : Avenida Juscelino Kubitscheck de Oliveira,							2° TEMPO DE 10 MINUTOS = 3,00cm	
ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC							3° TEMPO DE 10 MINUTOS = 1,00cm	
							SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO	
							SOTEP A	
							Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda.	
							Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis	
							e-mail: soterpa@soterpa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798	

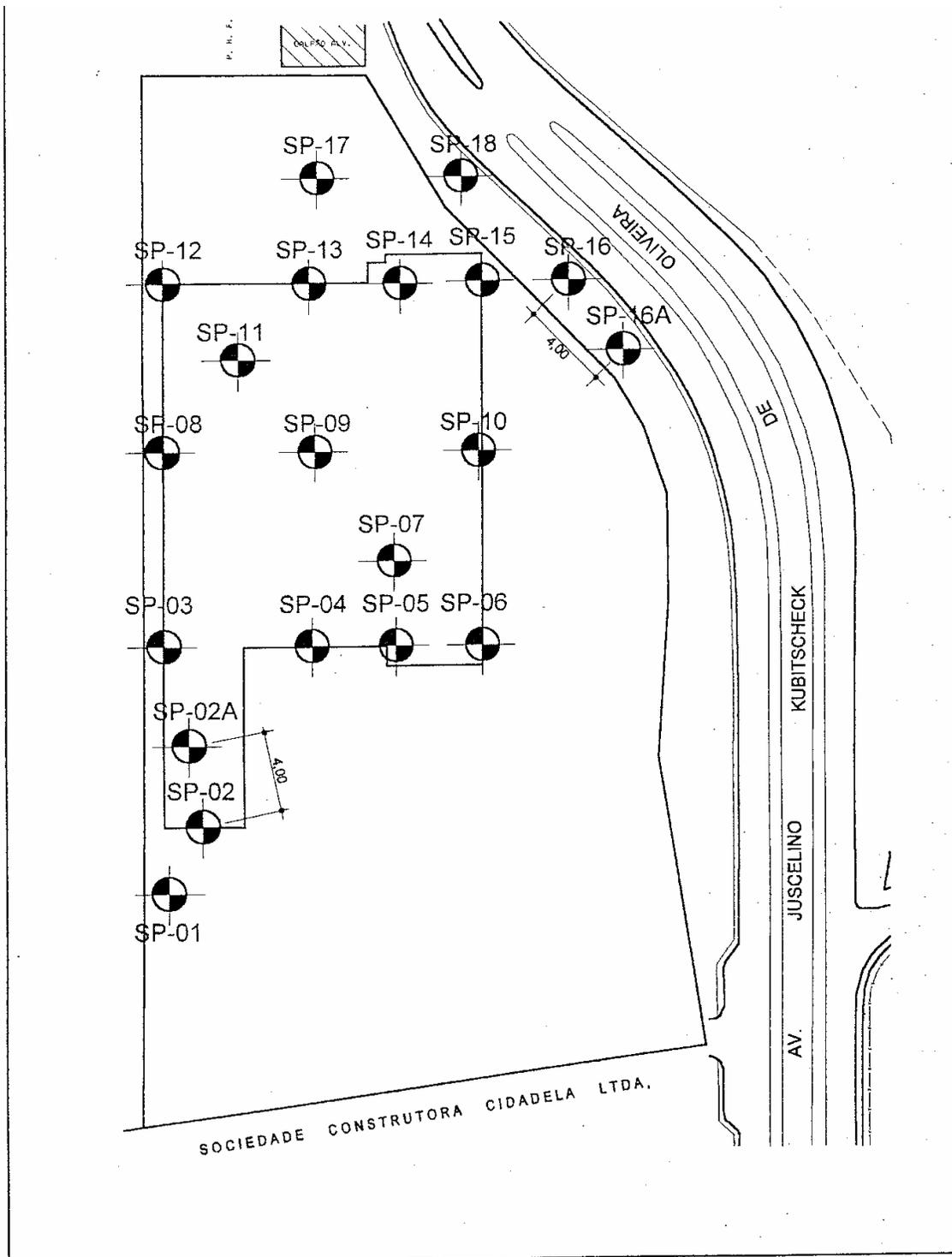
Amostrador SPT			Perfuração		Data		Sondagem nº :	
Diam. Externo = 2"			A trado até = 1,00 m		Início = 03.08.2000		SP- 16	
Diam. Interno = 1 3/8"			Lavagem =		Fim = 03.08.2000			
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 4,881 m			Sondador: ERNESTO MANOEL FRAGA			Sem escala		
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1º+2º cm		2º+3º cm			
	4,881							
1,00	3,881		3	30	5	30	1,00	Silte arenoso avermelhado.
2,00	2,881		14	30	28	30	2,00	Silte arenoso rosado, pouco compacto.
3,00	1,881		21	30	31	30	3,00	Silte arenoso rosado, compacto.
4,00	0,881		26	30	39	30	4,00	Silte arenoso amarelado, compacto.
4,80	0,081						4,80	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
Prof. N.A =						Obs.:		
Cliente: MAKRO S.A.			SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO					
MAKRO ATACADISTA S.A.			SOTEP A					
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira,			Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda.					
ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC			Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis					
			e.mail:sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798					



Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº : SP-16A		
Diam. Externo = 2" Diam. Interno = 1 3/8" Revestimento = 2 1/2"		A trado até = 1,00 m Lavagem =		Início = 08.08.2000 Fim = 08.08.2000				
Cota da boca do furo = 4,875 m		Sondador: ERNESTO MANOEL FRAGA		Sem escala				
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	4,875							
1,00	3,875		3	30	5	30	0,40	Silte arenoso avermelhado, (aterro).
2,00	2,875		3	30	5	30	1,00	Silte arenoso amarelado.
3,00	1,875		3	30	7	30		Silte arenoso rosado, pouco compacto.
4,00	0,875		8	30	12	30	4,00	Silte arenoso rosado, medianamente compacto.
5,00	-0,125		13	30	20	30	5,00	Silte arenoso amarelado, compacto.
6,00	-1,125		14	30	27	30		
7,00	-2,125		17	30	36	30		
8,00	-3,125		32	30	37	30		
9,00	-4,125		27	30	41	30	9,00	Silte arenoso amarelado, muito compacto.
10,00	-5,125	II	32	30	48	30		
11,00	-6,125		38	30	57	30		
12,00	-7,125		38	30	57	22		
13,00	-8,125		42	30	72	30		
14,00	-9,125		38	30	70	30		
15,00	-10,125		44	30	67	30		
16,00	-11,125		50	24				
17,00	-12,125		70	22				
17,22	-12,345						17,22	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
Prof. N.A = N.F.E.								
Cliente: MAKRO S.A.		MAKRO ATACADISTA S.A.						
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira,		ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC						
				SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO				
				 SOTEP A Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e-mail:sotepa@sotepa.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798				
				TREPANAÇÃO 1º TEMPO DE 10 MINUTOS = 4,00cm 2º TEMPO DE 10 MINUTOS = 2 1/2 cm 3º TEMPO DE 10 MINUTOS = 1 1/2 cm				
				Obs.:				

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,00 m		Início = 02.08.2000		SP- 17		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 02.08.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 13,021 m		Sondador: EDSON SILVA		Sem escala				
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1ª+2ª	cm	2ª+3ª	cm		
	13,021							
1,00	12,021		17	30	21	30	0,30 Argila arenosa amarela. Argila arenosa amarela.	
2,00	11,021		11	30	13	30	1,00 Silte rosa pouco arenoso com veios amarelos, compacto.	
3,00	10,021		12	30	17	30	2,00 Silte rosa pouco arenoso com veios amarelos, medianamente compacto.	
4,00	9,021		12	30	16	30		
5,00	8,021		11	30	14	30	5,00 Silte arenoso amarelado com veios rosa, medianamente compacto.	
6,00	7,021		16	30	18	30		
7,00	6,021		38	30	62	30	7,00 Silte arenoso amarelado com veios rosa, muito compacto.	
8,00	5,021		45	5				
8,28	4,741						8,25 Rocha aterrada, (não veio amostra). 8,28 Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).	
Prof. N.A = N.F.E.						Obs.:		
Cliente: MAKRO S.A.						TREPANAÇÃO		
MAKRO ATACADISTA S.A.						1º TEMPO DE 10 MINUTOS = 2,00cm		
Local : Avenida Juscelino Kubitschek de Oliveira,						2º TEMPO DE 10 MINUTOS = 1,00cm		
ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC						3º TEMPO DE 10 MINUTOS = 0,00cm		
						SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO		
						SOTEP A		
						Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda.		
						Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis		
						e-mail: soteca@setepa.com.br - Fone: (048) 248 1899 - FAX: (048) 248 1798		

Amostrador SPT		Perfuração		Data		Sondagem nº :		
Diam. Externo = 2"		A trado até = 1,00 m.		Início = 03.08.2000		SP- 18		
Diam. Interno = 1 3/8"		Lavagem =		Fim = 04.08.2000				
Revestimento = 2 1/2"								
Cota da boca do furo = 6,543 m			Sondador: ERNESTO MANOEL FRAGA			Sem escala		
Prof. (mts)	Cota da camada	Nível d'água	Resistência a penetração do amostrador				Prof.	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
			Golpes / cm					
			1°+2°	cm	2°+3°	cm		
	6,543							
1,00	5,543		3	30	5	30	1,00	Siite arenoso amarelo com veios rosa.
2,00	4,543		4	30	6	30		Siite pouco arenoso rosa com veios amarelos, medianamente compacto.
3,00	3,543		40	30	57	30		
4,00	2,543		48	15			4,00	Siite pouco arenoso rosa com veios amarelos, compacto.
5,00	1,543							
5,13	1,243						5,13	Impenetrável à sondagem a percussão, (rocha ou matacão).
Prof. N.A = N.F.E.						Obs.:		
Cliente: MAKRO S.A. MAKRO ATACADISTA S.A. Local : Avenida Juscelino Kubitscheck de Oliveira, ESTREITO - FLORIANÓPOLIS / SC			SONDAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO SOTEPA Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda. Rua Joaquim Carneiro, 318 - Capoeiras - Florianópolis e mail:sotepca@sotepca.com.br-Fone(048)248.1899-FAX(048)248.1798					



CROQUI DE LOCALIZAÇÃO DOS FUROS DE SONDAAGEM

CLIENTE: MAKRO S.A.
 MAKRO - ATACADISTA S.A.
 LOCAL: AV. JUSCELINO KUBITSCHECK DE OLIVEIRA - ESTREITO -
 FLORIANOPOLIS / SC

SONDAAGEM GEOLÓGICA A PERCUSSÃO

ELABORAÇÃO :
SOTEPA LTDA.

ESCALA :
 SEM ESCALA