

**VITOR SANTINI MÜLLER**

**ESTABILIDADE DE UMA ENCOSTA EM SOLO RESIDUAL DE  
XISTO COM ESTRUTURAS RELIQUIARES, BRUSQUE – SC**

Florianópolis  
2018



Vitor Santini Müller

**ESTABILIDADE DE UMA ENCOSTA EM SOLO RESIDUAL DE  
XISTO COM ESTRUTURAS RELIQUIARES, BRUSQUE – SC**

Dissertação de mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Desastres Naturais como parte das obrigações para a obtenção do título de Mestre Profissional em Desastres Naturais.

Orientador: Juan Antonio Altamirano Flores, Dr.

Co-Orientador: Murilo da Silva Espíndola, Dr.

Florianópolis  
2018

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

Müller, Vitor Santini

Estabilidade de uma encosta em solo residual de xisto com estruturas reliquiares, Brusque - SC / Vitor Santini Müller ; orientador, Juan Antonio Altamirano Flores, coorientador, Murilo da Silva Espindola, 2018.

158 p.

Dissertação (mestrado profissional) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Programa de Pós Graduação em Desastres Naturais, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Desastres Naturais. 2. Geologia. 3. Geotecnia. 4. Estabilidade de Encostas. I. Flores, Juan Antonio Altamirano. II. Espindola, Murilo da Silva. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Desastres Naturais. IV. Título.

**VITOR SANTINI MÜLLER**

**Dissertação de mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Desastres Naturais como parte das obrigações para a obtenção do título de Mestre Profissional em Desastres Naturais.**

Florianópolis, 05 de setembro de 2018

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Juan Antonio Altamirano Flores, Dr – Orientador  
Departamento de Geologia – UFSC

---

Prof. Murilo da Silva Espíndola, Dr – Co-orientador  
Departamento de Geologia - UFSC

---

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr – Membro avaliador  
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

---

Márcio Roberto Magalhães de Andrade, Dr – Membro avaliador  
Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres  
Naturais (CEMADEN)



À minha família.





## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais e familiares pela educação, apoio e exemplo que sempre recebi, e fizeram de mim um reflexo de quem são. Tenham certeza de que seus ensinamentos estão muito bem gravados e os levarei comigo aonde quer que eu vá.

À Caroline Ribeiro da Cunha, minha namorada, por ter sido porto seguro quando esse trabalho parecia não ter fim. Muito obrigado por ser minha parceira, minha companheira de todos os momentos.

Agradeço ao professor Juan Antonio Altamirano Flores, meu orientador, por ter aceito esse desafio e por todo o conhecimento transmitido.

Ao meu amigo e co-orientador Murilo da Silva Espíndola, por ser mais que co-orientador ou colega geotécnico. Por permitir o estabelecimento de uma relação de amizade e ter utilizado da condição de professor para ensinar mais do que conceitos.

Ao professor Rafael Augusto dos Reis Higashi pelo incansável incentivo para a realização deste trabalho.

Ao Dr. Roberto Magalhães de Andrade pela recepção leve e entusiasmada no CEMADEN, e por ter aceito ser membro da banca avaliadora deste trabalho.

Aos membros do Laboratório de Geotecnia Aplicada (LGA) da UFSC, Djonathan Goulart, Lucas Emanuel Cardoso Alves, Mateus Zanini Broetto, Thaynara Loch Fornasa, Nilo Rodrigues Júnior, Renata De Lucca Pizzolo, Vinicius Martins Correia, e Wellington Sutil de Oliveira, sem a ajuda dos quais não seria possível a realização deste trabalho.

À Universidade Federal de Santa Catarina pela estrutura.

Ao projeto FEESC 79/13 pelo apoio financeiro.

A todos que de alguma forma auxiliaram na execução deste trabalho.



*“A mente que se abre a uma nova ideia  
jamais voltará ao seu tamanho original”.*  
*Albert Einstein*



## RESUMO

Boa parte dos registros de movimentos de massa na região de Brusque – SC ocorrem devido a intervenções inapropriadas nas encostas. O objetivo deste trabalho é analisar, de forma estatística e multidirecional, a estabilidade de uma encosta antropizada. O fato de solos residuais de rochas estruturadas herdarem superfícies reliquiárias de seus protólitos é a causa de frequentes questionamentos sobre a representatividade de amostragens para ensaios laboratoriais. Para a realização desta pesquisa foram empregadas soluções de estabilidade tridimensional da SoilVision Systems LTD, voo automático de aeronave remotamente pilotada, cisalhamento direto de 213 corpos de prova de solo estruturado, e outros ensaios de laboratório. Após o ensaio de duas centenas de corpos de prova de cisalhamento direto, analisou-se os resultados de modo a possibilitar uma análise de estabilidade com um menor grau de incerteza sobre os parâmetros de resistência do solo estudado. Notou-se a importância da escolha cautelosa de local de coleta de amostras, a versatilidade das ferramentas de análise de estabilidade tridimensional e a qualidade dos produtos gerados pelo uso de geotecnologias como aliado do profissional geotécnico.



## **ABSTRACT**

Much of the records of mass movements in the Brusque - SC region occur due to inappropriate interventions on the slopes. The objective of this paper is to analyze, in a statistical and multidirectional manner, the stability of an anthropic slope. The fact that residual soils of structured rocks inherit reliquary surfaces of their protoliths is the cause of frequent questions about the representativeness of samples for laboratory tests. Three-dimensional stability solutions from SoilVision Systems LTD, unmanned aircraft systems, direct shear test of 213 structured soil samples, and other laboratorial tests were used to carry out this research. After the test of two hundred direct shear test samples, the results were analyzed in order to allow a stability analysis with a lower resistance parameters uncertainty. It was noted the importance of the careful sampling site choice, the versatility of three-dimensional stability analysis tools and the quality of the products generated by the use of geotechnology as friend of the geotechnical professional.





## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Planta da Colônia Blumenau - 1864.....	34
Figura 2 - Imagem google da região estudada. Área de Estudos destacada em Azul.....	35
Figura 3 - Imagem google as áreas identificadas como risco pela CPRM e identificação da área deste trabalho.....	37
Figura 4 - Setorização de Risco em Brusque, conforme CPRM.....	38
Figura 5 - Comparação entre microscópios óptico e eletrônico de varredura.....	40
Figura 6 - Modelo De Cisalhamento de Collin, 1846.....	42
Figura 7 - Esquema de caixa de cisalhamento montada com corpo de prova.....	43
Figura 8 - Determinação da Envoltória de Mohr-Coulomb.....	48
Figura 9 - Obtenção do Círculo Crítico.....	51
Figura 10 - Superfície de Ruptura Planar.....	52
Figura 11 - Método de Bishop Simplificado.....	53
Figura 12 - Distribuição estatísticas com diferentes fatores de segurança e desvios padrão.....	56
Figura 13 - Estabilidade de Talude 3D, representativo de análise 2D.....	57
Figura 14 - Software SVSLOPE em análise sensível a concavidade da encosta.....	59
Figura 15 - Aquisição de imagens aéreas superpostas para estereoscopia.....	62
Figura 16 - Mapa de Localização da área de estudos. Datum Horizontal: Sirgas 2000.....	65
Figura 17 - Classificação climática de Köppen para Santa Catarina. Base de dados do OpenSteetMap (2015).....	66
Figura 18 - Mapa de zonas agroecológicas de Santa Catarina.....	67
Figura 19 - Mapa geológico-geotectônico do escudo catarinense.....	69
Figura 20 - Mapa Pedológico da área de estudos.....	71
Figura 21 - Fluxograma explicativo do método adotado nesta pesquisa.....	74
Figura 22 - Imagem da área de estudos, cicatriz de deslizamento identificada em vermelho.....	75
Figura 23 - Orientação dos corpos de prova e estruturas reliquias.....	76

Figura 24 - Moldagem Estruturada de Corpos de Prova em Encosta.....	77
Figura 25 - Esquema de sobreposição de imagens. ....	78
Figura 26 - Pontos de controle identificados em fotografia. ....	79
Figura 27 - Stubs preparados para microscopia eletrônica.....	81
Figura 28 - Curvas Granulométricas.....	85
Figura 29 - Grão de filossilicato, a 1000 aumentos, presente na fração argila da face leste. ....	86
Figura 30 - Grão de filossilicato, a 500 aumentos, presente na fração argila da face oeste.....	87
Figura 31 - Grão de solo do setor destoante, a 1000 aumentos.....	88
Figura 32 - Grão de solo do setor destoante, a 3000 aumentos.....	89
Figura 33 - Resultados setor 1.....	90
Figura 34 - Resultados setor 2.....	91
Figura 35 - Resultados setor 3.....	92
Figura 36 - Resultados setor 4.....	93
Figura 37 - Resultados setor 5.....	94
Figura 38 - Resultados setor 6.....	95
Figura 39 - Resultados setor 7.....	95
Figura 40 - Resultados setor 8.....	96
Figura 41 - Resultados setor 9.....	97
Figura 42 - Resultados setor 10.....	97
Figura 43 - Resultados setor 11.....	98
Figura 44 - Resultados setor 12.....	99
Figura 45 - Resultados setor 13.....	99
Figura 46 - Resultados setor 14.....	100
Figura 47 - Resultados setor 15.....	101
Figura 48 - Resultados setor 16.....	101
Figura 49 - Resultados de setores aleatórios. ....	102
Figura 50 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face oeste orientados na horizontal.....	103
Figura 51 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face oeste orientados a 45 graus.....	103
Figura 52 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face oeste orientados a 90 graus.....	104
Figura 53 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face leste orientados a 0 graus.....	105
Figura 54 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face leste orientados a 45 graus.....	105
Figura 55 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face leste orientados a 90 graus.....	106

Figura 56 - Variação dos resultados de cisalhamento direto em todas as direções e localizações. ....	107
Figura 57 - Envoltória com todos os ensaios de cisalhamento direto realizados nesta pesquisa.....	108
Figura 58 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os primeiros estágios, 0 graus, oeste.....	109
Figura 59 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os primeiros estágios, 0 graus, leste.....	110
Figura 60 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os segundos estágios, 0 graus, oeste.....	111
Figura 61 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os segundos estágios, 0 graus, leste.....	112
Figura 62 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os terceiros estágios, 0 graus, oeste.....	113
Figura 63 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os terceiros estágios, 0 graus, leste.....	114
Figura 64 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os quartos estágios, 0 graus, oeste. ....	115
Se Figura 65 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os quartos estágios, 0 graus, leste.....	116
Figura 66 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para primeiros estágios, 45 graus, oeste.....	117
Figura 67 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para primeiros estágios, 45 graus, leste. ....	118
Figura 68 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para segundos estágios, 45 graus, oeste.....	119
Figura 69 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para segundos estágios, 45 graus, leste. ....	120
Figura 70 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para terceiros estágios, 45 graus, oeste.....	121
Figura 71 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para terceiros estágios, 45 graus, leste. ....	122
Figura 72 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para quartos estágios, 45 graus, oeste.....	123
Figura 73 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para quartos estágios, 45 graus, leste.....	124
Figura 74 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para primeiros estágios, 90 graus, oeste.....	125
Figura 75 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para primeiros estágios, 90 graus, leste. ....	126

Figura 76 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para segundos estágios, 90 graus, oeste.....	127
Figura 77 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para segundos estágios, 90 graus, leste.....	128
Figura 78 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para terceiros estágios, 90 graus, oeste.....	129
Figura 79 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para terceiros estágios, 90 graus, leste.....	130
Figura 80 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para quartos estágios, 90 graus, oeste.....	131
Figura 81 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para quartos estágios, 90 graus, leste.....	132
Figura 82 - Modelo digital de superfície gerado a partir de aerofotogrametria.....	138
Figura 83 - Ortofoto de alta resolução gerada a partir de aerofotogrametria.....	139
Figura 84 - Análise tridimensional com malha de 50x50 elementos.....	140
Figura 85 - Análise tridimensional com malha de 100x100 elementos.....	141
Figura 86 - Análise tridimensional com malha de 500x500 elementos.....	141
Figura 87 - Análise tridimensional com nível d'água há 5 metros.....	142
Figura 88 - Análise tridimensional com nível d'água há 4 metros.....	143
Figura 89 - Análise tridimensional com nível d'água há 3.5 metros.....	143
Figura 90 - Análise tridimensional com nível d'água aflorante.....	144
Figura 91 - Análise tridimensional de estabilidade, com malha de 750x750 elementos e nível d'água há 3.5 metros.....	144
Figura 92 - Análise probabilística de estabilidade.....	145
Figura 93 - Resultado da análise probabilística.....	146

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Densidade e Índice de Vazios para Solos Residuais Brasileiros.....	39
Tabela 2 - Resultados de Cisalhamento Direto Inundado de Diversos Autores. ....	44
Tabela 3 – Índices Físicos.....	83
Tabela 4 - Resultados de Granulometria.....	84
Tabela 5 - Resultados de EDS para o solo da face leste.....	87
Tabela 6 - Resultados de EDS para o solo da face oeste.....	88
Tabela 7 - Resultados de EDS para o solo do setor destoante da face oeste.....	89
Tabela 8 - Resultados de cisalhamento direto em todas as orientações e localizações.....	106
Tabela 9 - Resumo de resultados laboratoriais.....	134
Tabela 10 - Parâmetros utilizados para cálculo.....	135
Tabela 11 - Resultados de cisalhamento direto de vários autores e resultados deste trabalho.....	136
Tabela 12 - Resultados de análises de estabilidade.....	146



## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Critérios de Ruptura.....	47
Quadro 2 - Valores de Fator de Segurança.....	50





## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Abreviatura	Nome
Max	Máximo
FS	Fator de Segurança
<i>et alii; et aliae; e et alia</i>	<i>Et al.</i>
<i>PSI</i>	<i>Pounds Per Inch</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEMADEN	Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais
CEPED	Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres
CMB	Complexo Metamórfico Brusque
CPRM	Serviço Geológico Do Brasil
DNPM	Departamento Nacional De Pesquisa Mineral
EPAGRI	Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina
GUP	Grande Unidade de Paisagem
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MIT	<i>Massachusetts Institute of Technology</i>
NBR	Norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas
PNPDEC	Política Nacional de Proteção e Defesa Civil
SC	Santa Catarina

SIG Sistema De Informações Geográfica

UFSC Universidade Federal De Santa  
Catarina

UNESCO Organização das Nações Unidas Para  
a Educação, a Ciência e a Cultura

UNESP Universidade Estadual Paulista

USP Universidade De São Paulo

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Grandeza</b>	<b>Unidade</b>	<b>Símbolo</b>
Área	Metro quadrado	m <sup>2</sup>
Força	Newton	N
Pressão	Pascal	Pa
Tensão	Pascal	Pa
Comprimento	Metro	m
Tensão Normal Total	kPa	$\sigma$
Tensão Normal Efetiva	kPa	$\sigma'$
Tensões Principais	kPa	$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$
Tensão Cisalhante	kPa	$\tau$
Coesão	kPa	c
Coesão Efetiva	kPa	c'
Ângulo de Atrito	°	$\phi$
Ângulo de Atrito Efetivo	°	$\phi'$
Separador decimal		.

<b>Prefixo</b>	<b>Fator Multiplicador</b>	<b>Símbolo</b>
exa	10 <sup>18</sup>	E
peta	10 <sup>15</sup>	P
tera	10 <sup>12</sup>	T
giga	10 <sup>9</sup>	G
mega	10 <sup>6</sup>	M
quilo	10 <sup>3</sup>	k
hecto	10 <sup>2</sup>	h
deca	10 <sup>1</sup>	da
deci	10 <sup>-1</sup>	d
centi	10 <sup>-2</sup>	c
mili	10 <sup>-3</sup>	m
micro	10 <sup>-6</sup>	$\mu$
nano	10 <sup>-9</sup>	n
pico	10 <sup>-12</sup>	p
femto	10 <sup>-15</sup>	f
atto	10 <sup>-18</sup>	a



# SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	31
1.1	Justificativa.....	31
1.2	Objetivo geral.....	31
1.3	Objetivos específicos.....	32
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	33
2.1	Histórico de Brusque.....	33
2.2	Caracterização física dos solos.....	39
2.2.1	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	40
2.3	Resistência ao cisalhamento.....	41
2.3.1	Ensaio de cisalhamento direto.....	42
2.3.2	Critérios de ruptura.....	46
2.3.3	Parâmetros de resistência.....	48
2.4	Estabilidade de taludes.....	49
2.4.1	Método do equilíbrio limite.....	49
2.4.2	Norma brasileira de estabilidade de taludes.....	60
2.4.3	Aerofotogrametria.....	60
3	Área de estudo.....	64
3.1	Localização.....	64
3.2	Clima da região estudada.....	66
3.3	Geologia.....	67
3.4	Pedologia.....	70
4	MÉTODO.....	73
4.1	Coleta de dados.....	75
4.1.1	Coleta de solo.....	75
4.1.2	Aerofotogrametria.....	78
4.2	Ensaio laboratoriais.....	79
4.2.1	Cisalhamento direto.....	80
4.2.2	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	81
4.3	Análise de estabilidade multidirecional 3D.....	81
4.4	Análise probabilística de estabilidade.....	82
5	RESULTADOS.....	83

5.1	Índices físicos e granulometria .....	83
5.2	Caracterização microscópica.....	86
5.2.1	Microscopia eletrônica da face leste .....	86
5.2.2	Microscopia eletrônica da face oeste.....	87
5.3	Ensaio de cisalhamento direto.....	90
5.4	Resumo dos resultados laboratoriais .....	133
5.5	Aerofotogrametria .....	137
5.6	Análise de estabilidade de encostas .....	140
6	Conclusão.....	147
7	Sugestões.....	149
	REFERÊNCIAS.....	151

# 1 INTRODUÇÃO

O desequilíbrio socioambiental instalado no Brasil é, em parte, conforme Xavier (2004), fruto da acelerada expansão urbana que aconteceu no último século. Dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2010) apontam que em 1950 a população urbana brasileira representava apenas 36,16%, valor aumentado para 84,36% em 2010.

O município de Brusque (SC) localiza-se no vale do rio Itajaí e apresenta-se como importante destino empresarial por ser polo da indústria têxtil. A população Brusquense no censo demográfico de 2010 era de 105503 habitantes, distribuídos em aproximadamente 283km<sup>2</sup>, conforme IBGE (2010).

Conforme Goerl e colaboradores (2009) os eventos de deslizamento de encostas ocorridos em 2008 em Brusque tiveram forte influência antrópica. Os autores destacam, como principais causas dos deslizamentos, a ocupação indevida das encostas, os cortes com declividade acentuada, a ausência de medidas de contenção nos cortes e aterros e as drenagens inexistentes ou inadequadas.

Trabalhos que utilizam tratamentos estatísticos de dados para estudo de estabilidade de encostas, além de análises multidirecionais em três dimensões, mostram-se mais realistas com resultados balizados por índices de confiabilidade (APAZA; CAMARGO BARROS, 2014) e por permitirem análises de formas de relevo mais complexas (FREDLUND et al., 2016).

## 1.1 Justificativa

Devido a complexidade geológica da região, e de frequentes questionamentos sobre representatividade de amostragem em solos residuais com estruturas reliquias, é necessário empregar estudos sobre a variabilidade dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de acordo com a orientação da coleta do solo.

## 1.2 Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho é analisar estatística e multidirecionalmente a estabilidade de uma encosta localizada no bairro São Pedro a qual já foi palco de eventos de deslizamento, e

atualmente encontra-se como local com planejamento de instalação de moradias.

### **1.3 Objetivos específicos**

- ✕ Determinar área de estudos;
- ✕ Coletar um elevado número de corpos de prova de cisalhamento direto;
- ✕ Realizar levantamento aerofotogramétrico por aeronave remotamente pilotada;
- ✕ Determinar índices físicos e a distribuição granulométrica do material coletado;
- ✕ Analisar o material por microscopia eletrônica de varredura (MEV);
- ✕ Analisar os resultados de ensaios e determinar os parâmetros de cálculo de estabilidade;
- ✕ Realizar análise tridimensional de estabilidade de encostas;
- ✕ Realizar análise probabilística no perfil de menor fator de segurança encontrado em 3D;
- ✕ Analisar os resultados e apresentar conclusões que contribuam para o conhecimento geotécnico.



## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo aborda-se revisão sobre conceitos importantes para o presente trabalho.

### 2.1 Histórico de Brusque

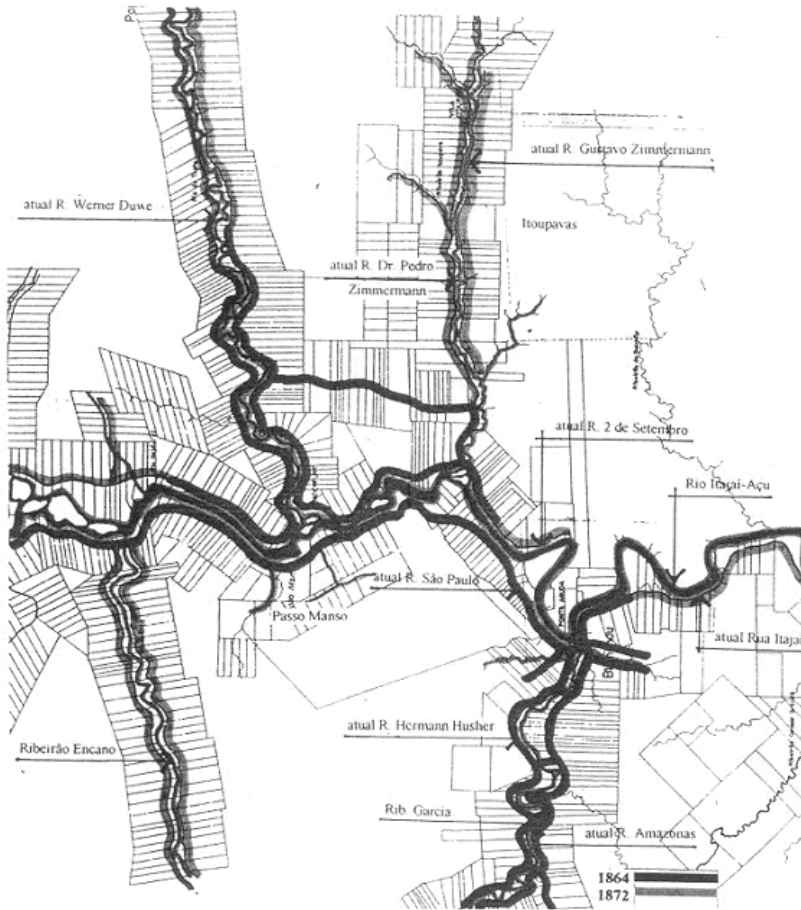
Conforme dados do IBGE (2018), do Portal da Cidade (2018), a instituição do município de Brusque deu-se em 1881, sob o nome de São Luiz Gonzaga, posteriormente alterado pelo decreto Estadual número 77 (17/01/1890) para Brusque em homenagem ao Dr. Francisco Carlos de Araujo Brusque.

A história de Brusque encontra-se relacionada com a colonização de Santa Catarina, iniciada em 1829 com a chegada dos primeiros imigrantes alemães. Em 1860, o presidente de província de São Pedro de Alcântara, Dr. Francisco Carlos de Araújo Brusque e o Barão Von Schneeberg acompanharam os colonos até as terras do vale (IBGE, 2017).

Segundo dados da Prefeitura de Brusque (2018), conforme o historiador Álisson Sousa Castro, o bairro onde esta pesquisa foi desenvolvida, São Pedro, chamou-se originalmente Alsacia e posteriormente teve seu nome originado da denominação da rua Peterstraße (em alemão), estrada do Pedro em tradução livre, ou Rua São Pedro.

O Portal da Cidade (2018) destaca que Vicente Só (Vicente Ferreira de Mello) “foi um dos primeiros a adentrar a mata e estabelecer moradia no alto de um morro”. Possivelmente para fugir das cheias do rio, o que marca o início da ocupação das encostas.

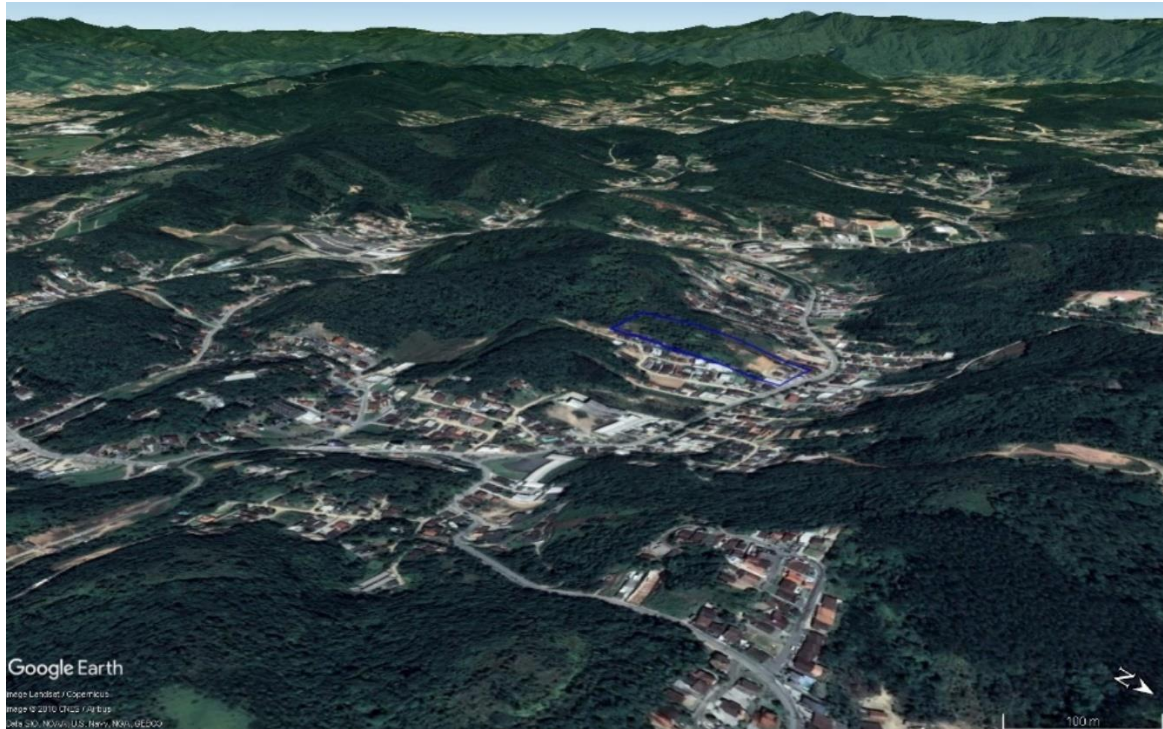
Conforme Santos (2012) as terras das colônias em Santa Catarina foram divididas em milhares de pequenas unidades. O autor cita que a demarcação foi realizada por técnicas de agrimensura, mas que as condições de relevo e distribuição dos lotes não permitia que a divisão fosse homogênea, o que resultou em lotes alongados cujos fundos localizavam-se nas cotas mais elevadas. A condição fez com que as elevações não fossem desmatadas por completo, mantendo-se reserva de madeira e lenha e passou a ser característica da colonização no sul do Brasil, de modo que pode ser verificada nos mapas de ocupação da colônia Blumenau (Figura 1) e nas propriedades rurais do vale do Itajaí até os dias atuais (Figura 2, fonte Google Earth).



*Figura 1 Planta da Colônia Blumenau - 1864.*

*Fonte: Acervo: Arquivo histórico José Ferreira da Silva.*

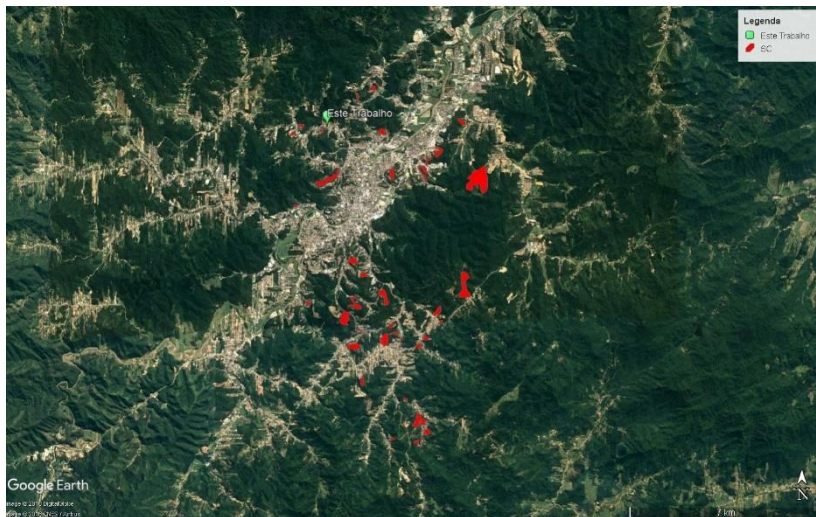
Uma edição colecionável do jornal Município Dia a Dia, em comemoração aos 152 anos de Brusque, em 2012, registra que a cidade foi atingida por eventos naturais por diversas vezes, sendo registro de deslizamento de encostas em 2008. Conforme os autores “o crescimento populacional, a ocupação desordenada do solo, falta de infraestrutura e muita chuva formaram uma combinação desastrosa”.



*Figura 2 - Imagem google da região estudada. Área de Estudos destacada em Azul.*

Goerl e colaboradores (2009) apresentam dados de eventos de deslizamentos de encostas ocorridos em 2008. Os autores citam que em Brusque os deslizamentos tiveram forte influência antrópica. Os autores atenderam a serviço do Centro de Estudos e Pesquisas em Engenharia e Defesa Civil (CEPED), 12 casos de movimentos de massa, nos bairros São Pedro, Limeira Baixa, Nova Brasília, Águas Claras, Azambuja, Cedrinho, Poço Fundo, Primeiro de Maio, Steffen e Bateas, sendo 67% do tipo translacional, 20% complexo/misto, 7% queda de blocos e 6% rotacional, com interdição das residências adjacentes em 53% dos casos. Foram destacados como principais causas dos deslizamentos a ocupação indevida das encostas, os cortes com declividade acentuada, a ausência de medidas de contenção nos cortes e aterros e as drenagens inexistentes ou inadequadas. Conforme os autores, nas cidades do vale, não diferente em Brusque, a ocupação das encostas deu-se para fugir das inundações da planície do rio o que apenas modificou o foco do problema.

O Serviço Geológico do Brasil (CPRM) em seu sistema de geociências (GEOSGB), disponibiliza dados de setorização de risco. Encontram-se registradas 46 áreas de risco de escorregamento no município brusquense, dos quais 31 já apresentam cicatriz de deslizamento e/ou risco remanescente de processos instalados em 2008 ou 2011.



*Figura 3 - Imagem google as áreas identificadas como risco pela CPRM e identificação da área deste trabalho.*

Dentre as áreas identificadas, a SR-041 encontra-se adjacente a área estudada na presente pesquisa (Figura 4). O setor SR-041 é composto por 3 casas afetadas por evento de movimento de massa de 2008. Os vistoriadores identificaram trincas, erosão e degraus de abatimento da ordem de metro. Os mesmos profissionais relataram saturação do dreno instalado.

Mesmo com os eventos citados, não há registro de deslizamentos no município de Brusque no Sistema Integrado de Informação sobre Desastres (S2iD) entre 2003 (início do sistema) e 2016. Como consequência da ausência dos registros, o Atlas Brasileiro de Desastres Naturais 1991 a 2012 (CEPED, 2013) apresenta a contagem de zero movimentos de massa, 12 enxurradas, 2 inundações e 2 vendavais.



**SETORIZAÇÃO DE RISCO - BRUSQUE/SC**  
**SR-041 - RUA SÃO PEDRO**



**LEGENDA**



SETOR	DATA	COORDENADA UTM	LOCALIDADE	DIAGNÓSTICO	SOLUÇÃO	Nº CASAS	Nº PESSOAS
58041	23-NOV-11 10:00-5:00AM	22 7 704480 703777	RUA SÃO PEDRO	ENCOSTA COM RISCO REMANESCENTE DE ESCORREGAMENTO PLANAR INSTALADO EM 2008. OBRA DE RETALHAMENTO APTADA POR EROSION, TRINCHAS E DEGRAUS DE ABATIMENTO DE SUAS OBRAS INSTALADAS NA BASE ENCONTRA-SE SUPERSTAVURADO DEMONSTRANDO INEFICIÊNCIA. AMEAÇA ESCOLA E POSTO SAÚDE.	RECONFORMAÇÃO DE ODE TALUDES, DRENAGEM SUPERFICIAL, DIMP E REVEGETAÇÃO	3	40



*Figura 4 - Setorização de Risco em Brusque, conforme CPRM.*

## 2.2 Caracterização física dos solos

A caracterização dos solos é realizada pelos seus parâmetros físicos, a partir de dados de ensaios laboratoriais, e de descrições de geologia de engenharia, o que permite descrever o material de acordo com suas propriedades.

Conforme Sandroni (1985) as características típicas dos solos residuais brasileiros podem ser resumidas de acordo com a Tabela 1.

*Tabela 1 - Densidade e Índice de Vazios para Solos Residuais Brasileiros.*

<b>Rocha Matriz</b>	<b>Densidade dos Grãos(g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Índice de Vazios</b>
<b>Gnaise</b>	2,60 – 2,80	0,3 – 1,1
<b>Quartzito</b>	2,65 – 2,75	0,5 – 0,9
<b>Xisto</b>	2,70 – 2,90	0,6 – 1,2
<b>Filito e Ardósia</b>	2,75 – 2,90	0,9 – 1,3
<b>Basalto</b>	2,80 – 3,20	1,2 – 2,1

Entende-se, conforme Bernardes (2003), que solos de alteração da mesma rocha podem apresentar grande dispersão nos resultados de índice de vazios.

Para Pastore e Fontes (1998), a classificação dos solos em geologia de engenharia tem o objetivo de prever seu comportamento mecânico e hidráulico a partir do conhecimento de sua forma de ocorrência e da geometria das camadas em estudo. Os mesmos autores descrevem sobre as classificações texturais, genéticas, convencionais e não convencionais e pode-se concluir que todos os métodos são úteis, porém não são capazes de substituir a determinação dos parâmetros físicos em laboratório.

A relação entre custo da execução de todos os ensaios necessários e importância de alguns dos dados assim obtidos faz com que a classificação seja a forma menos onerosa de tentar prever o comportamento do solo. Após extensa análise comparativa entre os diferentes sistemas de classificação dos solos tropicais Santos (2006) considera que os resultados não refletem o real comportamento dos materiais estudados. A autora destaca que a classificação miniatura, compactado, tropical (MCT) é muito utilizada na área da pavimentação, mas que a Microscopia

Eletrônica de Varredura (MEV) permite compreender as características dos materiais em consideração a sua gênese.

### 2.2.1 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

Diferentemente dos microscópios ópticos, os eletrônicos utilizam-se de feixes de elétrons (Figura 5, fonte Dedavid, Gomes e Machado, 2007), o que permite ao eletrônico atingir resoluções muito superiores àqueles que utilizam-se de luz branca (DEDAVID; GOMES; MACHADO, 2007).

Conforme Espíndola (2016), trata-se de ferramenta capaz de produzir a visualização tridimensional das estruturas imageadas. O autor explica que as imagens são virtuais, formadas pela transcodificação da energia dos elétrons emitidos pelo filamento de tungstênio quando aplica-se diferença de potencial entre 0.5kV até 30kV no capilar.

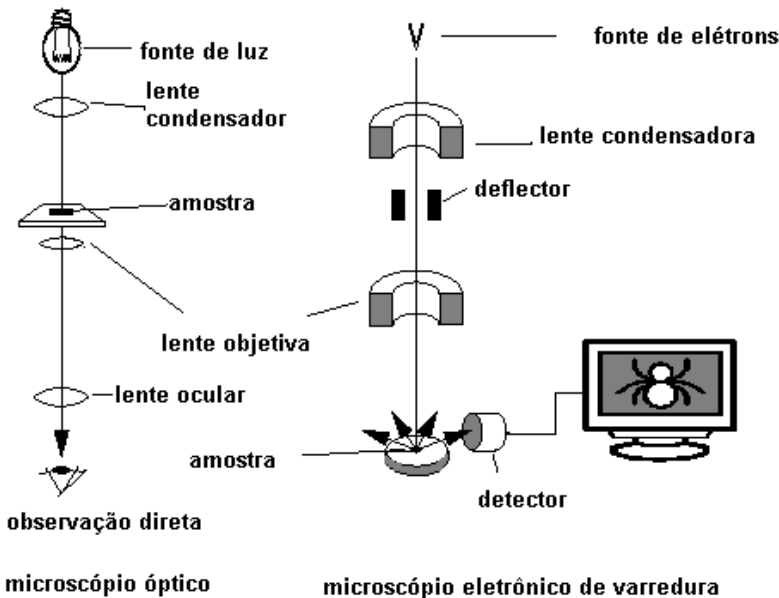


Figura 5 - Comparação entre microscópios óptico e eletrônico de varredura.

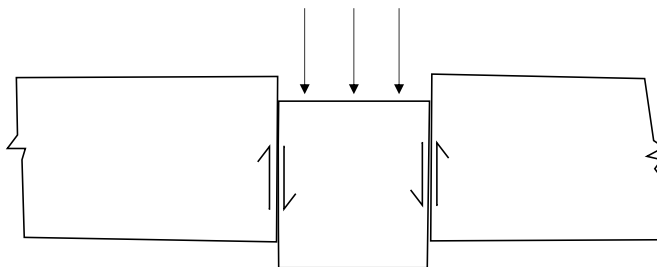
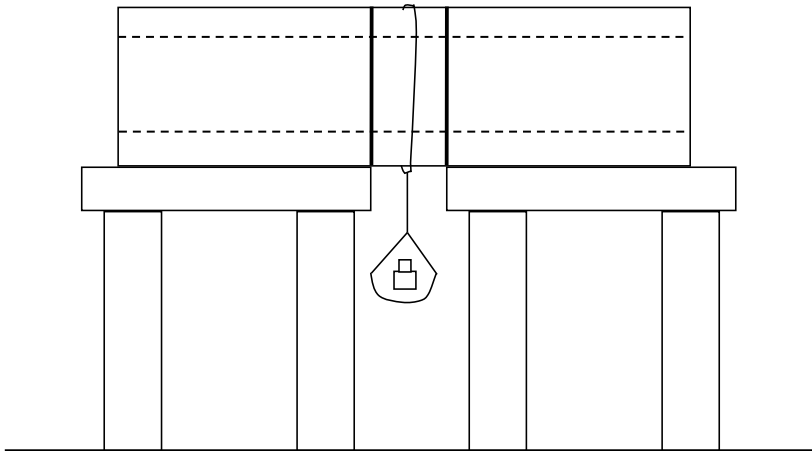


## 2.3 Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência por área unitária que o solo pode oferecer contra rupturas e deslizamentos ao longo de um plano interior. A resistência ao cisalhamento advém, conforme Gerscovich (2012), do contato entre os grãos, seja pelo atrito entre as partículas ou por existência de ligações físico-químicas (coesão) e pelo arranjo estrutural do material.

Espíndola (2011) lembra que nos ensaios tradicionais de resistência ao cisalhamento, compressão triaxial, cisalhamento anelar e cisalhamento direto, a identificação do ponto que define a ruptura do solo é interpretativa e depende do critério de ruptura adotado. É comum utilizar o valor da máxima tensão desviadora como sendo o ponto de ruptura do gráfico de tensão *versus* deformação.

