

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO DE ENGENHARIAS DA MOBILIDADE  
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

FERNANDO JOHN ROESNER

**RETROANÁLISE E PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE DA  
RODOVIA SC-435**

Joinville, 2015

FERNANDO JOHN ROESNER

**RETROANÁLISE E PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE DA  
RODOVIA SC-435**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura no Curso de Engenharia de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Prof. Marcelo Heidemann

Joinville, 2015

**RETROANÁLISE E PROPOSTA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE DA RODOVIA  
SC-435**

COMISSÃO EXAMINADORA:

Professor Marcelo Heidemann, Dr.  
Orientador

Professor Yader Alfonso Guerrero Pérez, Dr.  
Membro

Rafael Petronilho de Oliveira Rocha, Ms.  
Membro

Joinville, 02 de Julho de 2015

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus.

Aos meus pais, Raulino e Maristela, por serem o ideal de honestidade, comprometimento e responsabilidade que almejo ser. Pela educação e amor dedicado, sempre acreditando e incentivando os meus sonhos.

Aos meus irmãos, Gustavo e Natalia, por ter-me feito saber o significado de companheirismo e amizade.

As minhas avós, Áurea e Anilsa, por sua fé e orações.

A minha namorada Priscilla, por todo o amor que dedica a mim, por me apoiar e acreditar sempre em nossos sonhos.

A todos os amigos que fiz durante o curso, em especial o meu grande amigo Lucas, que hoje posso chamar também de irmão. Quero agradecer pelas longas noites de estudo e de festas, que jamais esquecerei, sempre os terei em minha memória.

Ao Professor Marcelo Heidemann, pela orientação, disposição e tempo despendido com sábias orientações e correções.

Aos demais colegas e professores de graduação, em especial ao Professor Breno Salgado Barra, por todos os ensinamentos e pela parceria em estudos de iniciação científica.

À Universidade Federal de Santa Catarina, por proporcionar todos estes sentimentos inesquecíveis e imprescindíveis à vida de um graduando.

## RESUMO

Este trabalho de conclusão de curso apresenta a retroanálise de um escorregamento de solo que ocorreu no km 13,8 da Rodovia SC-435, situada no município de Águas Mornas. Esse talude de corte teve seu rompimento no ano de 2008 e até então não foram realizadas obras de estabilização. O solo envolvido é um saprólito de granito que apresentou como resultado de um ensaio de cisalhamento direto, utilizando amostras indeformadas do local valores de coesão e ângulo de atrito, 12,80 kPa e 33,9°, respectivamente. Inicialmente buscou-se determinar as condições que levaram o talude de corte à ruptura. Verificou-se que mesmo estando insaturado, anteriormente à ruptura o talude apresentava fatores de segurança baixos se considerado o proposto pela ABNT NBR 11682/2009. Análises considerando a geometria posterior à ruptura confirmaram a necessidade de obras de estabilização no local, já que fatores de segurança da ordem 1,0 foram obtidos. Como propostas de estabilização foram contempladas a realização de retaludamento, que possibilitou que se atingisse um fator de segurança de 1,57, e o emprego de um muro de gabião, quando então foi possível atingir um fator de segurança de 1,61.

**Palavras-chave:** estabilidade de taludes, resistência ao cisalhamento, retroanálise, solo residual de granito.

## ABSTRACT

This Course Conclusion Paper introduces a retro analysis of a soil slip that took place at kilometer 13.8 of SC-435 highway, located in the municipality of Águas Mornas. The slope broke down in 2008; however, no stabilization works have been carried out since then. The relevant soil is involved by a granitic saprolite resistant to shearing in an undisturbed condition expressed by a cohesion of 12.8 kPa and friction angle of 33.9°. Initially tried to determine the conditions that led the slope to break. It was possible to verify that, even when it was unsaturated – that is, before disruption, the slope presented low safety factors in comparison with the ones proposed by NBR 11682/2009. Analyses considering the geometry before disruption confirmed the need for stabilization works on this site, given that the results obtained demonstrated safety factors approximate to 1.0. Stabilization proposals include slope restoration, which provided for a safety factor of 1.57, as well as the use of a gabion wall, which, on its turn, led to a safety factor of 1.61.

**Key words:** Slope stability; shear strength; retro analysis; residual granitic soil.

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação dos Movimentos de encosta segundo Varnes (1978).....	17
Quadro 2 – Descrição dos tipos de escoamentos segundo Guidicini (1983) .....	18
Quadro 3 - Descrição dos tipos de escoamentos segundo Gerscovich (2012) .....	19
Quadro 4 – Descrição dos tipos de escorregamentos .....	21
Quadro 5 - Classificação dos fatores deflagadores dos movimentos de massa segundo Varnes (1978) .....	22
Quadro 6 - Agentes/Causas dos escorregamentos e processos correlatos segundo Guidicini e Nieble (1983) .....	23
Quadro 7 – Fator de segurança e condições de estabilidade.....	24
Quadro 8 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.....	25
Quadro 9 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	26
Quadro 10 – Coeficiente de Segurança associado à superfície circular .....	29
Quadro 11 – Determinação do Coeficiente de Segurança pelo Método de Bishop .....	30
Quadro 12 – Condições para determinação do Fator de Segurança - Morgenstern e Price .	30
Quadro 13 – Cálculo da força entre fatias.....	30
Quadro 14 - Distribuição litoestratigráfica conforme os Terrenos e Domínios Tectono-Geológicos.....	39
Quadro 14 - Distribuição litoestratigráfica conforme os Terrenos e Domínios Tectono-Geológicos (Continuação).....	40

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Deslizamento do talude de corte no km 13,8.....	14
Figura 2 - Diferença entre encosta, talude natural, de corte e artificial .....	16
Figura 3 - Rastejo e características predominantes para classificação deste tipo de movimento .....	18
Figura 4 - Corridas .....	18
Figura 5 - Escorregamentos translacionais ou planares.....	20
Figura 6 - Escorregamento rotacional ou circular .....	21
Figura 7 - Método das lamelas.....	28
Figura 8 – Forças na lamela genérica.....	28
Figura 9 – Lamela de Bishop.....	29
Figura 10 - Esforços na fatia n .....	30
Figura 11 - Retaludamento .....	32
Figura 12 - Segurança contra o tombamento .....	34
Figura 13 - esforços atuantes no muro .....	35
Figura 14 - Domínios Geológicos .....	37
Figura 15 - Geologia Regional.....	38
Figura 16 - Vista Geral do Segmento Instabilizado.....	42
Figura 17 - Relevo característico da área .....	43
Figura 18 – Seção de corte do talude antes do escorregamento.....	43
Figura 19 - Curvas de nível e seção crítica após a ruptura .....	44
Figura 20 - Metodologia utilizada.....	45
Figura 21 - Escavação de amostra indeformada de solo.....	47
Figura 22 - Tombamento do bloco de solo sobre colchão de solo fofo .....	47
Figura 23 - Bloco de solo indeformado em caixa cúbica para transporte .....	47
Figura 24 - Aparelho de Cisalhamento Direto.....	49
Figura 25 - Caixa de Cisalhamento .....	50
Figura 26 - Preparação e pesagem da amostra para ensaio de cisalhamento direto.....	51



Figura 27 - Superfície de ruptura sem a presença do nível de água- Morgenstern e Price...	59
Figura 28 - Superfície de ruptura sem a presença do nível de água - Bishop Simplificado...	60
Figura 29 - Superfície de ruptura com a presença do nível de água- Morgenstern e Price...	60
Figura 30 - Superfície de ruptura com a presença do nível de água- Bishop Simplificado....	60
Figura 31 - Análise de estabilidade da topografia atual .....	63
Figura 32 - Análise de estabilidade da topografia atual com a presença do lençol freático ..	63
Figura 33 - Retaludamento .....	65
Figura 34 - Análise de estabilidade - Retaludamento.....	66
Figura 35 - Indicação dos diversos dispositivos do sistema de drenagem superficial .....	67
Figura 36 - Geometria do muro de gabiões .....	69
Figura 37 - Análise de estabilidade do muro de gabião .....	73

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos .....	26
Tabela 2 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção.....	33
Tabela 3 - Tensão normal, teor de umidade, pelo específico natural dos solos dos corpos de prova anteriores aos ensaios.....	53
Tabela 4 - Tensões Cisalhantes Máximas e Tensões Normais - Ensaio de Cisalhamento Direto .....	54
Tabela 5 - Coesão e ângulo de atrito interno.....	55
Tabela 6 - Porcentagem de material retido .....	56
Tabela 7 - Parâmetros geotécnicos adotados .....	57
Tabela 8 – Fatores de Segurança .....	61
Tabela 9 - Fatores de segurança - GEO5 v.19 .....	70
Tabela 10 - Coeficientes de redução - GEO5 v.19 .....	70
Tabela 11 - Material de enchimento dos blocos - GEO5 v.19.....	70
Tabela 12 - Material da malha dos blocos - GEO5 v.19 .....	71
Tabela 13 - Geometria do muro de gabião - GEO5 v.19 .....	71
Tabela 14 - Parâmetro de solo adotados - GEO5 v.19 .....	71
Tabela 15 - Empuxo no repouso da face frontal da superfície - GEO5 v.19 .....	72
Tabela 16 - Distribuição do empuxo na face frontal da superfície - GEO5 v.19 .....	72
Tabela 17 - Forças agindo na construção - GEO5 v.19.....	72
Tabela 18 - Capacidade de carga da fundação do solo - GEO5 v.19 .....	73

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curvas Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal .....	53
Gráfico 2 - Curvas Deformação Vertical x Deformação Horizontal .....	54
Gráfico 3 - Interpolação dos pontos de ruptura para obtenção da envoltória de Mohr-Coulomb.....	55
Gráfico 4 - Distribuição granulométrica.....	56
Gráfico 5 - Relação entre a variação do nível de água e o fator de segurança .....	59
Gráfico 6 - Curvas Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal - Solo rompido .....	61
Gráfico 7 - Curvas Deformação Vertical x Deformação Horizontal – Solo rompido .....	62
Gráfico 8 - Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Pico.....	62

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	13
1.1 OBJETIVOS .....	14
<b>1.1.1 Objetivo Geral</b> .....	14
<b>1.1.2 Objetivo Específico</b> .....	15
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	16
2.1 ESTABILIDADE DE TALUDES .....	16
<b>2.1.1 Escoamentos</b> .....	17
<b>2.1.2 Escorregamentos</b> .....	19
2.2 FATORES, AGENTES E CAUSAS DE MOVIMENTOS DE MASSA .....	22
2.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	23
<b>2.3.1 Fator de Segurança</b> .....	24
<b>2.3.2 Norma 11682/2009: Fator de Segurança</b> .....	25
<b>2.3.3 Métodos de Análise</b> .....	27
<i>2.3.3.1 Método de Bishop Simplificado</i> .....	28
<i>2.3.3.2 Método de Morgenstern e Price</i> .....	30
2.4 SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO .....	31
<b>2.4.1 Retaludamento</b> .....	31
<b>2.4.2 Muro de Gabião</b> .....	32
<i>2.4.2.1 Segurança ao tombamento</i> .....	33
<i>2.4.2.2 Segurança ao deslizamento</i> .....	34
<i>2.4.2.3 Segurança conta tensões excessivas na fundação</i> .....	35
<i>2.4.2.4 Segurança contra a ruptura global</i> .....	36
<b>3 CARACTERIZAÇÃO GEOLOGICO/GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO</b> .....	37
3.1 GEOLOGIA REGIONAL .....	37
3.2 GEOLOGIA LOCAL.....	41
3.3 TOPOGRAFIA.....	42

<b>4 PROCEDIMENTOS E MÉTODOS</b> .....	45
4.1 COLETA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS .....	46
4.2 ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	48
<b>4.2.1 Equipamentos</b> .....	48
<b>4.2.2 Preparação do Corpo de Prova</b> .....	50
<b>4.2.3 Consolidação</b> .....	51
<b>4.2.4 Cisalhamento</b> .....	52
<b>5 RESULTADOS</b> .....	53
5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	53
5.2 ESTABELECIMENTO DO MODELO GEOMECÂNICO .....	57
<b>5.2.1 Interpretação da topografia</b> .....	57
<b>5.2.2 Interpretação dos ensaios de laboratório</b> .....	57
5.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	58
<b>6 SOLUÇÕES DE PROJETO</b> .....	64
6.1 RETALUDAMENTO .....	64
<b>6.1.1 Inclinação</b> .....	64
<b>6.1.2 Drenagem superficial</b> .....	66
<b>6.1.3 Proteção superficial</b> .....	68
6.2 MURO DE GABIÃO.....	68
<b>6.2.1 Geometria</b> .....	69
<b>6.2.2 Verificação da estabilidade</b> .....	70
<b>6.2.3 Procedimentos importantes na execução</b> .....	74
<b>7 CONCLUSÃO</b> .....	75
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	78

## 1 INTRODUÇÃO

Taludes são feições topográficas com superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha. Podem ser naturais, caso das encostas, ou artificiais, como os taludes de corte ou aterro (Guidicini, 1983). O estudo e o controle da estabilidade de taludes e de encostas podem ser relacionados a construção e a recuperação de obras de estabilidade rodoviária. Sua implantação é quase sempre necessária tanto em obras pontuais quanto em obras lineares.

Augusto Filho e Virgili (1998) citam que estudos sobre escorregamentos datam de mais de dois mil anos em países como China e Japão. Boa parte dos estudos nessa área dedicam-se a compreender os mecanismos causadores de instabilidades de taludes e assim evitar ou remediar perdas econômicas e de vidas ocasionados por tais processos.

Ao se analisar a estabilidade de taludes, torna-se importante que seja realizada uma ampla investigação geotécnica da área, de maneira que se possa determinar os possíveis mecanismos de ruptura propensos de acontecer. É também interessante a avaliação dos riscos e as consequências decorrentes de uma eventual ruptura.

Segundo Bianchini (2000) para a execução de cortes em taludes de obras rodoviárias muitas vezes são utilizadas soluções empíricas, as quais em grande parte dos casos resumem-se na adoção de inclinações típicas de 1:1,5 a 1:1. Essa medida é empregada em decorrência da inviabilidade econômica para realização de estudos aprofundados para cada corte a ser executado em uma obra rodoviária.

A ocorrência de instabilidade de taludes rodoviários é um problema que ocorre com certa frequência, principalmente em regiões onde a declividade e a infiltração de água fazem com que a resistência ao cisalhamento do solo seja ultrapassada (Moretto, 2012). Em períodos de chuvas excessivas, é notoriamente verificado o aumento do número de escorregamento de encostas.

No final do ano de 2008, no Estado de Santa Catarina, ocorreram chuvas de alta intensidade, que ocasionaram inúmeros desastres naturais, tais como deslizamentos de terra e inundações, causando expressivos danos à malha rodoviária do estado.

Dentre as áreas atingidas, está o entorno da rodovia SC-435 que liga a rodovia BR-282 a cidade de São Bonifácio. Essa rodovia é responsável pelo escoamento da produção industrial deste município, se destacando a agricultura, olericultura e a fabricação de laticínio. No km 13,80, dessa rodovia houve um deslizamento expressivo de um talude de corte (Figura 1), deixando uma faixa da via interditada nesse trecho, não tendo sido realizada qualquer obra de estabilização do talude desde o período da ruptura.

Figura 1 - Deslizamento do talude de corte no km 13,8



Fonte: GOOGLE EARTH (2015)

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo desse trabalho consiste em determinar as condições que levaram à ruptura do talude de corte, localizado no km 13,80 da rodovia SC-435, situada no município de Águas Mornas do Estado de Santa Catarina e propor soluções para a estabilização do mesmo.

### 1.1.2 Objetivo Específico

Para alcançar o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos são estabelecidos:

- Definição da topografia do talude;
- Extração de amostras indeformadas do solo representativo do problema;
- Realização de ensaios de caracterização física e resistência ao cisalhamento dos solos existentes na área;
- Definição de um modelo geomecânico representativo das condições do talude anteriormente e posteriormente à ruptura ocorrida;
- Execução de análises de estabilidade;
- Dimensionar soluções de estabilização com emprego da técnica de retaludamento e com uso de muro de gravidade.

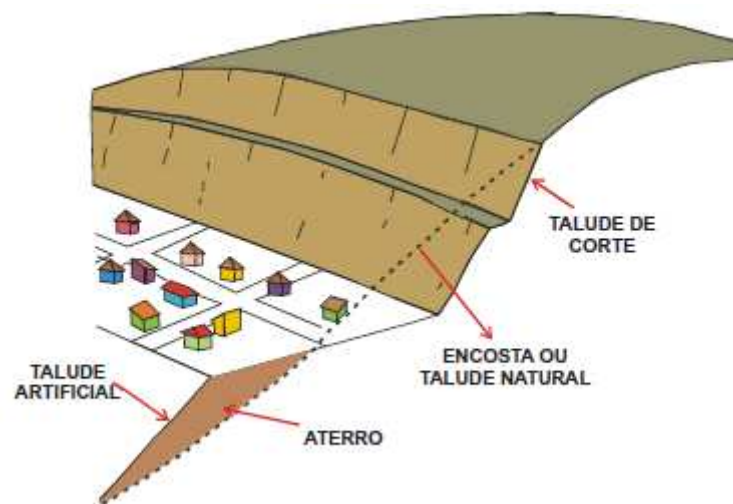


## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ESTABILIDADE DE TALUDES

Segundo Guidicini (1983), sob o nome genérico de taludes compreende-se quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha. Podem ser naturais, caso das encostas, ou artificiais, como os taludes de corte e aterro, conforme ilustrado pela Figura 2. Gerscovich (2012), afirma que os taludes naturais podem ser constituídos por solo residual e ou coluvionar, além de rocha e quanto à forma podem apresentar face plana ou curvilínea.

Figura 2 - Diferença entre encosta, talude natural, de corte e artificial



Fonte: UNESP/IGLA apud Lima (2002)

Os tipos de movimentos ou deslizamentos de maciços terrosos ou rochosos, nem sempre se apresentam bem caracterizado e definido, existem diversas propostas de sistemas de classificação, sendo a de Varnes (1978) a mais utilizada internacionalmente. Varnes subdivide os movimentos em queda, tombamento, escorregamento, expansão lateral, escoamento e complexo, e é aplicável a solos e rochas, conforme Quadro 1. De interesse para esse estudo, são abordados os movimentos de massa classificados como: escoamentos, escorregamentos e subsidências.

Quadro 1 - Classificação dos Movimentos de encosta segundo Varnes (1978)

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			Rocha	Solo (engenharia)	
				Grosseiro	Fino
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha De blocos rochosos De rocha	Abatimento de detritos De blocos de detritos De detritos	Abatimento de terra De blocos de terra De terra
	Translacional	Muitas unidades			
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/Escoamentos			De rocha	De detritos	De terra
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

Fonte: Gerscovich (2012)

### 2.1.1 Escoamentos

Os movimentos de massa caracterizados como escoamento, são constituídos por deformações ou movimentos contínuos, onde a superfície ao longo da qual o movimento ocorre pode ser visível ou não. O conceito de escoamento engloba movimentos lentos (rastejos) conforme Figura 3, e movimentos rápidos (corridas) conforme Figura 4, descritos conforme Quadro 2 (Guidicini, 1983).

Gerscovich (2012), descreve os escoamentos também como movimentos contínuos, com ou sem superfície de deslocamento definida, e que não estão relacionados a uma velocidade específica. Classifica os movimentos em rastejo e corrida, como descrito no Quadro 3.

Figura 3 - Rastejo e características predominantes para classificação deste tipo de movimento



Fonte: UNESP/IGLA apud Lima (2002)

Figura 4 - Corridas



Fonte: Oliveira e Brito (1998)

Quadro 2 – Descrição dos tipos de escoamentos segundo Guidicini (1983)

Escoamento	Descrição
Rastejos	Rastejos são movimentos lentos e contínuos de material de encostas com limites, via de regra, indefinidos. Podem envolver grandes massas de solo, como por exemplo, os taludes de uma região inteira, sem que haja, na área interessada, diferenciação entre material em movimento e material estacionário. A movimentação é provocada pela ação da gravidade, intervindo, porém, os efeitos devidos às variações de temperatura e umidade. O fenômeno de expansão e de contração da massa de material, por variação térmica, se traduz em movimento encosta abaixo, numa espessura proporcional à atingida pela variação de temperatura. Abaixo dessa profundidade, somente haverá rastejo por ação da gravidade, sem participação de outros agentes, resultando numa razão de movimentação constante.
Corridas	Corridas são formas rápidas de escoamento, de caráter essencialmente hidrodinâmico, ocasionadas pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura, em presença de excesso de água. Uma massa de solo, ou de solo e rocha, pode fluir como um líquido, se atingir um certo grau de fluidez. Uma massa de solo no estado sólido pode ser tornar um fluido pela simples adição da água, por efeito de vibrações e também por amolgamento.

