

Jonathan Ecks

**APLICAÇÃO DA TEORIA DO EQUILIBRIO-LIMITE NA  
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES: ESTUDO DE  
CASO**

Monografia apresentada ao curso de  
graduação em Geologia da  
Universidade Federal de Santa  
Catarina para a obtenção do Grau de  
Bacharel em Geologia.

Orientador: Prof. Murilo da Silva  
Espíndola

Florianópolis  
2014

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Ecks, Jonathan

Aplicação da teoria do equilíbrio-limite na análise de estabilidade de talude: Estudo de caso / Jonathan Ecks; orientador, Murilo da Silva Espíndola - Florianópolis, SC, 2014.

75 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas. Graduação em Geologia.

Inclui referências

1. Geologia. 2. Estabilidade de taludes. 3. Resistência ao Cisalhamento. 4. Solos. I. Espíndola, Murilo da Silva . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Geologia. III. Título.

Jonathan Ecks

**APLICAÇÃO DA TEORIA DO EQUILIBRIO-LIMITE NA  
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES: ESTUDO DE  
CASO**

Esta monografia foi julgada adequada para obtenção do Grau de Bacharel em Geologia, e aprovada em sua forma final.

Florianópolis, 05 de dezembro de 2014.

---

Prof. Juan Antonio Altamirano Flores, Dr.  
Coordenador do Curso

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Murilo da Silva Espíndola, Me.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Lucas Puerari, Me.  
Engevix Engenharia S/A



Aos meus pais e irmãos.



## RESUMO

Instabilidades em taludes são responsáveis por grandes impactos negativos em obras de engenharia, devendo ser obtido um bom conhecimento das características, comportamento e sensibilidade dos mesmos a mudanças de condições físicas, para que esses problemas sejam evitados ou corrigidos. Para exemplificar a importância da análise de estabilidade pela teoria do Equilíbrio-limite, foi realizado um estudo de caso sobre um talude de grande altura em solo residual basáltico, localizado a montante de uma barragem ainda em construção no interior do estado de Santa Catarina, que sofreu ruptura após período chuvoso na região. Através das análises de estabilidade feitas no *software* Slide, juntamente com a interpretação das características físicas e parâmetros de resistência das amostras de solo, foi possível caracterizar o material presente no talude e verificar a estabilidade do mesmo em relação a diferentes condições físicas, tais como situações após retaludamento, elevação do nível freático ou de rebaixamento rápido. Com a mudança de geometria para  $2v/3h$ , o talude atinge um fator de segurança de forma a se mostrar estável, sendo que em condição mais favorável, em que o mesmo se encontra parcialmente submerso, esse fator tem seu valor praticamente duplicado. Por outro lado, em condições extremas, considerando uma situação de rebaixamento rápido do nível d'água, o talude sofreria ruptura independentemente do retaludamento, porém, devido a sua finalidade construtiva ser de relativo baixo impacto, outros métodos de estabilização, como uso de drenos profundos ou elementos de contenção, não se mostram necessários, a princípio, devendo ser avaliados de acordo com as necessidades do projeto.

**Palavras-chave:** Estabilidade de taludes. Resistência ao Cisalhamento. Solos.





## ABSTRACT

Slope instabilities are responsible for great negative impacts on engineering works, so must be obtained a good knowledge of their characteristics, behavior and sensitivity to changes in physical conditions, so that these problems can be avoided or corrected. To illustrate the importance of slope stability analysis by the limit equilibrium theory, was performed a case study over a high height residual soil slope, located upstream of a dam under construction in the state of Santa Catarina, which suffered disruption after a rainy season in the region. Through the stability analysis made in the slide software, and the interpretation of the physical characteristics and strength parameters of the soil samples, it was possible to characterize the material present in the slope and to check its stability in relation to different physical conditions, in situations such as: after resloping, the water table elevation or rapid drawdown. With change of geometry to  $2v/3h$ , the slope reaches a safety factor in order to show itself stable, and in a more favorable condition, in which it is partially submerged, this factor has its value increased almost two times. Moreover, in extreme conditions, considering a situation of rapid drawdown of the water level, the slope would suffer disruption regardless of the resloping, however, due to its constructive purpose to be relatively low impact, other stabilization methods, such as use of deep drains or containment elements, does not show necessary and should be studied according to the needs of the project.

**Keywords:** Slope Stability. Shear Strength. Soils



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Condições de tensão na ruptura. ....	30
Figura 2 – Equipamento para ensaio de compressão triaxial. ....	31
Figura 3 – Esquema de arranjo para ensaio de compressão triaxial. ....	32
Figura 4 – Tipos de movimento de Massa. ....	40
Figura 5 – Relação de forças em análise de ruptura circular. ....	43
Figura 6 – Esquema de divisão do talude em fatias verticais e indicação da superfície de potencial ruptura. ....	45
Figura 7 – Distribuição das forças atuando sobre uma fatia. ....	46
Figura 8 – Distribuição das forças agindo sobre uma fatia. ....	47
Figura 9 – Mapa de localização da área de estudo. ....	50
Figura 10 – Mapa pedológico regional. ....	51
Figura 11 – Vista geral do talude rompido entre as El. 761 e 747. ....	52
Figura 12 – Trincas na porção superior do talude rompido. ....	53
Figura 13 – Resultado da análise granulométrica. ....	57
Figura 14 – Tensão desvio versus deformação axial. ....	58
Figura 15 – Trajetória de tensões efetivas. ....	59
Figura 16 – Envoltória de Mohr-Coulomb. ....	59
Figura 17 – Variação da poropressão versus deformação axial. ....	60
Figura 19 – Seção geral do talude utilizado nas análises de estabilidade. ....	62
Figura 20 – Condição de equilíbrio-limite do talude estudado. ....	63
Figura 21 – Condição anterior à saturação e ruptura do talude com $FS=1,26$ . ....	64
Figura 22 – Relação entre a elevação do nível freático e a diminuição do $FS$ . ....	64
Figura 23 – Seção do talude considerando o retaludamento. ....	65
Figura 24 – Resultado da análise de estabilidade com $FS=1,222$ . ....	66
Figura 25 – Situação do talude na condição de N.A máximo (El. 760m). ....	66
Figura 26 – Resultado da análise de estabilidade. ....	67
Figura 27 – Condição do talude para rebaixamento rápido do N.A. ....	67
Figura 28 – Resultado da análise para rebaixamento rápido. ....	68
Figura 29 – Condição do talude para rebaixamento rápido do N.A. ....	69
Figura 30 – Resultado da análise para rebaixamento rápido. ....	69



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Frações Granulométricas, $\gamma_s$ , limites de consistência e IA dos solos estudados por Rigo (2005).....	34
Tabela 2 – Índice de vazios iniciais e parâmetros efetivos de resistência de pico dos solos estudados por Rigo (2002). .....	34
Tabela 3 – Índice de vazios e parâmetros efetivos de resistência de pico dos solos estudados por Denardin (2005).....	35
Tabela 4 – Índices de consistência das amostras de solo e propriedades in situ. ....	35
Tabela 5 – Parâmetros efetivos de resistência de pico dos solos estudados por Diemer (2008).....	36
Tabela 6 – Frações Granulométricas, $\gamma_s$ , limites de consistência e IA dos solos estudados por Tanaka (1975). .....	37
Tabela 7 – Índice de vazios e parâmetros efetivos de resistência de pico dos solos estudados por Tanaka (1975). .....	37
Tabela 8 Comparação dos parâmetros de ensaios de resistência de solos residuais de alteração basáltica regionais.....	38
Tabela 9 – Fatores de segurança e condições de estabilidade do talude .....	44
Tabela 10 Tabela-resumo do resultado da análise granulométrica. ....	56
Tabela 11 – Parâmetros físicos e limites de consistência do solo estudado. ....	57
Tabela 12 – Parâmetros geotécnicos dos materiais.....	60
Tabela 13 Parâmetros físicos e de resistência de solos residuais encontrados na literatura regional.....	61



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

FS	fator de segurança
c	coesão
CD	ensaio consolidado drenado
UU	ensaio não consolidado não drenado
IA	índice de atividade
G <sub>s</sub>	peso específico relativo
W <sub>L</sub>	limite de liquidez
W <sub>p</sub>	limite de plasticidade
c'	coesão efetiva
FSG	Formação Serra Geral
CIU	ensaio compressão triaxial não drenado
CID	ensaio de compressão triaxial drenado
ru	razão de poropressão
r	raio da superfície de ruptura
P	peso do material
U	resultante das pressões neutras
S <sub>a</sub>	resistência disponível
S <sub>m</sub>	força mobilizada
W	peso da fatia
N'	força normal efetiva
Q	sobrecarga
K <sub>v</sub>	coef. sísmico vertical
K <sub>h</sub>	coef. sísmico horizontal
Zl	força interfátia esquerda
Zr	força interfátia direita
hL	altura para a força Zl
hR	altura para a força Zr
h	altura média da fatia
hc	altura do centroide da fatia
NBR	norma brasileira técnica
W <sub>n</sub>	peso natural
n	porosidade
Sr	grau de saturação
IP	índice de plasticidade
SBCS	Sistema Brasileiro de Classificação de Solos





## LISTA DE SÍMBOLOS

$\tau$	tensão de cisalhamento
$\sigma$	tensão normal
$\sigma'$	tensão normal efetiva
$u$	poropressão
$\varphi$	ângulo de atrito interno
$\sigma_1$	tensão normal principal
$\sigma_3$	tensão normal secundária
$\sigma_v$	tensão vertical
$U_\alpha$	força pressão de água
$U_\beta$	força água de superfície
$\theta_l$	ângulo de força interfátia esquerda
$\theta_r$	ângulo de força interfátia direita
$\alpha$	inclinação da base da fatia
$\beta$	inclinação do topo da fatia
$\delta$	inclinação da sobrecarga
$b$	largura da fatia



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>25</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	25
1.2 OBJETIVO GERAL .....	26
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	26
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>27</b>
2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS .....	27
<b>2.1.1 Tensões no solo.....</b>	<b>27</b>
<b>2.1.2 Coesão e ângulo de atrito .....</b>	<b>28</b>
<b>2.1.3 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....</b>	<b>29</b>
<b>2.1.4 Ensaio de compressão triaxial.....</b>	<b>30</b>
<b>2.1.5 Parâmetros de resistência de solos residuais .....</b>	<b>33</b>
2.2 ESTABILIDADE DE TALUDES .....	39
<b>2.2.1 Conceitos iniciais.....</b>	<b>39</b>
2.2.1.1 Modos de ruptura .....	40
2.2.1.2 Poropressões .....	41
<b>2.2.2 Superfícies de ruptura .....</b>	<b>41</b>
2.2.2.1 Superfície de ruptura planar .....	41
2.2.2.2 Superfície de ruptura circular.....	42
<b>2.2.3 Métodos de análise .....</b>	<b>43</b>
2.2.3.1 Fator de segurança .....	44
2.2.3.2 Método Comum das Fatias .....	45
2.2.3.3 Método de Bishop Simplificado .....	46
2.3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	49
<b>2.3.1 Localização .....</b>	<b>49</b>
<b>2.3.2 Geologia .....</b>	<b>50</b>
<b>2.3.3 Pedologia.....</b>	<b>51</b>
<b>3 METODOLOGIA .....</b>	<b>52</b>
3.1 ESTUDO DE CASO.....	52
3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	53
<b>3.2.1 Procedimentos de caracterização.....</b>	<b>53</b>
3.2.1.1 Limite de liquidez e limite de plasticidade.....	53
3.2.1.2 Análise granulométrica de solos .....	54
<b>3.2.2 Procedimentos dos ensaios de resistência.....</b>	<b>54</b>
3.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	54
<b>3.3.1 Hipóteses de cálculo .....</b>	<b>54</b>
3.3.1.1 Condições do nível d'água.....	55
3.3.1.2 Retroanálise de instabilidade .....	55
<b>3.3.2 Métodos de cálculo.....</b>	<b>55</b>

<b>4 RESULTADOS .....</b>	<b>56</b>
4.1 RESULTADO E ANÁLISE DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	56
<b>4.1.1 Classificação dos solos estudados .....</b>	<b>56</b>
4.1.1.1 Granulometria dos solos .....	56
4.1.1.2 Limite de liquidez e limite de plasticidade .....	57
<b>4.1.2 Parâmetros do ensaio de compressão triaxial .....</b>	<b>58</b>
<b>4.1.3 Comparação dos parâmetros de resistência com outros autores .....</b>	<b>60</b>
4.2 RESULTADO DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE .....	62
<b>4.2.1 Retroanálise da instabilidade.....</b>	<b>62</b>
<b>4.2.2 Condição anterior (pré-ruptura).....</b>	<b>63</b>
<b>4.2.3 Condição posterior (pós-ruptura) .....</b>	<b>65</b>
4.2.3.1 Retaludamento com inclinação inferior .....	65
4.2.3.2 Situação com passagem do canal: N.A máx. ....	66
4.2.3.3 Situação de rebaixamento rápido do N.A .....	67
4.2.3.4 Situação de rebaixamento rápido com retaludamento.....	68
<b>5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>70</b>
5.1 CONCLUSÕES .....	70
5.2 SUGESTÕES .....	71
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>72</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O solo é um material de grande importância em grandes obras. Faz-se presente em praticamente todas as obras civis, de pequeno à grande porte, seja como material de construção ou como suporte das cargas atuantes. Instabilidades em taludes causam grande impacto nesses empreendimentos. Falhas podem levar a significativos prejuízos econômicos, altos custos de manutenção, assim como lesões e fatalidades.