Head e Epps (1986) explicam que a primeira tentativa de se medir os esforços de cisalhamento de um solo foi desenvolvida pelo engenheiro francês Alexandre Collin, em 1846. Utilizando-se de uma caixa deslizante de 350 mm de comprimento, na qual uma amostra de argila (40x40 mm) era levada ao “duplo cisalhamento” pela aplicação de uma carga, como ilustrado na Figura 6, Modificada de Head e Epps (1986).

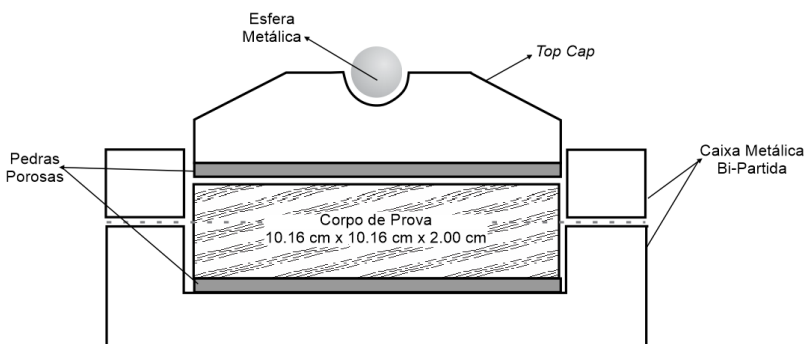


*Figura 6 - Modelo De Cisalhamento de Collin, 1846.*

### 2.3.1 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Sedundo Head e Epps (1986) o primeiro protótipo para os desenvolvimentos da caixa de cisalhamento direto foi construído por Bell em 1915, o que possibilitou as primeiras mensurações britânicas de resistência ao cisalhamento. A caixa de cisalhamento como é conhecida hoje foi projetada por Casagrande em Harvard, Massachusetts, em 1932, contudo os detalhes não foram publicados. A maior parte dos equipamentos de cisalhamento direto atuais tem seu deslocamento controlado através de um motor de velocidade fixa. O primeiro equipamento de deslocamento controlado foi desenvolvido por Gilboy (1936) no *Massachusetts Institute of Technology* (MIT).

O cisalhamento acontece dentro de uma caixa de metal rígido, bipartida longitudinalmente, onde o corpo de prova a ser ensaiado é posicionado (Figura 7). Uma força vertical é aplicada para simular o confinamento natural do solo. Faz-se uma metade da caixa de cisalhamento deslizar sobre a outra pela ação de uma força horizontal, de modo a romper o corpo de prova. O cisalhamento direto pode ser realizado através de forças horizontais controladas, ou por deformações controladas, com velocidade constante e força crescente (HEAD; EPPS, 1986).



*Figura 7 - Esquema de caixa de cisalhamento montada com corpo de prova.*

A execução do ensaio de cisalhamento direto encontra-se dividida em duas etapas: consolidação e ruptura do corpo de prova. Espindola e colaboradores (2011) explicam que o corpo de prova é considerado completamente saturado, ainda que não se possa comprovar essa condição, de modo que variações do volume do corpo de prova correspondem ao volume de água deslocada. Como, na etapa de consolidação, não ocorrem variações laterais do corpo de prova, variações volumétricas são função do deslocamento vertical sendo que a estabilização destes demonstra a conclusão da etapa de consolidação. A ruptura do corpo de prova acontece pela ação de um esforço horizontal, de modo a promover o deslocamento das caixas de cisalhamento. São efetuadas medidas da força horizontal e dos deslocamentos verticais em função do tempo. A determinação dos parâmetros de resistência

dá-se através da execução de, no mínimo, três ensaios com diferentes tensões de confinamento.

Além de determinar o ângulo de atrito interno entre as partículas e a coesão proporcionada por interações físico químicas, o cisalhamento direto possibilita determinar ângulo de atrito entre solos e diversos materiais, como concreto e madeira (DAS, 2014).

Particularidades são evidentes no cisalhamento direto, dentre as quais destacam-se a impossibilidade de controlar as pressões de água nos poros do solo, de modo que, para evitar interpretações errôneas de tensões efetivas, deve-se atentar para a velocidade de ensaio que deve ser menor em argilas a fim de possibilitar a dissipação das poropressões. A imposição da superfície de ruptura é outro ponto que merece atenção, já que deixa a representatividade do ensaio a cargo da amostragem do corpo de prova. O avanço de uma metade da caixa de cisalhamento sobre a outra promove a rotação do plano de ruptura para deformações significativas (MASSAD, 2010). Lambe e Whitman (1969) evidenciam o respaldo atribuído ao ensaio, por destacarem que é o mais simples e antigo método para investigação da resistência ao cisalhamento de solos.

Como o ensaio de cisalhamento direto tem execução relativamente simples, e seus resultados são bastante respeitados, diversos autores utilizam-se desse tipo de investigação. A Tabela 2 apresenta resultados em que foram realizadas comparações de parâmetros de resistência com a orientação da coleta de corpos de prova em relação com estruturas reliquiárias.

**Tabela 2 - Resultados de Cisalhamento Direto Inundado de Diversos Autores.**

Autor	Protólito	Orientação	c (kN/m <sup>2</sup> )	phi (°)
Waterkemper et al. (2017)	Xisto	Perpendicular	35.5	34.5
		Paralela	37.7	27.5
Vitto et al. (2017)	Xisto	Perpendicular	39	25
		Paralela	3	31.4
Vitto (2016)	Xisto	Perpendicular	17.28	37.97
		Paralela	17	38.51
		Perpendicular	14.5	40
		Paralela	8.51	46.88
		Perpendicular	18.71	37.14
		Paralela	20.19	38.63

<b>Autor</b>	<b>Protólito</b>	<b>Orientação</b>	<b>c (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>phi (°)</b>
		Perpendicular	15.55	37.33
		Paralela	31.25	34.52
		Perpendicular	18.41	37.37
		Paralela	22.89	36.85
Muller (2015)	Argilito	Perpendicular	4	35.7
		Paralela	18.2	29.8
Bernardes (2003)	Gnaiss	Perpendicular	16.4	30.4
		Paralela	15.1	24.8
	Gnaiss	Perpendicular	21.9	31.7
		Paralela	18.8	25.3
Sandroni (1985)	Quartzito Ferrítico	Perpendicular	50	27
	Quartzito Micáceo	Parapela	20	37
Durci e Vargas (1983)	Xisto	Perpendicular	100	27
		Paralela	78	28
	Filito Micáceo	Perpendicular	60	41
		Paralela	10	29
Maccarini (1980)	Gnaiss	Perpendicular	59	32.6
		45 Graus	60	33.0
		Paralela	46	31.4
Campos (1974)	Gnaiss Migmatítico	Perpendicular	52	23
		Paralela	40	22
	Gnaiss Migmatítico	Perpendicular	49	22
		Paralela	30	21

*Fonte: (WATERKEMPER et al., 2017) (VITTO et al., 2017), (VITTO, 2016), (MÜLLER, 2015) e (BERNARDES, 2003).*

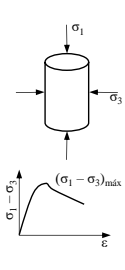
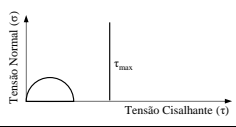
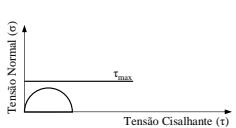
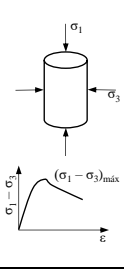
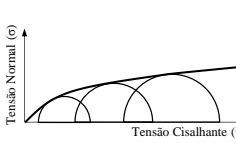
A respeito de variações de resultados para uma mesma unidade Lo (1970) observa que uma pronunciada dispersão é esperada em parâmetros de resistência em solos que contenham fissuras. A orientação de uma descontinuidade na direção do plano de ruptura provoca resultados de mínima resistência, enquanto o máximo de resistência dá-se ao ensaiar um corpo de prova que não apresente as descontinuidades em seu interior. Ao afirmar que a resistência ao cisalhamento de saprólitos é condicionada pelo intemperismo da rocha Dearman et al. (1978) reitera que as descontinuidades exercem grande influência.

Trabalhos que integram cisalhamento direto à geofísica como o de Vilar (2015), estudam estabilidade de taludes como Nervis et al. (2015), aplicações da interação entre solo e outros materiais como Dadalto e Dalmonech (2015), ou que investigam questões intrínsecas do ensaio como Souza (2015), além de trabalhos como Martins (2006) e Hummes (2007) que apresentam aparatos de grandes dimensões para avaliar resistência ao cisalhamento em resíduos antrópicos evidenciam importância e versatilidade do ensaio de cisalhamento direto.

### 2.3.2 CRITÉRIOS DE RUPTURA

A curva de tensão *versus* deformação define estados de tensões e conforme Gerscovich (2012) a escolha do estado que determina a ruptura do corpo de prova é arbitrária. O Quadro 1 (modificado de GERSCOVICH, 2012) exemplifica alguns dos critérios clássicos para definição da ruptura.

Quadro 1 - Critérios de Ruptura.

Critério	Condição	Determinação Experimental	Envoltória de Ruptura
Rankine	A ruptura ocorre quando a tensão de tração normal máxima ( $\sigma_{max}$ ) observada em ensaio de tração não confinada		
Tresca			
Mohr	A ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes ( $\sigma, \tau$ ) é tal que a tensão de cisalhamento é máxima; isto é $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = f(\sigma)$		

Em geotecnia, é usual utilizar-se o critério de Mohr-Coulomb, que tem por base a envoltória de Mohr, porém linearizada e passa a ser definida por uma reta:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (1)$$

Em que  $c'$  é o intercepto coesivo e  $\phi'$  a inclinação da reta. É importante ressaltar que estes parâmetros podem variar de acordo com as condições de ensaio.

A determinação da envoltória de Mohr-Coulomb dá-se pelo traçado de uma reta que tangencia as tensões de ruptura determinadas por ensaio (de cisalhamento direto, triaxial ou outro). A Figura 8 (modificada de GERSCOVICH, 2012) ilustra a determinação da envoltória a partir de picos de resistência.

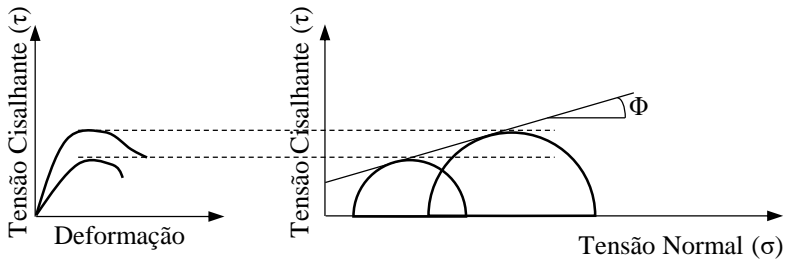


Figura 8 - Determinação da Envoltória de Mohr-Coulomb.

### 2.3.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A capacidade do solo de permanecer estável e suportar cargas depende, segundo Caputo (1973), de sua resistência ao cisalhamento uma vez que toda a massa de solo é movimentada quando essa resistência é excedida. Tradicionalmente divide-se a resistência ao cisalhamento dos solos entre os parâmetros de Coesão e Ângulo de Atrito Interno.

#### 2.3.3.1 Atrito Interno

O atrito entre dois corpos da-se quando existe um movimento relativo entre eles. Para explicar a resistência por atrito do solo Fiori e Carmignani (2009) apontam que o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) é resultado da tendência de movimento. Como a causa de qualquer movimento é a ação de uma força, entende-se a força de atrito como resistente, por opor-se à força que provoca o deslocamento. O termo atrito interno refere-se, conforme Caputo (1973), não apenas ao atrito físico entre as partículas, mas também ao “atrito fictício” advindo a interação entre as partículas. O autor explica que não há, no solo, uma superfície de contato nítida, mas uma “infinidade de contatos pontuais”.

#### 2.3.3.2 Coesão

As forças eletroquímicas de atração entre partículas conferem ao solo resistência por coesão (CAPUTO, 1973). Situações de podzolização de areias por percolação de óxido de ferro, como as estudadas por Silva (2016), ou cimentações de



origens variadas entre os grãos podem atribuir, segundo Guidicini e Nieble (1983), resistência por coesão a um determinado material.

Detaca-se que interações de pressão capilar de água contida no solo conferem a este resistência por coesão aparente, conforme Caputo (1973).

## **2.4 Estabilidade de taludes**

Para Massad (2010) as análises de estabilidade de taludes partem do princípio de que há um equilíbrio entre os esforços ativos, que tendem a causar a ruptura da encosta, e os passivos, que mobilizam resistência à ruptura. Por entender-se que a massa de solo estudada está na iminência de romper, diz-se serem métodos de equilíbrio limite, aqueles empregados no estudo da estabilidade de taludes.

Quanto aos métodos de projeto de taludes, Deere e Patton (1971) ressaltam três: Por experiências precedentes; Por experiências precedentes modificadas; e por cálculos de estabilidade. Para Guidicini e Nieble (1983) os métodos por experiência são mais econômicos, de modo que, o terceiro método fica limitado às situações em que se justifique os custos. Deere e Patton (1971) defendem a utilização dos primeiros métodos para primeiras aproximações.

Muitos são os métodos para análise de rupturas circulares, dentre as quais Guidicini e Nieble (1983) destacam a espiral logarítmica de Rendulic; Círculo de atrito e ábacos, ambos de Taylor; e o Método sueco ou das fatias.

### **2.4.1 MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMÍTE**

Os métodos para determinação da estabilidade de taludes que adotam o método de equilíbrio-limite fundamentam-se na hipótese de que no corpo, rígido-plástico, de solo na iminência do processo de escorregamento, existe equilíbrio (MASSAD, 2010).

#### **2.4.1.1 Método sueco ou das fatias**

Guidicini e Nieble (1983) explicam que o método sueco foi desenvolvido por Fellenius, valendo-se da análise estática de fatias do volume propenso ao deslizamento com seção circular.

O fator de segurança unitário representa o equilíbrio perfeito, de modo que para ser considerada estável, conforme NRB 11682 (2009), uma encosta deve apresentar FS superior a 1.5. FS menores do que 1, são fisicamente incoerentes já que representariam uma situação de rompimento do talude. O Quadro 2 apresenta valores de FS e seu grau de segurança.

**Quadro 2 - Valores de Fator de Segurança.**

<b>Grau de Segurança</b>	<b>Fator de Segurança Mínimo</b>	<b>Deslocamento Máximo</b>
Alto	1.5	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com: - Grau de segurança necessário ao local; - À sensibilidade de construções vizinhas - Geometria do talude, os valores assim calculados devem ser justificados
Médio	1.3	
Baixo	1.15	

*Fonte: NBR 11682 (2009).*

Como, na maior parte dos casos, não se conhece a superfície de ruptura, é frequente calcular-se o FS para diversos círculos com o intuito de encontrar aquele de menor fator de segurança, o qual indicará a própria superfície de ruptura. A Figura 9 (modificada de Vargas, 1972) ilustra a estimativa de várias superfícies, em que aquela com centro no ponto O' tem fator de segurança 3, no ponto O'' FS=2 e, finalmente, no ponto O''' o fator de segurança seria igual a 0.9, ou seja, representaria a ruptura do talude, de modo que o círculo crítico será AC e o fator de segurança 0.9. Refinando-se a malha de pontos, tem-se a possibilidade de traçar círculos de igual valor de FS.

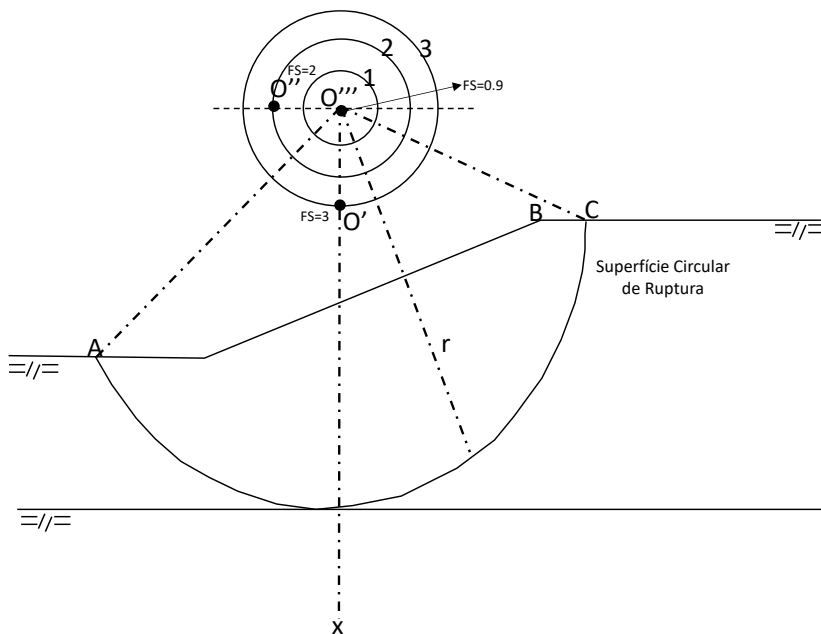
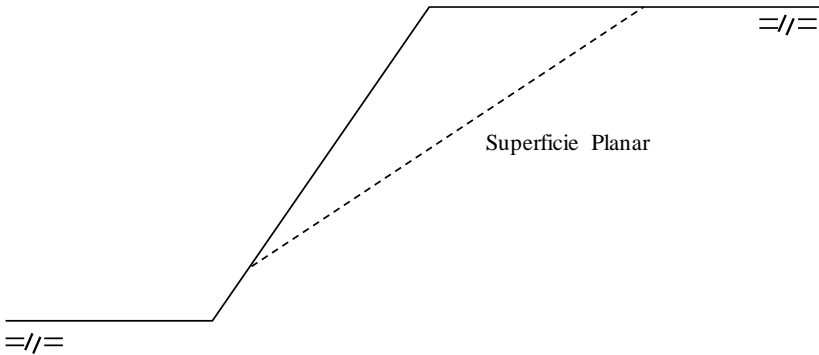


Figura 9 - Obtenção do Círculo Crítico.

#### 2.4.1.2 Superfícies planares

No caso de a encosta apresentar planos de fraqueza ou superfícies de contato entre materiais de resistência muito diferente, Gerscovich (2012) esclarece que devem-se avaliar as superfícies planares por taludes finitos, em que a inclinação do plano e da encosta podem não ser paralelas (Figura 10).



*Figura 10 - Superfície de Ruptura Planar.*

Para analisar superfícies planares em solos homogêneos, segundo Gerscovich (2012), deve-se buscar a condição mais desfavorável por meio da pesquisa de diversas inclinações de superfícies, da mesma forma como é feito para superfícies circulares, ilustrado pela Figura 9.

#### 2.4.1.3 Bishop simplificado

Conforme Guidicini e Nieble (1983), Fellenius considerou iguais as forças laterais para ambos os lados de uma fatia. Em 1952, Bishop apresentou uma contribuição, considerando, segundo Whitman e Moore (1963), uma interação entre fatias mais adequadas à realidade como pode ser visto na Figura 11 (modificada de Remédio, 2014).

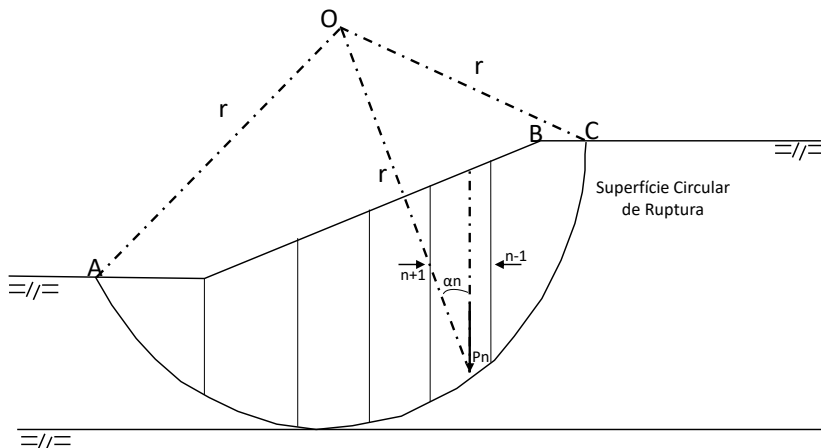


Figura 11 - Método de Bishop Simplificado.