Fonte: Guidicini (1983)

Quadro 3 - Descrição dos tipos de escoamentos segundo Gerscovich (2012)

Escoamento	Descrição
Rastejos	São movimentos lentos e contínuos, sem superfície de ruptura bem definida, que podem englobar grandes áreas, sem que haja uma diferenciação clara entre a massa em movimento e a região estável
Corridas	São movimentos de alta velocidade (> 10km/h) gerados pela perda completa das características de resistência do solo. A massa de solo passa a se comportar como um fluido e os descocamentos atingem extensões significativas

Fonte: Gerscovich (2012)

### 2.1.2 Escorregamentos

A movimentação de massa que ocorre na forma de escorregamentos é caracterizada por apresentar movimentos rápidos em um intervalo de tempo relativamente curto, geralmente com um volume bem definido, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude (Guidicini, 1983).

Guidicini (1983) ainda delinea as condições de ocorrência de escorregamento

-Para que ocorra um escorregamento é necessário que a relação entre a resistência média ao cisalhamento do solo ou da rocha e as tensões médias de cisalhamento na superfície potencial de movimentação tenha decrescido, de um valor inicial maior que 1 até a unidade, no instante do escorregamento. O decréscimo nesta relação é, via de regra, gradual, envolvendo uma deformação progressiva do corpo do material situado acima da superfície potencial de escorregamento e um movimento em declive de todos os pontos situados na superfície daquele corpo.

De acordo com Varnes (1978), a movimentação ocorre através de deformações e rupturas cisalhantes, ao longo de uma ou várias superfícies facilmente observáveis, ou ainda dentro de uma zona que pode ser bem definida.

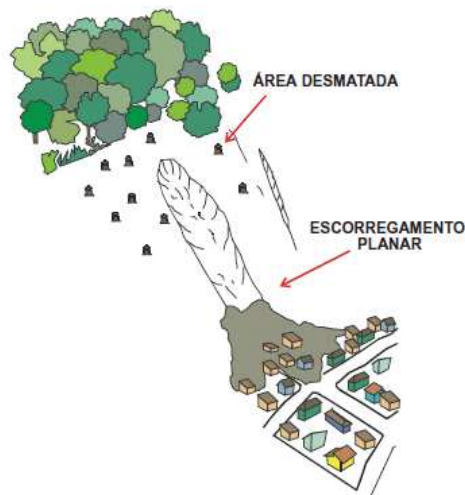
A ruptura por cisalhamento, ao longo de uma superfície de escorregamento está associada a uma diminuição da resistência ao cisalhamento. Assim sendo, durante a primeira a fase do escorregamento, a massa em movimento avança com

velocidade acelerada. Entretanto, à medida que o escorregamento se efetua, tendem a diminuir as forças que determinam o movimento e a massa vai atingindo posições cada vez mais estáveis. O movimento se torna assim retardado e para, ou assume caráter de rastejo. Os escorregamentos são classificados conforme as suas características, apresentadas no Quadro 4.

Conforme as condições geomorfológicas Gerscovich (2012), classifica as superfícies de ruptura como planares (Figura 5), circulares (Figura 6), ou em combinação de formas (circular e plana), denominadas superfícies mistas. Explica ainda que os escorregamentos planares ou translacionais caracterizam-se pelas descontinuidades ou planos de fraqueza. Quando os planos de fraqueza se cruzam ou quando camadas de menor resistência não são paralelas à superfície do talude, a superfície pode apresentar a forma de cunha. Em solos relativamente homogêneos a superfície tende a ser circular.

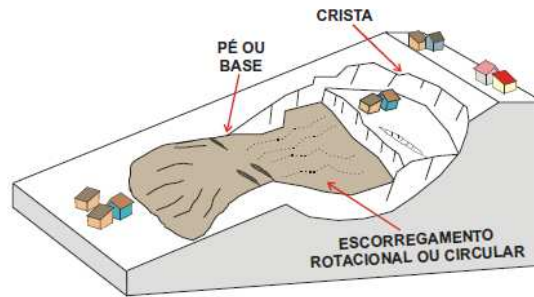
De acordo com Varnes (1978) os escorregamentos rotacionais são pequenos deslizamentos ao longo de uma superfície circular com concavidade voltada para cima.

Figura 5 - Escorregamentos translacionais ou planares



Fonte: UNESP/IGLA apud Lima (2002)

Figura 6 - Escorregamento rotacional ou circular



Fonte: Oliveira e Brito (1998)

Quadro 4 – Descrição dos tipos de escorregamentos

Escorregamento	Descrição
Rotacional	Procede-se à separação de uma certa massa de material do terreno, delimitada de um lado do talude e de outro lado por uma superfície contínua de ruptura, efetuando-se então a análise de estabilidade dessa cunha. A forma e a posição da superfície de ruptura são influenciadas pela distribuição de pressões neutras e pelas variações de resistência ao cisalhamento dentro da massa do terreno. Assume-se então uma forma simplificada de superfície, a que mais se aproxima da realidade, sendo, via de regra, em arco de circunferência (ou cilíndrica). Supõe-se que o talude seja contínuo na seção. Supõe-se também que a tensão de cisalhamento e a resistência ao cisalhamento sejam uniformemente distribuídas ao longo de toda a superfície de ruptura. O colapso da massa ocorre por ruptura ao longo da superfície de escorregamento e rotação em torno do centro do arco. A força resistente é, em princípio, a resistência ao cisalhamento ao longo do círculo de ruptura. Efetua-se uma análise da relação entre outras forças resistentes e forças atuantes, para diferentes posições do círculo de escorregamento, chamando-se ao menor valor encontrado, fator de segurança contra a ruptura.
Translacional	Se massas de solo ou rocha possuírem anisotropias acentuadas em seu interior, eventuais escorregamentos que nelas ocorram irão provavelmente apresentar plano de movimentação condicionado a tais anisotropias. Em contraposição a movimentos de rotação, estes apresentam-se na presença de movimentos de translação. Enquanto escorregamentos rotacionais ocorrem em geral em taludes mais íngremes e possuem extensão relativamente limitada, escorregamentos translacionais podem ocorrer em taludes mais abatidos e são geralmente extensos, podendo atingir centenas ou milhares de metros.

Fonte: Guidicini (1983)

Segundo Augusto Filho (1983) os escorregamentos rotacionais possuem superfícies de deslizamentos curvas, sendo comum a ocorrência de uma série de rupturas combinadas sucessivas.

## 2.2 FATORES, AGENTES E CAUSAS DE MOVIMENTOS DE MASSA

A instabilidade do talude é deflagrada quando as tensões cisalhantes se igualam à resistência ao cisalhamento. Assim, segundo Varnes (1978) apud Gerscovich (2012), os mecanismos deflagradores da ruptura podem ser divididos em dois grupos, conforme Quadro 5.

Quadro 5 - Classificação dos fatores deflagradores dos movimentos de massa segundo Varnes (1978)

Ação	Fatores	Fenômenos Geológicos/Antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou de base)	Erosão, escorregamentos, cortes
	Sobre carga	Peso da água de chuva, neve, granizo, acúmulo natural de material (depósitos), peso da vegetação, construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões, explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas, congelamento, material expansivo
	Características inerentes ao material (geometria, estruturas)	Caraterísticas geomecânicas do material
Redução da resistência ao cisalhamento	Mudanças ou fatores variáveis	Ação do intemperismo provocando alterações físico-químicas nos minerais originais, causando quebra das ligações e gerando novos minerais com menor resistência. Processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem, reduzindo a resistência. Variação das poropressões. Elevação do lençol freático por mudanças no padrão natural de fluxo (construção de reservatórios, processos de urbanização, etc). Infiltração da água em meios não saturados, causando redução das pressões de água negativas (sucção). Geração de excesso de poropressão, como resultado de implantação de obras. Fluxo preferencial através de trincas ou juntas, acelerando os processos de infiltração.

Fonte: Gerscovich (2012)

As causas e agentes destacados por Guidicini e Nieble estão relacionados no Quadro 6.

Quadro 6 - Agentes/Causas dos escorregamentos e processos correlatos segundo Guidicini e Nieble (1983)

Agentes	
Predisponentes	Complexo geológico, complexo morfológico, complexo climático hidrológico, gravidade, calor solar, tipo de vegetação original
Efetivos	Preparatórios Pluviosidade, erosão pela água e vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação de nível de lagos e marés e do lençol freático, ação de animais e humana, inclusive desflorestamento.
	Imediatos Chuvas intensas, fusão do gele e neve, erosão, terremotos, ondas, ação do homem
Causas	
Internas	Efeitos das oscilações térmicas. Redução dos parâmetros de resistência por intemperismo
Externas	Mudança na geometria do sistema. Efeitos de vibrações. Mudanças naturais na inclinação das camadas.
Intermediárias	Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas. Elevação da coluna da água em descontinuidades. Rebaixamento rápido do lençol freático. Erosão subterrânea retrogressiva "piping". Diminuição do efeito coesão aparente.

Fonte: Guidicini e Nieble apud Lima (2002)

### 2.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

De acordo com Gerscovich (2012, p. 85), o objetivo da análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamentos de massa e solo presente em talude natural ou construído. Em geral essas análises são realizadas pela comparação das tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento.

Caputo (1987), afirma com relação as forças atuantes no solo:

- que do ponto de vista teórico, um talude se apresenta como uma massa de solo submetida a três campos de forças: as devidas ao peso, ao escoamento da água e à resistência ao cisalhamento.



Ainda segundo Caputo (1987), os métodos de estudo consistem basicamente:

- em calcular as tensões em todos os pontos do meio e compara-las com as tensões resistentes; se aquelas forem maiores do que estas, aparecerão zonas de ruptura; e zonas de equilíbrio, em caso contrário (método de análise das tensões);
- em isolar massas arbitrárias e estudar as condições de equilíbrio, pesquisando a de equilíbrio mais desfavorável (métodos de equilíbrio-limite).

Com a análise de estabilidade é possível definir um fator de segurança. Existem dois tipos de abordagem para a determinação desse fator do ponto de vista determinístico: teoria de equilíbrio-limite e análise de tensões.

### 2.3.1 Fator de Segurança

Entende-se por fator de segurança o valor numérico da relação estabelecida entre a resistência ao cisalhamento disponível do material ( $s$ ), e a resistência ao cisalhamento mobilizado ( $\tau$ ) para garantir o equilíbrio do corpo deslizante, sob o efeito dos esforços atuantes (Bueno, 1985). Ou seja, a relação entre as forças resistentes e as forças atuantes, conforme Quadro 7.

Quadro 7 – Fator de segurança e condições de estabilidade

Fator de segurança	Condição
$F = \frac{c' + \bar{\sigma} \times \tan \phi'}{\tau} = \frac{s}{\tau} \quad \text{Eq.(1)}$	$F > 1 \Rightarrow$ obra estável $F = 1 \Rightarrow$ ocorre ruptura $F < 1 \Rightarrow$ não tem significado físico

Esse tipo de abordagem é denominado determinístico, pois estabelece um determinado valor para  $F$ . O  $F_{adm}$  de um projeto corresponde a um valor mínimo a ser atingido e varia em função do tipo de obra e vida útil (Gerscovich, 2012 p.85).

### 2.3.2 Norma 11682/2009: Fator de Segurança

A questão da estabilidade de taludes é normatizada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) através da Norma Brasileira (NBR) 11682:2009. Esta norma versa sobre as exigências para o estudo e controle da estabilidade de encostas e de taludes de cortes e aterros realizados em encostas. Faz considerações, também, a respeito das condições para estudos, projeto, execução, controle e observação de estabilização.

De interesse específico para este trabalho é a abordagem que a norma faz com relação aos fatores de segurança, os quais serão parâmetros que refletem na interpretação dos resultados de análise de estabilidade bem como regerão as soluções de estabilização a serem propostas.

Segundo a NBR 11682:2009, os fatores de segurança têm como objetivo mitigar as incertezas naturais das diversas etapas de projeto e construção. Os níveis de segurança de um projeto são definidos a partir da possibilidade de perdas de vidas humanas, conforme Quadro 8, e de danos materiais, conforme Quadro 9, onde ambos estão relacionados com os riscos envolvidos.

Quadro 8 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de Segurança	Crítérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com a possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: ABNT NBR 11682: 2009

Quadro 9 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de Segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fabricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais moderado
Baixo	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: ABNT NBR 11682:2009

O fator de segurança mínimo a ser adotado no projeto, levando-se em conta os níveis de segurança preconizados nos Quadros 8 e 9, deve ser estipulado conforme a Tabela 1. Os fatores de segurança contidos nesta tabela estão associados às análises de estabilidade interna e externa do maciço.

Tabela 1 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico constante no Anexo D da NBR11682:2009.

NOTA 2 No caso de instabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incluindo os parâmetros de peso específico, ângulo de atrito e coesão em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser julgado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejos, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682:2009

De acordo com o que a norma estabelece com respeito a classificação dos níveis de segurança mínimos para determinação de um fator de segurança mínimo, o talude em estudo é classificado com nível médio em ambos os níveis relacionados na Tabela 1. Assim para a análise de estabilidade do talude em estudo é exigido um fator de segurança mínimo de 1,40.

### **2.3.3 Métodos de Análise**

Alguns métodos para análise de estabilidade de taludes levam em consideração que uma massa de solo se comporta como um corpo rígido-plástico e encontra-se em um estado de equilíbrio muito próximo de iniciar uma movimentação de massa, ou seja muito próximo do seu equilíbrio limite (Massad, 2010).

Os Métodos de Equilíbrio-Limite têm como objetivo determinar o equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual pode ser delimitada por uma superfície de ruptura. Esta superfície por sua vez pode apresentar diversas geometrias, como circulares e poligonais. Segundo Massad (2010, p. 64) os Métodos de Equilíbrio-Limite partem dos seguintes pressupostos:

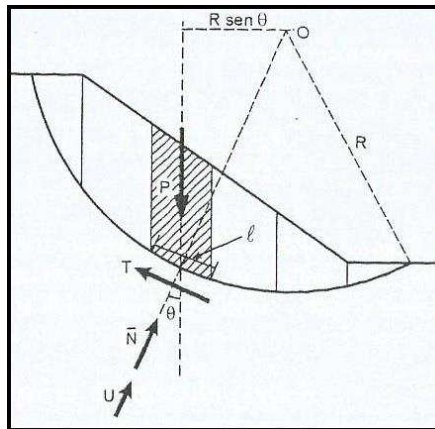
- o solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;
- as equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;
- o coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se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

Dentre os diversos métodos de equilíbrio-limite existentes, pode-se citar: (i) o Método de Bishop Simplificado, que considera a massa de solo subdividida em lamelas e admite que a linha de ruptura seja circular; (ii) e o Método de Morgenstern e Price que considera a superfície de ruptura não circular.

### 2.3.3.1 Método de Bishop Simplificado

O Método de Bishop Simplificado é baseado na análise estática do volume de material situado acima de uma superfície potencial de escorregamento de seção circular, sendo este volume dividido em fatias verticais (Guidicini e Nieble, 1983 p.127), como mostra a Figura 7.

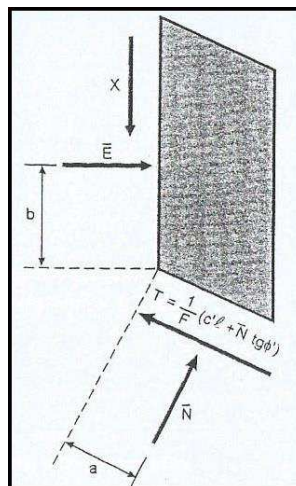
Figura 7 - Método das lamelas



Fonte: Massad (2010, p. 65)

A Figura 8 ilustra uma lamela genérica, com a indicação das forças e dos parâmetros desconhecidos. O equilíbrio ainda envolve o peso ( $P$ ) da lamela; as forças resultantes das pressões neutras, tanto na base ( $U$ ) quanto nas faces das lamelas (não mostradas no desenho); e as forças dos tipos E e X, atuantes na face direita da lamela (Massad, 2010, p. 65).

Figura 8 – Forças na lamela genérica



Fonte: Massad (2010, p. 65)

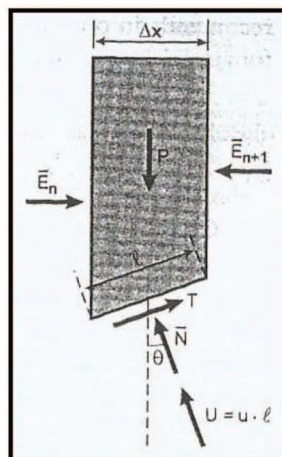
A expressão que permite o cálculo do coeficiente de segurança (F), associado a superfície circular em análise, através da Figura 7, é definida de acordo com o Quadro 10.

Quadro 10 – Coeficiente de Segurança associado à superfície circular

$T = \tau \times l = \frac{1}{F} \times s \times l$ <p style="text-align: right;">Eq. (2)</p>	<p>T = Fração da resistência total do cisalhamento  F = Fator de segurança  s = Resistência ao cisalhamento do solo  <math>\tau</math> = Tensão cisalhante atuante  l = Comprimento da base uma lamela</p>
$s = c' + \bar{\sigma} \times \tan \phi'$ <p style="text-align: right;">Eq. (3)</p>	<p><math>c'</math> = coesão  <math>\bar{\sigma}</math> = tensão normal a superfície de ruptura  <math>\phi'</math> = ângulo de atrito</p>
$T = \frac{1}{F} \times (c' \times l + \bar{N} \times \tan \phi')$ <p style="text-align: right;">Eq. (4)</p>	<p><math>\bar{N} = \bar{\sigma} \times l</math> é a força normal (“efetiva”)</p>
$F = \frac{\sum(c' \times l + \bar{N} \times \tan \phi')}{\sum(P \times \sin \theta)}$ <p style="text-align: right;">Eq. (5)</p>	<p>F = coeficiente de segurança, associado a superfície circular em análise, através da Figura 1</p>

O equilíbrio das forças no método de Bishop Simplificado, é feito na direção vertical, conforme Figura 9, a qual permite determinar o coeficiente de segurança, como mostra o Quadro 11.

Figura 9 – Lamela de Bishop



Fonte: Massad (2010, p. 69)

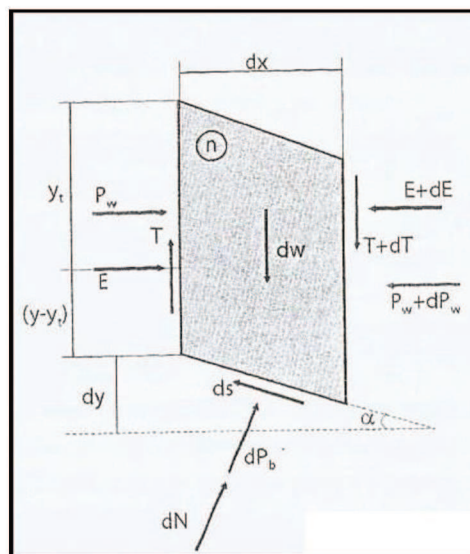
Quadro 11 – Determinação do Coeficiente de Segurança pelo Método de Bishop

$\bar{N} = \frac{P \times u \times \Delta x \times \frac{c' \times \Delta x \times \tan \theta}{F}}{\cos \theta + \frac{\tan \phi' \times \sin \theta}{F}}$ <p style="text-align: right;">Eq. (6)</p>	N = Forças normais às bases das lamelas
$F = \frac{\sum \left[ \left( c' \times l + \frac{P - u \times \Delta x - c' \times \Delta x \times \frac{\tan \theta}{F}}{\cos \theta + \tan \phi' \times \frac{\sin \theta}{F}} \times \tan \phi' \right) \right]}{\sum (P \times \sin \theta)}$ <p style="text-align: right;">Eq. (7)</p>	F = Coeficiente de segurança

### 2.3.3.2 Método de Morgenstern e Price

O método de Morgenstern e Price é aplicado a superfícies de ruptura quaisquer. Em razão da complexidade do método, não se pode resolvê-lo manualmente, sendo necessário o uso de computadores. Os esforços atuantes em fatias infinitesimais estão representados na Figura 10.

Figura 10 - Esforços na fatia n



Fonte: Gerscovich (2012, p. 139)

Onde:

$dW$  = peso da fatia;

$P_w$  = poropressão no contorno entre fatias;

$dP_b$  = resultante da poropressão na base da fatia;

$E$  e  $T$  = esforços entre fatias atuando em  $(y - y_c)$ ;

$ds$  = resistência na base

Segundo Gerscovich (2012), para tornar o problema estaticamente determinado, ao contrário dos demais métodos rigorosos que estabelecem uma relação constante entre as forças entre as fatias, Morgenstern e Price assumem algumas condições, conforme Quadro 12.