Para que os problemas relativos a essas instabilidades sejam evitados ou tratados, são necessárias avaliações qualitativas e quantitativas a respeito das características de segurança dos taludes, de maneira a fornecer dados que sirvam como base para uma melhor compreensão do comportamento e da sensibilidade dos mesmos a mudanças de condições físicas. Essa é a premissa básica dos estudos de estabilidade de taludes.

No estudo da estabilidade de taludes, são utilizados, em maioria, métodos baseados na Teoria do Equilíbrio-limite. Essa teoria considera que as forças que tendem a induzir a ruptura em um talude devem ser balanceadas pelos esforços resistentes atuantes. A fim de se comparar a estabilidade de taludes em condições diferentes de equilíbrio, define-se um fator de segurança (FS), resultado da relação entre a resistência ao cisalhamento mobilizada e aquela necessária ao equilíbrio do maciço.

As análises de estabilidade de taludes que se baseiam na teoria do equilíbrio-limite são as mais utilizadas atualmente, justamente porque a análise não deve ser mais complexa que o nível de conhecimento do próprio talude (GUIDICINI e NIEBLE, 1984). Devido ao fato de existirem geralmente muitas variáveis e hipóteses envolvidas, estas devem ser mantidas o mais simples possível, principalmente quanto aos elementos geométricos, geológico-geotécnicos e hidrológicos envolvidos.

### 1.1 JUSTIFICATIVA

Em obras geotécnicas, tais como estradas, taludes, barragens, aterros sanitários, problemas envolvendo o desconhecimento das propriedades do solo podem comprometer a utilização ou o desempenho do empreendimento, levando a grandes prejuízos financeiros. Escavações em solo são comumente executadas nessas obras, o que torna importante o conhecimento das propriedades dos taludes executados, aliando segurança e economia aos empreendimentos.

A instabilidade de taludes continua a ser um grande problema a ser resolvido. As consequências graves fazem com que as análises de estabilidade tenham cada vez mais importância, assim como a qualidade e confiabilidade dos resultados nessas análises em todas as fases de um projeto de engenharia.

Com o desenvolvimento da informática, métodos de análise de estabilidade ficaram disponíveis em *softwares*, facilitando sua difusão e utilização, sendo possível lidar com análises de estabilidade mais complexas e de forma mais ágil, porém, a falta de conhecimento das condições geológico-geotécnicas do local, interpretação não adequada dos parâmetros de resistência, ou até mesmo coletas de amostras não representativas ou mal feitas, sintetizam algumas das dificuldades encontradas nessas análises. Por isso, apesar dos diversos progressos feitos no sentido de resolver esta problemática, ainda há muito o que investigar.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

Esta pesquisa tem como objetivo geral avaliar a estabilidade de um talude em solo através do cálculo do fator de segurança com base na Teoria do Equilíbrio-Limite, a partir da aplicação da metodologia desenvolvida por Bishop (1955).

## 1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar os parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos utilizados em análise de estabilidade de taludes;
- Revisar o método de Bishop Simplificado para análise de estabilidade de taludes, sob a perspectiva da Teoria do Equilíbrio-limite;
- Avaliar os fatores que influenciam na estabilidade dos taludes estudados assim como as propriedades dos maciços que devem ser levadas em consideração nos estudos;
- Realizar retroanálise a partir de dados do talude rompido, para adaptar os parâmetros físicos e hidráulicos à condições mais próximas da realidade do talude.
- Realizar análises considerando situações futuras possíveis, tais como, nível freático máximo e de rebaixamento rápido.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção, é apresentada a revisão bibliográfica de suporte à pesquisa.

### 2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

Os estudos referentes à estabilidade de taludes, tanto em solo como em rocha, se utilizam primordialmente dos conceitos de resistência ao cisalhamento, através da análise do estado de tensões que induzem a ruptura. Como explicado por DAS (2013), essa resistência pode ser considerada como a resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior.

Das características de resistência ao cisalhamento dependem importantes problemas de engenharia de solos e fundações, como por exemplo, a estabilidade de taludes (aterros, cortes e barragens), empuxos de terra sobre paredes de contenção e túneis, capacidade de carga de sapatas e estacas (CAPUTO, 1988).

#### 2.1.1 Tensões no solo

A descoberta do princípio das tensões efetivas por Terzaghi na década de 20 marca o início da mecânica dos solos moderna, sendo esse conceito de grande relevância na resolução de problemas associados à estabilidade de taludes (ABRAMSON et al., 2002).

Em um plano no interior do maciço terroso, agem sobre o solo basicamente dois somatórios de forças principais, que definem características de resistência próprias do maciço. A tensão cisalhante ( $\tau$ ), composta pelo somatório das forças tangenciais ao plano, dividido pela área total que abrange as partículas em que os contatos ocorrem, e a tensão normal ( $\sigma$ ) composta pelo somatório das componentes normais ao plano, dividida pela área.

TERZAGUI (1943) constatou que a tensão normal total em um plano deve ser considerada como a soma entre a pressão que a água exerce no interior dos vazios do solo, denominada pressão neutra ou poropressão ( $u$ ), e a tensão transmitida apenas pelos contatos entre as partículas, denominada tensão efetiva,  $\sigma'$ . E, como citado por PINTO (2006), mudanças na tensão principal total causada por uma mudança na poropressão, praticamente não influenciam na mudança de volume ou nas condições de tensão para ruptura. Desta forma, a tensão efetiva em

solos saturados pode ser expressa como a diferença entre a tensão normal total e a poropressão:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

Assim, todos os efeitos mensuráveis resultantes de variações de tensões nos solos, como compressão, distorção e mudanças na resistência ao cisalhamento do solo são resultado exclusivo da variação nas tensões efetivas (PINTO, 2006).

### 2.1.2 Coesão e ângulo de atrito

Em projetos de taludes, assume-se que o solo ou rocha seja um material de Coulomb, em que a resistência ao cisalhamento da superfície de deslizamento é expressa em termos de coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ) (WYLLIE & MAH, 2004).

Sob a denominação genérica de atrito interno de um solo, inclui-se não só o “atrito físico” entre suas partículas, como o “atrito fictício” proveniente do entrosamento (embricamento ou *interlocking*) dos grãos; nos solos não existe uma superfície nítida de contato, ao contrário, há uma infinidade de contatos pontuais (CAPUTO, 1988).

A coesão é uma característica típica dos solos muito finos (argilas e siltes plásticos), diretamente ligada à consistência e oriunda da atração (decorrente da presença de meniscos de água nos contatos) entre os grãos do material (BARATA, 1984). Distingue-se a coesão “aparente” e a coesão “real” ou “verdadeira”.

A coesão aparente é, na realidade, um fenômeno de atrito, resultante da pressão capilar da água contida nos solos, e que age como se fosse uma pressão externa. Com a saturação do solo, a parcela da resistência desaparece. Embora mais visível nas areias, com o exemplo das esculturas de areias feitas nas praias, é nos solos argilosos que a coesão aparente adquire valores maiores (PINTO, 2006).

Entretanto, a atração química entre as partículas pode resultar em uma componente da resistência ao cisalhamento que independe (diretamente) do esforço normal atuante no plano e constitui uma coesão real, como se uma cola tivesse sido aplicada entre os grãos (PINTO, 2006). A coesão real é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos que existe devido às forças eletroquímicas de atração das partículas de argila (CAPUTO, 1988).



### 2.1.3 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Outros se referem a máximas deformações. Outros, ainda, consideram a energia de deformação. Um critério é satisfatório na medida em que reflete o comportamento do material em consideração (PINTO, 2006).

Os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os de Coulomb e de Mohr (PINTO, 2006).

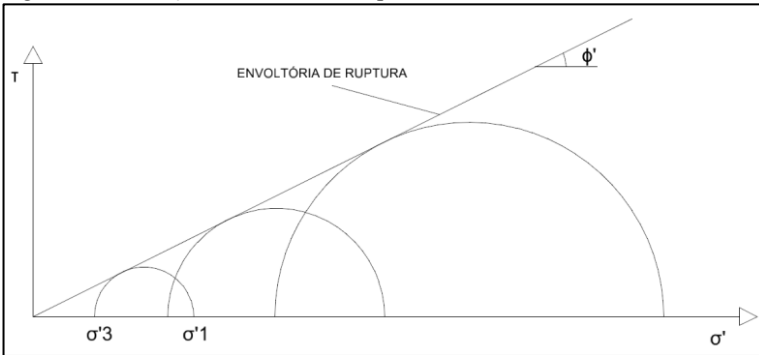
O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é o mais conhecido e mais simples critério de ruptura. Segundo DALESSANDRO (2007), consiste em uma envoltória linear, tangenciando o círculo de Mohr, que representa as condições críticas de combinações dos esforços principais (Figura 1).

O material dos taludes tende a deslizar devido à tensão cisalhante criada no solo por forças gravitacionais, de fluxo d'água, tectônica, sismicidade, etc. Essa tendência é resistida pela resistência ao cisalhamento dos materiais do talude, sendo expressa pela teoria de Mohr-Coulomb como:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (2)$$

Onde “ $\tau$ ” representa a tensão cisalhante máxima, “ $\varphi$ ”, o ângulo de atrito interno, “ $c$ ” a coesão e “ $\sigma$ ” a componente da tensão que atua perpendicularmente ao plano de ruptura.

Figura 1 – Condições de tensão na ruptura.



Fonte: Autor.

### 2.1.4 Ensaio de compressão triaxial

Existem vários métodos de laboratório disponíveis para a determinação das propriedades e dos parâmetros de interesse dos maciços terrosos. Além dos ensaios de laboratório de aplicação mais geral, como a determinação de índices físicos, análise granulométrica, índice de plasticidade, etc., os voltados à determinação dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, são os diretamente empregados na análise de estabilidade de taludes (AUGUSTO FILHO E VIRGILI, 1998).

Dentre eles, o principal ensaio é o de compressão triaxial. O ensaio de compressão triaxial é um dos mais confiáveis métodos disponíveis para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (DAS, 2013). Seu processo de execução é normatizado de acordo com as normas D7181-11 (ASTM, 2011b), D4767-11 (ASTM, 2011c) ou D2850-03a (ASTM, 2007), dependendo das condições de drenagem e consolidação das amostras de cada ensaio.

Nesse método de ensaio, o cisalhamento é provocado por meio de compressão triaxial aplicada à amostra de solo ou rocha. Uma fotografia do aparelho é apresentada na Figura 2 e seu desenho esquemático, na Figura 3. Geralmente é utilizado um corpo de prova de solo de cerca de 36 mm de diâmetro e 76 mm de comprimento. O corpo de prova é envolvido por uma fina membrana de borracha e colocado dentro de uma câmara cilíndrica, normalmente preenchida com água ou glicerina. O corpo de prova é submetido a uma pressão de confinamento por compressão do fluido na câmara (DAS, 2013), essa pressão, denominada  $\sigma_3$ , é uniformemente distribuída a todas as faces da amostra.

Figura 2 – Equipamento para ensaio de compressão triaxial.



Fonte: DENARDIN (2005).

Para provocar a ruptura por cisalhamento no corpo de prova, é então aplicada uma tensão axial desviadora por meio de uma haste de carregamento vertical, de forma crescente, até que o corpo de prova sofra ruptura por cisalhamento.

Esta tensão pode ser aplicada de duas formas (DAS, 2013):

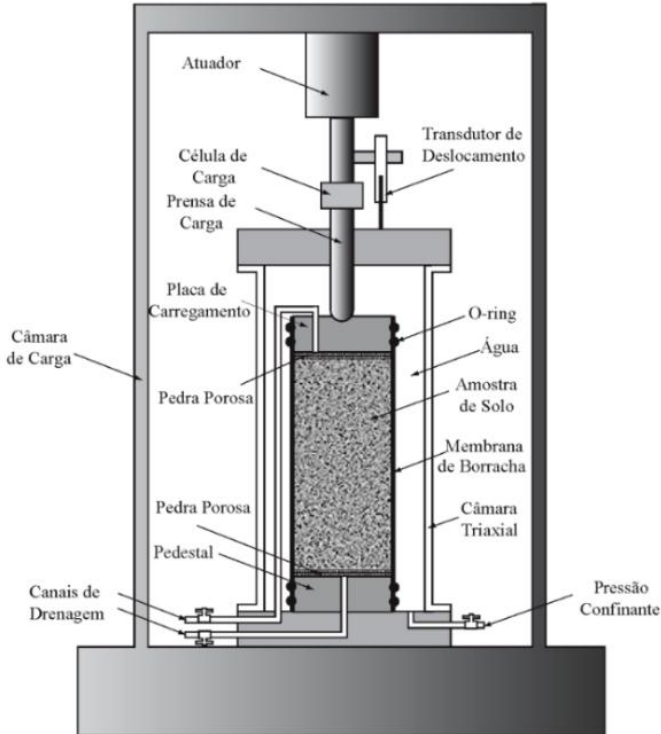
- Aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais até que o corpo de prova rompa. (A deformação axial do corpo de prova resultante da carga aplicada por meio da haste é medida por meio de um extensômetro)

- Aplicação da deformação axial, a uma taxa constante, por meio de uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica. Esse também é um ensaio de deformação controlada.

A carga axial aplicada pela haste de carregamento correspondente a uma dada deformação axial é medida por um anel dinamométrico ou célula de carga fixada à haste. As conexões usadas para se medir a drenagem interna ou externa ao corpo de prova ou para medir a

poropressão (de acordo com as condições de ensaio) também são fornecidas.

Figura 3 – Esquema de arranjo para ensaio de compressão triaxial.



Fonte: Modificado de HELWANY (2007).