Fiori e Carmignani (2009) apresentam a equação para o método de Bishop de forma que:

$$F_s = \frac{1}{\sum (P_n \text{sen} \alpha_n)} \sum \left[ \frac{(P_n + E_{n-1} - E_{n+1} - u_n' \cos \alpha_n) \tan \phi' + c' L_n \cos \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\text{sen} \alpha_n \tan \phi'}{F_s}} \right] \quad (2)$$

Onde:

$c'$  = Coesão

$\Phi'$  = Ângulo de atrito do solo

$P_n$  = Peso da fatia

$L_n$  = Comprimento da base da fatia

$l_n'$  = Comprimento da fatia

$u_n'$  = Pressão de água no centro da base da fatia

$\alpha_n'$  = Ângulo entre a vertical e o raio da superfície de

ruptura.

Os autores destacam que a diferença  $E_{n-1} - E_{n+1}$  pode ser considerada nula, sendo que o erro gerado por essa simplificação fica na ordem de 1%, e a análise torna-se muito mais simples chamada de método simplificado de Bishop (MASSAD, 2010).

$$F_s = \sum \left[ \frac{(c' l_n + P_n \tan \phi') \frac{1}{m_{\alpha n}}}{\sum P_n \text{sen} \alpha_n} \right] \quad (3)$$

sendo

$$m_{\alpha n} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \text{sen} \alpha_n}{F_s} \quad (4)$$

Aplicando (4) em (3), observa-se que o termo  $F_s$  acontece em ambos os membros da equação. Para resolver este tipo de equação recorre-se à cálculos iterativos, adotando-se um primeiro valor para o FS em (4) e calculando o resultado de (3). O procedimento é repetido até que os valores dos fatores de segurança sejam aproximadamente iguais.

#### 2.4.1.4 Janbu simplificado (1973)

O método de Janbu Simplificado resulta em superfícies de rupturas próximas das reais, e pode ser facilmente aplicado em computadores, além de poder ser realizado a partir de ábacos. As superfícies calculadas podem ser circulares ou não, e o cálculo do fator de segurança satisfaz o equilíbrio de forças e momentos, desprezando as forças interlamelares (SANTOS, 2005).

#### 2.4.1.5 Morgenstern e Price (1965)

Trata-se de um método rigoroso, não ignora as forças interlamelares, admite superfícies circulares e não circulares. O método de Morgenstern e Price provém resultados confiáveis para qualquer tipode solo, e é utilizado principalmente em encostas de solo estratificado, em que a superfície de ruptura tende a não ser circular (SANTOS, 2005).

#### 2.4.1.6 Spencer (1968)

O método rigoroso de Spencer, que considera as forças interlamelares constantes para todas as fatias, possibilita o cálculo de superfícies de ruptura circulares. O cálculo do fator de segurança satisfaz os equilíbrios de força e momento de forma

iterativa, ou seja, os cálculos são realizados até que os equilíbrios de forças e momentos convirjam para o mesmo valor de fator de segurança (SANTOS, 2005).

#### 2.4.1.7 Análises probabilísticas de estabilidade de encostas

Ainda que os parâmetros de resistência sejam bastante dispersos ao longo de um perfil de solo, por vezes, estes são considerados fixos na análises de estabilidade. A quantificação da incerteza relacionada a tal variação, segundo Apaza e Camargo Barros (2014), pode ser feita com métodos probabilísticos. Os autores destacam que a determinação de índices de confiabilidade e probabilidade de ruína permitem o entendimento do risco do projeto.

##### 2.4.1.7.1 Método FOSM

O método FOSM (*First-Order, Second-Moment*) é uma expansão de série de Taylor muito utilizado em geotecnia. É determinada a distribuição probabilística de uma função de  $n$  variáveis aleatórias. Os dados de entrada necessários são médias e desvios padrão, o que torna a resolução do problema bastante simples (MAIA; ASSIS, 2004).

A probabilidade de ruptura, segundo Christian e colaboradores (1994), define-se como a área com fator de segurança inferior a um, sob a curva de distribuição de probabilidades. Os autores exemplificam com projetos virtuais, com fatores de segurança e desvio padrão conforme a (Figura 12, de Christian, Ladd e Baecher ,1994), em que o probabilidade de ruptura do projeto A é menor, mesmo com fator de segurança mais baixo, devido ao desvio padrão.

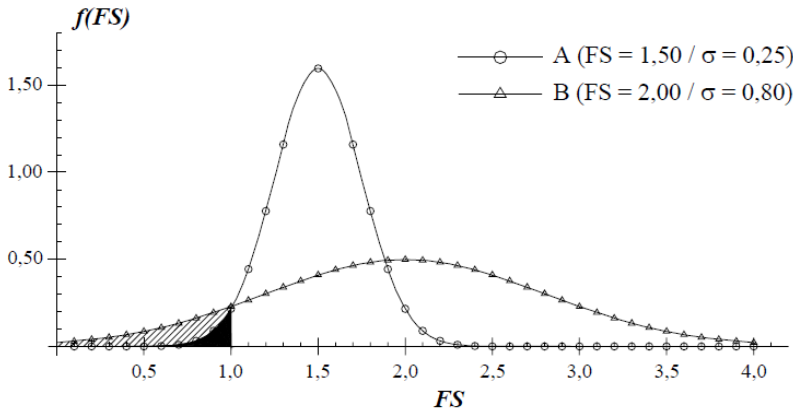


Figura 12 - Distribuição estatísticas com diferentes fatores de segurança e desvios padrão.

#### 2.4.1.7.2 Método alternativo de estimativas pontuais (APEM)

Proposto por Gitirana Jr. (2005) o *Alternative Point Estimate Method (APEM)* é, segundo Silva Júnior (2015), uma combinação entre o método de estimativas pontuais de Rosenblueth (1975, 1981) e uma aproximação da série de Taylor. O método de Gitirana é relativamente simples de ser utilizado, e foi citado por trabalhos como os de Fredlund, Thode e Van Zyl (2011), Fredlund e Gitirana (2011) e Petrovic, Hip e Fredlund (2016).

#### 2.4.1.7.3 Método de Monte Carlo

Utilizado pela primeira vez na Segunda Guerra Mundial, em pesquisas da bomba atômica, o método de Monte-Carlo obtém a distribuição de probabilidade utilizando-se de um grande número de combinações de valores das variáveis estatísticas (MAIA; ASSIS, 2004).

O número de combinações necessárias para que o método de Monte-Carlo seja aplicado depende do nível de confiança do projeto ou estudo. Harr (1987) estabelece que o número de determinações ( $N_{MC}$ ) é dado pela seguinte equação:

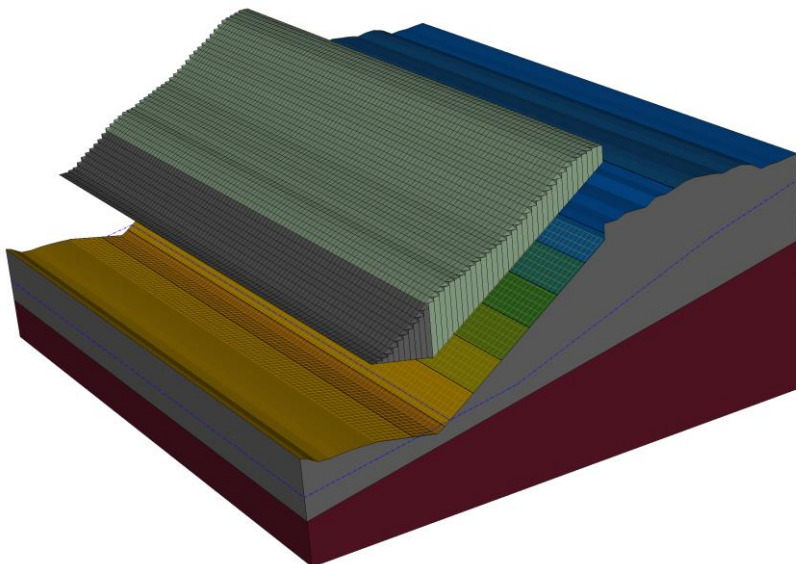
$$N_{MC} = \left[ \frac{Z^2}{4\alpha^2} \right]^n \quad (5)$$



#### 2.4.1.8 Análises multidirecionais em três dimensões

Conforme Fredlund e colaboradores (2016), as análises de estabilidade de encostas pelos métodos de equilíbrio limite têm sido feitas no âmbito de duas dimensões, devido a sua simplicidade e facilidade de execução. Os autores destacam, porém que as análises que não consideram a variação do solo na terceira dimensão tentem a ser conservadoras e, conseqüentemente, resultam em soluções de maior custo.

A forma da superfície de ruptura pesquisada tem forte influência no fator de segurança encontrado. Fredlund, Lu e Ivkovic (2017) explicam que uma das principais limitações das análises em duas dimensões é considerar a superfície infinita na terceira dimensão, como ilustrado na Figura 13 (FREDLUND; LU; IVKOVIC, 2017).



*Figura 13 - Estabilidade de Talude 3D, representativo de análise 2D.*

Para Fredlund e colaboradores (2016), o fato de os algoritmos para análises de estabilidade em 3 dimensões serem limitados a buscas de superfícies ao longo do eixo “x”, causava

grandes empecilho à utilização desses em casos reais. Os autores mostram que as buscas por superfícies de modo multidirecional na aplicação SVSLOPE desenvolvida pela *SoilVision Systems Ltd.* resulta em fatores de segurança mais realísticos, além de levar em conta o aspecto das encostas quanto a sua concavidade (Figura 14).

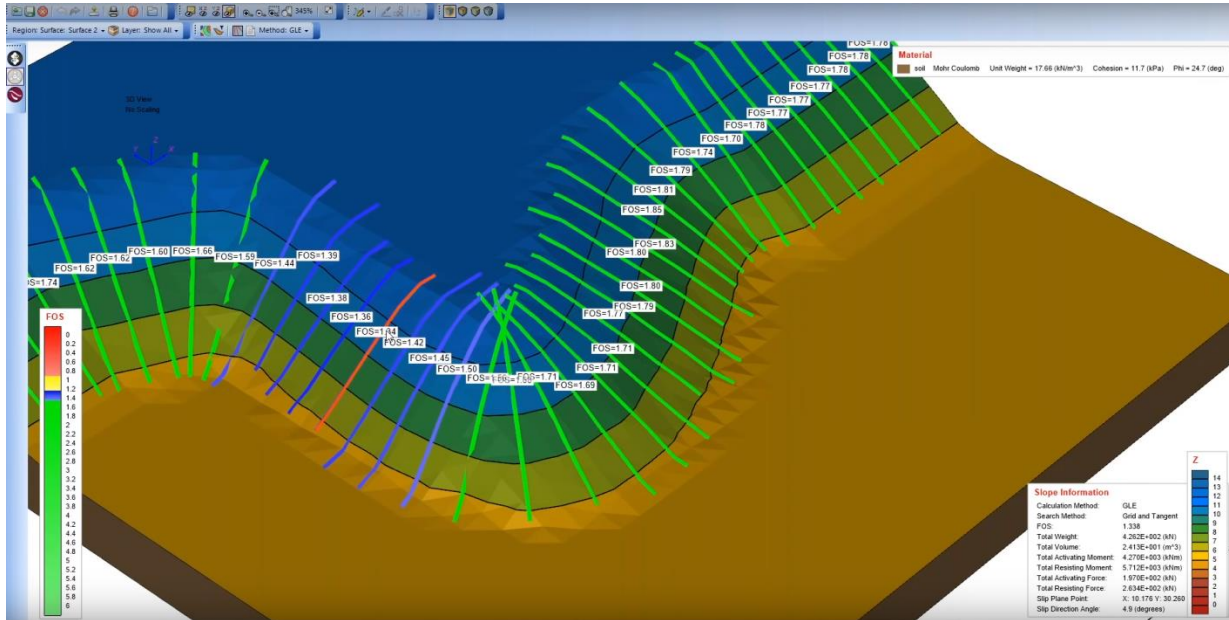


Figura 14 - Software SVSLOPE em análise sensível a concavidade da encosta.

#### 2.4.1.9 Considerações Sobre Cálculos de Estabilidade

Conforme Gerscovich (2012) os seguintes aspectos são de grande importância, independente do mecanismo de instabilização e do método utilizado para análise.

- Possibilidade de ocorrência de trincas de tração no início da superfície de ruptura e a necessidade de avaliar os efeitos de poropressão nestes casos;
- Ocorrência de rupturas progressivas, e necessidade de avaliação com parâmetros de resistência residuais;
- Determinar envoltórias condizentes com a situação de campo, isto é, para superfícies pouco profundas deve utilizar-se baixas tensões normais para evitar problemas com envoltórias curvas.

#### 2.4.2 NORMA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE TALUDES

A norma ABNT NBR 11689 (2009) para estabilidade de encostas foi desenvolvida por comissão de estudo de projeto e execução de contenções, passou por consulta nacional, revisão e nova consulta (entre junho e julho de 2009). Trata-se da segunda edição, que apresenta revisão técnica da primeira (de 1991), de forma a cancelar e substituir o texto inicial.

O texto normativo apresenta definições terminológicas, procedimentos de coleta, análise e interpretação quanto a estabilidade das encostas, além de diretrizes para investigações e regras de validação de dados de laboratório.

Sugere-se na norma que a variabilidade dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, seja levada em conta nos estudos de estabilidade de encostas. A definição dos parâmetros deve ser feita a partir de um mínimo de doze corpos de prova ensaiados por cisalhamento direto ou compressão triaxial. Segundo o texto, o procedimento estatístico considera a incerteza dos parâmetros de resistência, inclusive de amostragens reduzidas.

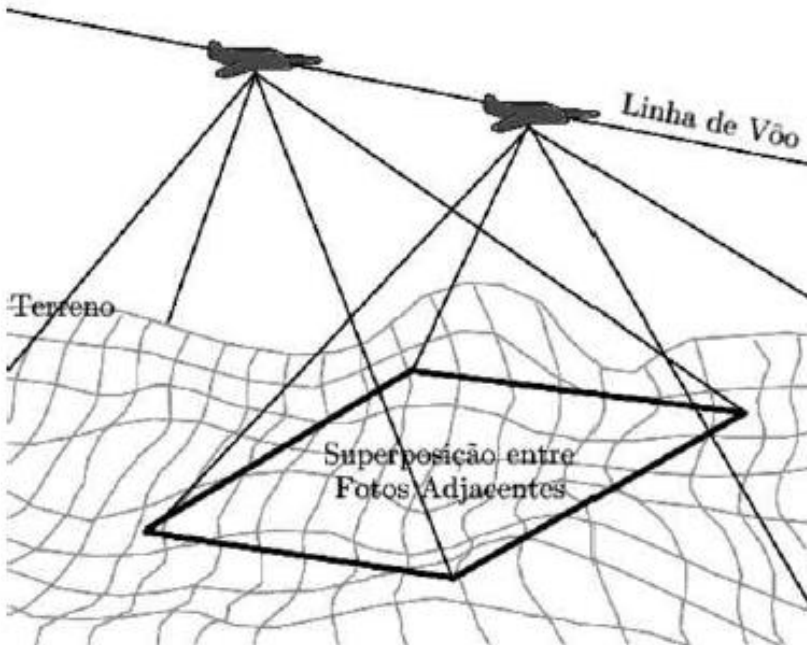
#### 2.4.3 AEROFOTOGRAMETRIA

Segundo Tommaselli (2009) a aerofotogrametria, ou fotogrametria aérea, é uma subdivisão da fotogrametria, em que o sensor fotográfico é instalado em uma aeronave.

A história da fotogrametria, segundo Coelho e Brito (2007), inicia-se em 1840, logo após a descoberta da fotografia em 1826, quando se propôs utilizar registros fotográficos em levantamentos topográficos. Os primeiros princípios fotogramétricos são datados de 1851 e o primeiro livro teórico dessa ciência é de 1889, o “Manual de fotogrametria” do alemão C. Koppe.

Para o entendimento da história da cartografia em nosso País, o trabalho de Archela e Archela (2008) “síntese cronológica da cartografia no Brasil”, apresenta fatos importantes dentre os quais destacam-se a primeira representação cartográfica do País, no planisfério de Juan de la Cosa, datado de 1500; O início dos levantamentos com operações de triangulação no Brasil, em 1886; A criação do serviço geológico e mineralógico do Brasil, em 1903, que passou a ser Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) 30 anos mais tarde, com o objetivo de produzir a carta geológica; A primeira operação estereofotogramétrica do País, realizada pelo exército em cooperação com a prefeitura do Rio de Janeiro – Distrito Federal à época, em 1914, ainda antes do meridiano de *Greenwich* ser adotado como referência para as longitudes, em 1935; Até a primeira empresa brasileira dedicada aos levantamentos aerofotogramétricos, em 1937.

A fotogrametria, conforme Coelho e Brito (2007), é conceituada de forma controversa por diversos autores, o que a torna difícil de definir. Etimologicamente o termo deriva do grego *photon* que significa luz, *graphos* (escrita), e *metron* (medições), ou seja, medições através da fotografia. Os autores destacam que, a grosso modo, pode-se entender fotogrametria como “a ciência e tecnologia de se obter informação confiável por meio de imagens adquiridas por sensores”, e explicam que nessa ciência busca-se transformar os dados do sistema bidimensional (fotografia) em um sistema tridimensional que represente, nesse caso, o terreno. Os mesmos autores acrescentam que o número de imagens envolvidas é variável, mas que necessita-se de ao menos duas fotos tomadas de ângulos diferentes e superpostas para possibilitar a estereoscopia (Figura 15, Fonte: Coelho e Brito ,2007).



*Figura 15 - Aquisição de imagens aéreas superpostas para estereoscopia.*

As imagens superpostas, quando alinhadas de acordo com a técnica Structure from Motion (SfM; ULLMAN, 1979), que em tradução livre significa estrutura pelo movimento, permitem a reconstrução tridimensional de uma cena e a definição de pontos com mesmas características e a criação de uma nuvem de pontos esparça. A partir da nuvem esparça, triangulações são feitas para determinar a nuvem de pontos densa, que da origem a modelos de superfície (VERHOEVEN, 2011).

Segundo Trindade e colaboradores (2015), a técnica se SfM consiste em identificar pontos chaves nas imagens, a partir de características como escala, orientação e localização, parear os pontos identificados como homólogos, e ajustar as projeções matriciais para a projeção tridimensional do alvo estudado. Os pontos encontrados passam por processo de adensamento e servem de base para a criação de modelo tridimensional. Os autores destacam que o método de aquisição de dados por aerofotogrametria utilizando SfM apresentam relativa simplicidade, baixo custo, boa descrição do terreno e possibilidade de descrição superior do terreno, quando comparado aos métodos clássicos de

topografia, que, segundo os autores, expõem os profissionais a riscos desnecessários.

Para Westoby e outros (2012), *Structure-from-Motion* é um método fotogramétrico de alta resolução e baixo custo, que opera sob os mesmos preceitos da estereoscopia, uma vez que as estruturas tridimensionais podem ser reconstruídas a partir de imagens com superposição, mas com a primordial diferença de não exigir os mesmos parâmetros de entrada, já que dados de calibração são obtidos por algoritmos de ajustes redundantes.

Trabalhos como de Hung (2018), em que os produtos de aerofotogrametria são examinados para atestar sua acurácia atestam a eficácia do método e a atualidade do tema.