Quadro 12 – Condições para determinação do Fator de Segurança - Morgenstern e Price

$\tan \beta = \frac{T}{E} = \lambda \times f(x)$ <p style="text-align: right;">Eq. (8)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Inclinação da resultante (<math>\beta</math>) varia segundo <math>f(x)</math> ao longo da superfície de ruptura</li> <li><math>\lambda</math> = parâmetro escalar determinado a partir da solução do cálculo do fator de segurança e <math>f(x)</math>, uma função arbitrária</li> </ul>
$f(x)$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- A escolha da função <math>f(x)</math> requer julgamento prévio de como a inclinação das forças entre as fatias varia no talude;</li> <li>- Se <math>f(x) = 0</math>; Solução para o fator de segurança idêntica ao Método de Bishop;</li> <li>- Se <math>f(x)</math> for constante o resultado se torna idêntico ao Método de Spencer</li> </ul>

Fonte: Gerscovich (2012)

Ao se considerar as forças atuantes em uma fatia infinitesimal, isto é,  $dx \rightarrow 0$ , e para que não haja rotação da fatia, o equilíbrio de momentos com relação ao centro da base é considerado nulo. Com isso, chega-se à equação:



$$-T = \frac{d\{E(y - y_t)\}}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d\{P_w(y - h)\}}{dx} - P_w \frac{dy}{dx} \quad (10)$$

Onde  $y(x)$  representa a superfície de ruptura;  $z(x)$ , a superfície do talude;  $h(x)$ , a linha de ação da poropressão; e  $y_t(x)$ , a linha de ação da tensão efetiva normal.

O equilíbrio de forças na direção normal e tangencial à base da fatia, associado ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb fornece o cálculo da força entre fatias, de acordo com o Quadro 13.

Com relação ao equilíbrio de momentos, define-se a equação:

$$M(x) = E(y_t - y) = W_{sw}(x) + \int_{x_0}^x \left( \lambda f - \frac{dy}{dx} \right) E dx \quad (11)$$

na qual  $M_{sw}(x)$  é dado por

$$M_{sw}(x) = \int_{x_0}^x \left( -P_w \frac{dy}{dx} \right) dx + [P_w(y - h)] \quad (12)$$

Quadro 13 – Cálculo da força entre fatias

$E(x) = \frac{1}{L + Kx} \left[ E_i L + \frac{Nx^2}{2} + Px \right]$	Eq. (13)	E(x) = força entre fatias
$K = \lambda k \left\{ \frac{\tan \phi'}{F} + A \right\}$	Eq. (14)	Variáveis K, L, N e p
$L = 1 - \frac{A \tan \phi'}{F} + \lambda m \left( \frac{\tan \phi'}{F} + A \right)$	Eq. (15)	
$N = \frac{\tan \phi'}{F} [2AW_w + p - r(1 + A^2)] + [-2W_w + pA]$	Eq. (16)	
$p = \frac{1}{F} \{ (C - s \tan \phi')(1 + A^2) + V_w A \tan \phi' + q \tan \phi' \} + \{ qA - V_w \}$	Eq. (17)	

Fonte: Gerscovich (2012)

O método é solucionado iterativamente, definindo-se previamente a função de distribuição de forças entre fatias, assumindo-se valores para F e  $\lambda$  e calculando-se

$E(x)$  e  $M(x)$  para cada fatia. Nos contornos ( $x = 0$  e  $x = n$ ), os valores de  $E$  e  $M$  deverão ser nulos, isto é,

$$x = x_0 \Rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0 \quad (18)$$

$$x = x_n \Rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0 \quad (19)$$

Assim o processo iterativo é repetido até que as condições de contornos sejam satisfeitas. Os resultados geram diferentes valores de fator de segurança para cada uma das equações de equilíbrio de forças ( $F_f$ ) e de momentos ( $F_m$ ), sendo também dependentes da escolha do valor de  $\lambda$ . A complexidade dos cálculos requer o uso de computadores e o fator de segurança do talude é definido quando  $F_f = F_m$  (Gerscovich, 2012).

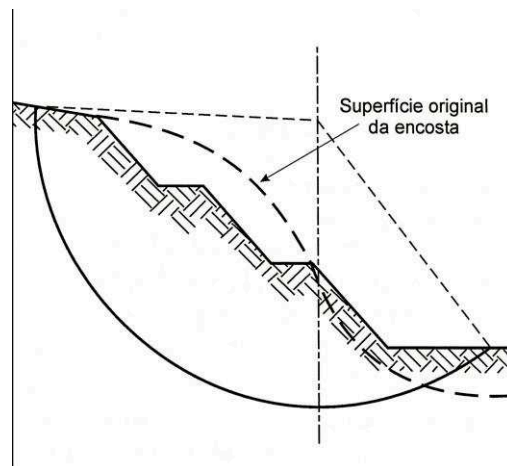
## 2.4 SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO

### 2.4.1 Retaludamento

Mudar a geometria do talude geralmente significa reduzir a altura do talude ou reduzir o seu ângulo de inclinação. Segundo Massad (2010), os retaludamentos tem como objetivo alterar a geometria do talude, fazendo-se um jogo de pesos, de forma a aliviá-lo junto à crista e acrescentá-los junto ao pé do talude, como mostra a Figura 11. Com a mudança da geometria, escavação ou corte junto a crista do talude, ocorrerá a diminuição dos momentos instabilizantes atuantes.

Porém, Guidicini (1983), relata que a mudança na geometria do talude nem sempre é a melhor solução, tendo em vista que a redução da altura ou o ângulo do talude não só reduz as forças solicitantes que tendem a induzir a ruptura, mas também reduz a tensão normal, que impacta na força de atrito resistente.

Figura 11 - Retaludamento



Fonte: Massad (2010)

Guidicini (1983) ainda afirma que a maior vantagem que a mudança de geometria tem sobre outros métodos é que seus efeitos são permanentes, pois a melhora na estabilidade é atingida pelas mudanças permanentes de forças atuantes no talude.

O retaludamento deve ser complementado com a execução de canaletas de coleta de água e escadas hidráulicas para descarte da água, juntamente com o recobrimento vegetal com o objetivo de evitar a erosão.

#### 2.4.2 Muro de Gabião

O muro de gabião é uma estrutura de contenção, que uma vez implantada em um talude, oferece resistência a movimentação deste ou à sua ruptura, ou reforçam uma parte deste talude, afim de resistir os esforços tendentes a instabilização (Leite, 2011).

Segundo o IPT (1991), é um processo de contenção inspirados nos muros de gravidade onde se utiliza caixas ou gaiolas de arame galvanizado, preenchidas com pedra britada ou seixos, que são colocadas justapostas e costuradas umas às outras por arame. Trata-se de estruturas deformáveis, o que permite o seu uso no caso de

fundações que apresentam deformações maiores, inaceitáveis para estruturas mais rígidas.

No projeto de muro de gabião devem ser feitas verificações quanto a estabilidade, verificando as seguintes condições:

- Segurança contra o tombamento;
- Segurança contra o deslizamento;
- Segurança contra tensões excessivas na fundação;
- Segurança contra a ocorrência de ruptura global.

A avaliação de segurança em relação a essas condições é feita com base nos valores de segurança (Tabela 2) indicados na Norma de Taludes (ABNT NBR 11682:2009).

Tabela 2 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção

Verificação de Segurança	Fator de Segurança Mínimo
Tombamento	2,0
Deslizamento	1,5
Fundações	3,0

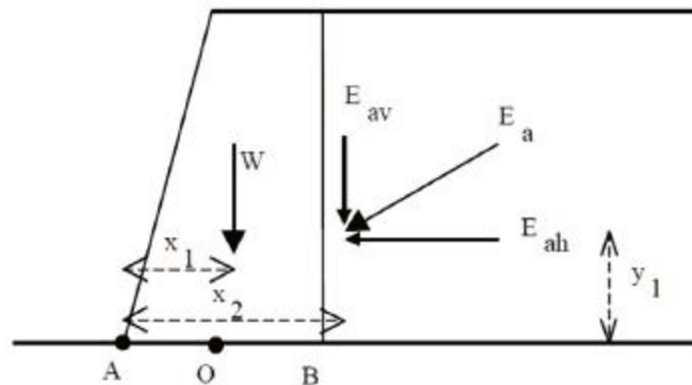
Fonte: ABNT NBR 11682/2009

#### 2.4.2.1 Segurança ao tombamento

Para que o muro não tombe em torno da extremidade externa da base, o momento resistente deve ser maior que o momento solicitante. O momento resistente corresponde ao momento gerado pelo peso do muro e o momento solicitante corresponde ao momento do empuxo total atuante em relação a extremidade externa da base, representado pelo ponto A da Figura 12, (Gerscovich, 2012).

Sendo assim, o coeficiente de segurança contra o tombamento é definido como a razão entre o momento resistente e o momento solicitante, conforme equação a seguir.

Figura 12 - Segurança contra o tombamento



Fonte: Gerscovich (2012)

$$FS_{tomb} = \frac{M_{resist}}{M_{solic}} \geq 2,0 \quad (20)$$

Onde:

$M_{resist}$  = Momento resistente gerado pelo peso do muro;

$M_{solic}$  = Momento solicitante correspondente ao empuxo total.

#### 2.4.2.2 Segurança ao deslizamento

A segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais atuantes, com a aplicação de um fator de segurança adequado (Gerscovich, 2012). Isto é, a resistência ao deslizamento da base do muro deve ser superior a resultante das forças laterais atuando sobre o muro, conforme equação a seguir:

$$FS_{desliz} = \frac{\sum F_{resist}}{\sum F_{solic}} \geq 1,50 \quad (21)$$

Onde:

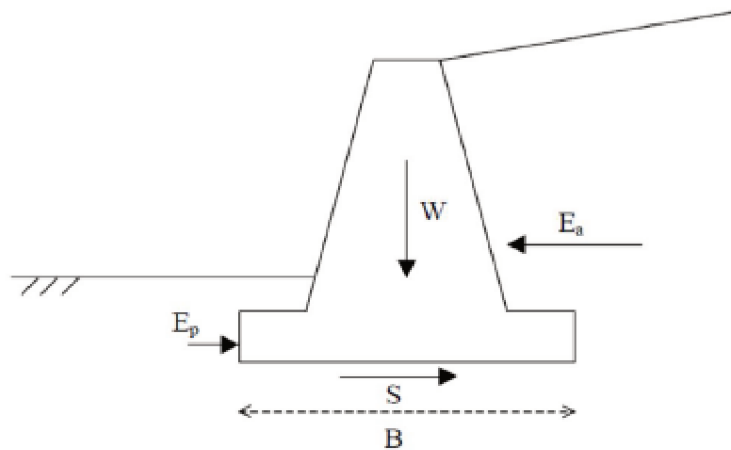
$\Sigma F_{resis}$  = somatório dos esforços resistentes;

$\Sigma F_{solic}$  = somatório dos esforços solicitantes.

Os esforços que atuam no muro são o empuxo passivo ( $E_p$ ), empuxo ativo ( $E_a$ ), e o esforço cisalhante na base do muro ( $S$ ), conforme Figura 13. O fator de segurança contra o deslizamento será:

$$FS_{desliz} = \frac{E_p + S}{E_a} \geq 1,50 \quad (22)$$

Figura 13 - esforços atuantes no muro



Fonte: Gerscovich (2012)

#### 2.4.2.3 Segurança contra tensões excessivas na fundação

De acordo com Gerscovich (2012), a capacidade de carga consiste na verificação contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A análise geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base.

#### *2.4.2.4 Segurança contra a ruptura global*

Para o cálculo do fator de segurança pode ser utilizado qualquer método de equilíbrio limite, normalmente empregado para a avaliação da estabilidade de taludes, com a utilização de programas computacionais.

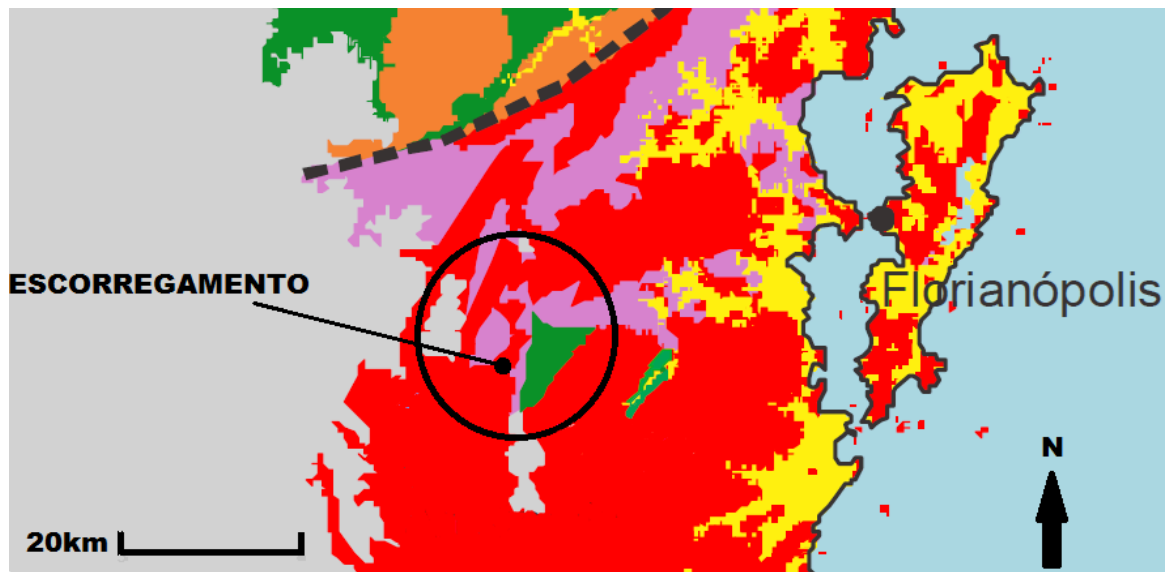
### 3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA/GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO

#### 3.1 GEOLOGIA REGIONAL

A área de estudos desse trabalho, situa-se no km 13,8 da SC-435 no Município de Águas Mornas do Estados de Santa Catarina.

O escorregamento está inserido na região Centro - Leste, em uma área onde é possível identificar a presença de diversos Domínios Geológicos como o Batólitos Florianópolis, Complexos Metavulcanossedimentares, Complexos Granito-Gnáissico-Migmáticos, Sedimentação Gonduânica, entre outros, conforme Figura 14.

Figura 14 - Domínios Geológicos



Legenda:

- Batólitos Florianópolis e Paranagua
- Complexos Granito-Gnáissico-Migmatíticos
- Complexos Metavulcanossedimentares
- Sedimentação Gonduânica

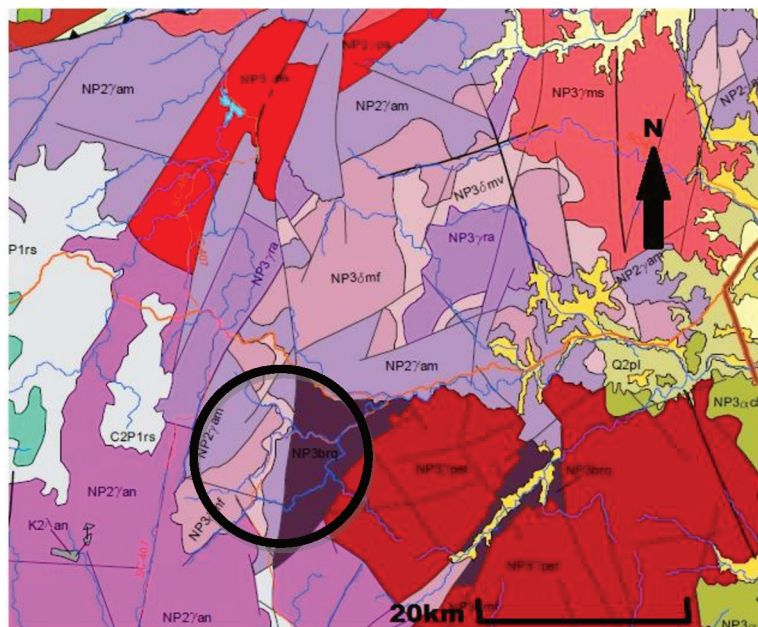
Fonte: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM, 2015



No que tange à geomorfologia, esta unidade geológica é representada pelas Serra Litorâneas, que são dorsais de estrutura complexa saturadamente dissecadas pela drenagem que escorre para o litoral (CPRM, 2015).

Na cidade de Águas Mornas e proximidades se encontra grande diversidade de tipos de solos, oriundos de uma variedade de rochas as quais os formaram, conforme Quadro 14 e Figura 15. Ainda nesta porção é possível observar uma série de falhamentos, com maior ocorrência na direção nordeste.

Figura 15 - Geologia Regional



Fonte: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM, 2015

De acordo com a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM, através do Programa de Levantamento Geológico Básico do Brasil que realizou o mapeamento geológico das Folhas de Florianópolis e da Lagoa, abrangendo a Folha de Santo Amaro da Imperatriz, as formações geológicas registradas na região de Águas Mornas são: as rochas do Complexo Águas Mornas, Formação Queçaba, suíte Intrusiva Maruim, Suíte Intrusiva Pedras Grandes e Grupo Itacaré, que formam as áreas elevadas e os morros da região e os Depósitos Quaternários.

Quadro 14 - Distribuição litoestratigráfica conforme os Terrenos e Domínios Tectono-Geológicos

ÉON	ERA	PERÍODO	SIGLA	LITOLOGIA/AMBIENTE
Proterozóico	Neoproterozóico	Criogeniano	NP2 $\gamma$ am	<b>Complexos Granitos-Gnáissico-Migmatíticos no Terreno Florianópolis.</b> Complexo Águas Mornas: Associação de ortogaisse polifásicos constituída por paleossoma de natureza básica a intermediária (ortoanfibolitos, metagabros, metabasitos e etadoritos); ortognaisses quartzo-monzoníticos, resultantes da fusão parcial da fração crustal primitiva; e uma fração neossomática caracterizada por uma massa monzogonítica que envolve os componentes anteriores, em diferentes proporções. Calcissilicáticas restritas, cinza-escuro esverdeado, com bandeamento fino, contínuo e regular.
			NP3 $\delta$ mv	<b>Terreno Florianópolis / Batólito Florianópolis / Granitos Àlcali-cálcicos Pré a Sin-colisionais – Tipo 1, Suíte Intrusiva Maruim.</b> Granodiorito Alto da Varginha: granodioritos, subordinadamente quartzo-monzogranitos, quartzo-monzodioritos e monzogranitos, com mesocráticos de coloração cinza, equigranulares de granulação média a fina, com orientações de fluxo magmático marcado por trilhas de máficos. Frequentes enclaves microgranulares máficos.
			NP2 $\gamma$ an	<b>Terreno Florianópolis / Batólito Florianópolis / Granitoides Sin a Tardi-Transcorrente. Suíte Intrusiva Paulo Lopes.</b> Granitoides Santo Antônio: Monzogranitos e subordinadamente tipos mais potássicos, mesocráticos de coloração cinza à cinza-escuro, de textura porfírica, com fenocristais de feldspatos envolvidos por uma matriz fina a grossa, com foliação bem desenvolvida. Englobam xenófilos máficos.
		Ediacarano	NP3 $\delta$ mf	<b>Terreno Florianópolis / Batólito Florianópolis / Granitos Àlcali-cálcidos Pré a Sin-colisionais – Tipo 1, Suíte Intrusiva Maruim.</b> Tonalito Forquilha: tonalitos, quartzo-dioritos e quartzo-monzodioritos, melanocráticos de coloração cinza escuro, com sutil lineamento de fluxo ígneo, equigranulares de granulação fina a grossa. Fácies de granulação média a grossa, melanocrática com cores cinza e branca, com cristais bem desenvolvidos de hornblenda. Xenólitos anfibolíticos fluidais.