O ensaio de compressão triaxial pode ser realizado com diferentes condições (de drenagem e consolidação). O ensaio consolidado drenado ou ensaio drenado (ensaio CD). Ensaio consolidado não drenado (ensaio CU). E, por fim, o ensaio não consolidado não drenado ou ensaio não drenado (ensaio UU).

Pelo menos três corpos de prova devem ser ensaiados: cada um é submetido, inicialmente, a uma dada pressão  $\sigma_3$ , de confinamento, e a seguir a uma pressão axial ( $\sigma_1 = \Delta\sigma + \sigma_3$ ) crescente, mantendo-se constante a pressão de confinamento, até que se verifique a ruptura (BARATA, 1984).

Assim, para cada corpo de prova ensaiado até a ruptura, obter-se-

á o par ( $\sigma_3$ ,  $\sigma_1$ ) de ruptura correspondente, com o que se traçarã os círculos de Mohr, e finalmente, a envoltória definidora da resistência ao cisalhamento, pelo critério de Mohr-Coulomb mostrados na seção anterior.

Dos diferentes métodos de ensaio para obtenção dos parâmetros de resistência de um solo, o de compressão triaxial é considerado o principal, e com resultados bem confiáveis. Porém, independentemente do método, essa confiabilidade dos ensaios está diretamente associada à obtenção de amostras representativas e de boa qualidade.

### **2.1.5 Parâmetros de resistência de solos residuais**

Os solos residuais são o produto da intemperização e alteração *in situ* das rochas.

Em solos residuais, as partículas e seus arranjos desenvolvem-se de maneira progressiva, através do intemperismo químico, resultando em uma ampla variedade mineralógica e de índice de vazios ( $e$ ). Desse modo, a mineralogia de solos residuais é parcialmente dependente da rocha de origem e parcialmente gerada pelo intemperismo (VAUGHAN, 1988).

Na bibliografia regional, vários dos trabalhos disponíveis a respeito de solos residuais, se utilizam de parâmetros de resistência na classificação dos solos, para obter informações com diversos objetivos. Os trabalhos sobre solo residual de alteração basáltica referem-se geralmente à Bacia do Paraná, a qual recobre uma vasta área da região Sul e Centro-Sul do Brasil, perfazendo grandes porções dos estados do Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul.

RIGO (2005) estudou solos residuais de basalto provenientes de perfis ao longo das rodovias estaduais RS-453 e RS-486, situados nos domínios da formação Serra Geral. O objetivo principal do autor foi obter parâmetros de resistência residual, realizando ensaios de caracterização, análise mineralógica da fração argila através de difração raios X e ensaios de cisalhamento direto drenado.

O solo residual de basalto coletado numa encosta da cidade de Teutônia-RS, encontrava-se abaixo de um solo coluvionar. Em análises de difração de raios X foram detectadas montmorilonita e caulinita como argilominerais existentes.

A Tabela 1 apresenta valores percentuais das frações granulométricas, densidade dos grãos ( $\gamma_s$ ), limites de Atterberg e índice de atividade (IA) para os solos residuais de basalto estudados por RIGO (2002).

Tabela 1 – Frações Granulométricas,  $\gamma_s$ , limites de consistência e IA dos solos estudados por Rigo (2005).

Local	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	IA
Teutônia-RS	22	56	22	27,2	72	38	1,54

A Tabela 2 apresenta o resultado dos parâmetros de resistência de pico obtidos em amostras indeformadas cilíndricas através de ensaios de cisalhamento direto, bem como a faixa dos índices de vazios inicial das amostras cisalhadas dos solos estudados por RIGO (2005).

Tabela 2 – Índice de vazios iniciais e parâmetros efetivos de resistência de pico dos solos estudados por Rigo (2002).

Localização	Índice de vazios (e)	Parâmetros de Pico	
		c' (kPa)	$\phi'$ (°)
Teutônia	1,73-1,90	25,5	29,5

DENARDIN (2005) também realizou um estudo sobre o comportamento mecânico do solo residual de basalto da região de Teutônia no estado do Rio grande do Sul, formado a partir dos derrames basálticos da Formação Serra Geral (FSG).

O talude do qual foram extraídas as amostras originou-se da necessidade de um corte durante a construção da rodovia estadual RSC-453.

O objetivo do trabalho foi o de caracterizar a influência da estrutura no comportamento mecânico do solo saprolítico de basalto, apresentando resultados de ensaios edométricos, ensaios de compressão isotrópica e ensaios de compressão triaxial não drenados (CIU) em amostras reconstituídas juntamente com ensaios de compressão triaxial drenados (CID) e ensaios de compressão isotrópica em amostras indeformadas.

A Tabela 3 apresenta o resultado dos parâmetros de resistência de pico obtidos, bem como a faixa do índice de vazios.

Tabela 3 – Índice de vazios e parâmetros efetivos de resistência de pico dos solos estudados por Denardin (2005).

Amostra	Índice de vazios (e)	Parâmetros de Pico	
		c' (kPa)	$\phi'$ (°)
CIU deformada	1,75	6,5	33,5
CID indeformada	1,80	42,3	22,3

DIEMER (2008) reuniu e estudou oito solos residuais de basalto na região de Ijuí/RS. Com os quais foi possível concluir que o solo possui alta porosidade, e argiloso. Resultados dos ensaios de compactação, cisalhamento direto e condutividade hidráulica também estão apresentados ao longo do trabalho.

O local deste estudo se caracteriza pela ocorrência de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral e de uma camada sedimentar sobreposta, pertencente à Formação Tupanciretã.

Através de ensaios de cisalhamento direto, foram obtidos os parâmetros de resistência dos solos, de grande importância para qualquer obra geotécnica.

A Tabela 4 apresenta valores de densidade dos grãos ( $\gamma_s$ ), limites de Atterberg e índice de vazios para os solos residuais de basalto estudados por DIEMER (2008).

Tabela 4 – Índices de consistência das amostras de solo e propriedades in situ.

Amostra	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	IP%	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	W%	e
Solo A	59	48	11	28,52	34,3	1,79
Solo B	81	60	21	29,04	37,3	1,71
Solo C	75	43	32	27,65	44,71	1,68
Solo D	61	47	14	28,11	30,93	1,56
Solo E	57	25	32	28,63	30,16	1,57

A Tabela 5 apresenta o resultado dos parâmetros de resistência de pico obtidos em amostras indeformadas através de ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 5 – Parâmetros efetivos de resistência de pico dos solos estudados por Diemer (2008).

<b>Amostra</b>	<b>Situação</b>	<b>Condição</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b>c' (kPa)</b>
Solo A	Indeformada	inundada	24,27	15,8
Solo A	Compactada/EN	inundada	30,28	26,06
Solo A	Compactada/EI	inundada	32,48	36,68
Solo A	Compactada/EM	inundada	35,51	41,16
Solo B	Indeformada	inundada	22,60	38,90
Solo C	Indeformada	inundada	21,30	1,22
Solo D	Indeformada	inundada	23,60	6,68
Solo E	Indeformada	inundada	20,50	1,63
Solo F	Compactada/EN	inundada	31,87	19,63
Solo G	Compactada/EN	inundada	31,20	21,70
Solo H	Compactada/EN	inundada	31,89	23,58

Em estudo por TANAKA (1975), foram realizados ensaios de caracterização dos solos, análise mineralógica da fração argila através de difração raios X, ensaios de cisalhamento direto, ensaios de compressão triaxial adensado não drenado (C.U) e ensaios de cisalhamento direto de múltiplo estágio.

Procurou-se obter dados referentes à resistência ao cisalhamento de amostras de solos residuais indeformadas de basalto denso e outro vesicular proveniente da barragem de São Simão, no município de São Simão (GO).

A Tabela 6 apresenta valores percentuais das frações granulométricas dos solos, densidade dos grãos ( $\gamma_s$ ), limites de Atterberg e índice de atividade (IA).



Tabela 6 – Frações Granulométricas,  $\gamma_s$ , limites de consistência e IA dos solos estudados por Tanaka (1975).

<b>Solo Residual</b>	<b>Areia (%)</b>	<b>Silte (%)</b>	<b>Argila (%)</b>	<b><math>\gamma_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>W<sub>L</sub> (%)</b>	<b>W<sub>P</sub> (%)</b>	<b>IA</b>
Basalto denso	8,0	50,2	41,8	30,3	62-70	33-37	0,69-0,79
Basalto vesicular	32,0	35,0	33,0	30,0	60-66	38,5-39	0,65-0,86

A Tabela 7 apresenta o resultado dos parâmetros de resistência de pico obtidos, bem como a faixa do índice de vazios (e) das amostras.

Tabela 7 – Índice de vazios e parâmetros efetivos de resistência de pico dos solos estudados por Tanaka (1975).

<b>Solo</b>	<b>Índice de vazios (e)</b>	<b>Parâmetros de Pico</b>	
		<b>c' (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>
Basalto denso	1,52 - 1,66	37	27,5
Basalto vesicular	1,56 - 1,66	16	23,5

Na Tabela 8 é apresentada uma comparação dos parâmetros de resistência e de caracterização de solos residuais saprolíticos (argilosos/alteração de basalto), encontrados na bibliografia regional.

Tabela 8 Comparação dos parâmetros de ensaios de resistência de solos residuais de alteração basáltica regionais..

Autor / Local	Amostra Solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Wn (%)	e	Sr (%)	c' (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	Limites de Consistência		
									W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)
Tanaka (1975) - São Simão/GO	Indef. BD	-	30,30	-	1,52-1,66	-	37,00	27,50	62-70	33-37	-
	Indef. BVA	-	30,00	-	1,56-1,66	-	16,00	23,50	60-66	38,5-39	-
Denardin (2005) Teutônia/RS	CIU def.	-	-	-	1,75	-	6,50	33,50	-	-	-
	CID indef.	-	-	-	1,80	-	42,30	22,30	-	-	-
Rigo (2000) - Teutônia/RS	1A	40,83	27,20	50,13	1,73-1,90	74,00	25,50	29,50	72,00	38,00	34,00
Diemer et al. (2008) Ijuí/RS	A	38,30	28,52	34,30	1,79	54,96	15,80	24,27	59,00	48,00	11,00
	B	39,87	29,04	37,30	1,71	63,49	38,90	22,60	81,00	60,00	21,00
	C	40,01	27,65	44,71	1,68	73,80	1,22	21,30	75,00	43,00	32,00
	D	36,80	28,11	30,93	1,56	55,62	6,68	23,60	61,00	47,00	14,00
	E	37,26	28,63	30,16	1,57	54,06	1,63	20,50	57,00	25,00	32,00

## 2.2 ESTABILIDADE DE TALUDES

Talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Ele pode ser natural, também denominado encosta, ou artificial, originado de escavações antrópicas, como, por exemplo, os aterros e cortes (GERSCOVICH, 2012), que, como citados por AUGUSTO FILHO E VIRGILI (1998), podem ser compostos por materiais de diferentes granulometrias e origens, incluindo rejeitos industriais, urbanos ou de mineração.

Conforme a NBR 11682/1991, talude estável é um talude que não apresenta nenhum sintoma de instabilidade, tais como trincas, sulcos, erosão, cicatrizes, abatimentos, surgências anormais de água, rastejo, ranhuras em obras locais, etc. A estabilidade de um talude em solo depende fundamentalmente da sua resistência ao cisalhamento, que é função do atrito e coesão do material, estando sua estrutura intimamente ligada ao histórico de tensões sofridas: erosão, tectonismo, intemperismo, etc.

Uma vez que a geometria do talude e as condições do subsolo tenham sido determinadas, a estabilidade do talude pode ser avaliada utilizando-se tanto de soluções gráficas quanto análises computacionais. A maioria dos programas de computador utilizados para análises de estabilidade de taludes são baseados em métodos de equilíbrio-limite para modelos bidimensionais, apesar de alguns permitirem análises em três dimensões.

Segundo EBERHARDT (2003), os objetivos primários das análises de estabilidade de taludes rochosos são:

- Determinar as condições de estabilidade do talude (estável ou instável) e a margem de estabilidade;
- Investigar os potenciais mecanismos de falha;
- Determinar a sensibilidade ou susceptibilidade dos taludes a diferentes mecanismos de ativação (chuvas, sismos, efeito de explosivos, etc.);
- Comparar a efetividade das diferentes opções de solução ou estabilização;
- Projetar os taludes ótimos em termos de segurança, confiabilidade e economia.

### 2.2.1 Conceitos iniciais

A seguir são apresentados os conceitos iniciais para o estudo de

estabilidade de taludes.

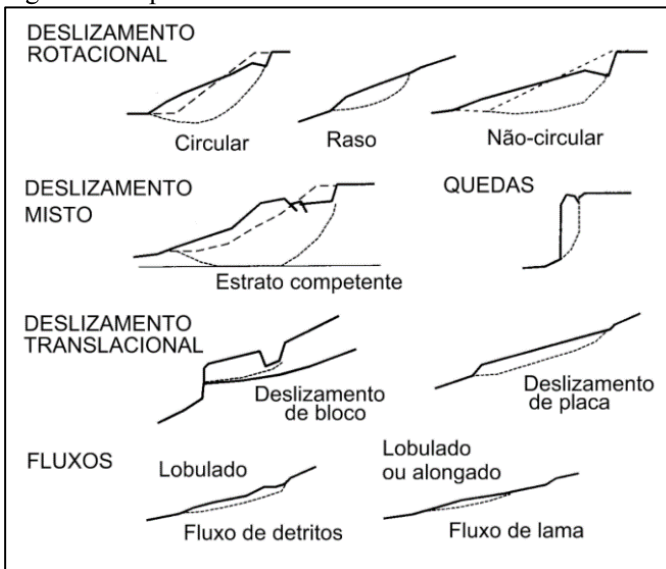
### 2.2.1.1 Modos de ruptura

Como exposto por Terzaghi e Peck (1967), “deslizamentos podem ocorrer em praticamente todas as maneiras imagináveis, lentamente ou repentinamente, com ou sem algum incitamento evidente”. Essas rupturas em taludes ocorrem geralmente devido tanto a uma perda repentina ou gradual da resistência do solo, ou pela mudança das condições geométricas (ABRAMSON et al., 2002).