### **3      ÁREA DE ESTUDO**

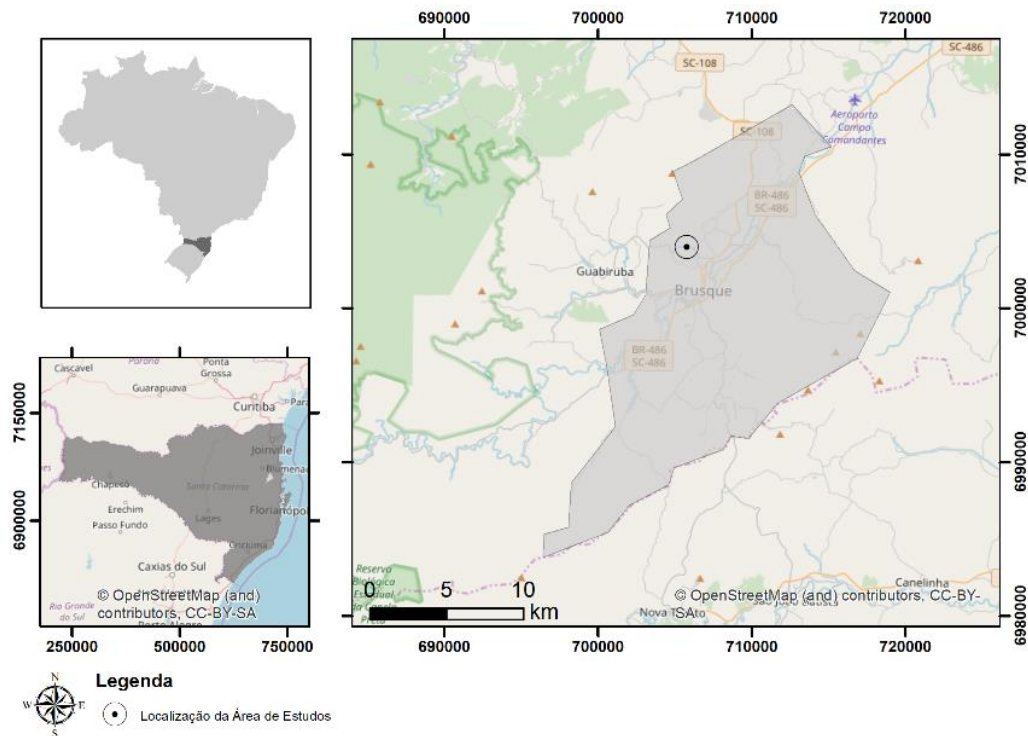
Esta seção apresenta aspectos relacionados a área estudada por esta pesquisa.

#### **3.1   Localização**

A área em estudo nessa pesquisa localiza-se no município catarinense de Brusque, no bairro São Pedro, nas proximidades das coordenadas 27°4'16.43"S e 48°55'30.81"O (Figura 16).

O acesso ao local, a partir da capital catarinense dá-se pela rodovia BR 101 até o entroncamento com a rodovia SC 410 combinada posteriormente à SC 108 e Rodovia Deputado Gentil Battisti Archer. Em Brusque, segue-se pela avenida Arno Carlos Gracher até a avenida Otto Renaux, Rua Antônio Matezolli, seguida de Rua Anita Garibaldi e São Pedro, na qual localiza-se a encosta.





*Figura 16 - Mapa de Localização da área de estudos.  
Datum Horizontal: Sirgas 2000.*

### 3.2 Clima da região estudada

O clima na região é determinado por Koeppen como do tipo Subtropical úmido de verão quente (Cfa), conforme Figura 17, modificada de (PANDOLFO *et al.*, 2002).

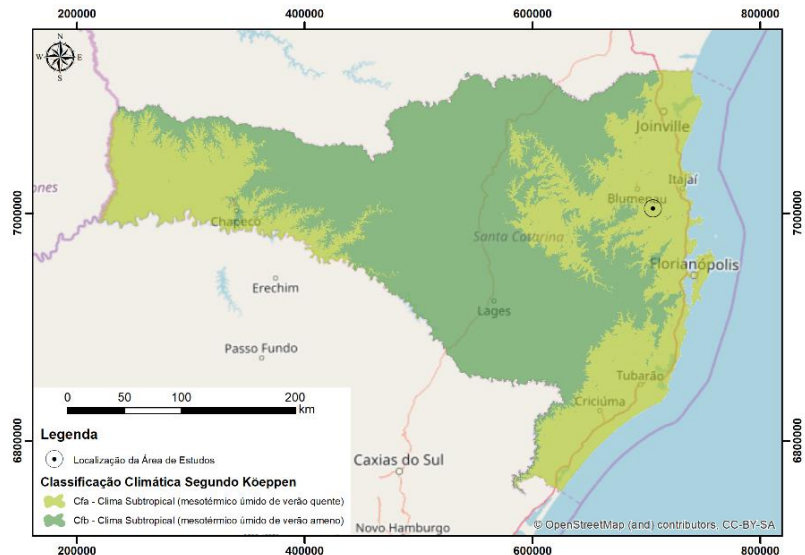


Figura 17 - Classificação climática de Köppen para Santa Catarina. Base de dados do OpenSteetMap (2015).

A proposta de zoneamento climático para o estado de Santa Catarina, (Figura 18) da EPAGRI (1999) classifica o estado em cinco Grandes Unidades de Paisagem (GUP), subdividida em 11 zonas agroagrícolas. A região encontra-se na Zona Agroagrícola 1A – Litoral Norte e vales dos Rios Itajaí e Tijucas, com temperatura anual média esperada entre 26 e 27.6°C e mínimas médias entre 15.4 e 16.8°C sendo a região com temperaturas médias mais altas de Santa Catarina. Esperam-se 96 a 164 horas de temperatura abaixo de 7.2°C entre Abril e Outubro. Brusque encontra-se na zona agroecológica mais úmida de Santa Catarina, com umidade relativa do ar entre 84.2 e 87.2% e precipitação anual esperada entre 1430 a 1908 milímetros, com 156 a 185 dias de chuva por ano, em tempos considerados normais.

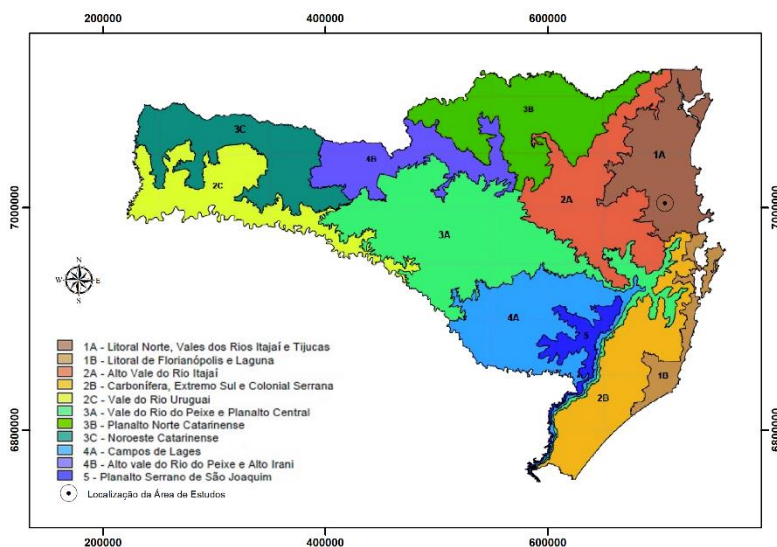


Figura 18 - Mapa de zonas agroecológicas de Santa Catarina.

### 3.3 Geologia

O escudo catarinense foi tema de diversos trabalhos. O mapa da Figura 19 representa um dos estudos desenvolvidos. De acordo com Philipp, e colaboradores (2016) o Complexo Metamórfico Brusque (CMB), área de cinturões deformados,

situado a leste do Escudo Catarinense, é uma faixa de direção NE-SW, com aproximadamente 45 km de largura e 75 km de extensão, sendo ela, separada em duas porções pelo Granito Valsungana (BASEI, 1985). Faz limite tectônico com a Zona de Transcorrência Itajaí Perimbó a noroeste e com a Zona de Cisalhamento Major Gercino a sudeste (PHILIPP et al., 2016).

Segundo Basei (1985) o Grupo Brusque, rochas metamórficas polifasicamente deformadas denominadas de Complexo Metamórfico Brusque, é constituído principalmente por metassedimentos representados por metapelitos, metapsamitos e matacarbonáticas com intercalações de calcissilicáticas e metabásicas.

E, de acordo com Philipp e colaboradores (2016), o CMB é composto por uma associação metavulcano-sedimentar constituída de filitos e xistos micáceos intercalados com semipelitos, quartzitos, rochas calcissilicáticas, mármore, xistos magnesianos e metavulcânicas básicas, podendo apresentar ocorrência de corpos graníticos tabulares. Sendo o CMB separado em cinco conjuntos litológicos, Subunidade Clástica – SC, Subunidade Química –SQ, Subunidade Clástico-Química – SCQ, Subunidade metavulcânica Básica – SMB e Subunidade Magnésiana – SMg, baseado em seus protólitos dominantes.

A subunidade Clástica é composta por metapelitos-metarenitos, quartzitos e metaconglomerados. Os metapelitos-metarenitos, conjunto litológico presente na área de estudo, compreendem xistos e filitos pelíticos, que quando são apresentados cor cinza esverdeada clara e escura, mas como os afloramentos são muito intemperizados, geralmente apresentam cor laranja avermelhada escura a amarronada. Entre os principais tipos ocorrem muscovita-clorita-quartzo xisto e filitos, muscovita-biotita-quartzo xistos e filitos com menor ocorrência de granada-muscovita-biotita-quartzo xistos (PHILIPP et al., 2016) .

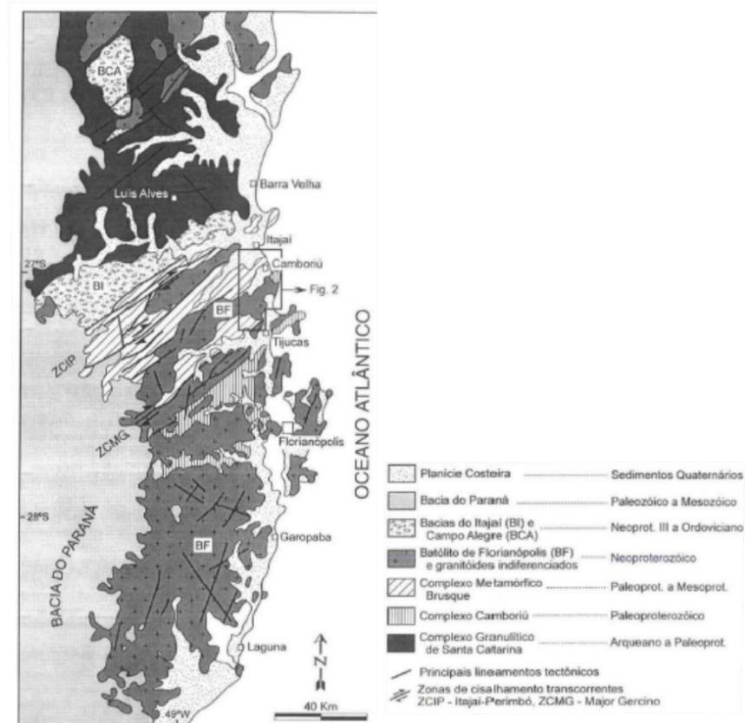


Figura 19 - Mapa geológico-geotectônico do escudo catarinense.

### 3.4 Pedologia

O primeiro registro dos estudos de solo como ciência são datados de 1880, quando, na União Soviética, DUKUCHAIEV reconheceu que o solo era resultado de interação entre diversos fatores e não apenas um amontoado de materiais em diferentes fazes de alteração e inconsolidados. A “Ciência do Solo” teve início por interesses agrícolas relacionados a fertilidade e minoritariamente, para mitigar problemas de erosão (IBGE, 2007).

O Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (EMBRAPA SOLOS, 2006) estabelece bases e critérios para conceituar e definir as classes de solo. Os Argissolos são conceituados como solos com evolução avançada, com processo de ferralitização incompleto, presença de paragêneses caulínica-oxidíca, virtualmente caulínica, ou com hidróxi-Al entre camadas. A identificação desse tipo de solo dá-se pela identificação de horizonte diagnóstico B textural com argila de baixa atividade. O horizonte B textural é encontrado logo abaixo do horizonte superficial. É comum que os argissolos tenham incremento no teor de argila entre o horizonte superficial para o B, e que a transição entre os horizontes A e B seja clara, abrupta ou gradual. A profundidade e drenagem da camada de solo é variável, a coloração pode ser avermelhada, amarelada, ou, mais raro, brunadas ou acinzentadas.

O mapa pedológico de Santa Catarina, de escala original 1:250000 produzido pela EMBRAPA (2004) classifica o material da área de estudos deste trabalho como Argissolo Vermelho Amarelo (Figura 20).

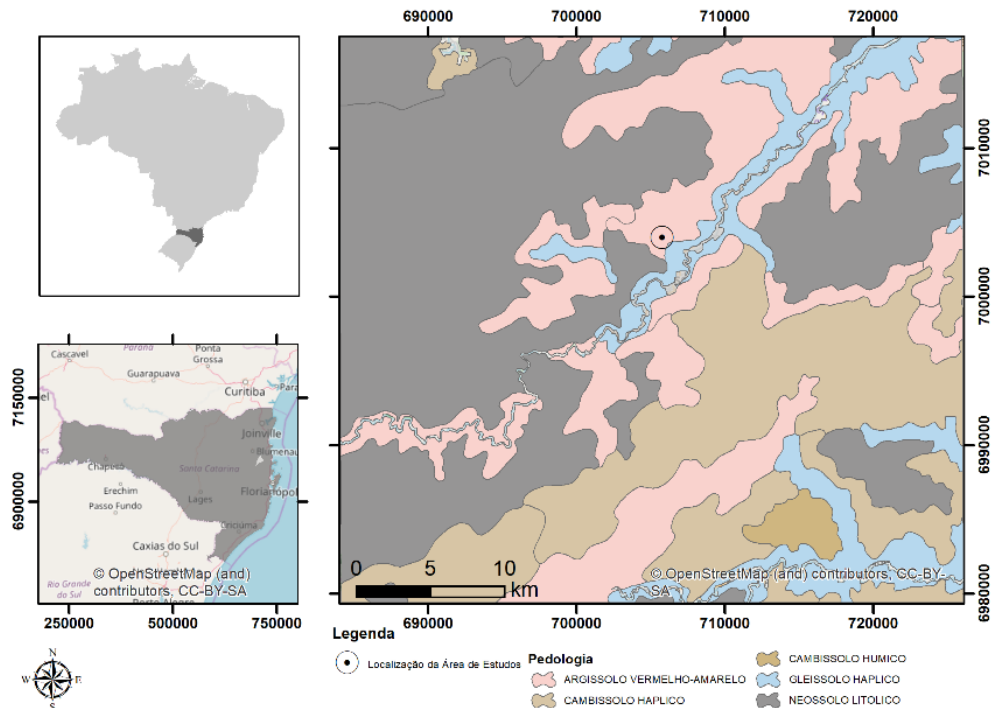


Figura 20 - Mapa Pedológico da área de estudos.





## **4 MÉTODO**

Neste capítulo são detalhados os métodos adotados para a execução desta pesquisa. A Figura 21 apresenta, em forma de fluxograma, os passos realizados.

A área a ser estudada compreende uma elevação em solo residual de xisto, a qual encontra-se com intervenções de retaludamento para uso e ocupação além de abrigar a cicatriz de um evento de deslizamento em 2008 (Figura 22). A localidade é vizinha a diversos relatos de instabilidade de encostas e foi escolhida para esta pesquisa por possibilitar o emprego dos métodos trabalhados.

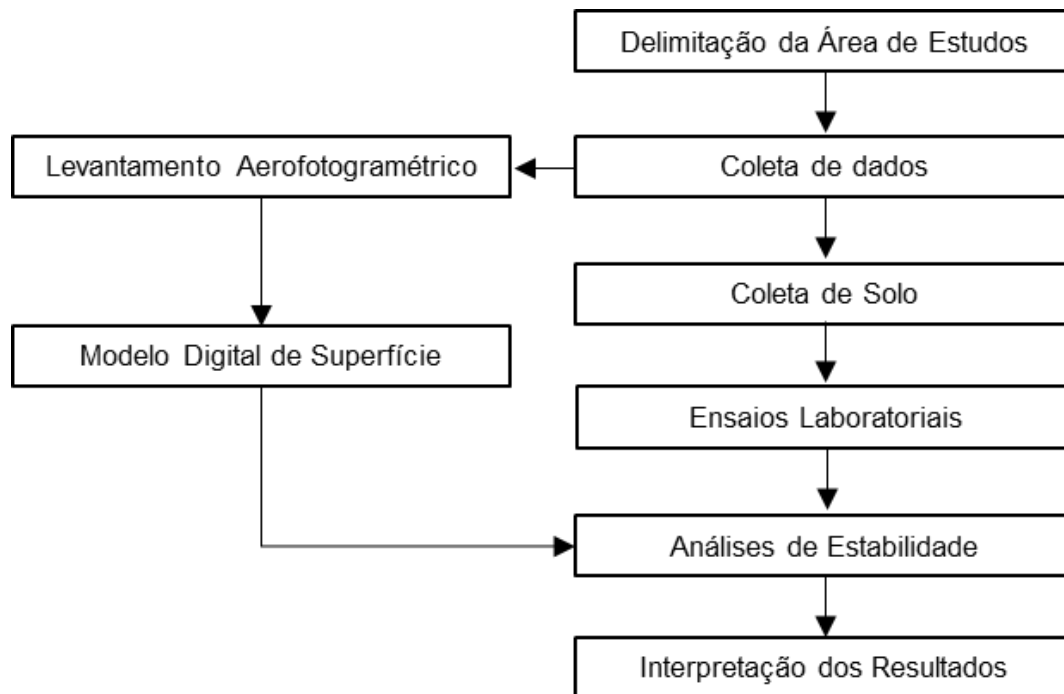


Figura 21 - Fluxograma explicativo do método adotado nesta pesquisa.



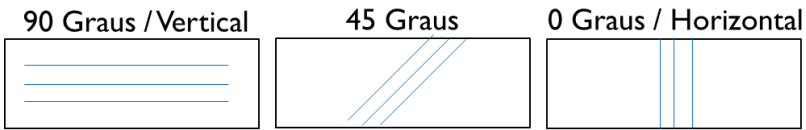
*Figura 22 - Imagem da área de estudos, cicatriz de deslizamento identificada em vermelho.*

## **4.1 Coleta de dados**

Os dados necessários para a realização desta pesquisa foram adquiridos por meio de trabalhos de campo e escritório. Coletou-se 213 corpos de prova estruturados de solo, amostras desestruturadas, levantamento aerofotogramétrico e registro de pontos de controle com GPS topográfico.

### **4.1.1 COLETA DE SOLO**

A coleta de material estruturado para ensaios de cisalhamento direto e de material desestruturado para ensaios de caracterização foi efetuada aos 8 dias do mês de Dezembro de 2017. A área de coleta foi dividida entre dez pessoas e, como o solo em estudo apresenta estruturas reliquias verticais e/ou subverticais, os corpos de prova (CP's) foram coletados com orientação horizontal ( $0^\circ$ ), vertical ( $90^\circ$ ) e a inclinados ( $45^\circ$ ) (Figura 23).



*Figura 23 - Orientação dos corpos de prova e estruturas reliquias.*

A coleta de material estruturado foi possível pela utilização de moldes em alumínio, com secção quadrada de 93,32cm<sup>2</sup> de área e com 2cm de altura. A moldagem dos CP's foi feita através da escarificação da encosta e cravação dos moldes de forma a não prejudicar a estrutura original do solo, como mostra a Figura 24.

Todos os corpos de prova foram envoltos por filme de PVC, identificados e acondicionados para transporte de modo a preservar sua integridade.

Cada CP foi pesado em balança com precisão de um centésimo de grama para determinação de índices físicos. Além do material estruturado, procedeu-se a coleta de material desagregado para possibilitar a execução de ensaios de granulometria, massa específica de sólidos passantes na peneira de 4,8mm e determinação de teor de umidade natural.