Quadro 15 - Distribuição litoestratigráfica conforme os Terrenos e Domínios Tectono-Geológicos (Continuação)

Proterozóico	Neoproterozóico	Ediacarano	NP3yra	<b>Terreno Florianópolis / Batólito Florianópolis / Granitos Àlcali-cálcidos Pré a Sin-colisionais – Tipo 1, Suíte Intrusiva Maruim.</b> Granito Rio das Antas: monzogranitos e sienogranitos, subordinadamente quartzo-monzonitos e quartzo-sienitos, leucocráticos de coloração cinza, inequigranulares levemente porfiríticos com fenocristais de feldspato em matriz de granulação média.
			NP3brq	<b>Metassedimentares no Terreno Florianópolis.</b> Formação Queçaba: metassedimentos constituídos por uma alternância de quartzitos (metarenitos) de coloração bege, com quartzo-xistos, micaxistos e filitos (metapelitos), eventualmente carbonosos, de coloração cinza-escuro. Metavulcânicas restritas. Metaformfismo da fácies.
			NP3ypst	<b>Terreno Florianópolis / Batólito Florianópolis / Granitos alcalinos tardi a pós-colisionais – Tipo A.</b> Granito Serra do Tabuleiro: biotita sienogranitos e leucossienogranitos de coloração rósea, equigranulares média a grossos, isótipos ou com eventuais estruturas de fluxo ígneo.
Fanerozoico	Paleozoico		C2P1rs	<b>Bacia do Paraná (Sedimentação Gondwânica e Magmatismo Serra Geral).</b> Membro Rio do Sul: folhetos e siltitos cinza-escuros a pretos, diamectitos e conglomerados com acamadamento gradacional, ritmitos varvitos com seixos pingados e arenitos muito finos a médios, com laminações plano-paralelas e cruzadas.

Fonte: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM, 2015

Ainda de acordo com a CPRM, o Complexo Águas Mornas refere-se a uma faixa descontínua de granitoides deformados com estruturas gnáissicas, localmente migmatítico. Esta faixa é bastante irregular, com larguras variadas por ser recortada por intrusões de granitos mais jovens pertencentes às Suítes intrusivas Maruim e Pedras Grandes.

### 3.2 GEOLOGIA LOCAL

De acordo com a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais o segmento da rodovia SC-435 instabilizado está inserido no Complexo Granito-Gnáissico-Migmatítico no Terreno Florianópolis, e corresponde ao Complexo Águas Mornas

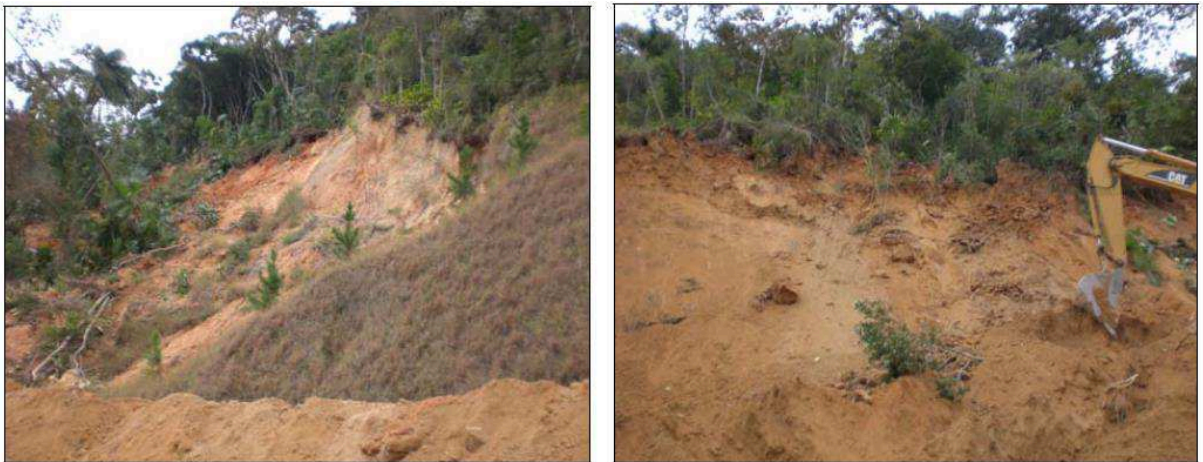
Segundo Bortoluzzi, do ponto de vista geológico, a região que envolve a superfície instabilizada apresenta exposições de rochas da Faixa Granito – Gnáissica Santa Rosa de Lima – Tijucas –Arqueano, que constitui de Granitóides Foliados de composição diversa incluindo Tonalitos e Granitso “Strictu sensu” com xenólitos anfibolíticos, apresentando características de injeção Polifásica, bastante tectonizados. Exibem estrutura planar fortemente orientada, caracterizada por foliação milonítica de alto ângulo relacionada a fenômenos de cisalhamento simples em condições dúcteis.

A passagem de rocha “Sã” para seus tipos mais intemperizados – solos, verticalmente, normalmente não é rápida. Alcançam a espessura da ordem de dezena de metros. Verifica-se, com frequência, uma grande espessura de material intemperizado constituído por solos de alteração e horizontes de rocha intemperizada até se alcançar a rocha “Sã”, materiais com certa homogeneidade físico-mecânica dentro do mesmo horizonte de alteração (Bortoluzzi, 2008).

Em visita feita ao local, o geólogo Cícero Bortoluzzi relata que o segmento instabilizado da diretriz da SC-435 se acha ocupado por Litotipos da Faixa Granito-Gnáissica Santa Rosa de Lima – Tijucas, relativamente intemperizados – alterados. O granitoide do local se apresenta bastante intemperizado na forma de solo saprolítico – SS.

Ainda segundo o geólogo Bortoluzzi, o perfil vertical de intemperização do granitoide apresenta no seu metro inicial um Solo Maduro, pedologicamente evoluído, constituído de uma argila plástica, coesiva, coerente, seca, marrom, seguido de um solo saprolítico, residual, constituído de um silte argiloso, pouco arenoso, medianamente plástico, incoerente, seco, róseo amarelado, conforme Figura 16.

Figura 16 - Vista Geral do Segmento Instabilizado



Fonte: Cícero Bortoluzzi

### 3.3 TOPOGRAFIA

Com relação ao relevo apresentado nesta região, as características dos morros da região são: colinoso – colinas não muito altas (inferiores a 100 metros) formando vales abertos em forma de “u”; morraria – morros com altitudes maiores que 470 metros, com vales bem fechados em forma de “v” e; montanha – apresentam cotas com altitudes superiores a 300 metros, formando vales bem fechados e encaixados, em forma de “v”, com topos pontiagudos ou arredondados e encostas com inclinações diferentes, Figura 17.

Os morros são dispostos na porção oeste do Município de Águas Mornas dando origem à Serra de Guimar (na divisa com Biguaçu), à Serra do Major (na divisa com São João Batista e Major Gercino), à Serra de Congonhas (na divisa de Angelina) e à Serra da Santa Filomena (na divisa com São Pedro de Alcântara).

Estes morros possuem altitudes que variam de 340 metros até 880 metros de altitude (Scavi, 2011).

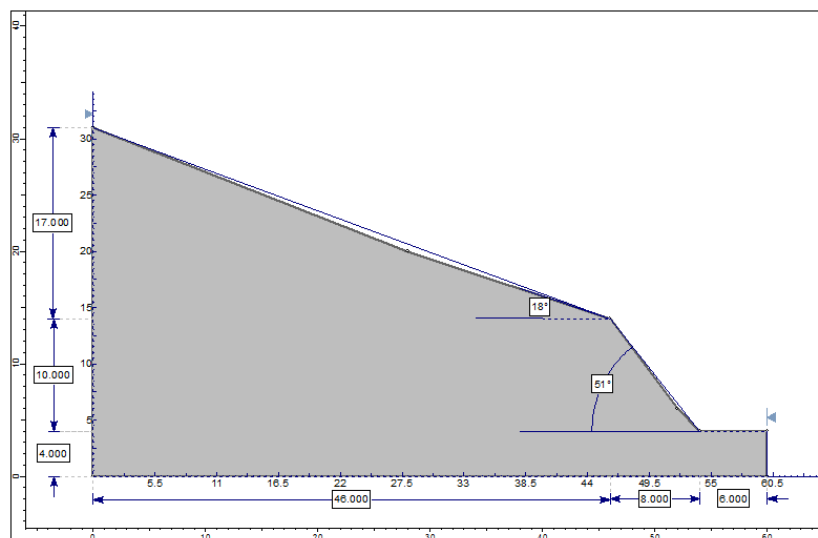
Figura 17 - Relevo característico da área



Fonte: Scavi (2011)

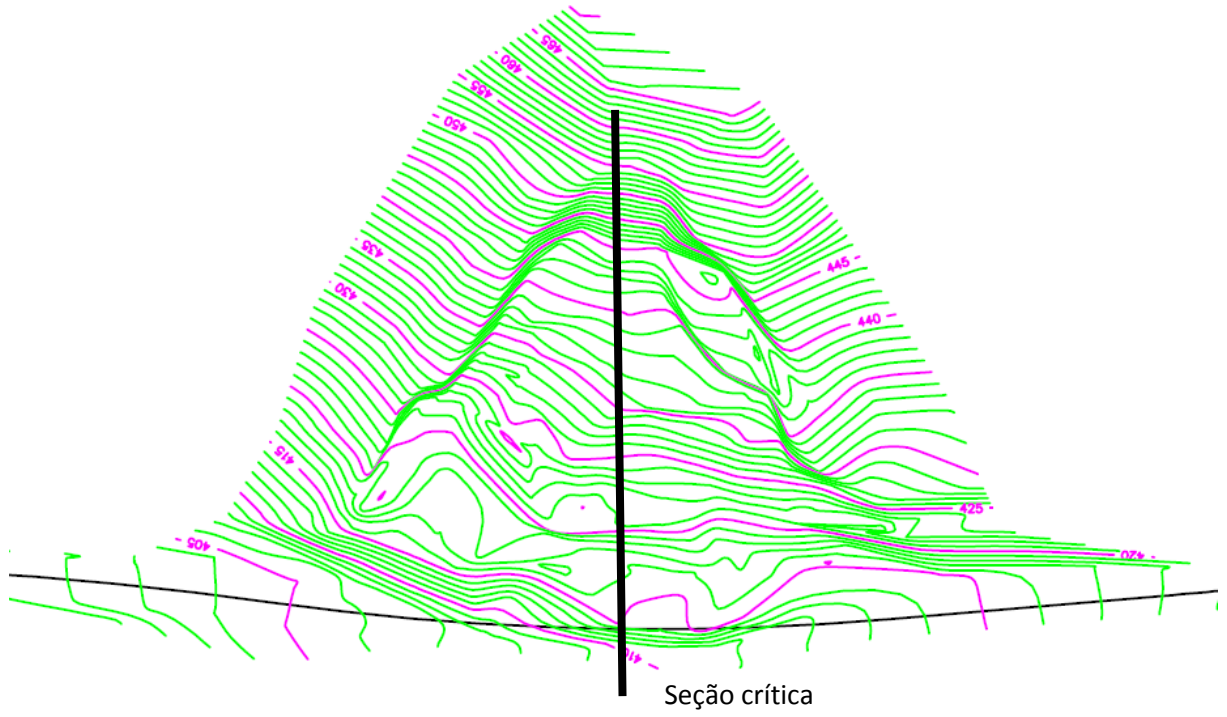
A topografia presente no local de inserção da encosta instabilizada se mostra ascendente – íngreme, especialmente na diretriz do eixo da ruptura. Lateralmente a região de instabilização se mostra menos enérgica, conforme mostra a Figura 18, a qual ilustra a topografia anterior a ruptura. As curvas de nível do talude são apresentadas de acordo com a Figura 19, bem como a superfície crítica posterior a ruptura, a qual foi definida como a mais íngreme, apresentando assim os maiores ângulos de inclinação.

Figura 18 – Seção de corte do talude antes do escorregamento



Fonte: Autor

Figura 19 - Curvas de nível e seção crítica após a ruptura

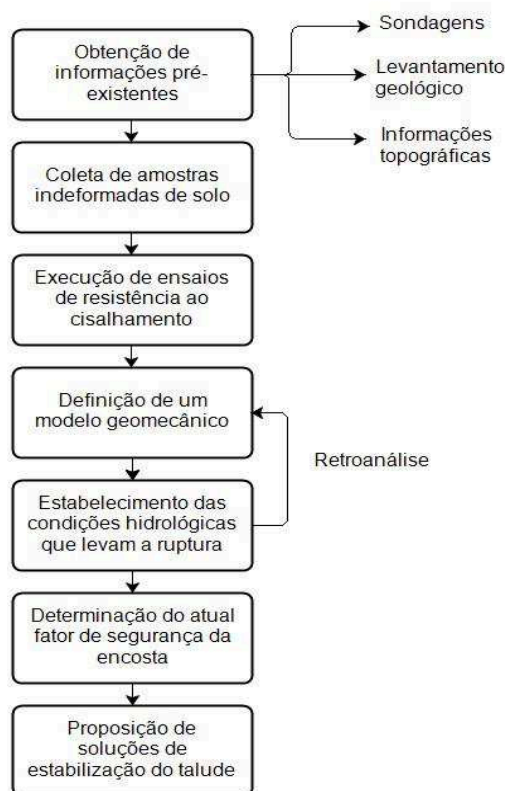


Fonte: Autor

## 4 PROCEDIMENTOS E MÉTODOS

A metodologia aplicada neste trabalho tem cunho experimental. Iniciou com a obtenção das informações pré-existentes do local, as quais são dados geológicos, pedológicos e topográficos, afim de se obter uma caracterização prévia do local, possibilitando nortear a campanha de investigação do presente trabalho. Posteriormente a obtenção desses dados, foram realizadas atividades de campo, no intuito de coletar uma amostra de solo indeformada e confirmar as informações pré-existentes encontradas. De posse da amostra, procedeu-se com a caracterização geotécnica, que consistiu na realização de ensaios laboratoriais. Diante das informações e dados de comportamento do material foi realizada a retroanálise, através da definição de um modelo geomecânico e análises de estabilidade baseadas na teoria do Equilíbrio Limite, afim de estabelecer a condição que provocou o processo de ruptura do talude. Ao final, foram propostas soluções de estabilização. O fluxograma contendo a metodologia está ilustrado a seguir pela Figura 20.

Figura 20 - Metodologia utilizada



Fonte: Autor



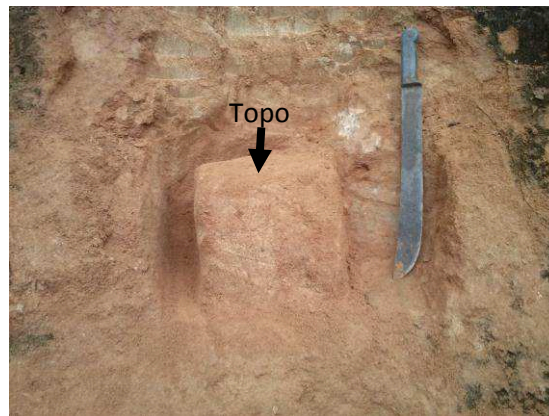
#### 4.1 COLETA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS

Com o intuito de executar ensaios de cisalhamento direto, procedeu-se a coleta de uma amostra de solo indeformado em conformidade com a NBR 9604/1986. Procurou-se extrair o bloco de solo, em formato cúbico, com o mínimo de perturbação, mantendo a estrutura e condições de umidade e compacidade naturais do solo. O bloco de solo foi extraído de uma parede do talude aqui estudado, como o perfil de solo deste talude apresentava-se homogêneo, a retirada ocorreu aproximadamente na metade da altura da face exposta do talude. Para tanto, foram executados os seguintes passos:

1. Limpeza e preparação da área de escavação;
2. Escavação de um nicho que permitiu a moldagem das faces laterais, frontal e superior do bloco;
3. Aprofundamento em direção ao interior do maciço, através de escavações laterais, como mostra a Figura 21;
4. Atingida a cota de base do bloco nas faces laterais, iniciou-se escavação de mais 0,10 m abaixo da base, sem seccioná-lo;
5. Identificação da face superior do bloco;
6. Seccionamento da base do bloco de maneira cuidadosa, e posteriormente o depósito do bloco sobre um colchão fofo de solo, ilustrado pela Figura 22;
7. Regularização da face da base até as dimensões previstas do bloco cúbico, neste caso com 30cm de aresta;
8. Envolvimento das faces do bloco com material impermeabilizante, afim de manter a umidade do solo;

Logo após a execução destas atividades o bloco de solo foi colocado dentro de uma caixa cúbica de isopor com as mesmas dimensões, conforme Figura 23, e transportado para o laboratório de mecânica dos solos para a realização dos ensaios de resistência ao cisalhamento.

Figura 21 - Escavação de amostra indeformada de solo



Fonte: Autor

Figura 22 - Tombamento do bloco de solo sobre colchão de solo fofo



Fonte: Autor

Figura 23 - Bloco de solo indeformado em caixa cúbica para transporte



Fonte: Autor

## 4.2 ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

O ensaio de cisalhamento direto é realizado para determinar a resistência ao cisalhamento do solo e é baseado no critério de Mohr-Coulomb. Ele relaciona diretamente tensões normal e cisalhante aplicadas a um corpo de prova confinado em uma caixa bipartida e caracteriza-se por impor um plano de cisalhamento ao corpo de prova.

No ensaio de cisalhamento direto a amostra de solo é colocada em uma caixa bi-partida, onde uma força vertical é aplicada e após um período de consolidação do corpo de prova, aplica-se uma força horizontal.

Atualmente não existe uma norma brasileira que normatize as condições e práticas a serem seguidas para a execução do ensaio de cisalhamento direto, diante disto, seguiu-se a norma ASTM D3080 como referência para a execução dos procedimentos do ensaio.

Os equipamentos e procedimentos adotados para a realização do ensaio de cisalhamento direto são listados a seguir conforme ASTM D3080.

### 4.2.1 Equipamentos

Para a execução do ensaio de cisalhamento direto foi utilizado o aparelho de cisalhamento direto, mostrado Figura 24. Este aparelho é composto por uma caixa de cisalhamento, elementos porosos, instrumentos de aplicação das tensões, elemento de medição da força de cisalhamento e medidores de deslocamento.

Figura 24 - Aparelho de Cisalhamento Direto



Fonte: Autor

A finalidade do aparelho de cisalhamento direto é conter o corpo de prova entre dois elementos porosos e permitir a aplicação sobre o corpo de prova de uma tensão normal e outra cisalhante. Os elementos que o compõem são descritos a seguir:

Caixa de cisalhamento – de formato quadrado, deve permitir a saída da água por cima e por baixo. Deve ser dividida em duas partes com a mesma espessura as quais são alinhadas por parafusos de alinhamento. Deve haver parafusos para afastar as metades da caixa com o objetivo de criar um vão entre elas, para a execução do ensaio, Figura 25.

Elementos porosos – a função dos elementos porosos é transferir a tensão cisalhante para as partes superior e inferior do corpo de prova enquanto permite que ocorra a drenagem ou expulsão de água do mesmo.

Aparato de aplicação de tensão normal – Elemento responsável pela aplicação da força normal ao corpo de prova.

Aparato de aplicação de força cisalhante – Elemento responsável por aplicar uma força de cisalhamento ao corpo de prova a uma razão constante de deslocamento. Neste caso, foi empregado um motor elétrico com uma caixa de engrenagens, para regulação da velocidade.

Medidores de deslocamento – Dispositivos capazes de medir variações do corpo de prova horizontalmente quanto verticalmente.

Bacia de contenção – bacia metálica capaz de conter a caixa de cisalhamento e de oferecer fixação de uma metade da caixa que ficará estática (face inferior) durante o ensaio.

Figura 25 - Caixa de Cisalhamento



Fonte: Autor

#### 4.2.2 Preparação do Corpo de Prova

A moldagem dos corpos de prova deve ser feita em laboratório, em um ambiente controlado em termos de temperatura e umidade. A partir do bloco coletado foram moldados 4 corpos de prova indeformados de dimensões 10x10x2 cm com o auxílio de um anel de seção quadrada, igual a seção da caixa de cisalhamento.

Para cada corpo de prova foi pesado o molde separadamente, e posteriormente o molde contendo solo, afim de determinar exatamente o peso de solo sendo utilizado em cada procedimento, como mostra a Figura 26.

Figura 26 - Preparação e pesagem da amostra para ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Autor

Nesta etapa também foi determinado o teor de umidade, o peso específico natural de cada amostra retirada do bloco indeformado, bem como estabelecida a tensão normal aplicada em cada ensaio.

#### 4.2.3 Consolidação

O ensaio de cisalhamento direto é dividido em duas etapas – adensamento e cisalhamento. No primeiro, para cada estágio do ensaio de cisalhamento direto, os corpos de prova já na caixa de cisalhamento, foram submersos em água e submetidos ao carregamento normal através de pesos que são postos em cada pendural, o qual é apoiado diretamente no corpo de prova. Os corpos de prova foram mantidos nessa condição até que se atingisse a completa consolidação (adensamento) primária.