As rupturas podem se formar de maneira rotacional, composta, translacional, de fluxo ou quedas (Figura 4).

A importância dessas classificações reside na possibilidade de associar cada tipo de movimento de ruptura a um conjunto de características, tais como profundidade, raio de alcance, material instabilizado, potencial destrutivo, etc., que, em conjunto com o entendimento dos condicionantes permitem formular modelos, fundamentais para orientar a proposição de medidas preventivas e corretivas (AUGUSTO FILHO E VIRGILI, 1998).

Figura 4 – Tipos de movimento de Massa.



Fonte: Adaptado de Skempton & Hutchinson (1969).

### 2.2.1.2 Poropressões

A dinâmica das águas de subsuperfície é de grande importância para os estudos de estabilidade de taludes. A força que a água exerce em um talude pode causar instabilidades no mesmo, sendo assim uma das principais responsáveis pela deflagração dos movimentos de encosta, atuando tanto no aumento das sollicitações, como na redução da resistência e alteração da deformabilidade dos maciços.

Nas análises de tensão efetiva, a poropressão atuante deve ser estimada pelas condições da água subterrânea no talude, utilizando-se de um dos seguintes métodos (ABRAMSON et. al, 2002):

1 – Superfície freática: Essa superfície, ou linha em duas dimensões, é obtida pelo nível da água subterrânea livre. Ela pode ser delimitada em campo através de poços de monitoramento. É o método mais comum utilizado.

2 – Dados piezométricos: São obtidos valores de poropressão em pontos descontínuos no interior do talude, os quais são interpolados para se estimar a poropressão em qualquer outro ponto. Os dados podem ser obtidos por piezômetros de campo, redes de fluxo preparadas manualmente ou através de solução numérica.

3 – Razão de poropressão (*pore water pressure ratio*): Método simples e popular para normalizar as poropressões medidas em um talude de acordo com a definição:

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v} \quad (3)$$

Onde  $u$  = poropressão

$\sigma_v$  = tensão vertical total na profundidade  $z$

4 – Poropressão constante: Este método pode ser utilizado caso se deseje especificar uma poropressão constante em qualquer camada de solo.

## 2.2.2 Superfícies de ruptura

Dois são os principais tipos de superfície de ruptura que ocorrem em maciços de solo: planar e circular.

### 2.2.2.1 Superfície de ruptura planar

Superfícies de ruptura planar geralmente ocorrem em taludes com uma fina camada de solo que possui relativamente baixa resistência em relação aos materiais subjacentes.

Em taludes rochosos, esse tipo de ruptura acontece quando existem descontinuidades que mergulham em direção à face do talude escavado, causando seu deslizamento (ABRAMSON et al., 2002).

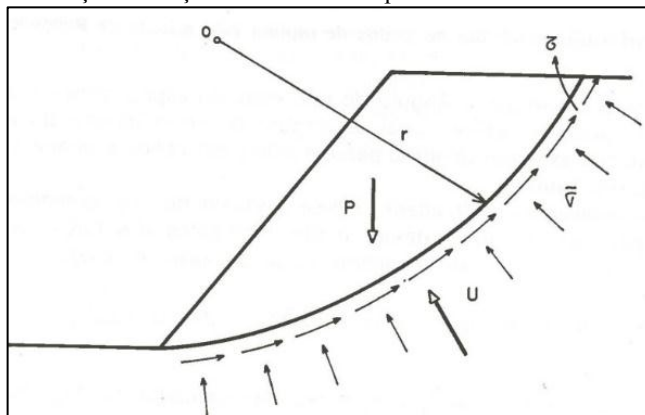
Uma superfície plana de ruptura é raramente encontrada, pois só ocasionalmente ocorrem num talude real todas as condições geométricas requeridas para produzir tal ruptura. Como citado por GUIDICINI E NIEBLE (1984), as condições necessárias para o escorregamento ocorrem num único plano são as seguintes:

- a) O plano deve ter direção paralela ou subparalela à face do talude;
- b) O mergulho do plano de ruptura deve ser inferior ao mergulho da face do talude;
- c) O mergulho do plano de ruptura deve ser maior que o ângulo de atrito no plano;
- d) Superfícies de alívio devem prover resistências laterais desprezíveis ao escorregamento ou, ainda, não existem.

#### 2.2.2.2 Superfície de ruptura circular

Superfícies de ruptura circular são consideradas as mais críticas em taludes de material homogêneo (ABRAMSON et al., 2002). Geralmente essas análises são realizadas no plano bidimensional. Os esforços solicitantes e resistentes, em tal tipo de análise, são apresentados na Figura 5:

Figura 5 – Relação de forças em análise de ruptura circular.



Fonte: Autor.

Onde  $r$  = raio da superfície de ruptura

$P$  = peso próprio do material

$U$  = resultante das pressões neutras atuantes na superfície de ruptura

$\sigma'$  = tensão normal efetiva distribuída ao longo da superfície de ruptura

$\tau$  = tensão de cisalhamento distribuída ao longo da superfície de escorregamento

### 2.2.3 Métodos de análise

Os principais métodos utilizados são os analíticos que se baseiam na teoria do equilíbrio limite e partem dos seguintes pressupostos (MASSAD, 2010):

- 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 fator de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

Outros métodos incluem métodos analíticos envolvendo métodos baseados em modelos matemáticos de tensão e deformação (elementos finitos); métodos experimentais, empregando modelos físicos e métodos

observacionais, baseado na experiência de análise de rupturas anteriores.

### 2.2.3.1 Fator de segurança

A análise de estabilidade envolve um conjunto de procedimentos visando a determinação de um índice ou de uma grandeza que permita quantificar o quão próximo da ruptura um determinado talude ou uma encosta se encontra (AUGUSTO FILHO E VIRGILI, 1998). Esse fator de segurança (FS) é então calculado pelo quociente entre o somatório das forças de resistência do terreno e o somatório das forças motoras ao longo da superfície de movimento.

O estado de equilíbrio limite é assumido existir quando a tensão cisalhante ao longo da superfície de ruptura assumida é igual à resistência ao cisalhamento do solo, ou seja, quando o fator de segurança (FS) é igual a 1, permanecendo o talude em estado de ruptura iminente.

Na Tabela 9 é mostrado, simplificadamente, uma comparação entre os valores do fator de segurança e as respectivas condições em que o talude se encontraria (CARVALHO, 1991 apud AUGUSTO FILHO E VIRGILI, 1998).

Tabela 9 – Fatores de segurança e condições de estabilidade do talude

FATOR DE SEGURANÇA	CONDIÇÃO DO TALUDE
$FS < 1,0$	Talude instável; caso o talude venha a ser implantado (corte ou aterro) nestas condições, deverá sofrer ruptura.
$FS = 1,0$	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura; também condição adotada geralmente nos cálculos de retroanálise.
$FS > 1,0$	Condição estável; quanto mais próximo de 1,0 for o FS, mais precária e frágil será a condição de estabilidade do talude.
$FS \gg 1,0$	Condição estável; quanto maior for o FS, menores serão as possibilidades do talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas (percolação d'água, etc.).

Geralmente, o valor de 1,5 para o fator de segurança, em relação à resistência, é aceitável para um projeto de talude estável (DAS, 2013, p. 472). Porém, esse valor pode mudar de acordo com o julgamento das

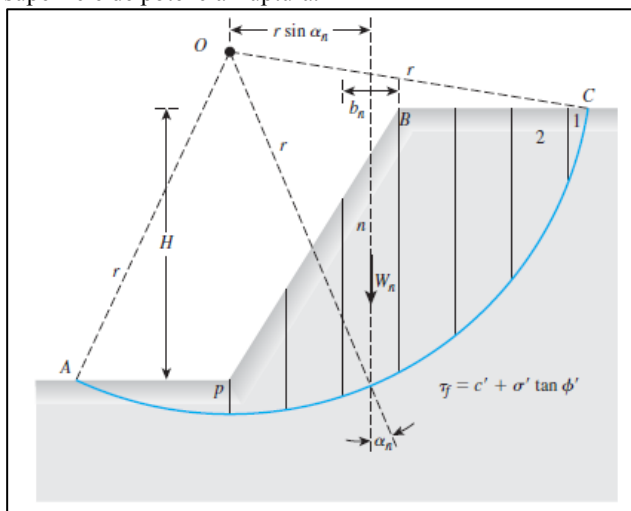


consequências que poderão advir da instabilidade do talude (NBR 11682), ou seja, depende dos possíveis dados causados em decorrência da ruptura do talude, características do projeto, riscos de vida, etc. Graus maiores de segurança são exigidos em obras onde hajam maiores riscos diretos às pessoas, tais como em áreas habitacionais, industriais, de transmissão de energia, de abastecimento urbano, rodovias e ferrovias dentro de perímetro urbano. Graus mais baixos são aceitáveis em taludes de mineração, canteiros de obras, etc, onde o risco de lesão à pessoas ou de perdas materiais são muito reduzidos.

### 2.2.3.2 Método Comum das Fatias

Desenvolvido por Fellenius em 1936, o método é conhecido por método sueco ou das fatias. Baseia-se na análise estática do volume de material situado acima de uma superfície potencial de escorregamento, sendo este volume dividido em fatias verticais (FIORI, 2009), as quais são analisadas de maneira individual, como se fosse um único bloco deslizando (Figura 6).

Figura 6 – Esquema de divisão do talude em fatias verticais e indicação da superfície de potencial ruptura.

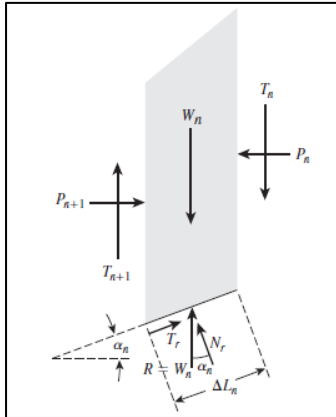


Fonte: DAS (2013).

O método das fatias é utilizado pela maioria dos programas de computador, já que pode prontamente adaptar geometrias complexas dos

taludes, condições variáveis do solo e a influência de cargas externas (ABRAMSON, 2002).

Figura 7 – Distribuição das forças atuando sobre uma fatia.



Fonte: DAS (2013).

### 2.2.3.3 Método de Bishop Simplificado

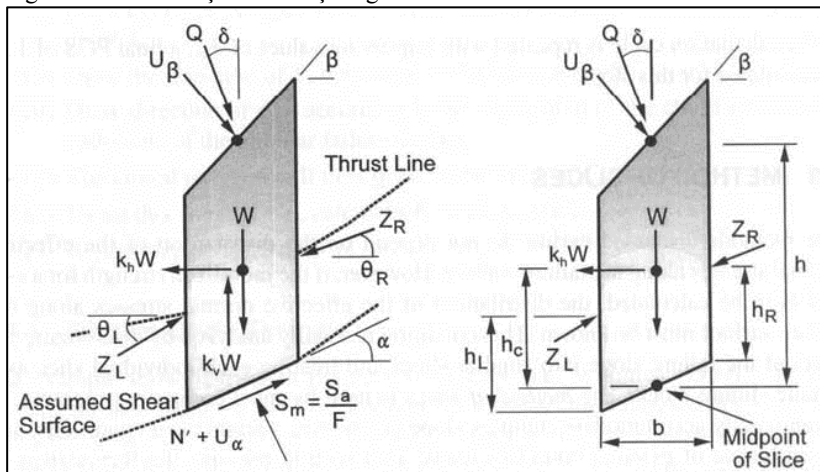
O método de Bishop foi apresentado em 1955 e tinha como intuito inicial a análise de superfícies circulares, embora possa ser aplicado a superfícies não circulares. O cálculo do fator de segurança é feito ignorando as forças de corte entre as fatias, satisfazendo apenas o equilíbrio de momentos (TRISTÁ AGUILERA, 2009).

O método simplificado de Bishop também se utiliza do método das fatias para discriminar o maciço de solo e assim determinar o FS. Esse método satisfaz a condição de força equilíbrio vertical para cada fatia e um momento global de equilíbrio pelo centro da superfície circular em teste.

Bishop supõe que todas as forças cisalhantes entre fatias são nulas, reduzindo o número de incógnitas por  $(n - 1)$ . Isso deixa  $(4n - 1)$  incógnitas, deixando a solução sobrestimada já que a força de equilíbrio horizontal não vai ser satisfeita para uma fatia (ABRAMSON et al., 2002).

A distribuição de forças que atuam em uma fatia qualquer de solo é apresentada na Figura 8.

Figura 8 – Distribuição das forças agindo sobre uma fatia



Fonte: ABRAMSON (2002).