*Figura 24 - Moldagem Estruturada de Corpos de Prova em Encosta.*

#### 4.1.2 AEROFOTOGRAMETRIA

Programou-se uma aeronave remotamente pilotada para voar a cem metros acima da cota de decolagem, em voo automático, para tomada de fotos com 90% de sobreposição frontal e lateral (Figura 25).

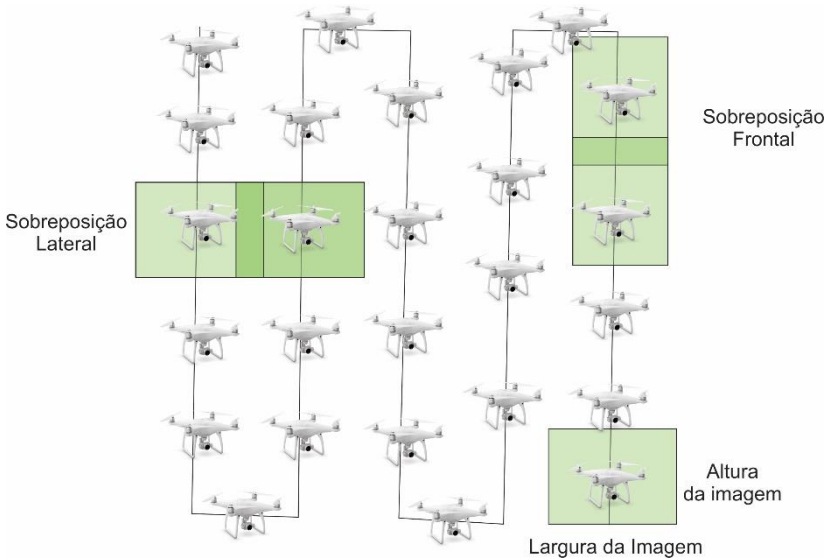


Figura 25 - Esquema de sobreposição de imagens.

Utilizou-se de placas de cerâmica marcadas com fita vermelha de modo que fosse possível identificá-los em fotografia aérea para identificar pontos em que tomaram-se coordenadas por GPS topográfico. Feições reconhecíveis (Figura 26), como bordos de esquinas, e tampas de boeiros também foram utilizadas de modo a conferir acurácia ao modelo gerado.



*Figura 26 - Pontos de controle identificados em fotografia.*

## **4.2 Ensaios laboratoriais**

Em laboratório, após os trabalhos de campo, procedeu-se com a determinação do teor de umidade natural do solo, além da preparação de amostra para os ensaios de caracterização, conforme a norma NBR 6457 - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização (1986), ensaios de massa específica dos sólidos passantes na peneira 4,8mm, e granulometria. A determinação dos teores de umidade do solo foi realizada de acordo com a norma ASTM D4959 (2016), em três capsulas metálicas.

Para a determinação da massa específica dos sólidos passantes na peneira de 4,8mm, procedeu-se conforme a ABNT - NBR 6508 (1984a), em que 60 gramas de solo foram mantidos imersos em água destilada por, no mínimo, 12 horas, e, posteriormente transferidos a um picnômetro de 500 mL para aplicação de pressão negativa de 80mmHg por 15 minutos, seguido de outro período de igual duração com o picnômetro completo até 1cm de sua borda. Para cada amostra estudada, executaram-se duas determinações e os resultados não tiveram diferença maior do



que  $0,02\text{g/cm}^3$ . A massa específica dos grãos foi utilizada para cálculo dos índices físicos dos materiais.

A distribuição granulométrica das amostras em estudos foi obtida pelos procedimentos previstos na norma brasileira ABNT NBR 7181 (1984b), em que 120g de solo (passante na peneira de 2mm) foi mantido em solução de hexametáfosfato de sódio com concentração de 45,7g/L por no mínimo 12 horas. O solo com defloculante foi vertido em proveta de 1L, onde após agitação leu-se a densidade do meio em intervalos definidos de tempo. Após 24 horas o material foi lavado na peneira de 0,075mm, e a fração retida seca em estufa ( $100^\circ\text{C}$ ) e peneirada nas peneiras de 1,18, 0,6, 0,42, 0,25, 1,15 e 0,075 milímetros de malha. Os resultados de granulometria possibilitaram a caracterização textural dos materiais em análise.

#### 4.2.1 CISALHAMENTO DIRETO

Os 200 corpos de prova de cisalhamento direto foram ensaios na prensa do Laboratório de Mecânicas dos Solos (LMS) da UFSC, em corpos de prova de  $186,64\text{cm}^3$ , com velocidade de avanço de 0.307 milímetros por minuto.

A prensa de cisalhamento direto do LMS é do tipo automatizada, e o ensaio acontece com deformação controlada pelo avanço de velocidade fixa. O registro dos dados do ensaio é feito em computador através de célula de carga e extensômetro conectados a um sistema de aquisição de dados. A aplicação computacional para análise dos dados foi desenvolvida por Espíndola e colaboradores (2011).

Para a obtenção das envoltórias de ruptura, procedeu-se conforme descrito por Head (1986) com um corpo de prova por estágio de cisalhamento. As envoltórias foram compostas por 4 pontos cada, com tensões normais aplicadas de 34, 50, 82 e 135  $\text{kN/m}^2$ . A etapa de consolidação dos corpos de prova foi paralizada ao verificar-se a estabilização das deformações verticais.

Os resultados foram plotados em gráficos individuais de cada envoltória e em gráficos agrupados em quem podem ser analisados dados em conjunto, o que é uma das diretrizes na norma brasileira de estabilidade de encostas ABNT NBR 11682 (2009).



#### 4.2.2 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

As análises de microscopia eletrônica de varredura (MEV) foram realizadas no Laboratório Central de Microscopia Eletrônica de Varredura (LCME) da UFSC, em equipamento JEOL de modelo JSM 6390LV. O material desagregado foi posicionado em *stubs* com cola de carbono e recobertos com ouro. A resolução do microscópio é de 3  $\mu\text{m}$ , o que permite o imageamento de microestrutura em minerais em solos e rochas e possui espectrometria de raios-x por energia dispersiva acoplado.



*Figura 27 - Stubs preparados para microscopia eletrônica.*

#### 4.3 Análise de estabilidade multidirecional 3D

Os parâmetros de resistência, dados de caracterização, profundidade de camada de solo e o modelo de relevo foram tratados na suíte de aplicativos *SVOffice da SoilVision Systems Ltd* e analisados de forma multirecional em 3D.

Utilizou-se dos métodos de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado, Morgenstern Price e Spencer de modo que os resultados obtidos foram comparados para o entendimento do modelo que melhor representa a condição real.

A utilização de vários métodos justifica-se pois evita a interpretação errônea pela não identificação de superfície crítica por questões intrínsecas destes.

A densidade das malhas de elementos finitos foi variada de acordo com os resultados obtidos e o tempo de processamento. Sabe-se que quanto mais discretizado o modelo,

mais fiel o resultado, porém o tempo de processamento cresce de forma não linear, e, por vezes, inviabiliza a análise.

A profundidade do nível d'água foi variada de acordo com o resultados obtidos, de forma que buscou-se encontrar aquela que representasse condição de ruptura.

Foram analisadas superfícies de ruptura delimitadas por região de entrada e região de saída, com variadas direções de ruptura.

Durante as análises, notou-se que o método de Janbu Simplificado resultava nos menores fatores de segurança, e, para possibilitar um maior número de verificações, adotou-se esse método em detrimentos dos demais.

#### **4.4 Análise probabilística de estabilidade**

A partir da região de menor fator de segurança encontrado nas análises tridimensionais, escolheu-se o perfil bidimensional para a análise probabilística.

O nível d'água utilizado foi aquele que gerou a condição de iminência de ruptura nas análises 3D e os parâmetros de resistência e peso específico mantiveram-se iguais aos da análise tridimensional.

O método de cálculo de estabilidade foi o de Janbu Simplificado, com cento e cinquenta mil superfícies, de mil lamelas, calculadas por até dez mil iterações e otimizadas por até cinco mil iterações. O método de amostragem probabilística foi o método alternativo de estimativas pontuais (APEM) e permitiu-se que a localização da superfície crítica fosse flutuante durante a amostragem.

## 5 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados desta pesquisa.

### 5.1 Índices físicos e granulometria

A distribuição granulométrica e os índices físicos dos solos são fatores de grande importância para sua descrição. A partir desses dados é possível ter noção do tipo de material, sua densidade e estimar seu comportamento mecânico para julgar se os resultados encontram-se de acordo com o esperado. A Tabela 3 apresenta os índices físicos dos setores estudados.

**Tabela 3 – Índices Físicos.**

Setor	$Y_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Y_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Y_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Y_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	e
1	26.77	11.67	14.51	17.26	1.29
2	26.67	11.77	14.91	17.26	1.27
3	27.65	12.36	15.69	17.85	1.23
4	26.58	12.26	15.40	17.75	1.13
5	26.97	13.14	17.95	20.30	0.65
6	27.85	12.26	15.20	17.75	1.28
7	26.77	13.14	16.57	18.14	1.03
9	25.20	13.93	16.08	18.34	0.81
10	27.65	12.16	14.32	17.65	1.29
11	26.48	11.96	14.91	17.36	1.21
12	26.87	13.04	15.40	18.14	1.06
13	27.16	11.67	14.12	17.26	1.33
14	26.87	12.75	15.10	17.95	1.11
15	27.26	14.12	16.28	18.83	0.93
16	27.07	12.94	15.30	18.04	1.09

Os resultados de granulometria (conforme ABNT, 1984b) são apresentados resumidamente na Tabela 4.

Tabela 4 - Resultados de Granulometria.

Setor	Frações Distribuídas (%)				
	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
1	0.22	61.92	23.18	14.15	0.54
2	2.45	64.89	18.34	13.29	1.03
3	4.69	64.75	18.03	12.34	0.20
4	3.61	61.60	15.17	18.80	0.82
5	2.07	42.28	21.31	20.58	13.77
6	5.25	54.41	20.02	19.33	0.99
7	9.09	44.00	13.05	27.83	6.03
9	0.39	31.99	14.73	32.59	20.29
10	0.40	32.83	25.16	23.94	17.67
11	4.38	52.30	5.03	23.36	14.92
12	0.93	41.42	6.23	32.43	18.99
13	3.06	36.95	9.91	25.96	24.12
14	1.06	38.94	11.95	32.36	15.69
15	0.13	24.19	26.88	28.26	20.54
16	0.40	29.24	22.63	32.27	15.47

As curvas de distribuição granulométricas (Figura 28) apresentam os mesmos dados de forma gráfica, e a comparação entre os setores pode ser feita de imediato.

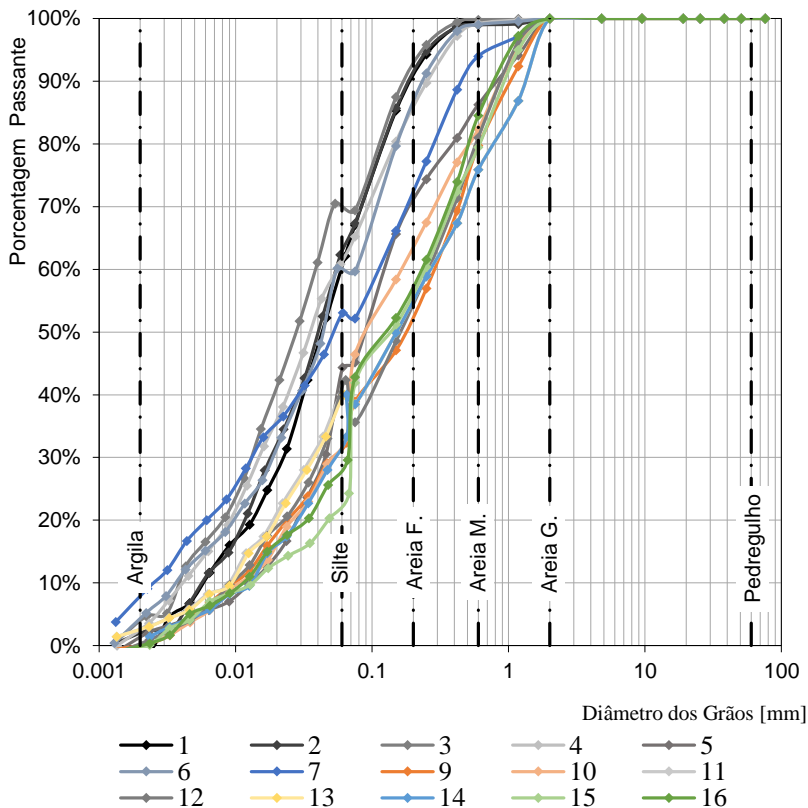


Figura 28 - Curvas Granulométricas.

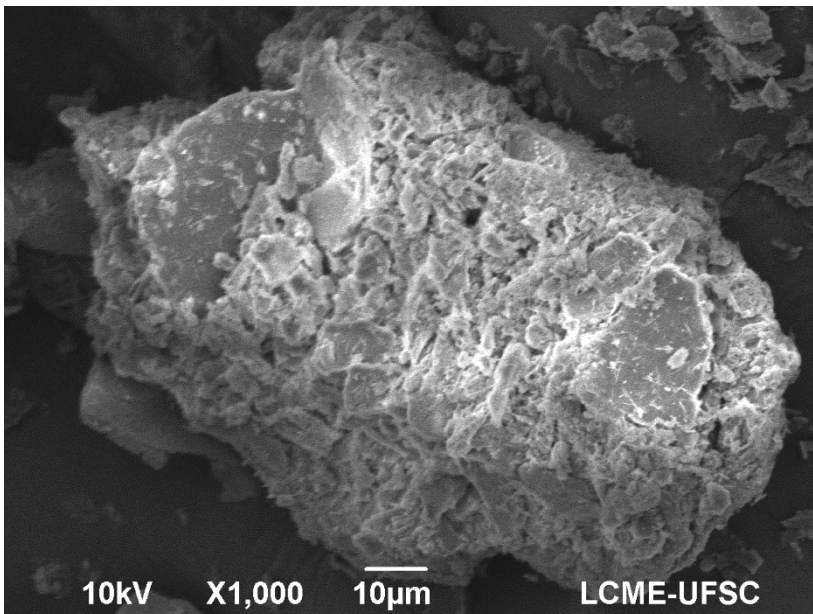
Todos os solos estudados são silte arenosos a areno siltosos, apresentam peso específico entre  $17.26\text{kN/m}^3$  e  $18.83\text{kN/m}^3$ , registra-se a existência de um setor com peso específico de  $20.3\text{kN/m}^3$ , porém trata-se de local em que todos os resultados destoaram de seus pares. Os resultados de peso específico dos sólidos, entre  $26.48\text{kN/m}^3$  e  $27.85\text{kN/m}^3$ , salvo o setor 9 com  $25.20\text{kN/m}^3$ , ficaram de acordo com a Tabela 1, de Sandroni (1985) para solos residuais de xisto. Os resultados de índice de vazios ficaram entre 0.65 e 1.33, com máximos acima do especificado pelo referido autor, mas dentro do esperado por Bernardes (2003) que destaca a dispersão dos resultados para este parâmetro.

## 5.2 Caracterização microscópica

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) realizada nas amostras de solo permitiram caracterizar microscopicamente os materiais estudados. Os resultados obtidos por essa análise são apresentados e discutidos nessa seção.

### 5.2.1 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DA FACE LESTE

Os setores localizados na face leste tiveram seus solos analisados por MEV e EDS de forma que os resultados obtidos permitiram acreditar que os filossilicatos presentes são grãos de caulinita, possivelmente (Figura 29).



*Figura 29 - Grão de filossilicato, a 1000 aumentos, presente na fração argila da face leste.*

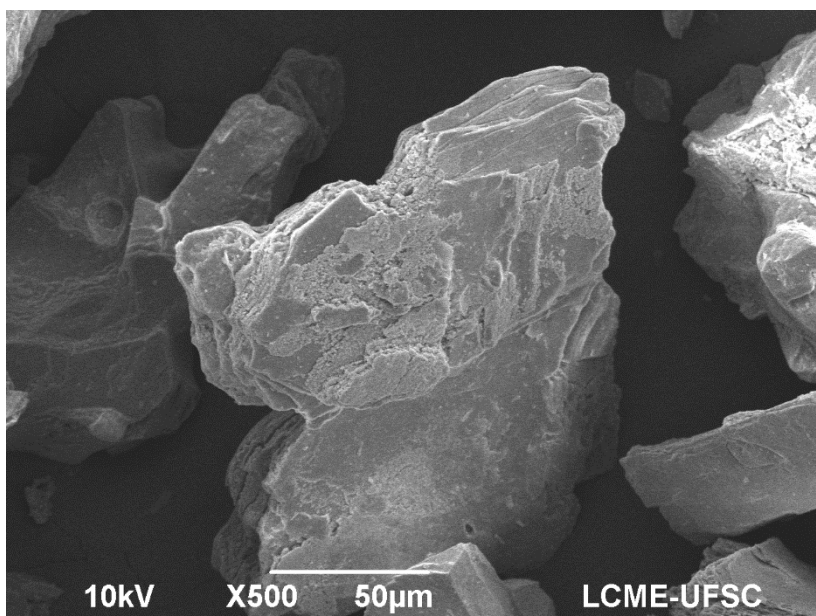
A análise espectrométrica de EDS resultou nos dados presentes na Tabela 5.

*Tabela 5 - Resultados de EDS para o solo da face leste.*

	O-K	Al-K	Si-K	K-K
2 03(1)_pt1	43.29	24.19	31.45	1.06
2 03(1)_pt2	43.54	24.72	31.05	0.68
2 03(1)_pt3	45.39	24.09	30.18	0.34
2 03(1)_pt4	32.70	22.07	33.94	11.29
2 03(1)_pt5	38.51	25.44	33.67	2.37
2 03(1)_pt6	25.73	28.26	36.91	9.10

## 5.2.2 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DA FACE OESTE

A análise por MEV da fração argilosa solo do setor oeste da encosta estudada evidenciou cristais de filossilicatos, possivelmente caulinita (Figura 30).



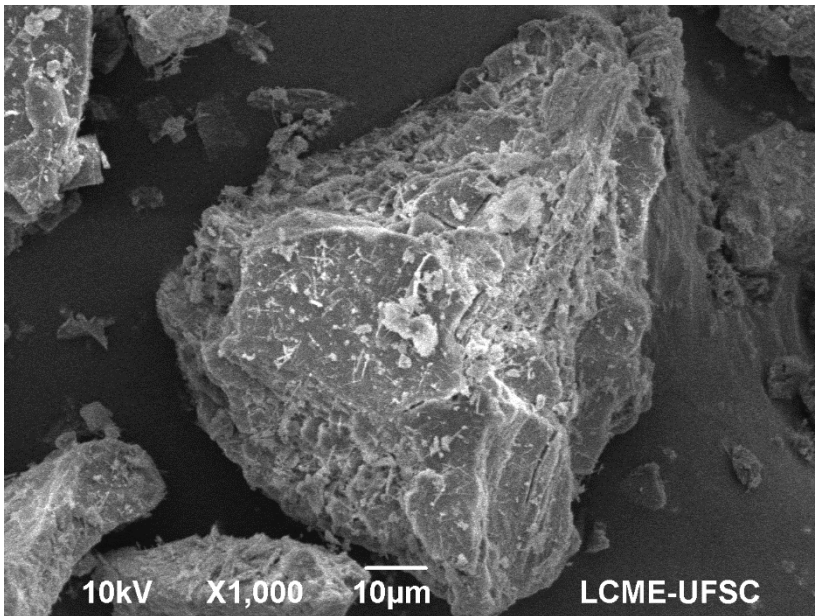
*Figura 30 - Grão de filossilicato, a 500 aumentos, presente na fração argila da face oeste.*

A espectrometria por energia dispersiva (EDS) realizada em conjunto ao MEV resultou nos dados presentes na Tabela 6.