#### **4.2.4 Cisalhamento**

A segunda etapa do ensaio consiste em aplicar uma força cisalhante ao corpo de prova a uma velocidade constante, medindo o esforço necessário para tal. Nesta etapa foi adotada a velocidade de 0,307 mm/min em decorrência das opções disponíveis de velocidade oferecidas pelo aparelho de cisalhamento direto. Foram utilizados quatro estágios, ou seja, foram executados ensaios com quatro diferentes tensões normais, afim de obter uma envoltória de resistência. Durante o ensaio são medidas as tensões cisalhantes desenvolvidas bem como as deformações verticais e horizontais sofridas pelos corpos de prova.

## 5 RESULTADOS

### 5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Na etapa de preparação dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto, foram determinados o teor de umidade, o peso específico natural de cada solo do corpo de prova, bem como estabelecida a tensão normal aplicada em cada ensaio, conforma Tabela 3.

Tabela 3 - Tensão normal, teor de umidade, pelo específico natural dos solos dos corpos de prova anteriores aos ensaios

	Corpo de Prova			
	Estágio 1	Estágio 2	Estágio 3	Estágio 4
Tensão Normal (kPa)	25	50	100	200
Teor de Umidade (%)	10,16	8,70	9,83	9,86
Peso específico natural (g/cm <sup>3</sup> )	1,823	1,822	1,838	1,719

Através das medições, foi possível montar um gráfico Tensão Cisalhante x Deformação horizontal (Gráfico 1) e um Deformação vertical x Deformação horizontal (Gráfico 2), apresentados a seguir.

Gráfico 1 - Curvas Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal

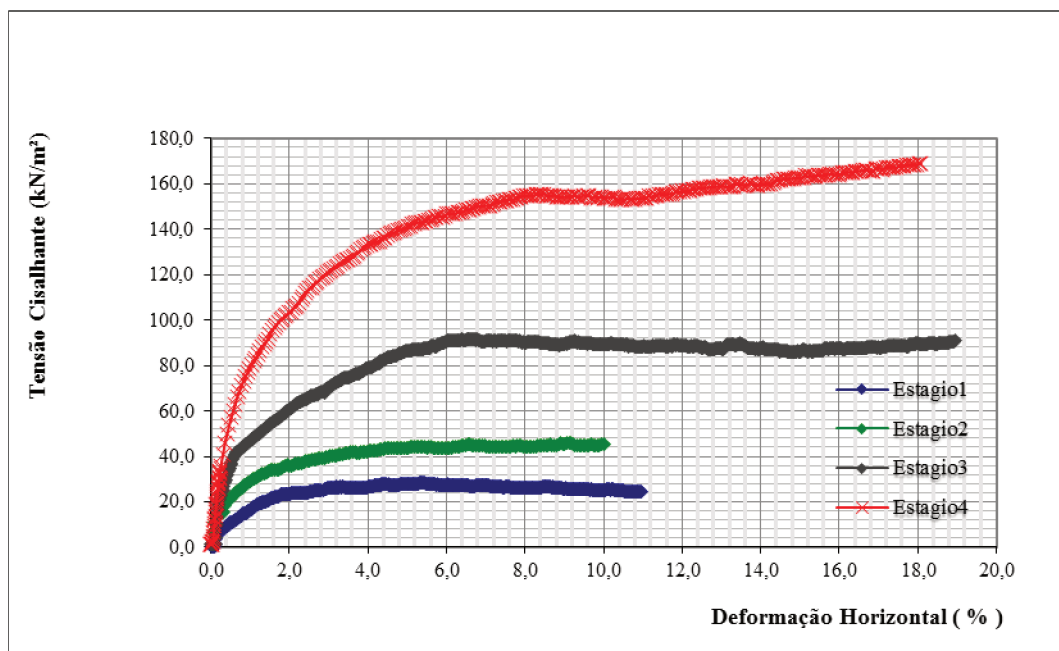
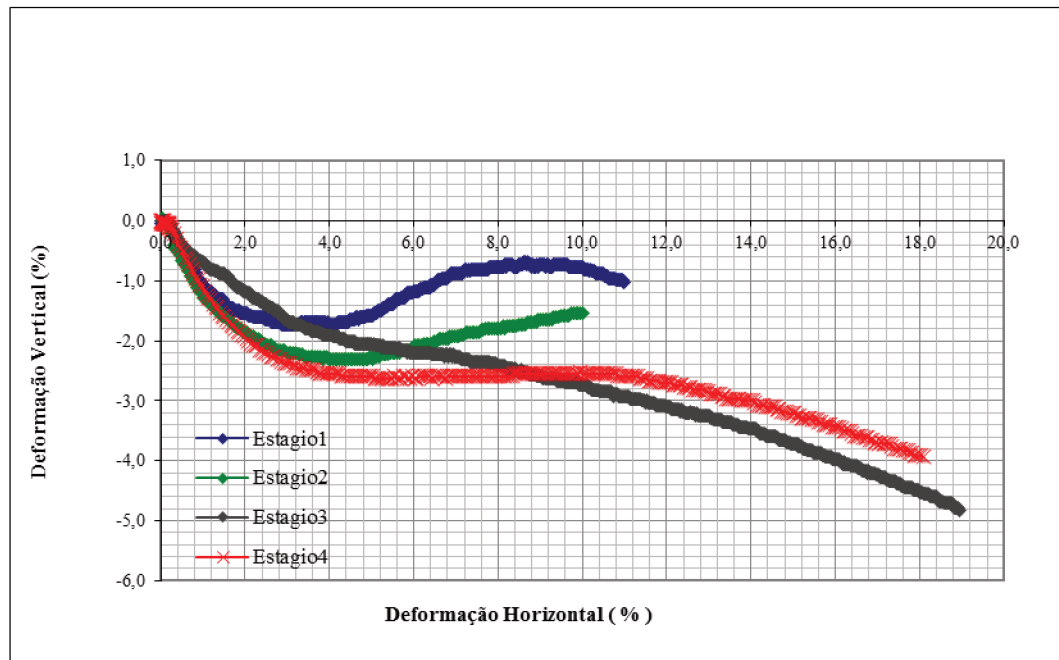




Gráfico 2 - Curvas Deformação Vertical x Deformação Horizontal

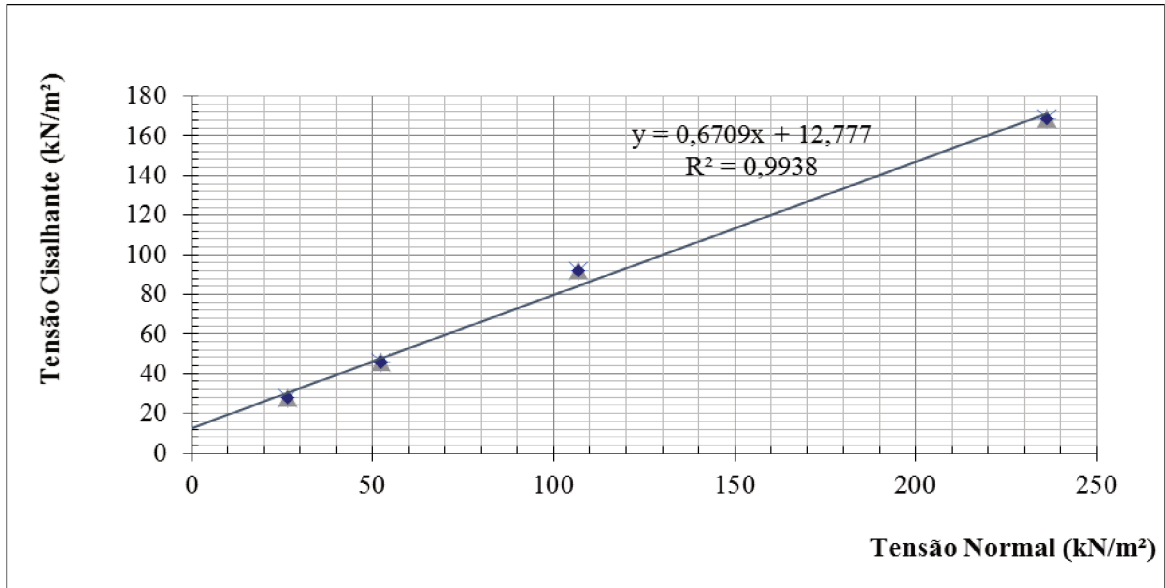


Os dados obtidos a partir dos gráficos, correspondentes às tensões no plano de ruptura, nos dão pares (Tabela 4) que possibilitam o traçado da envoltória de resistência do solo e a obtenção dos parâmetros de resistência: coesão e ângulo de atrito. Através das tensões máximas cisalhante e tensões normais foi traçado o Gráfico 3 da envoltória de Mohr-Coulomb, conforme mostrado a seguir. Os dados utilizados no ensaio de cisalhamento direto constam no Anexo A.

Tabela 4 - Tensões Cisalhantes Máximas e Tensões Normais - Ensaio de Cisalhamento Direto

Corpos de Prova	Tensão Cisalhante (kPa)	Tensão Normal (kPa)
Estágio 1	27,71	26,46
Estágio 2	45,87	52,29
Estágio 3	91,75	106,72
Estágio 4	168,76	236,36

Gráfico 3 - Interpolação dos pontos de ruptura para obtenção da envoltória de Mohr-Coulomb



Os parâmetros obtidos através da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb são mostrados a seguir, conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Coesão e ângulo de atrito interno

Coesão ( $c'$ ) (kN/m <sup>2</sup> ):	12,80
Ângulo de Atrito Interno ( $\phi'$ ) (°):	33,90

Foi realizado ainda um ensaio de granulometria, de acordo com a ABNT NBR 7181:1984. O ensaio consiste em duas fases, sendo a primeira o peneiramento e posteriormente a sedimentação. O ensaio apresentou a distribuição granulométrica, apresentada a seguir, conforme Gráfico 4.

Gráfico 4 - Distribuição granulométrica



A porcentagem de cada fração de solo é apresentada na Tabela 6 a seguir.

Tabela 6 - Porcentagem de material retido

Argila:	16%
Silte:	28%
Areia Fina:	15%
Areia Média:	24%
Areia Grossa:	15%
Pedregulho:	2%

O material envolvido é um solo com a predominância de silte, podendo ser considerado um solo silto-arenoso.

Para determinar a densidade real das partículas de solo, foi realizado o ensaio do Picnômetro em conformidade com a ABNT NBR-6508:1984. Como resultado do ensaio tem-se um peso específico real dos grãos de  $25,61 \text{ kN/m}^3$ . Os dados e relatório do ensaio constam no Anexo B.

## 5.2 ESTABELECIMENTO DO MODELO GEOMECÂNICO

Definiu-se o modelo geomecânico do talude com o uso dos dados topográficos, e interpretação dos ensaios de laboratório disponíveis. O modelo foi montado de forma crítica a fim de analisar se os dados são compatíveis com a ruptura observada.

### 5.2.1 Interpretação da topografia

O reconhecimento da topografia da região foi efetuado a partir de fotos aéreas, imagens de satélite e dados topográficos, disponíveis através de plantas topográficas digitalizadas.

A seção definida para análise final apresentou três segmentos com comprimentos horizontais e inclinações conforme ilustrados anteriormente na Figura 11. A altura foi de 31 metros, sendo a cota do local em relação ao mar de 406 metros.

### 5.2.2 Interpretação dos ensaios de laboratório

Foram realizados ensaios de caracterização física e cisalhamento direto para a determinação das propriedades geotécnicas do solo estudado. Os parâmetros de resistência do solo do talude analisado (coesão, ângulo de atrito) foram obtidos a partir do ensaio de cisalhamento direto. O peso específico natural foi obtido através do ensaio de determinação do peso específico natural do solo. Foram executados quatro ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados, nas tensões de confinamento de 25, 50, 100 e 200 kPa. Os resultados da resistência de pico dos ensaios forneceram valores de coesão, ângulo de atrito e peso específico natural conforme Tabela 7.

Tabela 7 - Parâmetros geotécnicos adotados

Coesão, $c'$	Ângulo de atrito, $\phi'$	Peso específico natural, $\gamma_{nat}$
12,8 kPa	33,9°	17,69 kN/m <sup>3</sup>

A partir de inspeções visuais do talude rompido, verificou-se que não haviam variações significativas do perfil de solo, bem como não foi possível visualizar o perfil

de rocha. Diante disto, definiu-se o perfil estratigráfico como sendo homogêneo nas camadas de ruptura do talude e apresentando as características geotécnicas listadas acima.

### 5.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

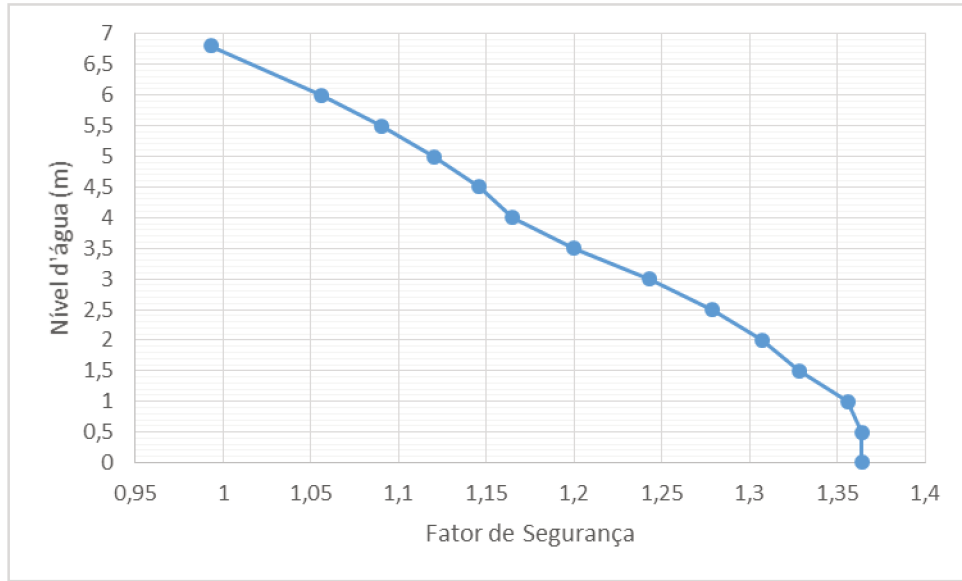
As primeiras análises de estabilidade foram executadas com o objetivo de identificar em que condição se encontrava o lençol freático quando da ocorrência do escorregamento estudado, para permitir o estabelecimento de um modelo geomecânico representativo das condições que conduziram a encosta à ruptura.

Definidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, bem como o perfil da seção, a análise de estabilidade foi realizada para uma seção localizada no centro do talude, que representa o trecho crítico da análise. Os parâmetros básicos geomecânicos adotados estão elencados na Tabela 6, descrita anteriormente.

A análise de estabilidade foi feita através do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o qual é satisfeito ao longo de toda superfície de ruptura. As hipóteses básicas assumidas em uma análise por Equilíbrio Limite são: a existência de uma superfície de ruptura bem definida; a massa de solo encontra-se em condições de ruptura generalizada iminente; o coeficiente ou fator de segurança constante é único ao longo de toda superfície de ruptura.

A fim de determinar em qual altura se encontrava o nível de água no momento do escorregamento, foram efetuadas múltiplas análises nas quais variou-se o nível de água com o objetivo de encontrar a superfície crítica, ou seja, a que corresponde ao fator de segurança igual à unidade. O Gráfico 5, apresenta a relação da variação do nível d'água com o fator de segurança. Para que um fator de segurança igual a 1 fosse atingido, verificou-se que a altura do nível de água deveria ser da ordem de 6,75 m. No gráfico podemos perceber que a medida que aumenta o nível de água o fator de segurança diminui, essa diminuição apresenta um trecho aproximadamente linear até 1 m, e para valores abaixo de 1 m há uma constância nos valores do fator de segurança.

Gráfico 5 - Relação entre a variação do nível de água e o fator de segurança



As superfícies de ruptura crítica sem a presença do nível de água estão representadas nas Figura 27 e Figura 28, onde objetivou-se analisar a estabilidade do talude em uma condição onde não houvesse a presença do lençol freático. Posteriormente com a elevação da superfície piezométrica, estabeleceu-se um nível de água a fim de encontrar a superfície em sua iminência de ruptura, ou seja, com o seu fator de segurança igual a 1, conforme ilustrado pelas Figura 28 e Figura 29. Os fatores de segurança estão apresentados pela Tabela 8.

Figura 27 - Superfície de ruptura sem a presença do nível de água- Morgenstern e Price

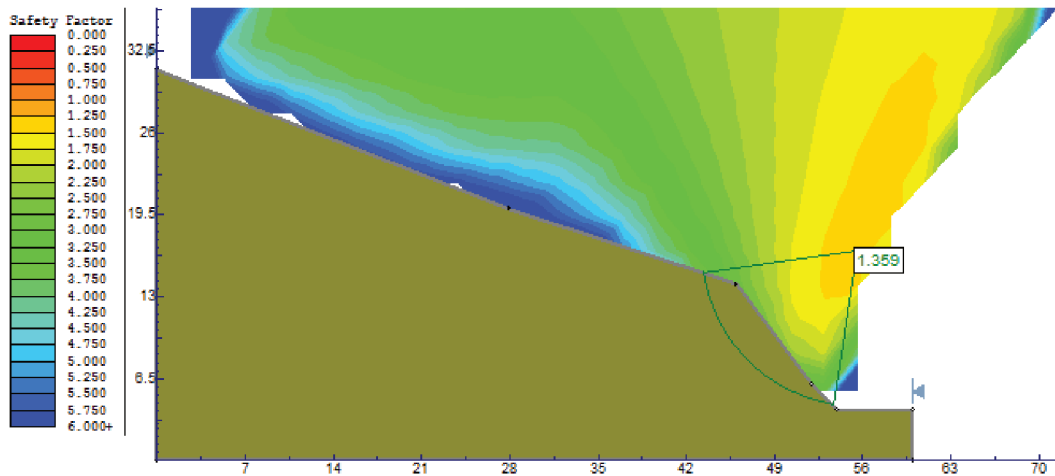


Figura 28 - Superfície de ruptura sem a presença do nível de água - Bishop Simplificado

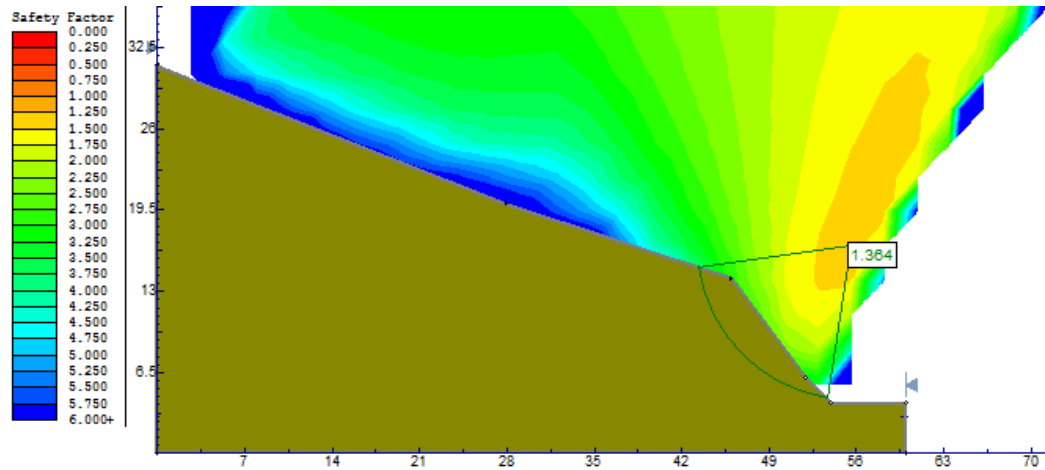


Figura 29 - Superfície de ruptura com a presença do nível de água- Morgenstern e Price

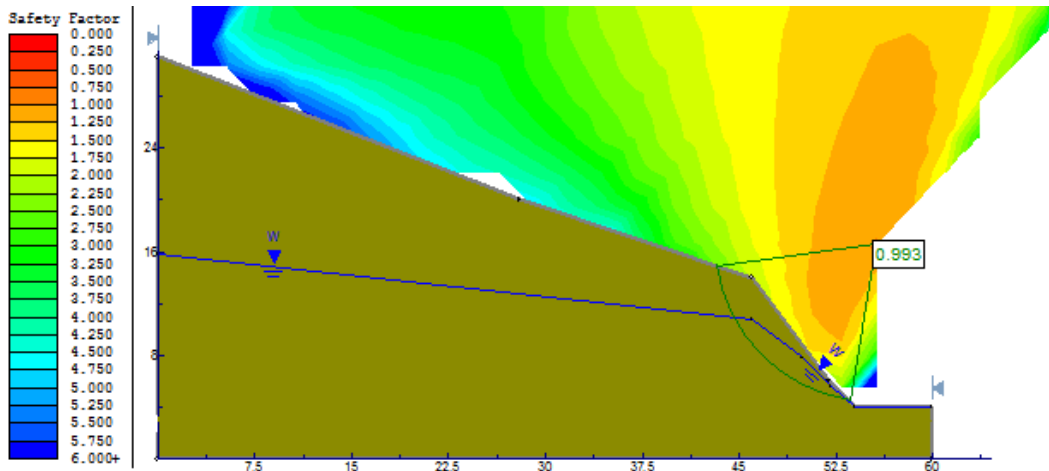


Figura 30 - Superfície de ruptura com a presença do nível de água- Bishop Simplificado

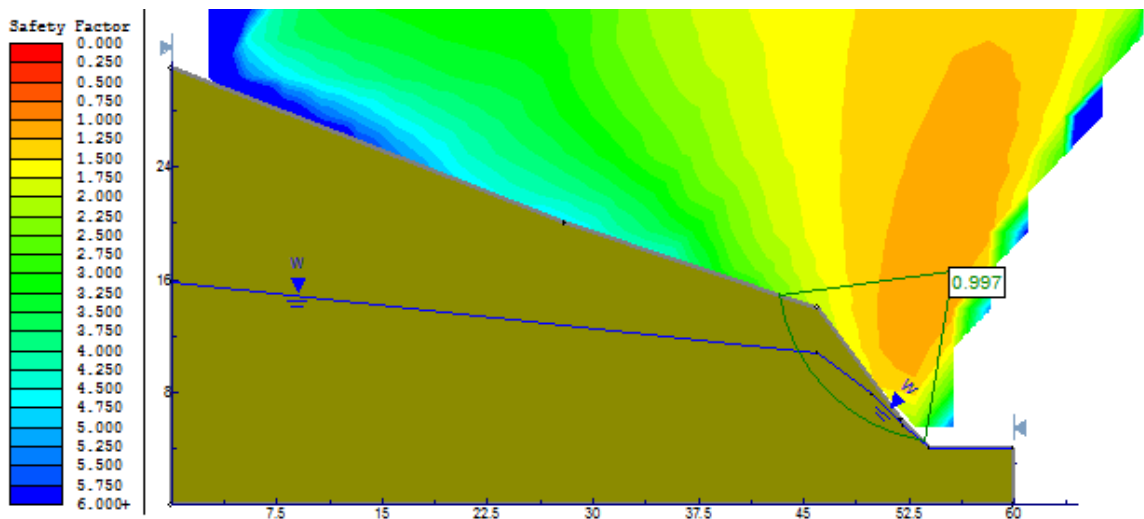


Tabela 8 – Fatores de Segurança

Altura lençol freático (m)	Fator de Segurança	
	Bishop Simplificado	Morgenstern e Price
0	1,36	1,36
6,75	0,99	1,00

Estas superfícies, avaliadas pelos métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern e Price, mesmo quando na ausência de linha freática, apresentam um fator de segurança inferior aos normalmente aceitos para um talude no entorno de alguma obra de importância econômica como rodovias.