Em que:

FS	Fator de segurança	$\theta_l$	Ângulo de força interfátia esquerda
Sa	Resistência disponível	$\theta_r$	Ângulo de força interfátia direita
S <sub>m</sub>	Força mobilizada	h <sub>L</sub>	Altura para a força Z <sub>L</sub>
U <sub>α</sub>	Força pressão de água	h <sub>R</sub>	Altura para a força Z <sub>r</sub>
U <sub>β</sub>	Força água de superfície	$\alpha$	Inclinação da base da fatia
W	Peso da fatia	$\beta$	Inclinação do topo da fatia
N'	Força normal efetiva	$\delta$	Inclinação da sobrecarga
Q	Sobrecarga	b	Largura da fatia
K <sub>v</sub>	Coef. sísmico vertical	h	Altura média da fatia
K <sub>h</sub>	Coef. sísmico horizontal	h <sub>c</sub>	Altura do centroide da fatia
Z <sub>L</sub>	Força interfátia esquerda		
Z <sub>r</sub>	Força interfátia direita		

A força mobilizada (S<sub>m</sub>) é dada por:

$$S_m = \frac{s}{FS} = \frac{1}{FS} [C' + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi'] \quad (4a)$$

Sendo:

$$\sigma = \frac{N}{b_0} \quad (4b)$$

Assim como no Método de Fellenius, a relação entre momentos resistentes e atuantes resulta em:

$$FS = \frac{R}{\sum W.X} \sum [C' b_0 + (N - U \cdot b_0) \tan \varphi] \quad (4c)$$

O valor de  $N'$  ( $N' = N - u \cdot b_0$ ), pode ser conhecido da somatória de forças na direção vertical:

$$N' = \frac{W + (X_n - X_{n+1}) - \left( u \cdot \cos \alpha + \frac{c'}{FS \cdot \sin \alpha} \right) \cdot b_0}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi}{FS}} \quad (4d)$$

Também:

$$X = R \sin \alpha \quad e, \quad (4e)$$

$$b_0 = \sec \alpha \quad (4f)$$

Substituindo na expressão do FS:

$$FS = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \left[ c' b + \tan \varphi' \left( \frac{W - u \cdot b + X_n - X_{n+1}}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi}{FS}} \right) \right] \quad (4g)$$

Os valores de  $(X_n - X_{n+1})$  são determinados por aproximações sucessivas e devem satisfazer a condição:

$$\sum (W_n - X_{n+1}) = 0 \quad (4h)$$

Estabelecendo-se a equação de equilíbrio para forças que agem na direção tangencial, tem-se:

$$S = (W + X_n - X_{n+1}) \sin \alpha + (E_n - E_{n+1}) \cos \alpha \quad (4i)$$

A partir desta expressão pode-se computar o valor de:

$$\sum (E_n - E_{n+1}) \quad (4j)$$

Como o Método de Bishop simplificando supõe que é nula a ação

das forças laterais atuantes em cada fatia, a decomposição das forças resulta na seguinte expressão (4k):

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[ \frac{c'.b + (W - u.b) \tan \varphi}{\cos \alpha \left[ \frac{1 + \tan \alpha + \tan \varphi}{FS} \right]} \right] \quad (4k)$$

Para se realizar o cálculo, deve-se adotar um valor inicial de F1, entra-se na expressão (4k), extrai-se novo valor do coeficiente de segurança F2, que é comparado ao inicial F1. Para os problemas correntes, basta obter precisão decimal no valor de F. Se a precisão escolhida não foi atingida, repete-se o procedimento. Entra-se com F2 na expressão (4k), extrai-se novo valor do coeficiente de segurança F3, e assim por diante, até obter a precisão desejada. Em geral, três ciclos de iteração são suficientes.

## 2.3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

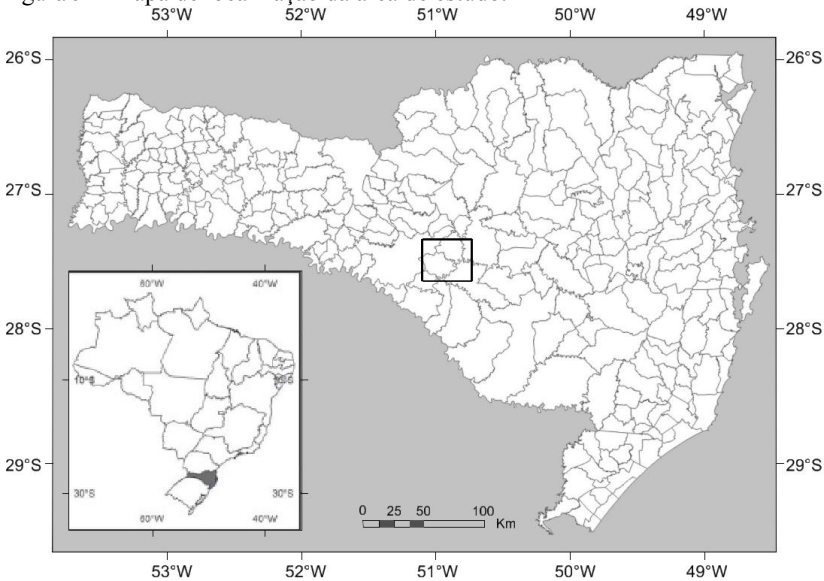
A caracterização da área em estudo, apresentada neste capítulo, inicia-se com uma descrição de sua localização, geologia, pedologia, bem como aspectos referentes aos taludes estudados.

### 2.3.1 Localização

A área de estudo analisada por esta pesquisa situa-se no Planalto Sul Brasileiro, nos domínios da Bacia Sedimentar do Paraná, entre as cidades de São José do Cerrito, Campos Novos, Brunópolis, Curitibanos, Frei Rogério e Vargem, a montante do povoado de São João das Palmeiras, Estado de Santa Catarina.

O mapa de localização que engloba a área de estudo, em relação ao estado de Santa Catarina e o Brasil, pode ser observado na Figura 9.

Figura 9 – Mapa de localização da área de estudo.



Fonte: Modificado de BACK et al. (2011).

### 2.3.2 Geologia

A área de estudo insere-se nos domínios dos derrames basálticos da Formação Serra Geral, pertencente à Bacia Sedimentar do Paraná em sua porção Sul, a qual é constituída por uma sequência basal de rochas sedimentares com idades variando entre o Paleozóico e o Mesozóico, recobertas por espessa sequência de derrames de lavas de idade Juro-Cretácea. Tais derrames resultaram num relevo com topo ondulado em diferentes graus de dissecação, onde se encaixa o rio Canoas, formando uma depressão em degraus, que marcam grosseiramente uma sucessão de pelo menos cinco derrames de lavas basálticas neste local.

Superficialmente, é composta por camadas de coluvião que recobrem solo residual saprolítico, e solo de alteração de basalto. Sendo o capeamento de solo variante entre 3 a 18m. Geralmente, as maiores espessuras de solo se concentram nos patamares dos derrames superiores, próximo ao topo das elevações. Próximo ao leito do rio, tendem a se adelgaçar e mesmo a se ausentar, expondo inúmeros afloramentos de rocha basáltica.

### 2.3.3 Pedologia

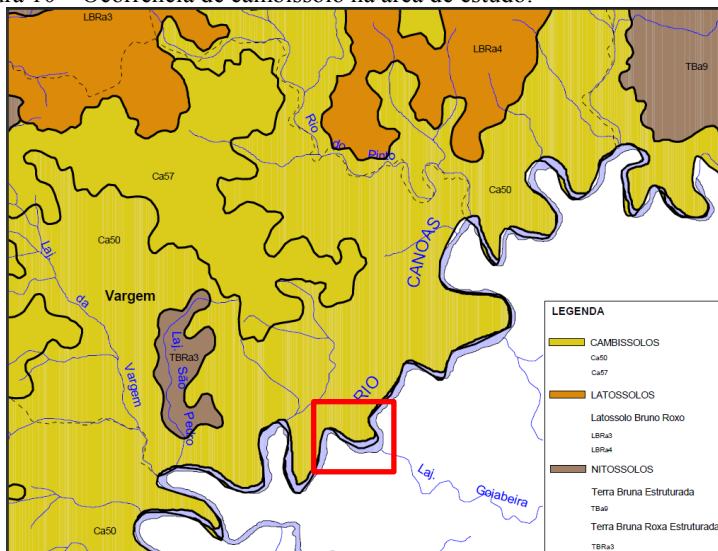
De acordo com o mapa de solos de Santa Catarina (EMBRAPA, 2001), que tem sua nomenclatura utilizada com base na adotada pelo SBCS - Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (1999), o solo da área de estudo se trata de um Cambissolo, de subdivisão “Ca-50”.

Segundo a EMBRAPA (2004), as características deste solo são:

Ca-50 - Associação Cambissolo Álico Tb A proeminente, textura argilosa, fase pedregosa, relevo forte ondulado + Terra Bruna/Roxa Estruturada Álica A proeminente, textura muito argilosa, relevo ondulado + Solos Litólicos Álicos e Distróficos A proeminente, textura média, fase pedregosa, relevo forte ondulado e montanhoso (substrato efusivas da Formação Serra Geral).

Na Figura 10 pode ser observado os diferentes tipos de solos encontrados regionalmente, mostrando o domínio de Cambissolo (em amarelo-escuro), o qual ocorre na área de estudo e em toda a região circundante ao rio Canoas.

Figura 10 – Ocorrência de cambissolo na área de estudo.



Fonte: EMBRAPA (2001).

### 3 MÉTODO

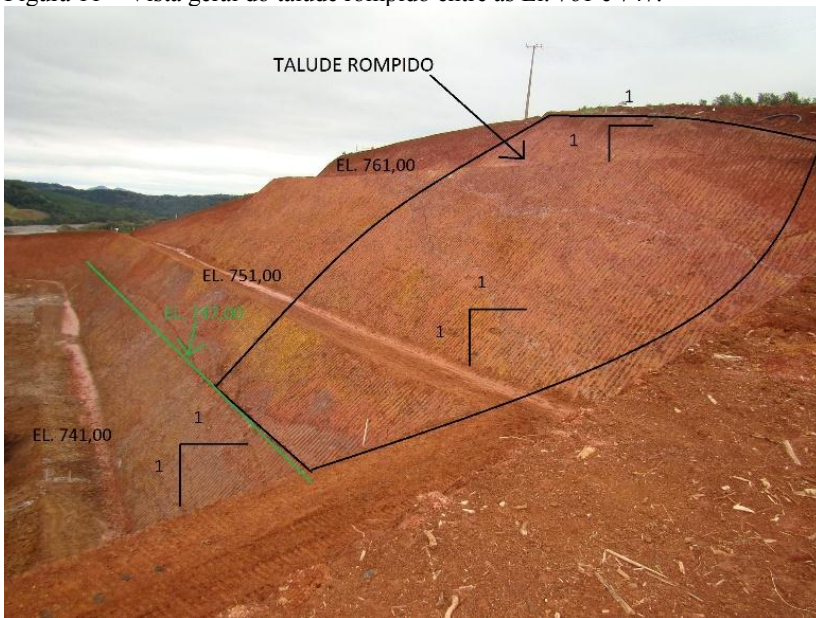
O método do trabalho se baseia na análise das características do solo da área de estudo e da realização de uma avaliação quantitativa a respeito da estabilidade dos taludes, avaliando os parâmetros de resistência do solo, e estabelecendo fatores de segurança.

#### 3.1 ESTUDO DE CASO

Este estudo de caso teve como base um talude de grande altura em solo residual que sofreu ruptura. O talude localiza-se a montante de uma barragem ainda em construção, na região do futuro reservatório.

O talude teve sua cunha de ruptura iniciada na elevação 761,00 e com seu pé, na elevação 747,00, como pode ser observado em vista frontal/lateral na foto da Figura 11 e em vista superior, exibindo as trincas da ruptura, na Figura 12.

Figura 11 – Vista geral do talude rompido entre as El. 761 e 747.



Fonte: Autor.



Figura 12 – Trincas na porção superior do talude rompido.



Fonte: Autor

## 3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os procedimentos executados dos quais foram extraídas as características físicas e parâmetros de resistência dos solos no talude estudado são apresentados a seguir.

### 3.2.1 Procedimentos de caracterização

A respeito da caracterização dos solos estudados, foram utilizados dados de limite de liquidez e limite de plasticidade (limites de Atterberg), além de análise granulométrica do solo.

#### 3.2.1.1 Limite de liquidez e limite de plasticidade

Para a realização do ensaio de Limite de Liquidez (LL em porcentagem) foi consultada a norma NBR 6459/1984 – Solo: Determinação do Limite de Liquidez. Já para procedimento de ensaio do Limite de Plasticidade (LP em porcentagem) foi consultada a norma NBR 7180/1984 – Solo: Determinação do Limite de Plasticidade.

### 3.2.1.2 Análise granulométrica de solos

A análise granulométrica através da combinação de peneiramento e sedimentação dos solos foi realizada de acordo com a norma NBR 7181/84 (solo – análise granulométrica). Os resultados são expressos em função da escala granulométrica da ABNT dada pela NBR 6502/95 (solos e rochas).

Foram obtidos dados da granulometria e classificação de três amostras deformadas de solo da área de estudo.

### 3.2.2 Procedimentos dos ensaios de resistência

Os parâmetros de resistência do solo estudado foram obtidos através de ensaio Triaxial CIU – adensado isotropicamente e não drenado, o qual foi executado de acordo com as diretrizes da norma BS 1377 (1990).

## 3.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Para a construção dos modelos do talude nos *softwares* de cálculo de estabilidade, foi necessário como parâmetros de entrada:

- Geometria do talude;
- Posição estimada da camada de solo e do topo rochoso;
- Linha piezométrica ou freática;
- Propriedades de resistência ao cisalhamento do solo.

### 3.3.1 Hipóteses de cálculo

Como premissas básicas comuns aos métodos de cálculo de ruptura pelo equilíbrio limite tem-se que:

- A ruptura se dá por um plano (análise bidimensional);
- As forças externas são o peso próprio e as sobrecargas;
- O problema é estático;
- As leis da mecânica dos meios contínuos se aplicam ao solo;
- A relação de Terzaghi é verdadeira:  $\sigma' = \sigma - u$ ;
- A lei de Coulomb aplica-se à ruptura:  $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$ ;
- O coeficiente de segurança é constante ao longo da cunha (ou plano) de ruptura.