*Tabela 6 - Resultados de EDS para o solo da face oeste.*

	O-K	Al-K	Si-K	K-K	Fe-K
1 03(1)_pt1	35.32	19.20	27.40	8.56	9.53
1 03(1)_pt2	27.97	11.05	14.72	3.84	42.41
1 03(1)_pt3	30.23	12.29	14.55	4.77	38.16
1 03(1)_pt4	34.36	13.28	16.56	1.68	34.11
1 03(1)_pt5	27.33	11.09	12.74	1.10	47.74
1 03(1)_pt6	20.13	4.59	4.26	0.33	70.68

Como os resultados de cisalhamento de um setor da face oeste apresentaram-se diferente de seus pares, o solo deste foi analisado em MEV de forma separada. A Figura 31 mostra a imagem formada pela análise do solo deste setor, a 1000 aumentos.

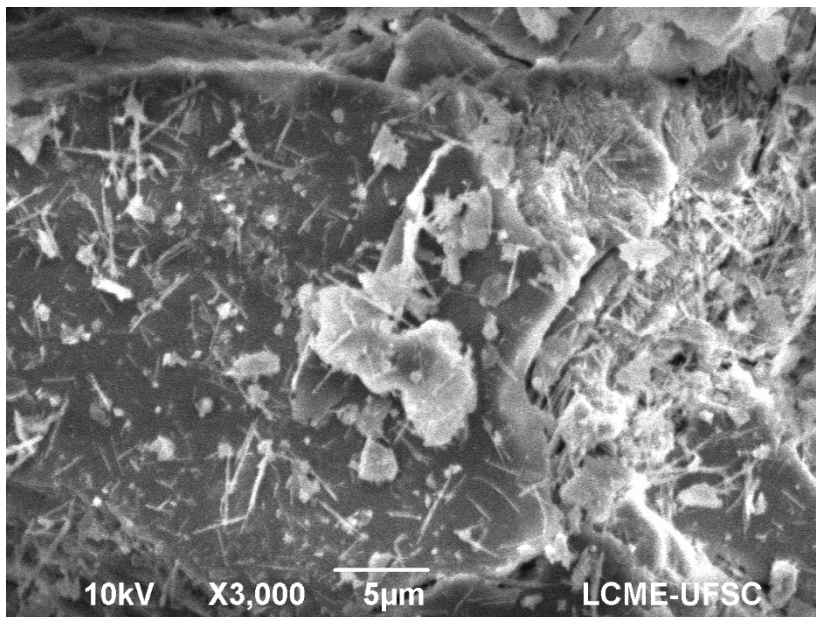


*Figura 31 - Grão de solo do setor destoante, a 1000 aumentos.*

Nota-se a presença de minerais de hábito lamelar e tubular, o que é destacado a 3000 aumentos na Figura 32. Acredita-se que o mineral seja haloisita, polimorfo hidratado da caulinita. A espectrometria desse solo (Tabela 7) mostrou-se com mais



potássio em comparação à demais amostras analisadas, de modo que acredita-se tratar-se de porção menos alterada.



*Figura 32 - Grão de solo do setor destoante, a 3000 aumentos.*

A análise de EDS desse setor resultou nos dados presentes na Tabela 7.

*Tabela 7 - Resultados de EDS para o solo do setor destoante da face oeste*

	<b>O-K</b>	<b>Al-K</b>	<b>Si-K</b>	<b>K-K</b>
3 04(1)_pt1	39.77	19.10	31.55	9.59
3 04(1)_pt2	39.44	18.74	31.20	10.62
3 04(1)_pt3	39.68	20.50	31.96	7.86
3 04(1)_pt4	45.58	21.29	29.83	3.30
3 04(1)_pt5	47.79	17.99	28.78	5.44
3 04(1)_pt6	51.63	16.82	27.18	4.36

### 5.3 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram analisados e as envoltórias obtidas em cada setor de amostragem encontram-se a seguir.

Para o primeiro setor amostral, os corpos de prova com orientação horizontal apresentaram  $26.5^\circ$  de ângulo de atrito e intercepto coesivo de  $17.3\text{kN/m}^2$ , com coeficiente de correlação linear ( $R^2$ ) de  $0,9779$ . Os corpos de prova a  $45^\circ$  resultaram em  $31.2^\circ$  de ângulo de atrito e intercepto coesivo de  $11.3\text{kN/m}^2$  e  $R^2$  de  $0,9789$ . A amostragem vertical, paralela aos planos reliquiores, resultou em atrito interno de  $22.8^\circ$  e  $19.8\text{kN/m}^2$  de intercepto coesivo. As 3 envoltórias encontram-se plotadas na Figura 33.

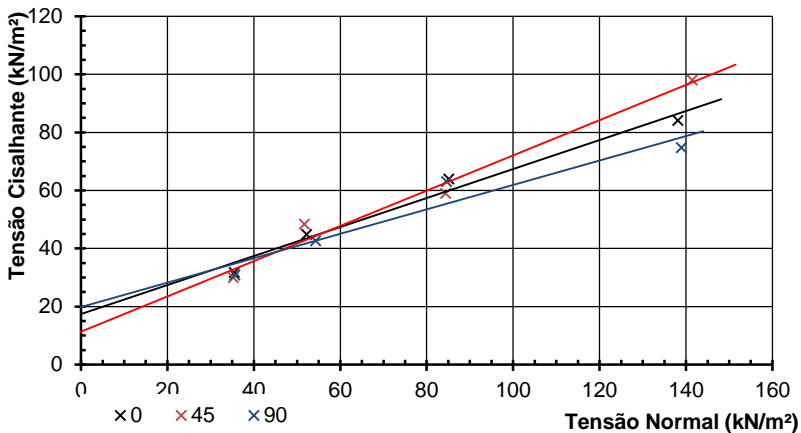


Figura 33 - Resultados setor 1.

Verificou-se que para estes corpos de prova, a amostragem paralela às estruturas reliquiores resultou em maior coesão e menor atrito, além de maior dispersão, em comparação às demais orientações.

No segundo setor de amostragem, não foram coletados corpos de prova na horizontal. A comparação entre as envoltórias de  $45$  graus de coleta na vertical ( $90^\circ$ ) é apresentada na Figura 34. Os valores de ângulo de atrito encontrados foram  $19^\circ$  e  $20.7^\circ$ , enquanto o intercepto coesivo variou de  $34.7\text{kN/m}^2$  a  $19.7\text{kN/m}^2$ , respectivamente. Neste setor, a dispersão dos

resultados foi bastante pronunciada, sobretudo com orientação a 45 graus, cujo  $R^2$  encontrado foi de 0,7683, e mais linear para a coleta paralela às estruturas, com  $R^2$  de 0,9338.

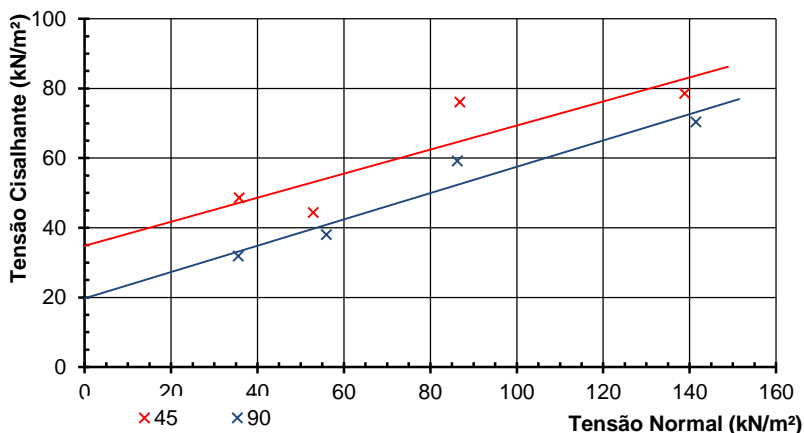


Figura 34 - Resultados setor 2.

O setor de número três resultou em envoltórias bastante semelhantes, com variação do ângulo de atrito de  $28,3^\circ$  na coleta paralela às estruturas (vertical, 90) a  $30,8^\circ$  na coleta horizontal (0), e intercepto coesivo de  $9,9\text{kN/m}^2$  na coleta a  $45^\circ$  até  $13,1\text{kN/m}^2$  para a coleta vertical. As envoltórias estão apresentadas na Figura 35. Os coeficientes de correlação linear foram de 0,9733 para a coleta horizontal, 0,9969 para vertical e 0,999 para os corpos de prova coletados a  $45^\circ$ .

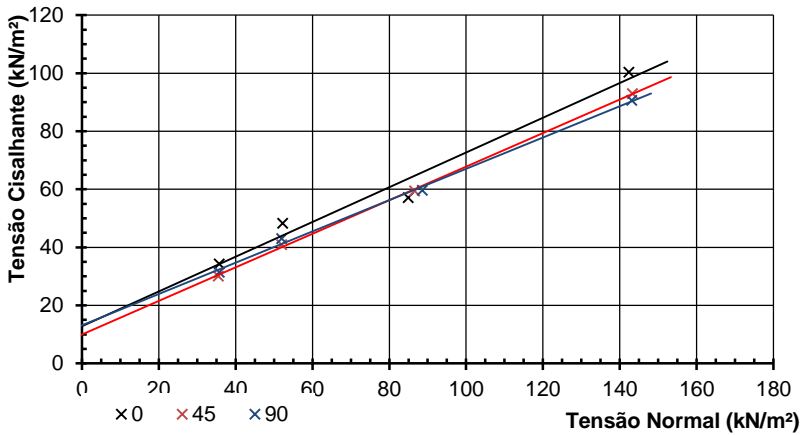


Figura 35 - Resultados setor 3.

No setor quatro, o mais densamente amostrado, foram coletados e ensaiados 36 corpos de prova, 12 em cada orientação. Os parâmetros obtidos foram semelhantes em todas as orientações, com ângulo de atrito mais baixo ( $24,8^\circ$ ) paralelo às estruturas (90 graus, vertical) e mais alto ( $27,2^\circ$ ) a  $45^\circ$ , e intercepto coesivo mais baixo ( $11,7\text{kN/m}^2$ ) para os corpos de prova coletados na horizontal, e mais alto ( $17,7\text{kN/m}^2$ ) paralelo às estruturas. Os coeficientes de regressão das envoltórias foram de 0,9719, 0,9697 e 0,9624 para horizontal,  $45^\circ$  e vertical, respectivamente. Todos os 36 pontos estão plotados na Figura 36 e formam as três envoltórias.

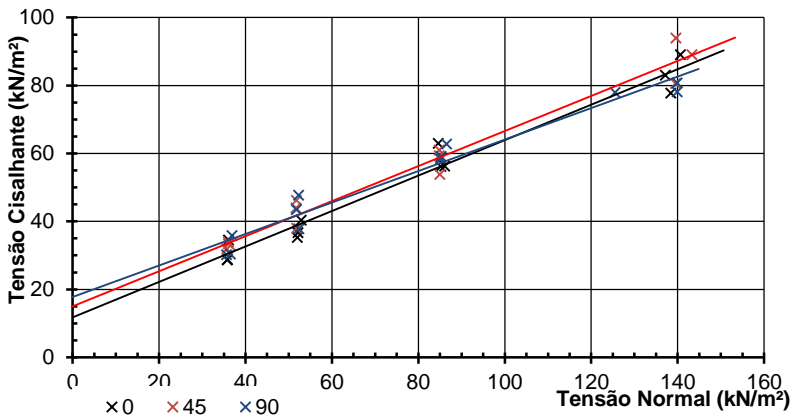


Figura 36 - Resultados setor 4.

O quinto setor de coleta é visivelmente mais resistente ao cisalhamento em comparação com a vizinhança. A elevada competência do material possibilitou a coleta de apenas 4 corpos de prova, em orientação vertical (paralela às estruturas). Durante os ensaios, notou-se dificuldade na cravação dos dentes de distribuição de tensões, e, por esse motivo, optou-se por executar um estágio com 187kN/m<sup>2</sup> de tensão normal inicial, em substituição ao de 50kN/m<sup>2</sup> apresentado nas demais envoltórias.

Os resultados obtidos apresentaram larga dispersão ( $R^2$  de 0,8864) e parâmetros de resistência muito elevados (29,7° de ângulo de atrito e 46kN/m<sup>2</sup> de intercepto coesivo) quando comparados aos pares. A envoltória é apresentada na Figura 37.

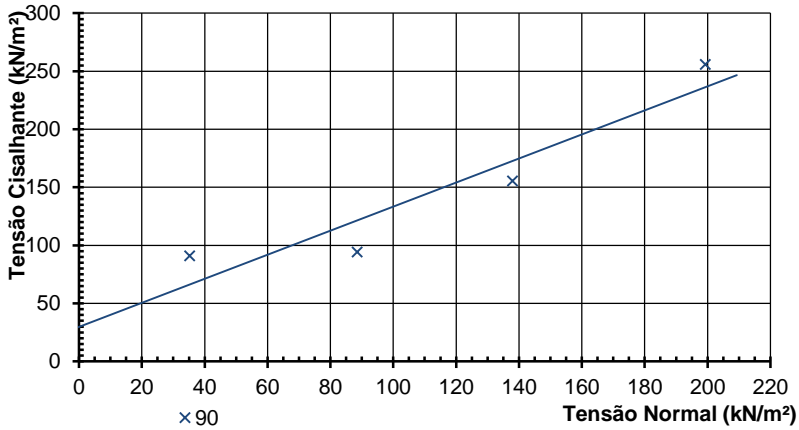


Figura 37 - Resultados setor 5.

No setor 6, o segundo mais densamente amostrado, foram coletados vinte corpos de prova, dos quais 8 foram coletados na horizontal, 8 paralelos às estruturas (verticais) e 4 a 45°. Os parâmetros de resistência obtidos foram 16.4kN/m<sup>2</sup> de coesão e 24.6° de ângulo de atrito, 8,9kN/m<sup>2</sup> e 31.4° e 15.4kN/m<sup>2</sup> e 29.3° para horizontal, 45° e vertical, respectivamente. Na Figura 38 pode-se ver as envoltórias e notar que as retas são mais ajustadas para 45 graus e vertical (R<sup>2</sup> de 0,9996 e R<sup>2</sup> de 0,9541, respectivamente) em comparação à envoltória dos corpos de prova horizontais (R<sup>2</sup> 0,8934).

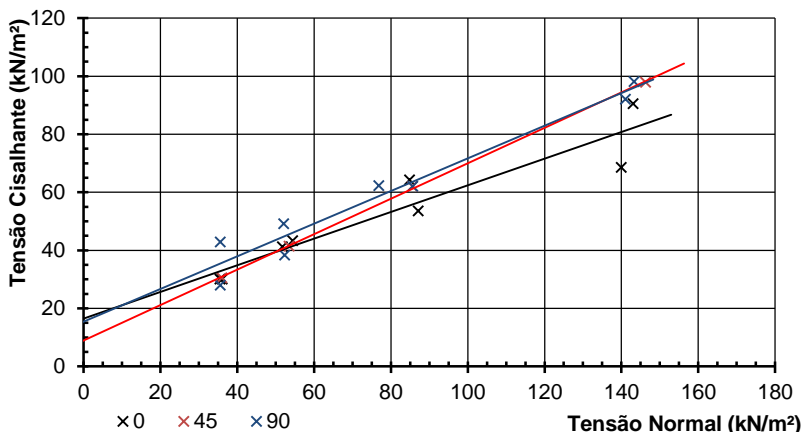


Figura 38 - Resultados setor 6.

O sétimo setor de coleta, cujas envoltórias são apresentadas na Figura 39, apresenta parâmetros de resistência muito semelhantes. Os valores de intercepto coesivo foram de 12,1kN/m<sup>2</sup>, 17,1kN/m<sup>2</sup> e 16kN/m<sup>2</sup> e os de ângulo de atrito 30,2°, 29,6° e 29°, para as coletas horizontais, 45° e verticais respectivamente. Os coeficientes de regreção foram de 0,9957 para horizontal, 0,9950 para 45° e 0,9638, menos ajustado, para vertical, paralelo às estruturas.

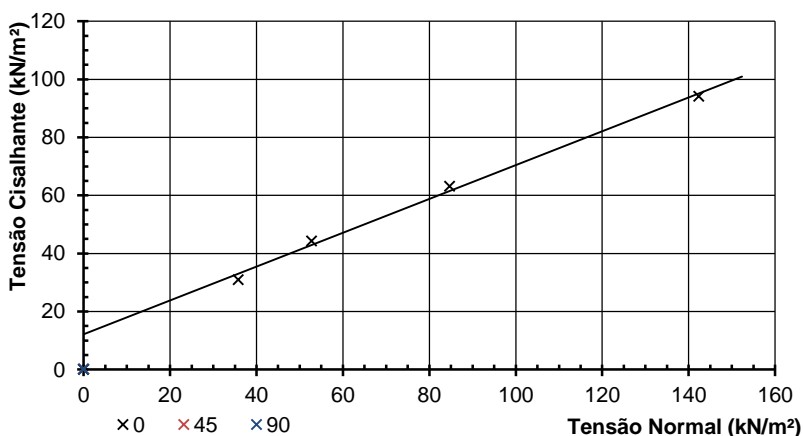


Figura 39 - Resultados setor 7.

O setor de amostragem número 8 foi coletado em local mais afastado dos demais, mais próximo ao topo da elevação, mas os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos foram semelhantes aos dos outros setores. Para corpos de prova coletados na horizontal, o intercepto coesivo foi  $14,5\text{kN/m}^2$  e o ângulo de atrito  $29^\circ$ , com  $R^2$   $0,9875$ . Corpos de prova coletados a  $45^\circ$  resultaram em  $12,7\text{kN/m}^2$  de coesão e  $30,5^\circ$  de ângulo de atrito, com  $R^2$  de  $0,9498$ . Os corpos de prova paralelos às estruturas (verticais) proporcionaram envoltória com intercepto coesivo de  $8,2\text{kN/m}^2$  e  $35,4^\circ$  de ângulo de atrito, com  $R^2$  de  $0,9427$ . As envoltórias relacionadas ao setor em questão são apresentadas na Figura 40.

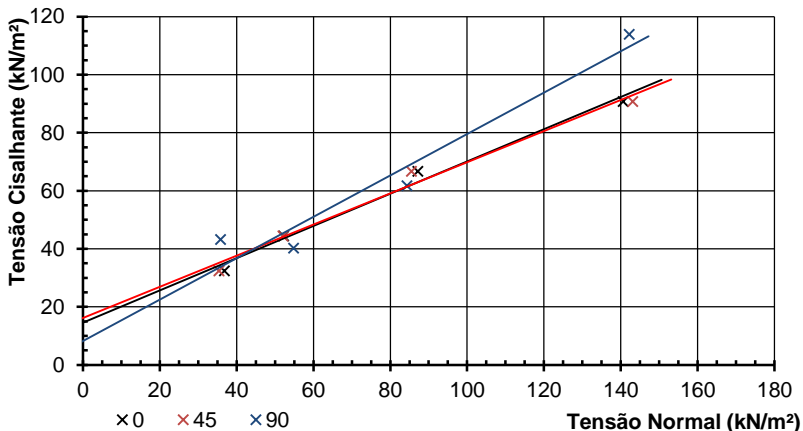


Figura 40 - Resultados setor 8.

Já na face oposta da encosta, o setor 9, os resultados obtidos foram  $8,8\text{kN/m}^2$  de coesão e  $39,3^\circ$  de ângulo de atrito para a coleta horizontal,  $22,1\text{kN/m}^2$  e  $30,1^\circ$  para  $45^\circ$  e  $24,4\text{kN/m}^2$  e  $25^\circ$  para paralelo às estruturas ( $90^\circ$ ). Os coeficientes de regressão foram de  $0,9811$ ,  $0,9200$  e  $0,9742$ , respectivamente. As envoltórias são apresentadas na Figura 41.