Com o objetivo de conhecer o fator de segurança em que se encontra o talude depois da ruptura, foram realizadas análises de estabilidade da topografia atual do talude, variando-se o nível do lençol freático. Para definição do modelo geomecânico nesta condição, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova remoldados do solo. Estes corpos de prova apresentam mesmo índice de vazios, teor de umidade e densidade que os indeformados. Os parâmetros de resistência desta forma obtidos foram assumidos como representativos do solo movimentado posteriormente ao escorregamento. Os resultados destes ensaios são mostrados no Gráfico 6, Gráfico 7 e Gráfico 8.

Gráfico 6 - Curvas Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal - Solo rompido

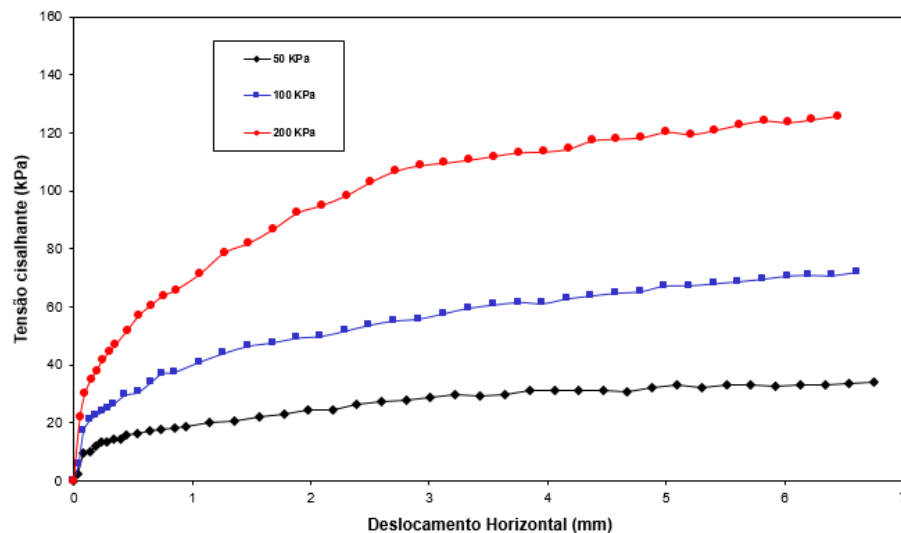




Gráfico 7 - Curvas Deformação Vertical x Deformação Horizontal – Solo rompido

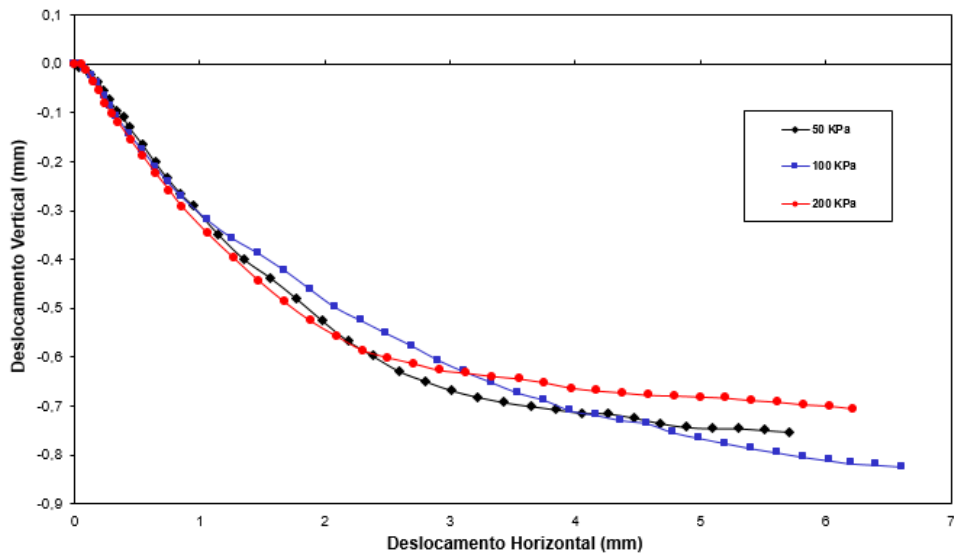
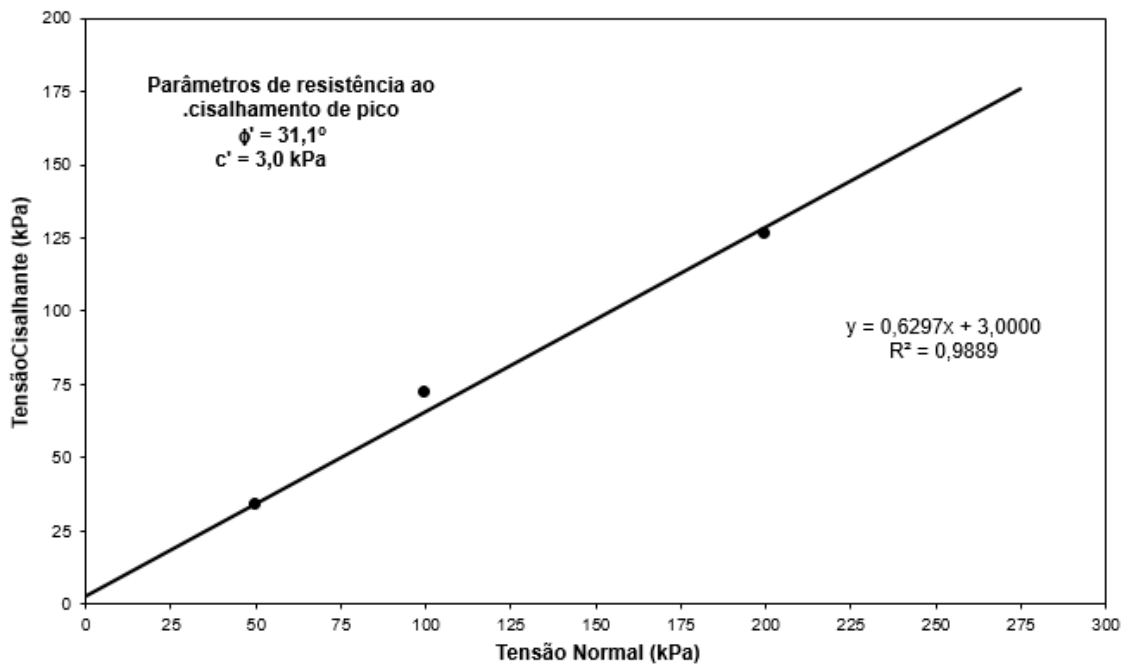


Gráfico 8 - Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Pico



Os parâmetros utilizados para a análise de estabilidade com relação ao solo movimentado foram uma coesão de 3,0 kPa e um ângulo de atrito de 31,1° determinados a partir do ensaio de cisalhamento direto.

O fator de segurança encontrado analisando a estabilidade sem a presença do lençol freático foi de 1,543 (Figura 31), e com o nível do lençol freático em 6,75m foi de 0,977 (Figura 32), o que indica a necessidade de obras de estabilização para suprir as condições de segurança exigidas.

Figura 31 - Análise de estabilidade da topografia atual

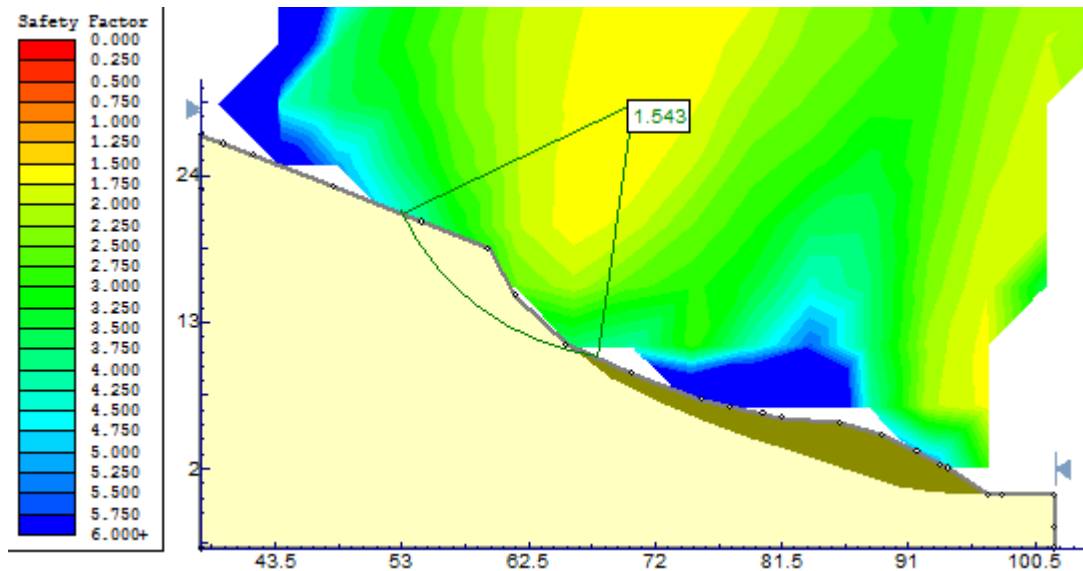
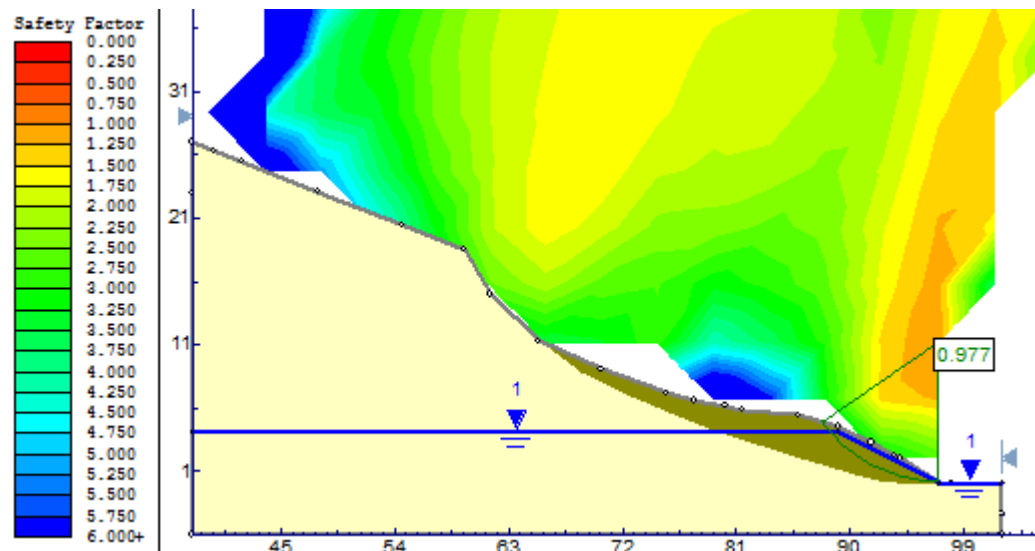


Figura 32 - Análise de estabilidade da topografia atual com a presença do lençol freático



## **6 SOLUÇÕES DE PROJETO**

O objetivo principal das técnicas de estabilização de taludes é aumentar a segurança dos mesmos. Para se projetar adequadamente um talude, de forma que se mantenha estável, deve-se levar em consideração os dados de investigação de campo, ensaios de laboratório, análises de estabilidade efetuadas, a forma de execução bem como posteriormente a sua manutenção.

Para a talude em estudo, foram propostas duas soluções de estabilização que consistem em obras de retaludamento e obras de muros de contenção.

### **6.1 RETALUDAMENTO**

Para estabelecer novamente a condição de estabilidade do talude lançou-se mão da solução de retaludamento, que consiste na modificação da geometria do talude. Para tanto, foram previstos serviços de terraplenagem, afim de reduzir a altura e o ângulo de inclinação do talude de corte. Para complementar o projeto de retaludamento sugere-se a adoção também de medidas preventivas como a execução de um sistema de drenagem e proteção superficial (impermeabilização, vegetação) do talude, de modo a reduzir a infiltração d'água no terreno e conduzir o escoamento superficial, evitando e ou amenizando os processos erosivos.

#### **6.1.1 Inclinação**

Em decorrência das características geotécnicas do solo escorregado apresentarem uma baixa coesão, o que acarretaria a adoção de um retaludamento com inclinações muito baixas, optou-se pela remoção dessa parcela de solo.

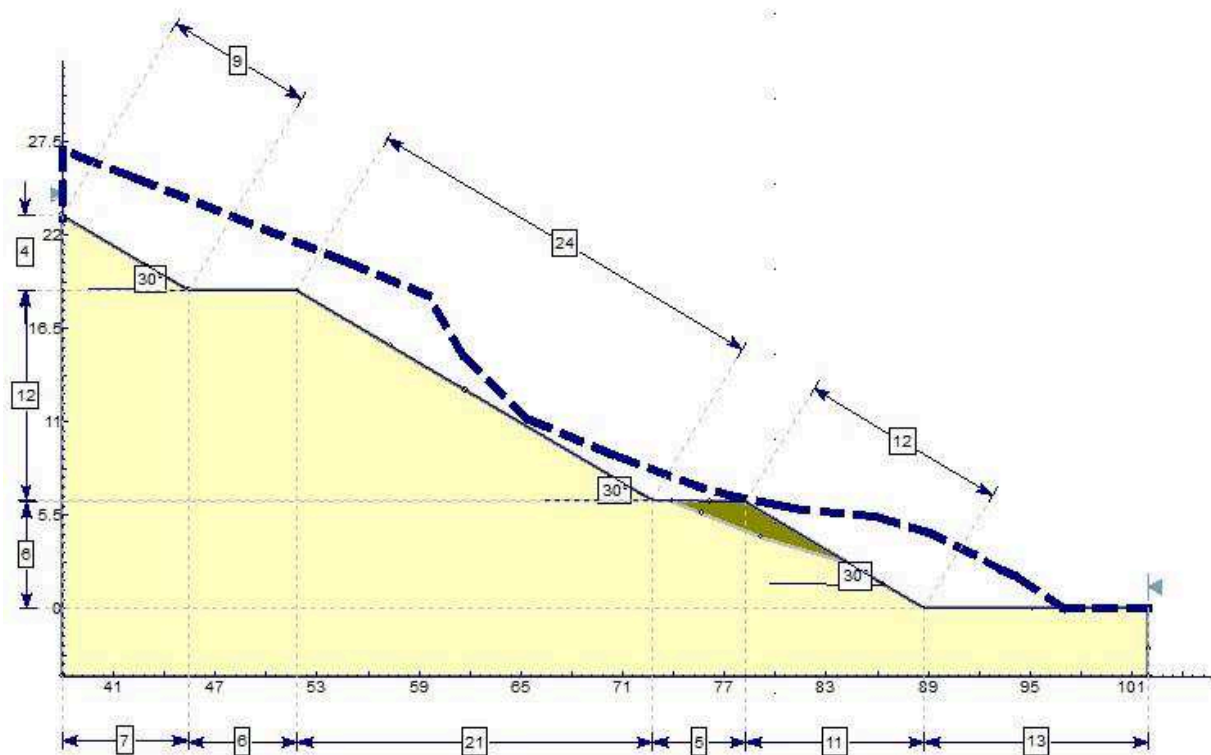
Diante da análise de estabilidade do talude, a geometria adotada é constituída de modificações nas inclinações do talude e execução de banquetas. A fim de obter um fator de segurança aceitável, acima de 1,40, exigível pela NBR 11682:2009 no que tange a relação entre o nível de segurança contra danos materiais e ambientais e o

nível de segurança contra danos a vidas humanas, foi determinado uma inclinação de 30°, conforme Figura 33.

Com relação ao nível do lençol freático, foi realizada a análise de estabilidade considerando diferentes níveis de altura d'água, como mostra a Figura 34. O fator de segurança teve uma redução à medida que o nível d'água aumentava, mas sempre se mantendo acima do exigido pela NBR 11682:2009.

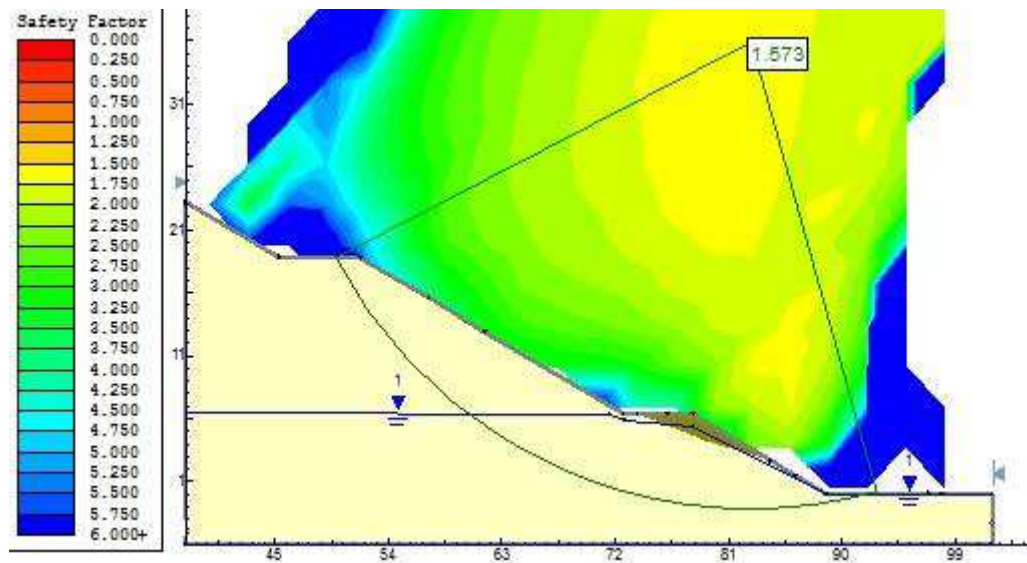
A gravidade como fator instabilizante de um talude está associada não só à inclinação do talude, mas também a sua altura. Outra medida tomada, a fim de alcançar uma condição de estabilidade, para situações de uma ruptura global, foi a diminuição da altura do talude.