### 3.3.1.1 Condições do nível d'água

Dados do N.A máximo e mínimo do reservatório da barragem em relação ao talude adotados neste estudo. As hipóteses de cálculo são as seguintes:

- N.A. Mín. = 746,00 m;
- N.A. Máx. Normal = 760,00 m;

### 3.3.1.2 Retroanálise de instabilidade

A retroanálise visa a determinação das causas da instabilidade e de parâmetros equivalentes de resistência do terreno. É desenvolvida considerando-se as investigações procedidas, a geometria e o mecanismo da instabilidade usando-se os métodos matemáticos de análise, baseados no equilíbrio limite, adotando-se o fator de segurança “1” (NBR 11682/1991).

## 3.3.2 Métodos de cálculo

As análises de estabilidade foram executadas de acordo o Método de Bishop Simplificado, o qual tem como hipótese que a resultante das forças entre as fatias é horizontal, com o apoio do software SLIDE, produzido pela Rocscience Inc. Toronto Canadá, o qual realiza análises bidimensionais utilizando-se da teoria do equilíbrio-limite para avaliar a estabilidade de taludes tanto em superfícies de ruptura circular como não-circular e com diferentes formas de superfície de deslizamento (SLIDE, 2003).

*Software SLIDE*

*Serial Number:* HBGFB7864DA8EE44E

*Versão 6.00*

## 4 RESULTADOS

Nesta seção são apresentados os resultados finais da pesquisa.

### 4.1 RESULTADO E ANÁLISE DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste subitem são descritos, analisados e comparados com parâmetros revisados bibliograficamente os resultados dos ensaios de laboratório realizados.

#### 4.1.1 Caracterização dos solos estudados

A caracterização do material é feita a partir dos resultados de ensaios de granulometria e limites de Atterberg, que possibilitam a identificação das propriedades dos solos.

##### 4.1.1.1 Granulometria dos solos

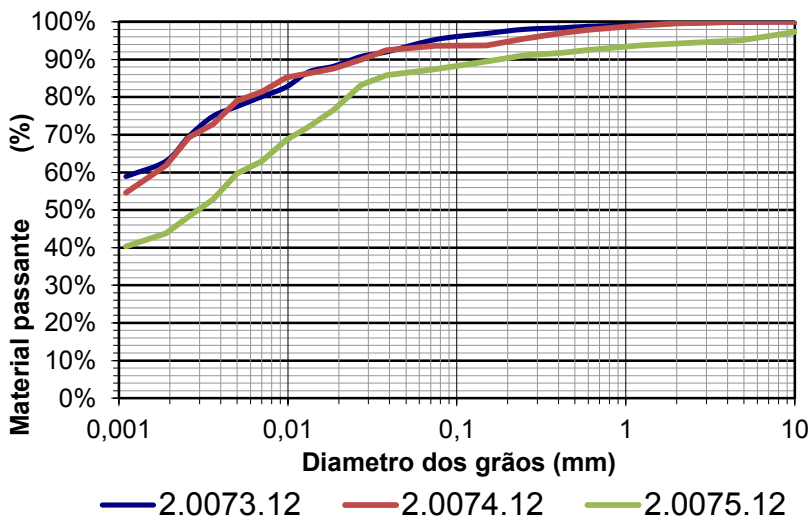
O intemperismo e a erosão de rochas de composição basáltica são conhecidos por gerar solos argilosos. Isso se deve a mineralogia desse tipo de rocha, que leva à formação de argilominerais, tais como caulinitas, montmorilonita, ilitas, etc.

O resultado da análise granulométrica das três amostras ensaiadas pode ser observado na Figura 13.

Tabela 10 Tabela-resumo do resultado da análise granulométrica.

Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia Média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)
2.0073.12	64,30	30,00	3,20	1,30	0,80	0,40
2.0074.12	63,50	31,00	0,20	3,30	1,80	0,20
2.0075.12	44,50	42,20	3,60	2,20	1,70	1,70

Figura 13 – Resultado da análise granulométrica



#### 4.1.1.2 Limite de liquidez e limite de plasticidade

Os resultados dos parâmetros físicos e limites de consistência (somente das amostras indeformadas) do solo estudado podem ser observados na Tabela 11.

Corroborando com os resultados da análise granulométrica, pode ser observado o comportamento argiloso do solo, com limite de liquidez entre 70 e 74% (excetuando-se a amostra 75.12), e plasticidade entre 41 e 48%, ficando o índice de plasticidade entre 26 e 29%, mostrando grande comportamento plástico deste solo argiloso.

Tabela 11 – Parâmetros físicos e limites de consistência do solo estudado.

Amostra	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>n</sub> (%)	e	n	S <sub>r</sub> (%)	Limites de Consistência		
							W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)
73.12	17,3	12,4	39,8	-	-	-	74	48	26
74.12	17,7	13,4	32,1	-	-	-	70	41	29
75.12	19,9	15,7	27,2	-	-	-	52	34	18
78.11	15,8	11,6	36,2	1,43	0,59	75	-	-	-

#### 4.1.2 Parâmetros do ensaio de compressão triaxial

A seguir são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material dos taludes através do resultado de ensaio Triaxial CIU – adensado isotropicamente e não drenado.

A Figura 14 apresenta as curvas tensão desvio versus deformação axial enquanto que a Figura 15 apresenta as trajetórias de tensões efetivas e a envoltória de resistência ao cisalhamento máxima ou, envoltória de ruptura, no plano  $s \times t$ .

A envoltória de Mohr-Coulomb e os parâmetros de resistência ao cisalhamento desta amostra, intercepto coesivo ( $c'$ ) e ângulo de atrito interno ( $\varphi'$ ) estão apresentados na Figura 16. Na Figura 17, podem ser observadas as curvas de variação da poropressão versus deformação axial das amostras obtidas a partir dos resultados dos ensaios triaxiais CIU.

Figura 14 – Tensão desvio versus deformação axial

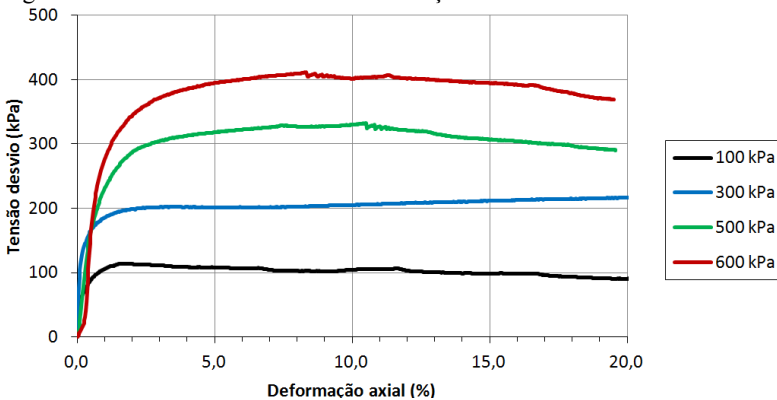


Figura 15 – Trajetória de tensões efetivas

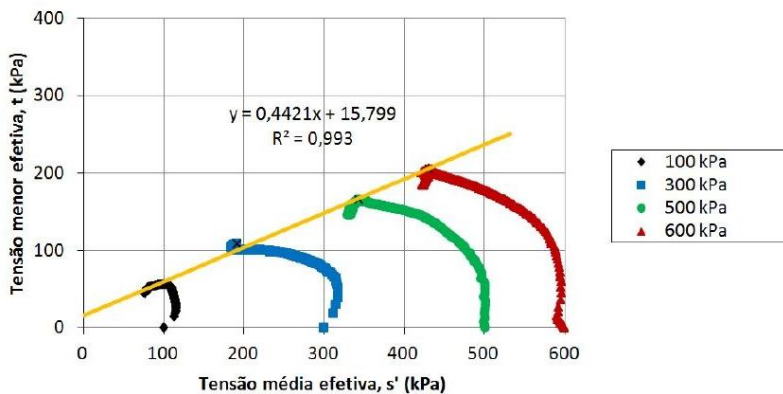


Figura 16 – Envoltória de Mohr-Coulomb

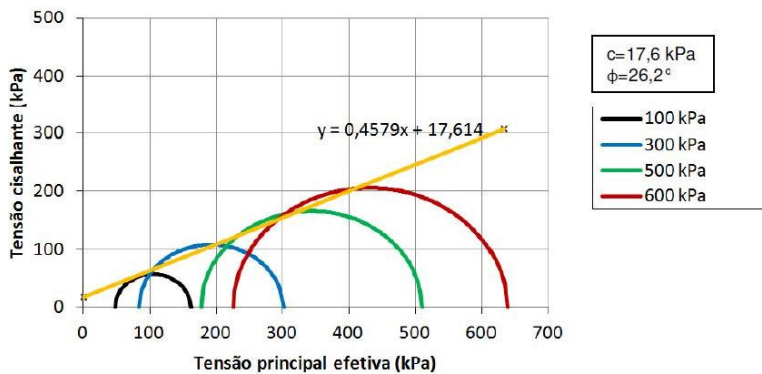
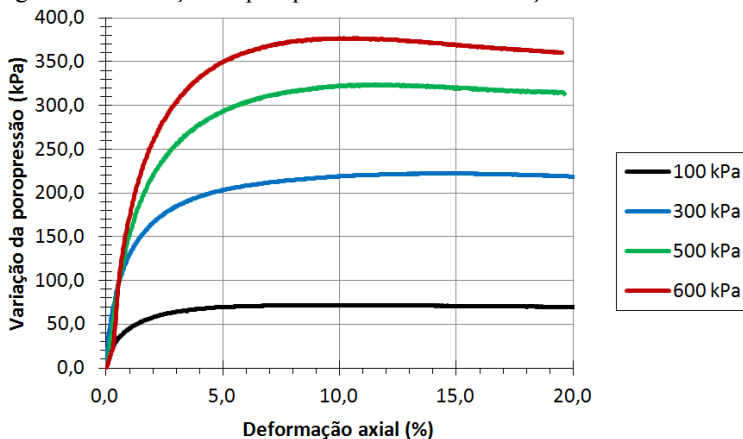


Figura 17 – Variação da poropressão versus deformação axial



Com os ensaios e a construção dos gráficos, obtiveram-se os valores encontrados na Tabela 12. Os parâmetros para a rocha (BD) foram obtidos da bibliografia. Tendo como base o fato de que a ruptura ocorreu unicamente na porção inconsolidada do talude, foram adotados valores de coesão extremamente altos para a rocha, de modo que a análise realizada pelo software considere somente a parte em solo como suscetível à rupturas.

Tabela 12 – Parâmetros geotécnicos dos materiais

Material	$\gamma$ ( kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ ( ° )	c ( kPa )
Solo residual (SR)	15,50	26,20	17,60
Basalto Denso (BD)	27,10	64,00	150000

#### 4.1.3 Comparação dos parâmetros de resistência com outros autores

Na Tabela 13, pode ser observada uma tabela-resumo com os parâmetros de ensaios de resistência e de caracterização de solos residuais saprolíticos, argilosos e de alteração basáltica encontrados na região sul brasileira.



Tabela 13 Parâmetros físicos e de resistência de solos residuais encontrados na literatura regional.

Autor / Local	Amostra Solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Wn (%)	e	Sr (%)	c' (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	Limites de Consistência		
									W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)
Tanaka (1975) - São Simão/GO	Indef. BD	-	30,30	-	1,52-1,66	-	37,00	27,50	62-70	33-37	-
	Indef. BVA	-	30,00	-	1,56-1,66	-	16,00	23,50	60-66	38,5-39	-
Denardin (2005) Teutônia/RS	CIU def.	-	-	-	1,75	-	6,50	33,50	-	-	-
	CID indef.	-	-	-	1,80	-	42,30	22,30	-	-	-
Rigo (2000) - Teutônia/RS	1A	40,83	27,20	50,13	1,73-1,90	74,00	25,50	29,50	72,00	38,00	34,00
Diemer et al. (2008) Ijuí/RS	A	38,30	28,52	34,30	1,79	54,96	15,80	24,27	59,00	48,00	11,00
	B	39,87	29,04	37,30	1,71	63,49	38,90	22,60	81,00	60,00	21,00
	C	40,01	27,65	44,71	1,68	73,80	1,22	21,30	75,00	43,00	32,00
	D	36,80	28,11	30,93	1,56	55,62	6,68	23,60	61,00	47,00	14,00
	E	37,26	28,63	30,16	1,57	54,06	1,63	20,50	57,00	25,00	32,00
Este Trabalho (2014) Vargem/SC	Def. 1	1,73	1,24	39,80	-	-	-	-	74,00	48,00	26,00
	Def. 2	1,77	1,34	32,10	-	-	-	-	70,00	41,00	29,00
	Def. 3	1,99	1,57	27,20	-	-	-	-	52,00	34,00	18,00
	Indef. 1	1,58	1,16	36,20	1,43	75,00	17,60	26,20	-	-	-

Os resultados dos parâmetros físicos e de resistência do solo estudados nesse trabalho se mostram compatíveis com o resultado de outros estudos de solos semelhantes da região, conforme observado pela revisão bibliográfica.