Figura 33 - Retaludamento



Fonte: Autor

Figura 34 - Análise de estabilidade - Retaludamento



### 6.1.2 Drenagem superficial

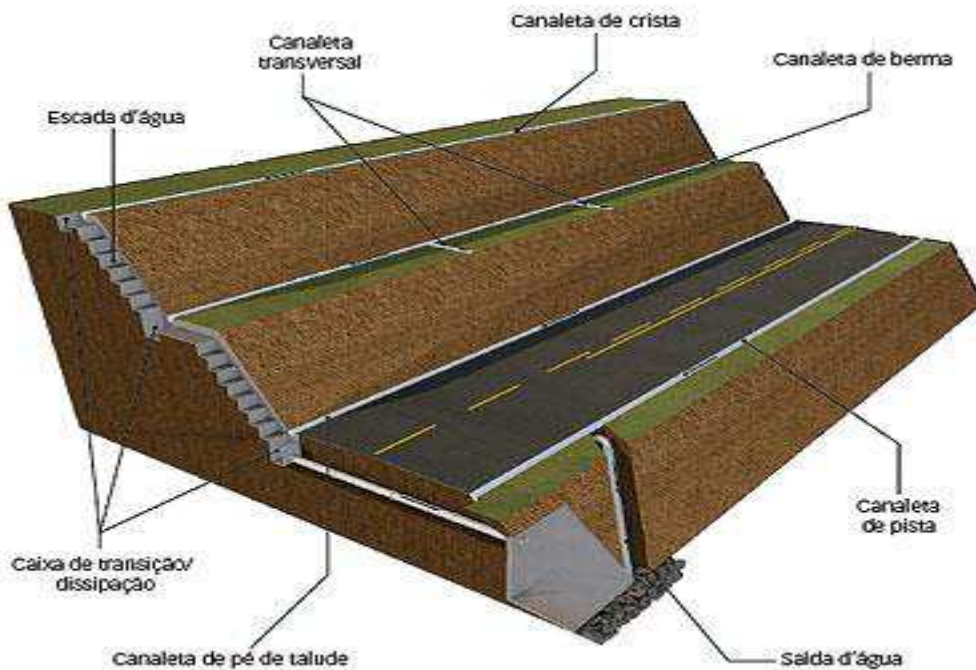
Com o intuito de complementar as obras de retaludamento, foi proposto um sistema de drenagem superficial. Este sistema visa a captação e o direcionamento das águas do escoamento superficial, assim como a retirada de parte da água de percolação interna do talude.

De acordo com IPT (1991) esse sistema de drenagem, ilustrado pela Figura 35, é composto por:

- 1- Canaletas de berma: têm como função coletar as águas pluviais que escoam nas superfícies do talude.
- 2- Canaletas transversais: têm como objetivo evitar que as águas pluviais que atingem a berma escoem longitudinalmente, e não pela canaleta longitudinal.
- 3- Canaletas de crista: construída no topo do talude com a função de interceptar o fluxo de água superficial, evitando assim, que este fluxo atinja a superfície do talude e conseqüentemente inibindo a erosão.
- 4- Canaletas de pé de talude: construídas no pé do talude para coletar as águas superficiais da superfície do talude, assim evitando erosão na base.

- 5- Canaletas de pista: construídas lateralmente às pistas com a função de captar as águas provenientes da pista ou do acostamento.
- 6- Saída d'água: canais construídos em forma de degraus nos taludes, com a finalidade de conduzir as águas das canaletas e encaminhá-las para as drenagens mais próximas.
- 7- Escadas d'água: canais construídos em forma de degraus nos taludes, com a função de coletar e conduzir as águas superficiais captadas pelas canaletas, sem que atinjam uma elevada velocidade de escoamento. Tem a função também de dissipar a energia hidráulica da água coletada.
- 8- Caixa de dissipação: construídas nas extremidades das escadas d'água e canaletas para a dissipação de energia hidráulica das águas coletadas.
- 9- Caixas de transição: são construídas nas mudanças de direção de escoamento das escadas d'água e canaletas e na união de canaletas de diferentes seções.

Figura 35 - Indicação dos diversos dispositivos do sistema de drenagem superficial



Fonte: IPT (1991)

### 6.1.3 Proteção superficial

Com o intuito de reduzir a formação de processos erosivos superficiais e diminuir a infiltração de água no maciço através da superfície exposta do talude propõe-se a execução de uma proteção superficial do talude.

Esta proteção é feita em forma de uma cobertura vegetal com gramíneas, que tem como função também aumentar a resistência das camadas superficiais de solo pela presença das raízes.

Segundo IPT (1991), o efeito da vegetação deve ser o de travar os solos a pequenas profundidades, entre 10 a 20 cm, oferecendo-lhes uma cobertura mais densa e homogênea, o que diminuirá o escoamento da água diretamente sobre o solo.

A técnica utilizada neste caso é o revestimento com grama em placas, em virtude de o processo ser mais rápido e com uma maior eficiência. Nesse caso, a grama é cortada em placas com cerca de 30 a 50 cm de largura cujo solo já está enraizado e disposta uniformemente sobre a superfície do talude, (IPT, 1991).

## 6.2 MURO DE GABIÃO

A segunda solução de estabilização proposta neste trabalho consiste na execução de muros gabiões. A opção adotada é em forma de gabião caixa, que consiste em uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo, que tem o seu interior preenchido com pedras bem distribuídas e com dimensões variadas, porém com diâmetro nunca inferior à malha hexagonal adotada.

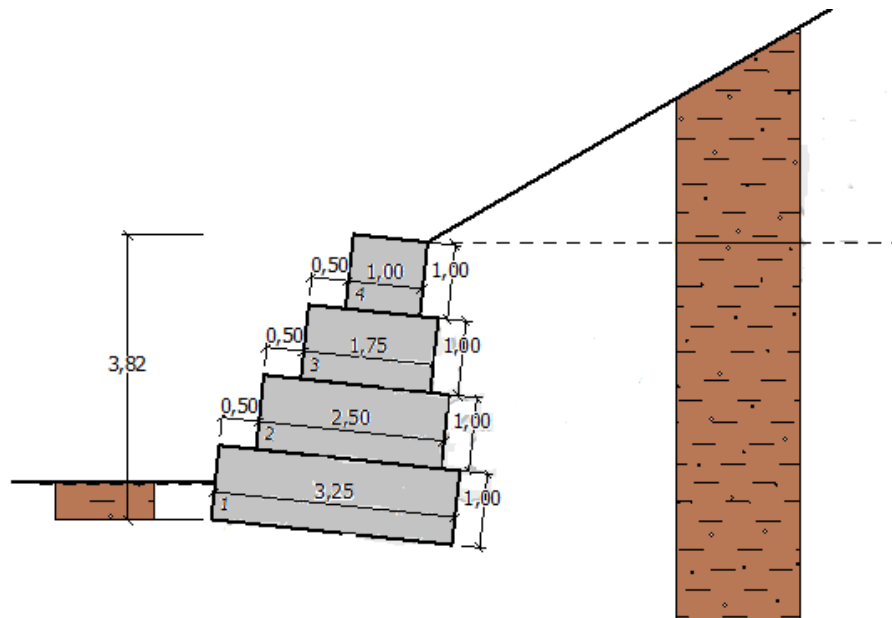
A adoção dessa estrutura de contenção, se deve ao fato de oferecer resistência a movimentação do talude ou à sua ruptura, ou reforçam uma parte deste talude, afim de resistir os esforços tendentes a instabilização. Agrega-se a esta estrutura a vantagem de possuir uma boa flexibilidade, o que proporciona a adaptação da estrutura aos movimentos do terreno, acompanhando o recalque ou acomodações, sem comprometer a estabilidade e a eficiência estrutural. Outra vantagem é a

grande resistência aos esforços de empuxo e tração do terreno, pois são projetados como uma estrutura monolítica por gravidade. Cabe ainda ressaltar a integração com o meio ambiente, tendo estruturas que se adaptam fácil a qualquer ecossistema.

### 6.2.1 Geometria

Para a ruptura do talude em estudo, afim de reestabelecer as condições de segurança e estabilidade, foi proposto um muro de gabiões no pé do talude. Este muro é composto por quatro camadas, com diferentes geometrias, conforme Figura 36. A estrutura possui inclinação de  $6^\circ$  (no sentido horário em relação a vertical) afim de aumentar a segurança contra o tombamento, o seu desenho parte de uma largura e altura de 1 metro para a fiada superior de muro e aumenta-se 0,50m por cada metro de altura total do muro na face externa. Para facilitar a execução da obra foi proposto um degrau de 0,25m a cada metro na face interior, para permitir a utilização de cofragens na fase de montagem.

Figura 36 - Geometria do muro de gabiões





### 6.2.2 Verificação da estabilidade

No projeto de muro de gabião devem ser feitas verificações quanto a estabilidade, verificando as seguintes condições:

- Segurança contra o tombamento;
- Segurança contra o deslizamento;
- Segurança contra tensões excessivas na fundação;
- Segurança contra ruptura global.

Com o uso do programa computacional Geo5 V.19, foi realizada a verificação quando a segurança ao tombamento, deslizamento e contra tensões excessivas na fundação. Para tanto previu-se a substituição do material rompido por um que apresentasse melhores condições de resistência ao cisalhamento. O programa fornece um relatório o qual constam os dados utilizados, bem como o resultado das análises, conforme é detalhado a seguir.

Tabela 9 - Fatores de segurança - GEO5 v.19

Fatores de segurança	
Situação permanente do projeto	
Fator de segurança para tombamento	2,00
Fator de segurança para a resistência ao deslizamento	1,50

Tabela 10 - Coeficientes de redução - GEO5 v.19

Coeficientes de redução	
Situação permanente do projeto	
Coeficientes de redução do atrito entre os blocos	1,50

Tabela 11 - Material de enchimento dos blocos - GEO5 v.19

Material dos blocos - enchimento			
Nome	Peso Específico (kN/m³)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)
Material Gabião	18	30	0

Tabela 12 - Material da malha dos blocos - GEO5 v.19

Material dos blocos - malha			
Nome	Força Proj. Rt (kN/m)	Espaço de malhas vert. (m)	Cap. De carga de frente da junção Rs (kN/m)
Material Gabião	18	30	0

Tabela 13 - Geometria do muro de gabião - GEO5 v.19

Geometria da estrutura				
Número	Largura b (m)	Altura h (m)	Espaçamento do degrau a (m)	Material
4	1,00	1,00	0,50	Material Gabião
3	1,75	1,00	0,50	Material Gabião
2	2,50	1,00	0,50	Material Gabião
1	3,25	1,00	-	Material Gabião

Talude do gabião = 6,00°

Altura total = 3,82 m

Volume total da parede = 8,50 m<sup>3</sup>/m

Tabela 14 - Parâmetro de solo adotados - GEO5 v.19

Parâmetros do solo	
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	17,69
Estado de tensão	efetivo
Ângulo de atrito interno (°)	33,9
Coesão do solo (kPa)	12,8
Ângulo de atrito estrutura-solo (°)	32,2
Solo	Característica coesiva

Ângulo de atrito base-solo = 25,00°

Coesão base – solo = 12,80 kPa

Perfil do Terreno: o terreno atrás da construção tem inclinação tem ângulo de 30°

Influência da água:

1. Nível da água atrás da estrutura encontra-se em uma altura de 3,25m
2. Nível da água em frente a estrutura encontra-se a uma altura de 0,0m

Situação do projeto: permanente

Tabela 15 - Empuxo no repouso da face frontal da superfície - GEO5 v.19

Empuxo no repouso da face frontal da superfície						
Camada	Espessura (m)	Inclinação (°)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Peso específico (kN/m³)	Kr
1	0,03	6	33,9	12,8	17,69	0,442
2	0,47	6	33,9	12,8	7,69	0,442

Tabela 16 - Distribuição do empuxo na face frontal da superfície - GEO5 v.19

Distribuição do empuxo no repouso na face frontal da superfície						
Camada	Começo (m) Fim (m)	$\sigma_z$ (kPa)	$\sigma_w$ (kPa)	Pressão (kPa)	Hor. Comp. (kPa)	Vert. Comp. (kPa)
1	0	0	0	0	0	0
	0,03	0,59	0	0,27	0,26	0,06
2	0,03	0,59	0	0,27	0,26	0,06
	0,5	4,18	0	1,89	1,84	0,44

Tabela 17 - Forças agindo na construção - GEO5 v.19

Forças agindo na construção		
Nome	F <sub>HOR</sub> (kN/m)	F <sub>VERT</sub> (kN/m)
Peso parede	0	132,2
FF resistência	-0,49	0,12
Peso - cunha de terra	0	0,78
Empuxo ativo	2,01	1,96
Pressão da água	79,02	6,99

Verificação para estabilidade de tombamento:

Resistência de momento  $M_{RES} = 291,36$  kNm/m

Momento de tombamento  $M_{TOMB} = 85,26$  kNm/m

Fator de segurança = 3,42 > 2,00. Parede para tombamento é satisfatório.

Verificação de deslizamento:

Reação horizontal  $H_{res} = 105,41$  kN/m

Força horizontal ativa  $H_{act} = 65,09$  kN/m

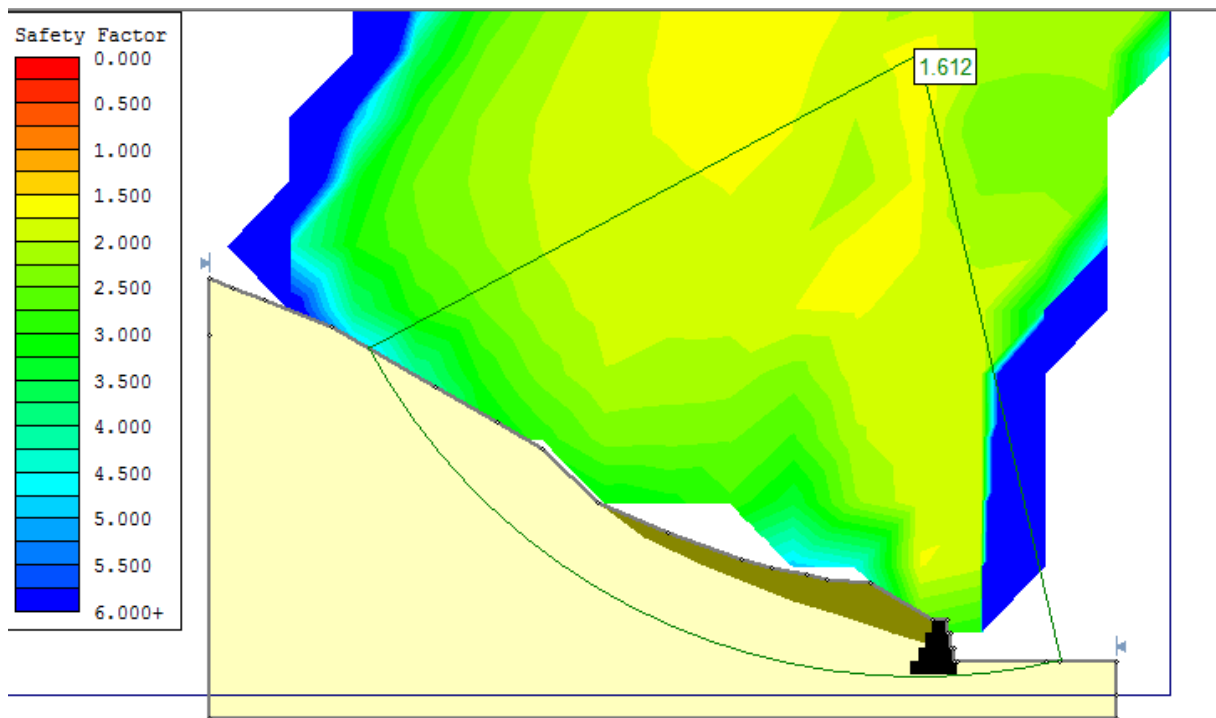
Fator de segurança = 1,62 > 1,50. Parede para deslizamento é satisfatório.

Tabela 18 - Capacidade de carga da fundação do solo - GEO5 v.19

Capacidade de carga da fundação do solo					
Forças atuantes no centro da base do muro					
Número	Momento (kNm/m)	Força normal (kN/m)	Força de Cisalhamento (kN/m)	Excentricidad e	Tensão (kPa)
1	39,64	151,23	64,29	0,081	55,48

Para a verificação da segurança contra-ruptura global lançou-se mão do uso de ferramentas computacionais. Através do programa, é obtido o fator de segurança mínimo e a linha de ruptura correspondente a este fator. Para a análise, afim de analisar a pior situação de estabilidade, elevou-se o nível do lençol freático, com isto o fator de segurança contra-ruptura global foi de 1,612, conforme Figura 37.

Figura 37 - Análise de estabilidade do muro de gabião



Com isso, conclui-se que o muro está de acordo com o fator de segurança mínimo exigível de 1,40.

### **6.2.3 Procedimentos importantes na execução**

Para a execução do muro de gabião devem-se levar em consideração aspectos importantes que garantam a função ao qual foi projetado. Contudo, é necessário se ater aos seguintes cuidados:

- preparação da base, afim de garantir que o muro será assentado em terreno compatível com o admitido em projeto;
- execução do sistema de drenagem, através de drenos junto à face do muro, drenos sub-horizontais, drenagem superficial etc.

## 7 CONCLUSÃO

O escorregamento está inserido no Complexo Granito-Gnáissico-Migmatítico no Terreno Florianópolis e corresponde ao Complexo Águas Mornas. Do ponto de vista local, o segmento instabilizado se acha ocupado por litotipos da Faixa Granito-Gnáissica Santa Rosa de Lima- Tijucas, relativamente intemperizados – alterados. O granitoide do local se apresenta bastante intemperizado na forma de solo saprolítico.

A região de Águas Mornas possui um relevo formado por morros do tipo colinoso, morraria e montanha. A topografia presente no local de instabilização apresenta-se ascendente – íngreme. O talude instabilizado teve uma mudança na geometria após escorregamento, diminuindo a inclinação de  $51^\circ$  do primeiro segmento, porém gerando outros pontos com fortes inclinações.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto em quatro corpos de prova indeformados, sob tensões normais de 25, 50, 100 e 200kPa. Através dos ensaios foi determinado que o solo envolvido tem resistência ao cisalhamento em condição indeformada expressa por uma coesão de 12,8 kPa e ângulo de atrito  $33,9^\circ$ . Durante o cisalhamento o solo não desenvolve picos de resistência. Apesar da ausência de picos de resistência observou-se comportamento contrativo e dilatante nos ensaios sob 25 e 50 kPa de tensão normal. Sob maiores tensões (100 e 200 kPa) o solo apresenta comportamento unicamente contrativo.

Através destes resultados, associados aos dados topográficos definiu-se o modelo geomecânico do talude. A topografia anterior à ruptura era constituída por uma inclinação de  $51^\circ$  no primeiro segmento, localizado a partir do pé do talude, tendo essa inclinação uma mudança para  $18^\circ$  no segundo segmento. O perfil estratigráfico foi definido como sendo homogêneo nas camadas de ruptura do talude, devido ao fato de não apresentar variações significativas no perfil de solo, bem como por não ser possível visualizar o perfil de rocha ao longo da cicatriz da ruptura.

As primeiras análises de estabilidade foram executadas com o objetivo de identificar em que condição se encontrava o lençol freático quando da ocorrência do escorregamento. Com a finalidade de encontrar a superfície crítica similar a

desenvolvida na ruptura já ocorrida e, que corresponde ao fator de segurança igual a unidade, variou-se a altura do nível de água no interior do maciço. Esta variação da água em relação ao fator de segurança apresentou valores constantes até 1m, não havendo uma diminuição considerável no fator de segurança. A partir de 1m de água apresenta uma diminuição linear do fator de segurança até 6,75m, onde obteve-se um fator de segurança igual a unidade.

Os fatores de segurança obtidos através das análises de estabilidade, avaliadas pelos métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern e Price, apresentam valores de 0,99 e 1,00 respectivamente, quando a água se encontra a uma altura de 6,75m em relação a base do talude. Sem a presença do lençol freático, ambos os fatores de segurança são 1,36. Estas superfícies mesmo quando não saturado, apresentam fatores de segurança inferiores aos normalmente aceitos para taludes no entorno rodovias, dada a importância econômica da mesma e perigo a que ficam sujeitos os usuários.