## 4.2 RESULTADO DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

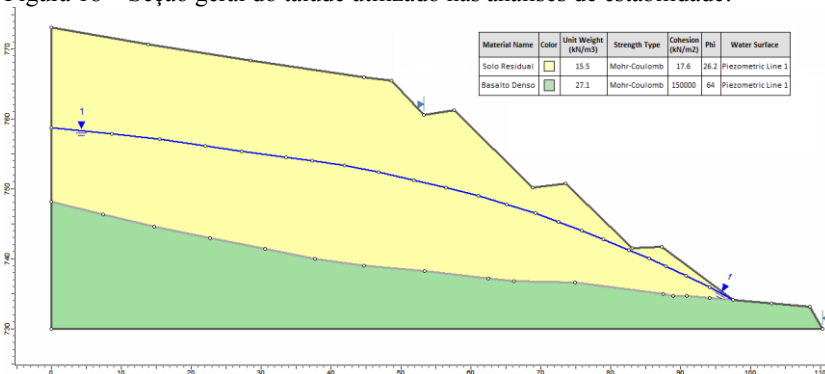
As análises foram realizadas em termos de tensões efetivas, através do método de equilíbrio limite (método de Bishop Simplificado), o qual leva em consideração os esforços entre fatias. Foram consideradas superfícies circulares de ruptura, sendo possível caracterizar os taludes considerando, primeiramente, uma retroanálise para se estimar as condições dos taludes no momento da ruptura, ou seja, no momento de equilíbrio-limite, com fator de segurança unitário.

Posteriormente, foi realizada uma estimativa das condições do talude em uma fase anterior a ruptura, com o rebaixamento do nível freático e, então, situações posteriores em relação a condição atual.

### 4.2.1 Retroanálise da instabilidade

Na Figura 18, é apresentada a seção geral do talude utilizado nas análises de estabilidade, consistindo em um solo argiloso (em amarelo) resultado da alteração residual do basalto da formação Serra Geral (em verde).

Figura 18 – Seção geral do talude utilizado nas análises de estabilidade.



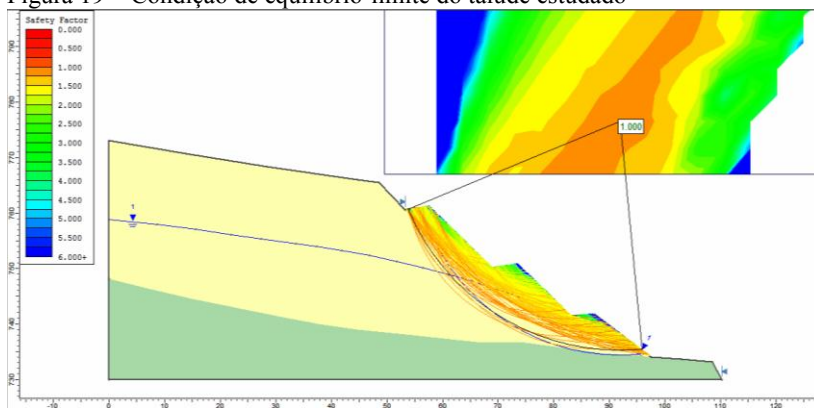
Os parâmetros de resistência foram obtidos a partir dos ensaios já mencionados, e apresentados em resumo na Tabela 12.

É de conhecimento a posição superior da superfície de ruptura (comentados na seção 3.1). Como a posição inferior de saída da superfície de ruptura é incerta, foi considerada como sendo posicionada na região do pé do talude, dando ao software uma maior liberdade para calcular o círculo de ruptura, considerando a pior condição de estabilidade possível.

Com esses dados, foi possível, então, realizar uma retroanálise para se estimar as condições do talude no momento da ruptura, a partir do posicionamento do nível piezométrico de forma a atingir o fator de segurança unitário.

Na Figura 19, pode ser observado o resultado da análise, apresentando as principais superfícies de ruptura, até a superfície crítica, a qual atingiu o  $FS=1$ , estabelecendo assim, a estimativa da provável condição do talude no momento da ruptura.

Figura 19 – Condição de equilíbrio-limite do talude estudado



#### 4.2.2 Condição anterior (pré-ruptura)

Foi realizada uma estimativa das condições do talude em uma fase anterior a ruptura, com o rebaixamento do nível freático com o objetivo de simular as condições normais do nível freático.

Com os parâmetros de resistência do maciço estabelecidos através dos ensaios de laboratório, a única variável restante foi a condição geohidrológica do talude.

Com o rebaixamento do nível freático, pode-se ter uma ideia de qual era a condição inicial do talude antes da ruptura, uma vez que a mesma foi causada pelo aumento deste nível com posterior saturação do

solo e sua consequente ruptura (Figura 20). Dessa forma, foi possível construir um gráfico (Figura 21), que representa os estágios de mudança do nível freático e a sua interferência nos valores do FS.

Em um primeiro momento, o fator de segurança se mostra estático, ou seja, independente da variação do N.A, nessa situação, o valor do FS ficou constante em 1,26. A partir de certo N.A (com uma média na elevação 740), ele entra na zona de influência do círculo de ruptura do talude, o que leva a uma progressiva diminuição no FS, até que, próximo a elevação do N.A=748m, o talude fique em condição de equilíbrio-limite, com fator de segurança unitário, indicando a ruptura iminente.

Figura 20 – Condição anterior à saturação e ruptura do talude com FS=1,26.

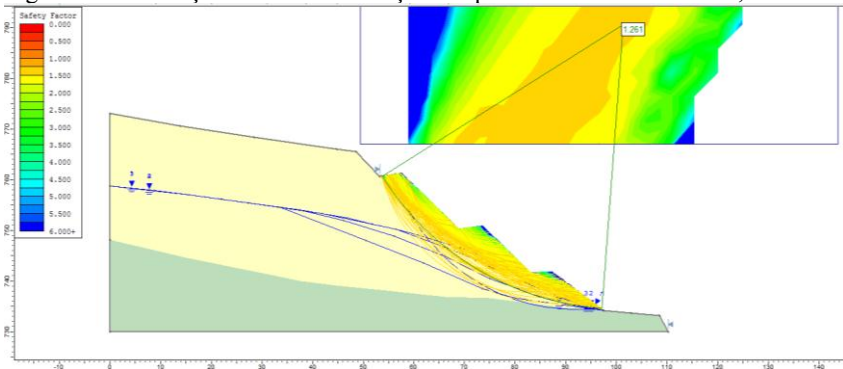
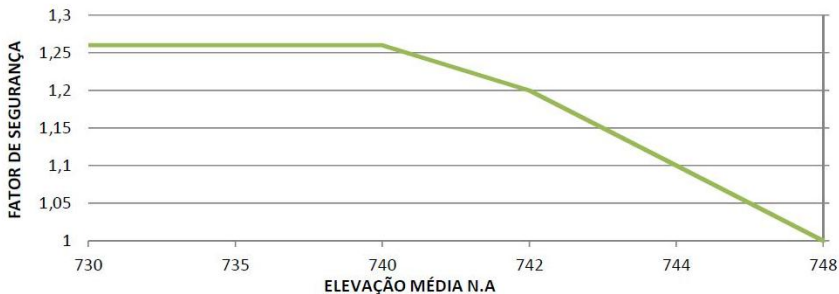


Figura 21 – Relação entre a elevação do nível freático e a diminuição do FS



### 4.2.3 Condição posterior (pós-ruptura)

Nessa seção foram realizadas algumas análises considerando situações ocorrentes após a ruptura, sendo elas, a solução de retaludamento, a de elevação do N.A no talude em decorrência da passagem do rio por ele, uma situação de rebaixamento rápido no nível d'água, e por último, a influência que a solução de retaludamento causaria neste caso.

#### 4.2.3.1 Retaludamento com inclinação inferior

Essa etapa tem como objetivo a análise de estabilidade com base na modificação da geometria do talude por retaludamento do maciço, uma vez que esta simples alteração geométrica de um talude aparece como a solução mais imediata, de mais fácil execução e de menor custo.

Devido a grande altura do talude (aproximadamente 40 metros), decidiu-se por realizar o retaludamento com inclinação  $2v/3h$  ( $1/1,5$ ), frente aos  $1v/1h$  executados anteriormente. A seção com nova inclinação pode ser observada na Figura 22 – Seção do talude considerando o retaludamento.

Com essa nova geometria, no resultado da análise (Figura 23) o fator de segurança foi estimado em 1,22.

Figura 22 – Seção do talude considerando o retaludamento

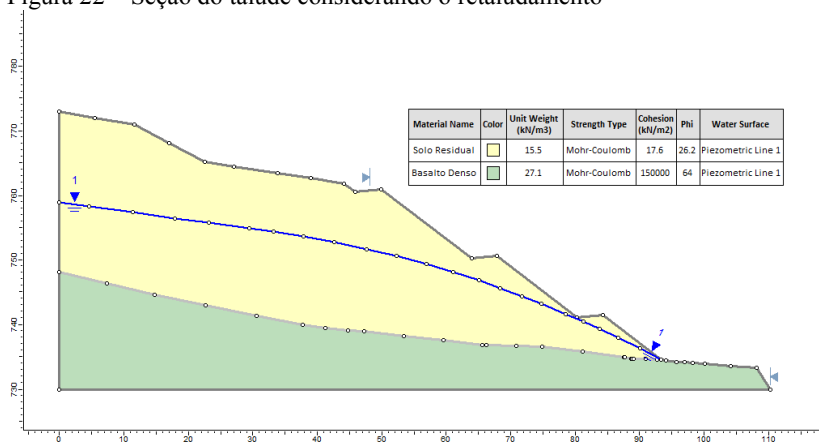
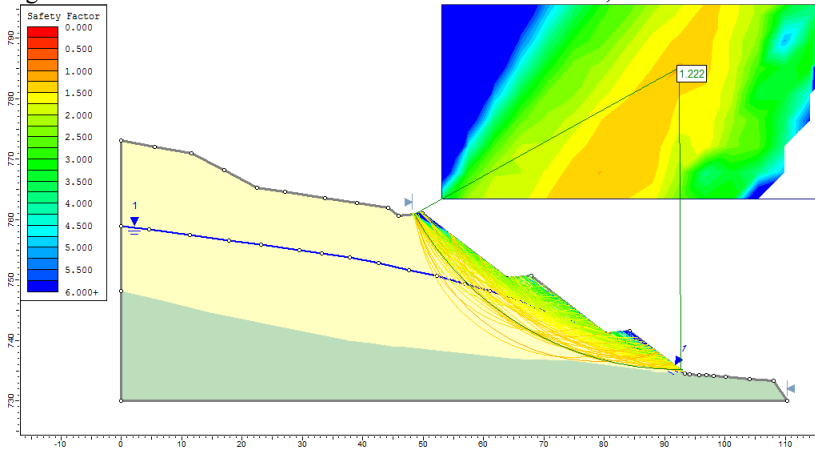


Figura 23 – Resultado da análise de estabilidade com FS=1,222



4.2.3.2 Situação com passagem do canal: N.A máx.

Neste caso, o talude estará equilibrado pelo peso de água do reservatório (Figura 24), resultando em uma maior estabilidade comparada com a condição anterior, levando a um fator de segurança de 2,105 (Figura 25).

Figura 24 – Situação do talude na condição de N.A máximo (El. 760m)

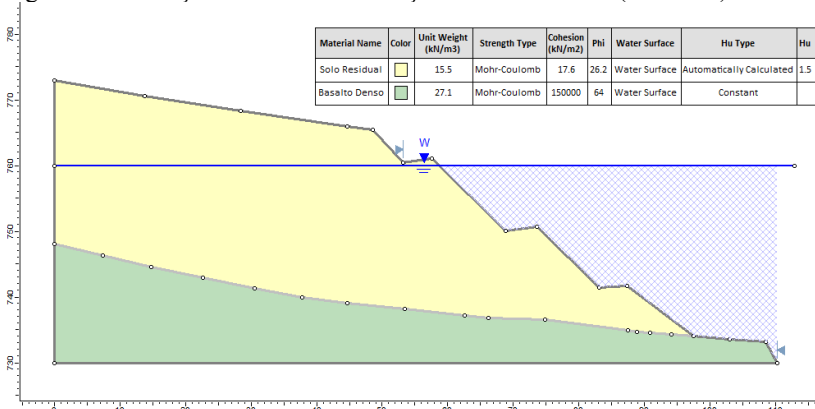
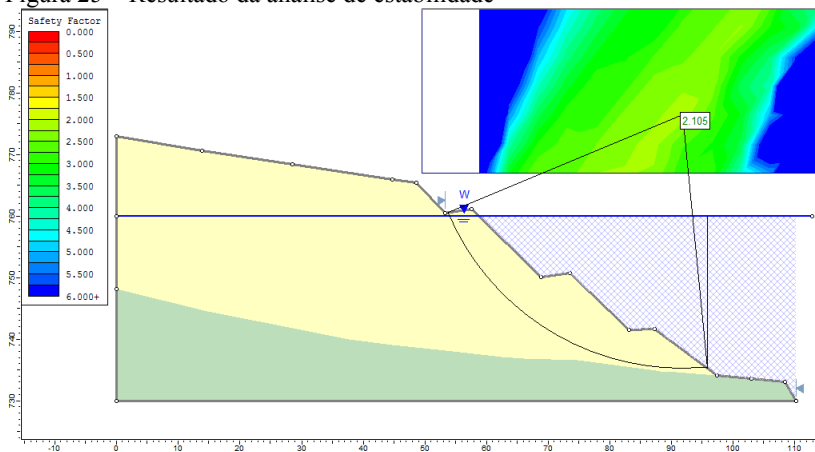


Figura 25 – Resultado da análise de estabilidade



#### 4.2.3.3 Situação de rebaixamento rápido do N.A

Esta análise considera o rebaixamento do N.A. máximo do reservatório, na elevação 760,00 m, para o N.A. mínimo de Operação, na elevação 746,00 m (Figura 26).

Para esta condição de rebaixamento rápido da lâmina d'água há uma queda no fator de segurança que fica em 0,852, indicando situação de ruptura.