As análises de estabilidade foram feitas levando em consideração a ausência do lençol freático e a presença do nível de água a 6,75m da base do talude, os fatores de segurança encontrados são 1,543 e 0,977 respectivamente, o que indica a necessidade de obras de estabilização para suprir as condições de segurança exigidas.

Com o objetivo de aumentar a segurança do talude, como propostas de estabilização foram contempladas a realização de retaludamento e o emprego de um muro de gabião.

O solo movimentado apresenta uma coesão muito baixa, o que implicaria a adoção de um retaludamento com inclinações muito baixas. Em decorrência disso, foi proposto a remoção desta parcela de solo, bem como mudança na inclinação do talude para 30°, constituídas por 3 segmentos com a execução de banquetas. Tal geometria possibilitou que um fator de segurança de 1,573 fosse atingido, ficando acima de 1,40, o qual é determinado pela relação entre o nível de segurança contra danos materiais e ambientais e o nível de segurança contra danos a vidas humanas, constante na NBR 11682.

A segunda proposta de estabilização, constituída pelo emprego de muro de contenção, possibilitou uma outra abordagem com a utilização de muro de gabião. O projeto deste muro é composto por quatro camadas, com diferentes geometrias, tendo esta estrutura uma inclinação de 6° a fim de aumentar a resistência ao tombamento. Para o projeto do muro de gabião foram verificadas a segurança contra o tombamento, deslizamento, tensões excessivas na fundação bem como a verificação da segurança contra a ruptura global. O emprego do muro de gabião possibilitou que um fator de segurança contra a ruptura global de 1,61 fosse atingido, assim estando em conformidade com o exigido pela NBR 11682:2009.

Com relação as consequências em se mantendo a instabilidade nas atuais condições algumas questões podem ser levantadas com respeito ao envolvimento do local, se providências não forem tomadas, principalmente relacionadas à segurança do usuário da rodovia. Em se mantendo as atuais condições da massa instabilizada no local, esta continuará a invadir a pista de rolamento, impedindo o tráfego da rodovia. Se ocorrerem períodos de chuva na região, a massa já movimentada poderá sofrer saturação, e com isso a instabilidade evoluirá, aumentando o volume de solo que atinge a rodovia.



## REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - **ASTM D3080**: standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, ABGE. **Geologia de Engenharia**. São Paulo, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8044**: projeto geotécnico - procedimento. São Paulo, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 11682**: estabilidade de taludes. São Paulo, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9604**: abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. São Paulo, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. São Paulo, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7181**: análise granulométrica. São Paulo, 1984.

AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização Geológico-Geotécnica voltada à estabilização de encostas**: uma proposta metodológica. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 1. Rio de Janeiro, 1992. Anais Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/PCRJ. Vol. 2.

AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. **Estabilidade de taludes**. Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, 1998. p.243-269.

BARBOSA, C. A. F. **Soluções para estabilização de taludes sujeitos a erosão superficial**. Dissertação de Mestrado. Universidade de Aveiro. Portugal, 2008.

BIANCHINI, M. R. **Estudo da instabilidade de um talude rodoviário em São Jerônimo/RS**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2000.

BORTOLUZZI, C. M. **Caracterização de Instabilidade de corte**: SC-431, km 13,6 LE, São Bonifácio. 2008

BRABB, E. E. **The worl landslide problem, Episodes**. v.14, n.1, 1991. p.52-61.

BUENO, B. S.; VILAR, O. M. **Mecânica dos Solos**. Vol 2. Seção de Publicações da EESC-USP, São Carlos, 1985.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: fundamentos. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: mecânica das rochas - fundações - obras de terra. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987. Vol 2.

CARMO, E.S. **Análise da estabilidade de um talude de corte da BR-110**: estudo de caso. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Feira de Santana. Bahia, 2009.

CPRM – **Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais**. Santa Catarina. Disponível <http://www.cprm.gov.br/>. Acesso 10 de abril de 2015.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

EHRlich, M.; BECKER, L. D. B. **Muros e taludes de solo reforçado**: Projeto e execução. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

HEIDEMANN, M. **Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar – SC**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

IPT, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. **Taludes de Rodovias**: orientação para o diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo, 1991.

LIMA, A. F. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da Formação Barreiras na área urbana na cidade do Recife**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco, 2002.

LEITE, G. U. **Análise custo-benefício de obras de contenção**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal da Paraíba, 2011.

MACHADO, S. L.; RIBEIRO, M. P. **Estudo estatístico de parâmetros de resistência de um solo residual de granulito**. Conferência brasileira sobre estabilidade de encostas – COBRAE. Rio de Janeiro, 2001.

MASSAD, F. **Obras de Terra**: curso básico de geotecnia. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MORETTO, R. L. **Análise dos efeitos da vegetação na proteção de taludes rodoviários e proposição de alternativas de revegetação na BR-386**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2012.

OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S.N.A. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia e Engenharia, 1998.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3ª ed. São Paulo: Oficina dos textos, 2006.

SCAVI, Engenharia e Geologia Ltda. **Estudo ambiental simplificado estradas vicinais**. Águas Mornas, 2011.

TERZAGUI, K. **Mecanismos de escorregamentos de terra**. Tradução: Ernesto Pichler. São Paulo: Gremio Politécnico, 1950.

VARNES, D. J. **Slope Movement Types and Processes**. In: landslides analysis and control. Washington: National Academy of Sciences, 1978.

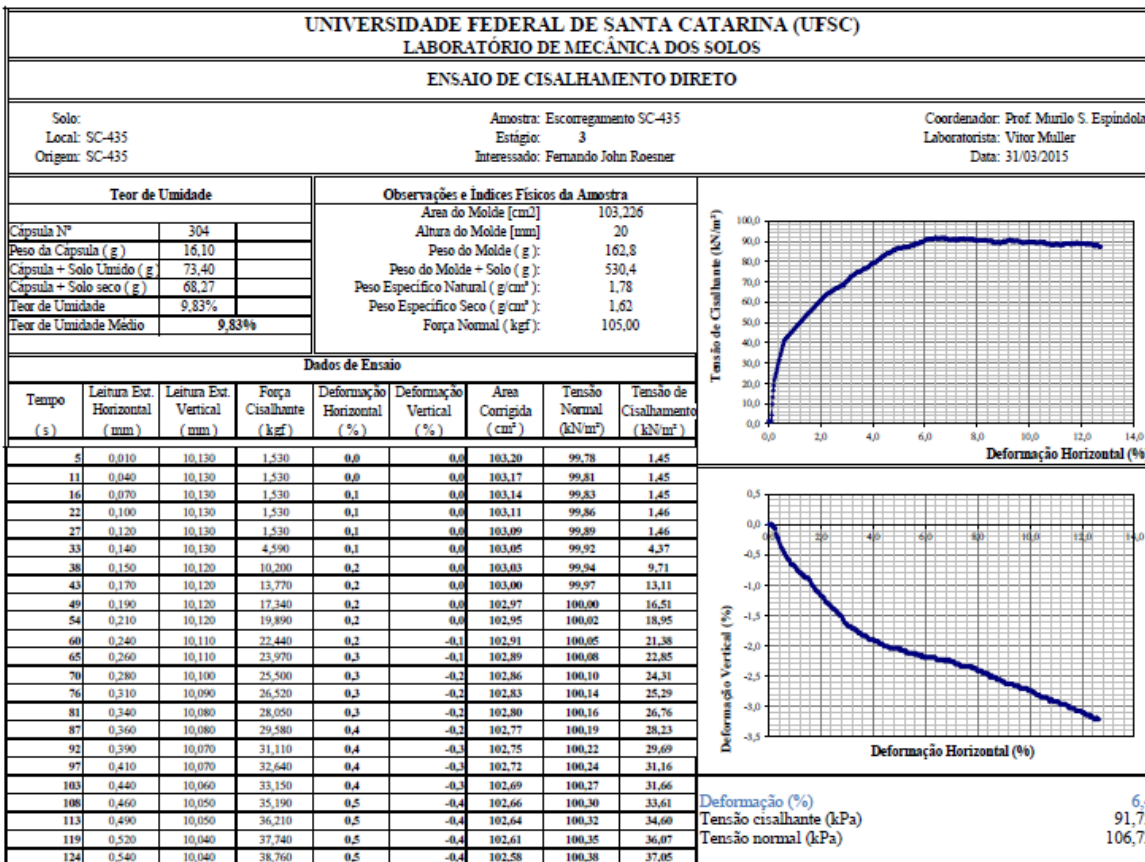
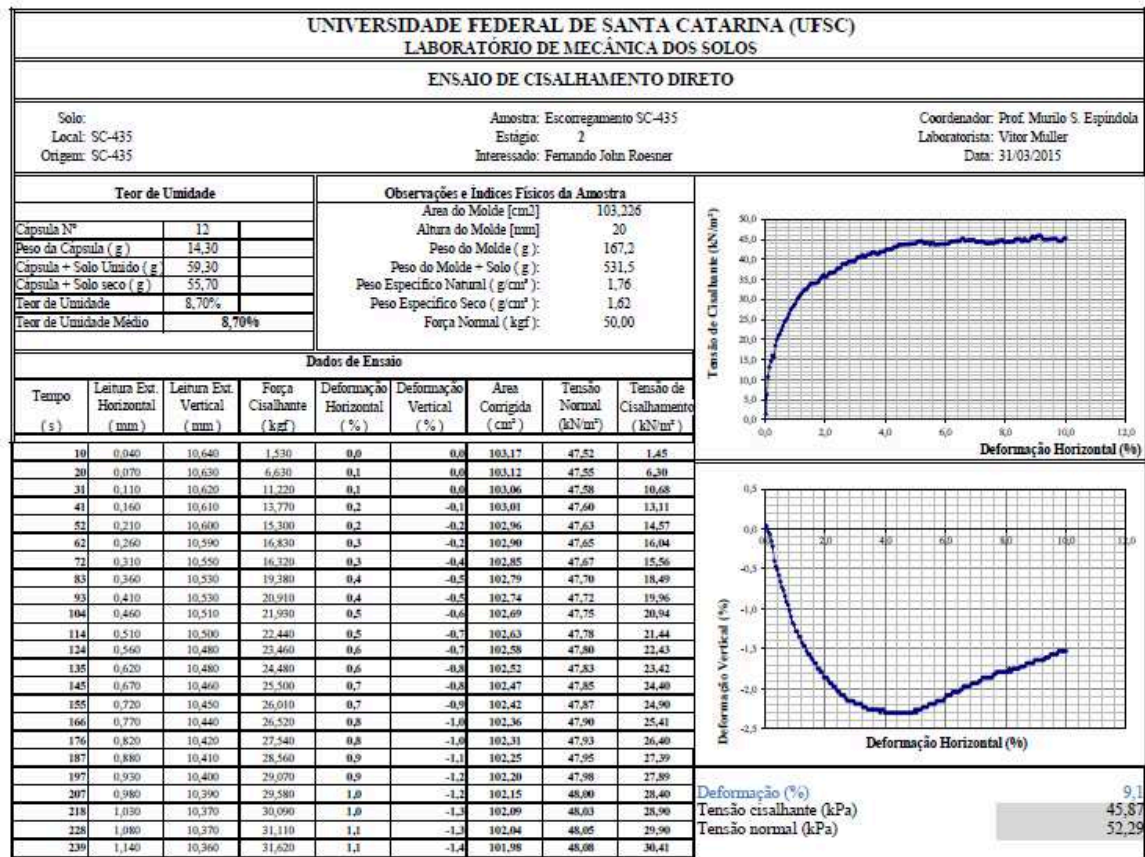
WOLLE, C.M. **Taludes Naturais**: mecanismos de instabilização e critérios de segurança. Dissertação de Mestrado. São Paulo, 1980.

## ANEXO A – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

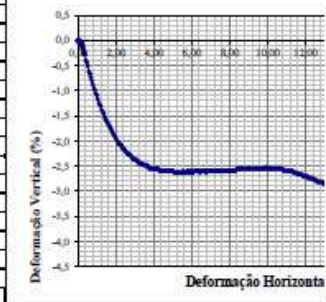
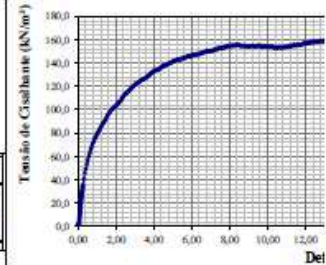
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC)									
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS									
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO									
Solo: Local: SC-435 Origem: SC-435			Amostra: Escorregamento SC-435 Estágio: 1 Interessado: Fernando John Roesner				Coordenador: Prof. Múrio S. Espíndola Laboratorista: Vitor Müller Data: 31/03/2015		
<b>Teor de Umidade</b>			<b>Observações e Índices Físicos da Amostra</b>						
Cápsula Nº	16		Área do Molde [cm <sup>2</sup> ]	103,226					
Peso da Cápsula (g)	14,60		Altura do Molde [mm]	20					
Cápsula + Solo Úmido (g)	48,20		Peso do Molde (g)	165,9					
Cápsula + Solo seco (g)	45,10		Peso do Molde + Solo (g)	531,2					
Teor de Umidade	10,16%		Peso Específico Natural (g/cm <sup>3</sup> )	1,77					
Teor de Umidade Médio	10,16%		Peso Específico Seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,61					
			Força Normal (kgf)	26,30					
<b>Dados de Ensaio</b>									
Tempo (s)	Leitura Est. Horizontal (mm)	Leitura Est. Vertical (mm)	Força Cisalhante (kgf)	Deformação Horizontal (%)	Deformação Vertical (%)	Área Corrigida (cm <sup>2</sup> )	Tensão Normal (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão de Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	
5	0,020	11,180	0,510	0,0	0,0	103,20	24,99	0,48	
11	0,050	11,180	0,510	0,1	0,0	103,17	25,00	0,48	
16	0,070	11,180	0,510	0,1	0,0	103,14	25,01	0,48	
21	0,100	11,180	0,510	0,1	0,0	103,12	25,01	0,49	
27	0,120	11,180	1,530	0,1	0,0	103,09	25,02	1,46	
32	0,140	11,180	3,570	0,1	0,0	103,06	25,03	3,40	
38	0,160	11,180	5,610	0,2	-0,1	103,03	25,03	5,34	
43	0,190	11,180	6,120	0,2	-0,1	103,00	25,04	5,83	
48	0,210	11,170	7,140	0,2	-0,1	102,98	25,05	6,80	
54	0,240	11,160	7,140	0,2	-0,2	102,95	25,05	6,80	
59	0,260	11,150	7,650	0,3	-0,2	102,92	25,06	7,29	
65	0,290	11,150	8,160	0,3	-0,2	102,89	25,07	7,78	
70	0,320	11,140	8,670	0,3	-0,3	102,86	25,07	8,27	
75	0,340	11,130	8,670	0,3	-0,3	102,84	25,08	8,27	
81	0,370	11,130	9,180	0,4	-0,3	102,80	25,09	8,76	
86	0,400	11,120	9,690	0,4	-0,4	102,78	25,09	9,25	
92	0,430	11,110	9,690	0,4	-0,4	102,75	25,10	9,25	
97	0,450	11,100	10,200	0,5	-0,4	102,72	25,11	9,74	
102	0,480	11,100	10,200	0,5	-0,5	102,70	25,11	9,74	
108	0,510	11,090	11,220	0,5	-0,5	102,66	25,12	10,72	
113	0,530	11,080	11,220	0,5	-0,6	102,64	25,13	10,72	
119	0,560	11,080	11,730	0,6	-0,6	102,61	25,14	11,21	
124	0,590	11,070	12,240	0,6	-0,6	102,58	25,14	11,70	

Deformação (%)	5,5
Tensão cisalhante (kPa)	27,71
Tensão normal (kPa)	26,46



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC)								
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS								
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO								
Solo: Local: SC-435 Origem: SC-435			Amostra: Escotregamento SC-435 Estágio: 4 Interessado: Fernando John Roesner			Coordenador: Laboratorista: Data:		
<b>Teor de Umidade</b>			<b>Observações e Índices Físicos da Amostra</b>					
Capsula Nº	46		Área do Molde (cm <sup>2</sup> ) 103,226					
Peso da Capsula (g)	16,00		Altura do Molde (mm) 20					
Capsula + Solo Úmido (g)	85,10		Peso do Molde (g) 159,8					
Capsula + Solo seco (g)	78,90		Peso do Molde + Solo (g) 503,6					
Teor de Umidade	9,85%		Peso Específico Natural (g/cm <sup>3</sup> ) 1,67					
Teor de Umidade Médio	9,86%		Peso Específico Seco (g/cm <sup>3</sup> ) 1,52					
			Força Normal (kgf) 200,00					
Dados de Ensaio								
Tempo (s)	Leitura Ext. Horizontal (mm)	Leitura Ext. Vertical (mm)	Força Cisalhante (kgf)	Deformação Horizontal (%)	Deformação Vertical (%)	Área Corrigida (cm <sup>2</sup> )	Tensão Normal (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão de Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )
1	0,005	8,350	1,530	0,01	0,00	103,22	193,76	1,48
2	0,010	8,350	1,530	0,01	0,00	103,22	193,77	1,48
3	0,015	8,340	1,530	0,02	-0,04	103,21	193,78	1,48
5	0,026	8,350	1,530	0,03	0,00	103,20	193,80	1,48
6	0,031	8,350	1,530	0,03	0,00	103,19	193,81	1,48
8	0,041	8,350	2,550	0,04	0,00	103,18	193,83	2,47
9	0,046	8,340	2,550	0,05	-0,04	103,18	193,84	2,47
10	0,051	8,350	2,550	0,05	0,00	103,17	193,85	2,47
12	0,061	8,340	3,570	0,06	-0,04	103,16	193,87	3,46
13	0,067	8,340	5,100	0,07	-0,04	103,16	193,88	4,94
15	0,077	8,350	6,630	0,08	0,00	103,15	193,90	6,43
16	0,082	8,340	8,160	0,08	-0,04	103,14	193,91	7,91
17	0,087	8,350	9,690	0,09	0,00	103,14	193,92	9,40
19	0,097	8,340	10,710	0,10	-0,04	103,13	193,94	10,39
20	0,102	8,340	12,240	0,10	-0,04	103,12	193,94	11,87
22	0,113	8,340	13,260	0,11	-0,04	103,11	193,96	12,86
23	0,118	8,340	14,280	0,12	-0,04	103,11	193,97	13,85
24	0,123	8,340	15,810	0,12	-0,04	103,10	193,98	15,33
26	0,133	8,340	17,340	0,13	-0,04	103,09	194,00	16,82
27	0,138	8,340	19,380	0,14	-0,04	103,09	194,01	18,30
29	0,148	8,340	19,890	0,15	-0,04	103,08	194,03	19,30
30	0,154	8,340	21,930	0,15	-0,04	103,07	194,04	21,28
31	0,159	8,340	22,950	0,16	-0,04	103,06	194,05	22,27



Deformação (%)  
Tensão cisalhante (kPa)  
Tensão normal (kPa)

## ANEXO B – Peso específico real dos grãos

UFRGS - Laboratório de Geotecnologia									
ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS									
Picnômetros nº 2 e 8									
Local: Joinville									
Amostra:									
Data: Maio 2015									
Picnômetro N° (2 ou 8)		2	2	2	2	2	2	2	
Temperatura do Pic. + Solo + Água (°C)	T	39,8	36,2	32	29	24,9	19,4	13,2	
Solo Úmido (gf)	W <sub>h</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Picnômetro + Água (Calibração) (gf)	W <sub>w</sub> = f(T)	659,69	660,38	661,10	661,56	662,13	662,75	663,29	
Picnômetro + Água + Solo (gf)	W <sub>ws</sub>	715,63	716,34	716,99	717,33	717,84	718,44	718,96	
Solo Seco (gf)	W <sub>s</sub>	90,21	90,21	90,21	90,21	90,21	90,21	90,21	
Água Deslocada	W <sub>w</sub> + W <sub>s</sub> - W <sub>ws</sub>	34,27	34,25	34,32	34,44	34,50	34,52	34,54	
Peso Específico da água em T (g/cm <sup>3</sup> )		0,9923	0,9937	0,9951	0,9961	0,9972	0,9984	0,9994	
Peso Específico Real dos Grãos (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_s = W_s \cdot \gamma_a / (W_w + W_s - W_{ws})$	2,612	2,617	2,616	2,609	2,608	2,609	2,610	
Média $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2,612							
Média $\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )		25,61							
Picnômetro 02 PYREX		Picnômetro 08							
$y = -0.0024x^2 - 0.0079x + 663.8101$		$y = -0.002x^2 - 0.0292x + 648.89$							