Figura 26 – Condição do talude para rebaixamento rápido do N.A

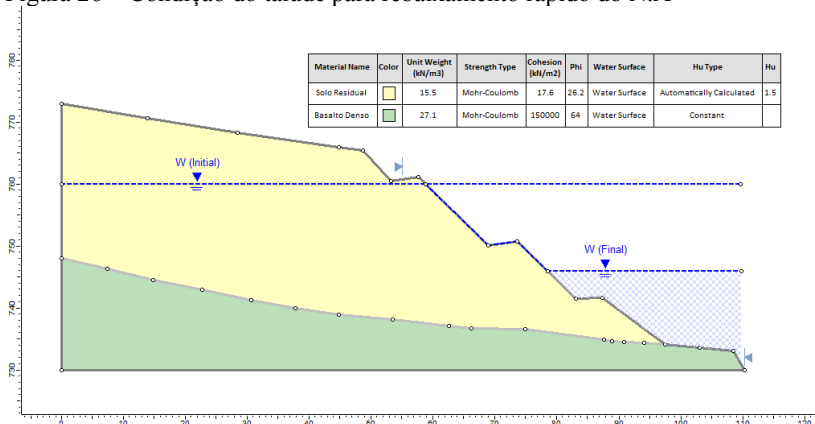
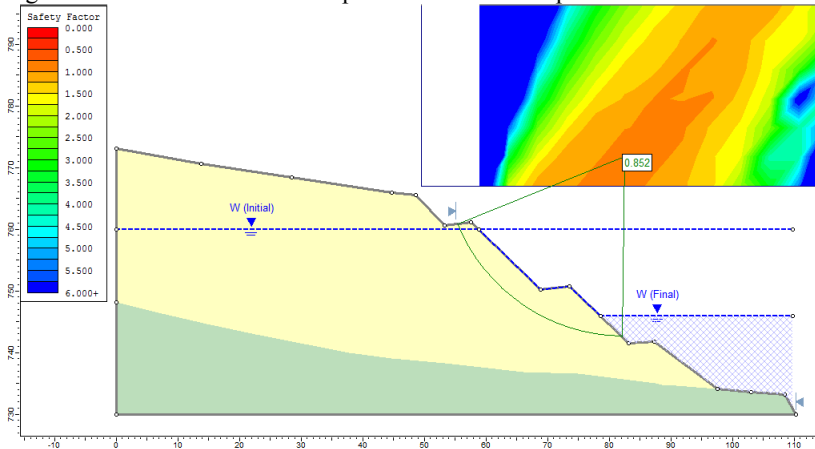


Figura 27 – Resultado da análise para rebaixamento rápido



O talude saturado na margem do reservatório fica sujeito ao rebaixamento rápido do nível do reservatório. Neste caso, um fluxo de água subterrânea estabelece-se em direção ao reservatório, produzindo poro pressões que reduzem a resistência ao cisalhamento do solo.

#### 4.2.3.4 Situação de rebaixamento rápido com retaludamento

Da mesma forma que a situação anterior, porém considerando a situação de rebaixamento rápido sobre o talude com a nova geometria sugerida (Figura 28), há um acréscimo no fator de segurança, passando a atingir 0,947 ante os 0,85 do caso anterior, como pode ser observado na Figura 29.



Figura 28 – Condição do talude para rebaixamento rápido do N.A

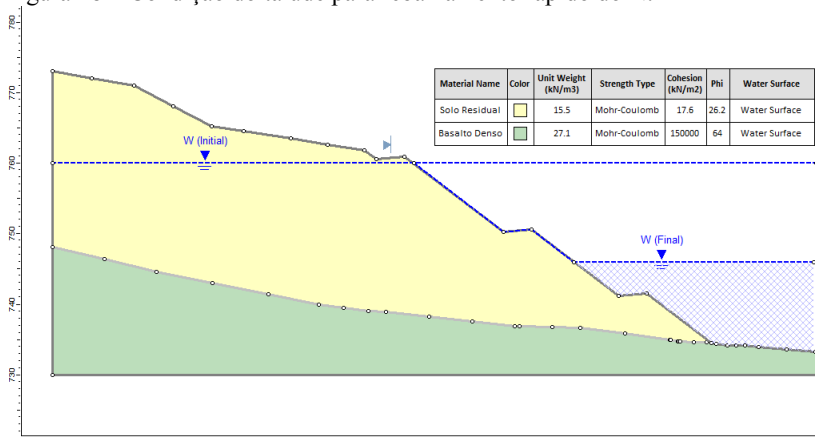
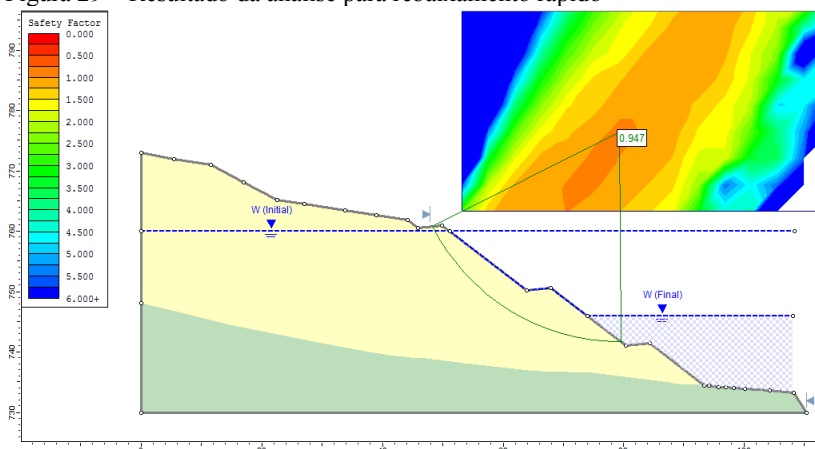


Figura 29 – Resultado da análise para rebaixamento rápido



## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 5.1 CONCLUSÕES

- a) Com as análises de estabilidade realizadas e estudo das propriedades físicas do solo estudado, foi possível ter uma boa caracterização do mesmo em relação a sua condição de estabilidade frente à situação atual e de novas situações futuras possíveis.
- b) Com o rebaixamento do nível freático através de retroanálise, pode-se ter uma ideia de qual foi a condição inicial do talude antes da ruptura, uma vez que a mesma foi causada pelo aumento deste nível com posterior saturação do solo e sua consequente ruptura.
- c) Na análise dos resultados de estabilidade com base na modificação da geometria do talude por retaludamento do maciço (2v/3h), o fator de segurança foi calculado em 1,22, considerado estável.
- d) Para a situação futura, na qual o talude permanecerá parcialmente submerso após o enchimento do reservatório, não haverá riscos de rupturas com os mesmos saturados, uma vez que o talude estará em equilíbrio pelo peso de água do reservatório, sendo o fator de segurança calculado de 2,105.
- e) O rebaixamento rápido do N.A. máximo do reservatório, na elevação 760,00 m, para o N.A. mínimo de Operação, na elevação 746,00 resulta na redução das tensões principais com aumento da diferença entre elas, isto é, aumento da tensão desviatória, rotação da direção das tensões principais e o estabelecimento de condições transientes de fluxo gravitacional de água. Portanto, para essa condição há uma queda no fator de segurança que fica em 0,852, indicando situação de ruptura.
- f) Em condições extremas, de rebaixamento rápido até a elevação 746,00 m, o retaludamento com inclinação 2v/3h não se mostrou eficiente, tendo como resultado da análise um fator abaixo de um (0,947), indicando situação de ruptura.

- g) As análises granulométricas mostram um solo argilo-siltoso, o que indica baixa permeabilidade, com exceção para solos argilosos com estrutura de grumos ou que apresente feições reliquias herdadas da rocha protólito. O que causou a ruptura do talude foi a sua condição de saturação (elevação do N.A no interior do maciço), logo, o mesmo se manterá estável desde que o nível freático esteja saturando-o, ao menos em parte, equilibrando as forças de empuxo da água.
- h) Recomenda-se para o talude estudado a adoção de sistemas de drenagem eficientes para a coleta e escoamento das águas superficiais, assim como subsuperficiais, que permitam o rebaixamento rápido do lençol freático próximo à face do talude. Além de se estudar a possibilidade de implementação de elementos de contenção no talude, como estruturas chumbadas ou ancoradas, a fim de garantir a estabilidade do mesmo em condições extremas. Sendo que pode ser necessária a utilização simultânea de sistemas de drenagem, retaludamento e obras de contenção.

## 5.2 SUGESTÕES

Para trabalhos futuros, recomenda-se:

- Realizar ensaio de permeabilidade do maciço terroso e, posterior modelagem de percolação com fluxo de água subterrânea.
- Executar análises considerando outras geometrias, com redução da inclinação média do talude para diminuir as forças solicitantes.
- Estudar a aplicação de estruturas de contenção, tais como processos de reforço do solo, aplicação de blocos ou placas de concreto pré-moldadas, muros de contenção de concreto armado, paredes de gabiões, aplicação de tirantes, etc.
- Analisar diferentes sistemas de drenagem aplicáveis, de superfície e/ou sistemas de drenagem subterrânea.

## REFERÊNCIAS

- ABRAMSON, L.W. Lee, T.S., SHARMA, S., and BOYCE, G.M. **Slope Stability and Stabilization Methods** by, John Wiley & Sons, Inc, New York. 2002.
- ASTM Standard D3080, 2011, "**Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**" ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org). (<http://www.astm.org/Standards/D3080.htm>).
- AUGUSTO FILHO, Oswaldo; VIRGILI, José Carlos. **Estabilidade de Taludes**. In: OLIVEIRA, A.M.S; BRITO, S.N.A, Ed(s). Geologia de Engenharia. São Paulos: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998, pag 243-270.
- BACK, Álvaro José; HENN, Alan; OLIVEIRA, José Luiz Rocha. **Heavy rainfall equations for Santa Catarina, Brazil**. Rev. Bras. Ciênc. Solo, Viçosa, v. 35, n. 6, Dec. 2011. Disponível em <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0100-06832011000600027&lng=en&nrm=iso](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0100-06832011000600027&lng=en&nrm=iso)>. Acesso em 23 Nov. 2014.
- BARATA, Fernando Emmanuel, **Propriedades Mecânicas dos Solos: uma introdução ao projeto de fundações**. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1984.
- BISHOP, A.W. 1955. **The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes**. Géotechnique, 5(1): 7–17.
- BS 1377-8:1990 – **Methods of test for Soils for civil engineering purposes – Part 8: Shear strength tests (effective stress)**. 1990
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos: e suas aplicações: fundamentos**. 6. ed. rev. e ampl. Rio de Janeiro: Livros Tecnicos e Científicos, 1988.
- CNPS/EMBRAPA. **Mapa de Solos de Santa Catarina, escala 1:250000. Unidade de Planejamento Regional Meio Oeste Catarinense UPR 2**. 2001.
- DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2007. xvii, 561 p.
- DENARDIN, Aline Pereira. **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia, RS**. – Dissertação de Mestrado, Programa

de Pós- Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005. 135p.

DIEMER, Francielle, RAMBO, Dimas, SPECHT, Luciano, P., POZZOBON, Cristina, E. **Propriedades geotécnicas do solo residual de basalto da região de Ijuí/RS**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.12, p.25-36, Outubro, 2008.

EBERHARDT, Erik (2003), **Rock Slope Stability Analysis - Utilization of Advanced Numerical Techniques**, Vancouver, Canada: Earth and Ocean Sciences, University of British Columbia.

EMBRAPA. **Solos do Estado de Santa Catarina**. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento, n.46. Rio de Janeiro, 2004. 726p.

FIORI, Alberto Pio, **Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas: Aplicações na Estabilidade de Taludes** / Alberto Pio Fiori, Luigi Carmignani – 2ª Edição revisada e ampliada – Curitiba: Editora UFPR, 2009. 604p.

GERSCOVICH, Denise. **Estabilidade de taludes** / Denise Gerscovich. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. 2. ed. rev. e ampl. São Paulo: Edgard Blucher, 1984. xvi, 194 p.

HELWANY, Sam. **Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications**. John Wiley & Sons; 1 edition. 400p. 2007.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia** – 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos/ com exercícios resolvidos**: em 16 aulas. 3.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

RIGO, M.L. **Comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas básicas e ácidas da formação Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul**. Tese de Doutorado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SKEMPTON A.W. and HUTCHINSON J. **Stability of natural slopes and embankment foundations**. Conference on Soil Mechanics and foundations. Mexico. P 291-340. 1969.

TANAKA, A. – **Algumas Considerações sobre a Resistência ao Cisalhamento do Solo Residual de Basalto de São Simão** – Dissertação de Mestrado PUC-Rio – Rio de Janeiro, RJ – 1976. 145p.

TERZAGHI, K., **Theoretical Soil Mechanics**, John Wiley and Sons, New York (1943)

TERZAGHI, K., and PECK, R.B., 1967, **Soil Mechanics in Engineering Practice**, Second Edition: John Wiley & Sons, New York, 729 p.

TRISTÁ AGUILERA, Carlos Enrique; Vargas Jr., Eurípedes do Amaral; Figueiredo, Rodrigo Peluci de. **Aplicação de Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes de Grande Altura em Mineração**. Rio de Janeiro, 2009. 170 p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

VAUGHAN, P.R. **Characterizing the mechanical properties of in-situ residual soil**. In: INTERNATIONAL CONF. ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2nd, Singapore, Proc... Singapore, v.2, p.469 – 487, 1988.

WYLLIE, DC and MAH, CW (2004). **Rock Slope Engineering: Civil and Mining**. 4 th Ed., Taylor & Francis Pub. 456 p.