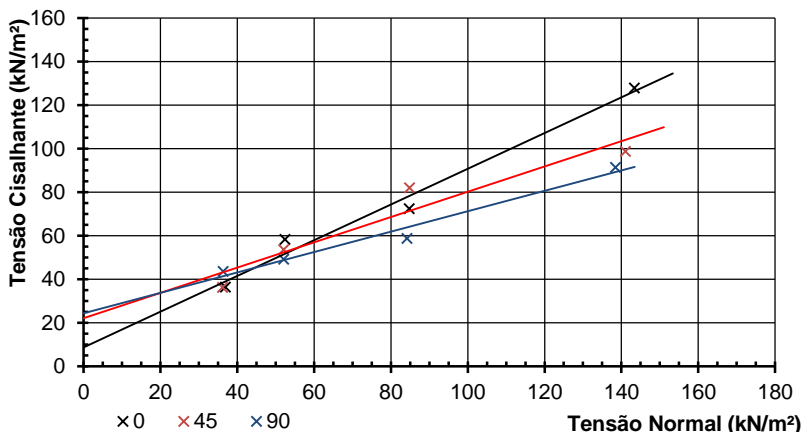


Figura 41 - Resultados setor 9.

Os resultados obtidos a partir dos corpos de prova coletados no setor 10 (Figura 42) foram interceptos coesivos de 6.6kN/m<sup>2</sup>, 12.4 kN/m<sup>2</sup>, 11.1 kN/m<sup>2</sup>, ângulos de atrito de 33.9°, 28.5°, 31.6° e coeficientes de regressão de 0,9982, 0,9948, e 0,9746 para horizontal, 45° e vertical, respectivamente.

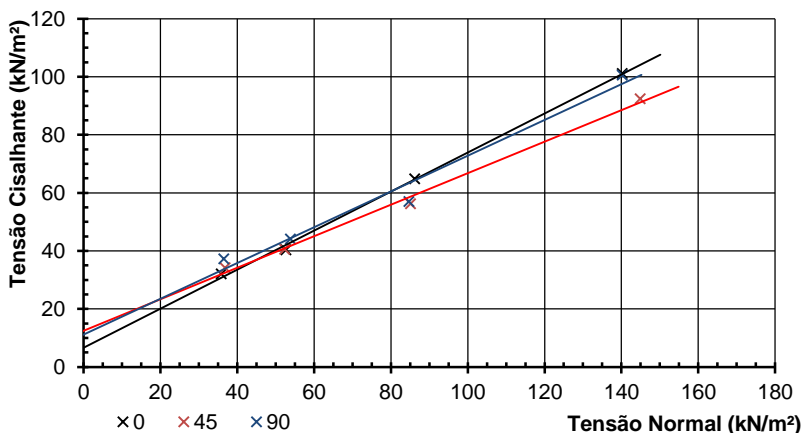


Figura 42 - Resultados setor 10.

No setor decimo primeiro setor amostral todas as envoltórias (Figura 43) apresentaram-se com correlação

semelhante (0,9942, 0,9955 e 0,9903,  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $90^\circ$ , respectivamente). Os parâmetros obtidos foram de  $26.4^\circ$  e  $12\text{kN/m}^2$ ,  $30.6^\circ$  e  $4,9\text{kN/m}^2$ , e  $31.5^\circ$  e  $8.7\text{kN/m}^2$  na mesma ordem.

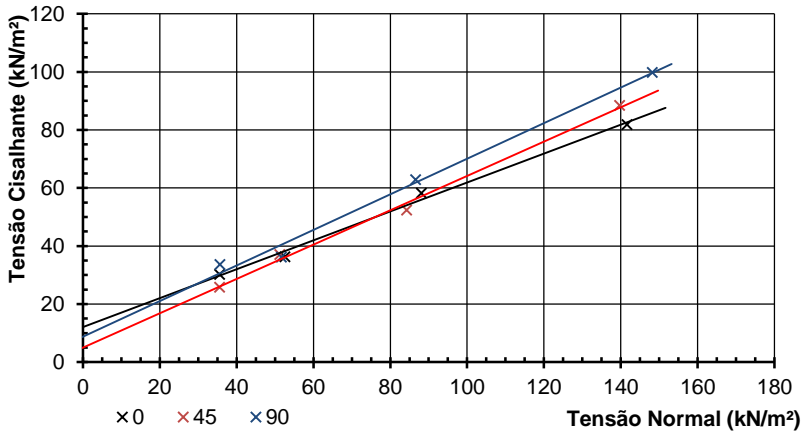


Figura 43 - Resultados setor 11.

No setor identificado como “12” coletou-se 8 corpos de prova, dos quais 4 horizontais e 4 verticais. Os parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório foram de  $20.6\text{kN/m}^2$  de coesão e  $29^\circ$  de ângulo de atrito na horizontal e  $7.5\text{kN/m}^2$  de coesão e  $36.3^\circ$  de ângulo de atrito na vertical. As envoltórias são apresentadas na Figura 44.

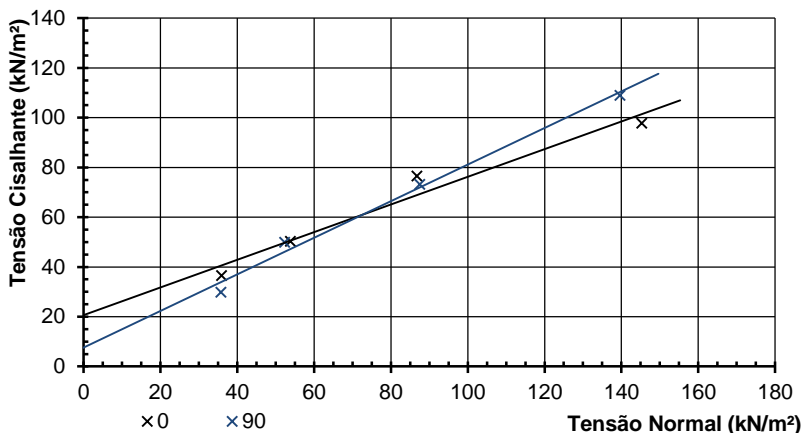


Figura 44 - Resultados setor 12.

Os resultados do setor 13 são apresentados na Figura 45, e trata-se de  $32.6^\circ$  e  $11.6\text{kN/m}^2$  para horizontal,  $31.3^\circ$  e  $14.4\text{kN/m}^2$  para  $45^\circ$  e  $30.2^\circ$  e  $10.5\text{kN/m}^2$  para vertical. Os coeficientes de regressão encontrados para as retas foram, respectivamente, 0,9807, 0,9923 e 0,9829.

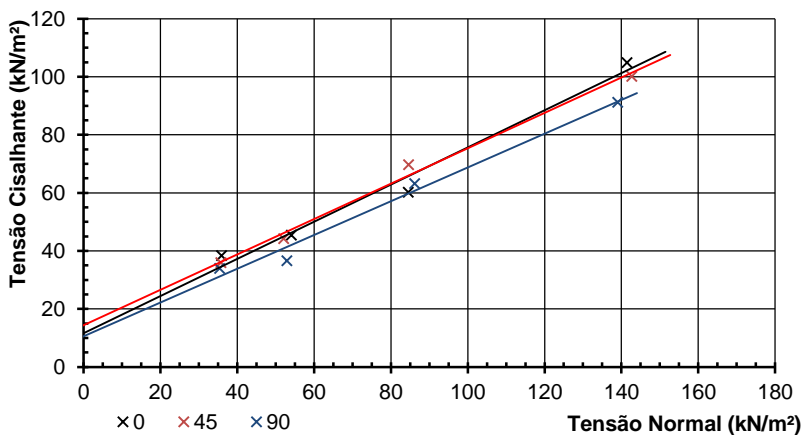


Figura 45 - Resultados setor 13.

No décimo quarto setor, a envoltória horizontal apresentou menor ajuste ( $R^2$  de 0,8151) quando comparada à de

45° ( $R^2$  de 0,9868) e vertical ( $R^2$  de 0,9493). Os parâmetros obtidos foram de 21,2° de ângulo de atrito e 27.6kN/m<sup>2</sup> de coesão para horizontal, 23,5° e 21,5kN/m<sup>2</sup> para 45° e 28.8° e 20.7kN/m<sup>2</sup> para vertical. As envoltórias são apresentadas na Figura 46.

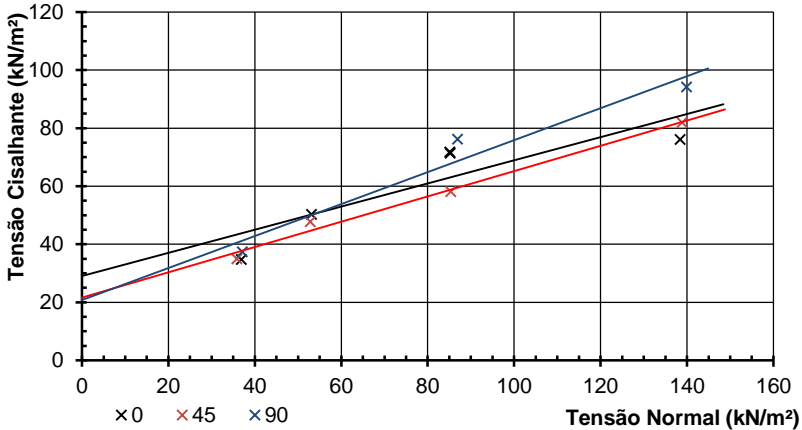


Figura 46 - Resultados setor 14.

No setor 15 obteve-se a maior diferença entre as orientações de coleta. Para a orientação horizontal o intercepto coesivo foi de 45.4kN/m<sup>2</sup> e o ângulo de atrito de 15.1°, com  $R^2$  de 0,7406. A 45° obteve-se 12.7kN/m<sup>2</sup> e 31.9° com  $R^2$  de 0,9920. Paralelo às estruturas reliquias, a 90 graus da horizontal, o intercepto coesivo obtido foi de 7.8kN/m<sup>2</sup>, o ângulo de atrito foi de 37.7° e o coeficiente de regressão de 0,9603. As envoltórias do setor 15 são apresentadas na Figura 47.

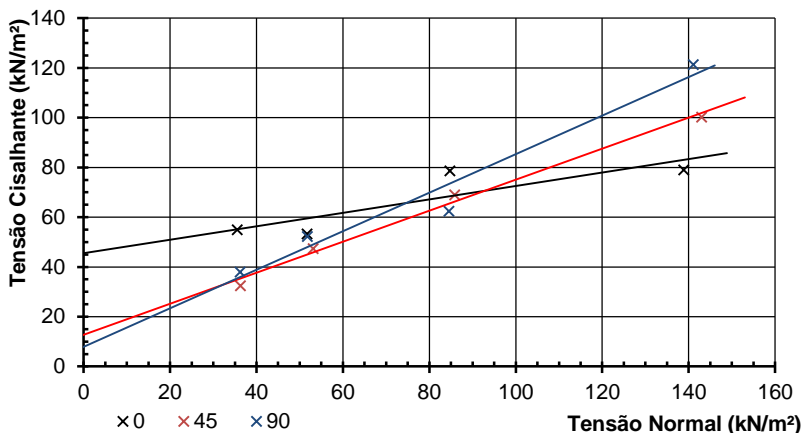


Figura 47 - Resultados setor 15.

O último setor amostral desta pesquisa foi o setor 16, no qual coletou-se 8 corpos de prova, dos quais 4 horizontais e 4 verticais. Os parâmetros obtidos foram de 8.9kN/m<sup>2</sup> e 32.4° para horizontal e 20.7kN/m<sup>2</sup> de coesão e 22.9° de ângulo de atrito para vertical. Os coeficientes de regressão foram de 0,9996 para 0° e 0,9701 para 90° (paralelo às estruturas). A Figura 48 apresenta as envoltórias do setor 16.

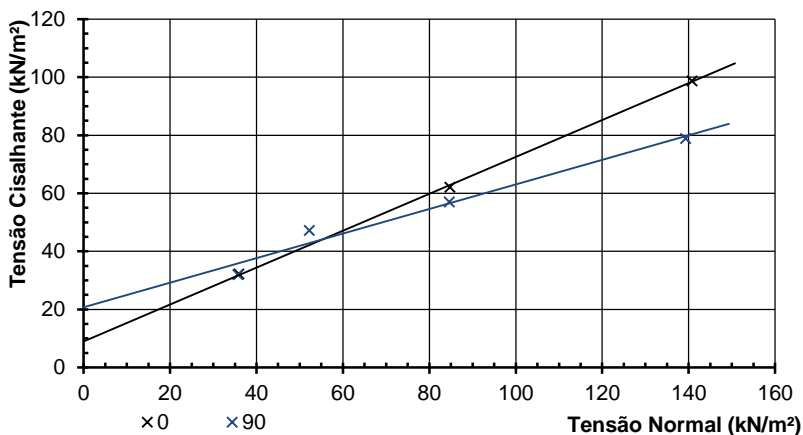


Figura 48 - Resultados setor 16.

Além das análises por setor amostral, separou-se aleatoriamente dez corpos de prova para análise dos parâmetros de resistência. Neste caso, corpos de prova provenientes de ambas as faces da encosta, em diversos setores, foram analisados como uma mesma envoltória. Dos dez corpos por prova citados, 5 foram coletados a  $45^\circ$  e 5 a  $90^\circ$  (paralelos às estruturas). Os parâmetros obtidos para  $45^\circ$  foram de  $15.6\text{kN/m}^2$  de coesão e  $27.3^\circ$  de ângulo de atrito, e para  $90^\circ$  encontrou-se  $7.9\text{kN/m}^2$  e  $29.6^\circ$ . Os coeficientes de regressão encontrados foram 0,9828 e 0,9935 respectivamente. A Figura 49 apresenta as envoltórias.

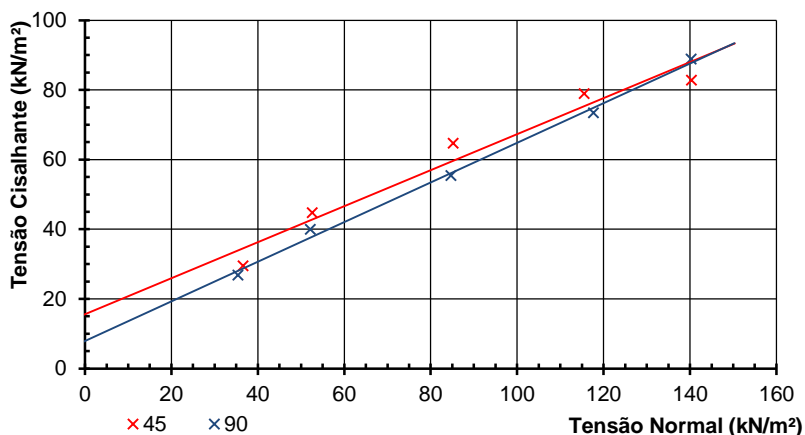


Figura 49 - Resultados de setores aleatórios.

Todos os corpos de prova ensaiados, quando analisados em conjunto com seus pares, ou seja, com a mesma orientação e na mesma face da encosta, excluindo-se os que produziram outliers, mostram a tendência de comportamento com boa resolução. Para os corpos de prova coletados na face oeste da encosta, na orientação horizontal (0 graus), definiu-se envoltória (Figura 50) de ruptura com  $27.6$  graus de ângulo de atrito e intersepto coesivo de  $13.8\text{kN/m}^2$ , com coeficiente de regressão de 0,9390.

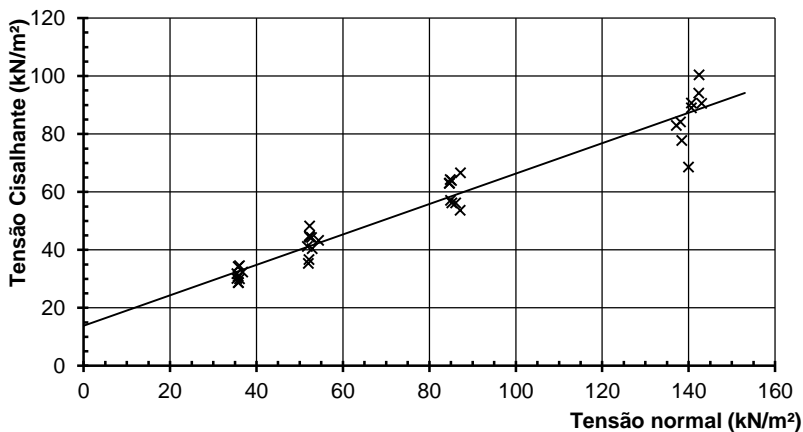


Figura 50 - Envolvória de ruptura para todos os setores da face oeste orientados na horizontal.

A envoltória para a orientação de 45 graus da face oeste (Figura 51) resultou em 28.8 graus de ângulo de atrito e 14.1 kN/m<sup>2</sup> de intercepto coesivo, com coeficiente de regressão de 0.9490.

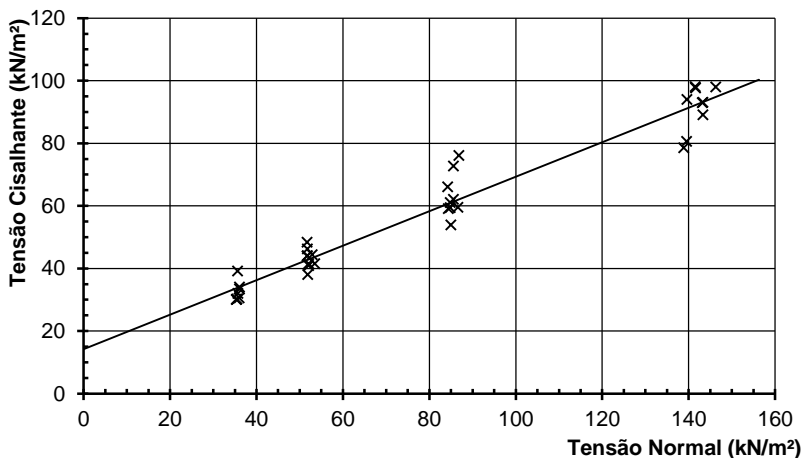


Figura 51 - Envolvória de ruptura para todos os setores da face oeste orientados a 45 graus.

Paralelo às estruturas reliquias, há 90 graus da horizontal, a envoltória (Figura 52) da face oeste foi determinada com 25.7 graus de ângulo de atrito e 17.7 kN/m<sup>2</sup> de intercepto de coesão, com coeficiente de regressão de 0.9195.

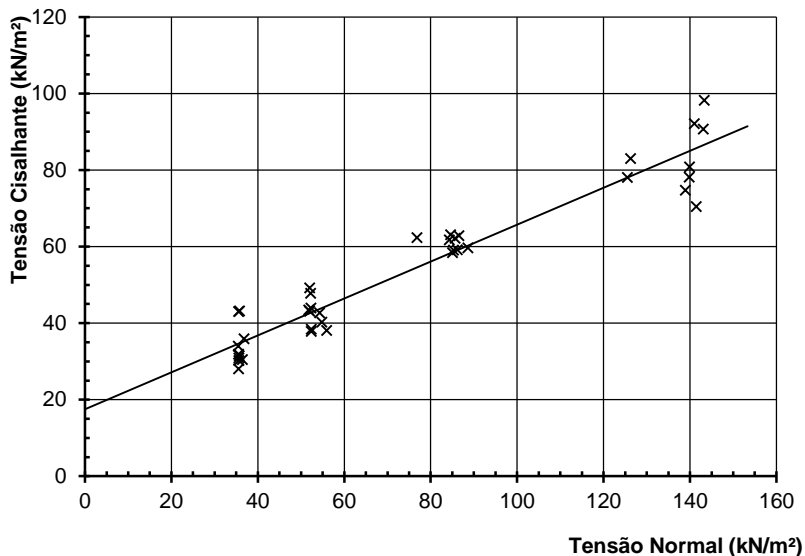


Figura 52 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face oeste orientados a 90 graus.

Na face leste da encosta, a exemplo do que ocorreu na face oeste, os parâmetros obtidos por todos os setores de mesma orientação permitiram interpretação conjunta das envoltórias. A orientação horizontal resultou em envoltória (Figura 53) de 29.9 graus de atrito e 16.7 kN/m<sup>2</sup> de coesão com R<sup>2</sup> de 0.8517.



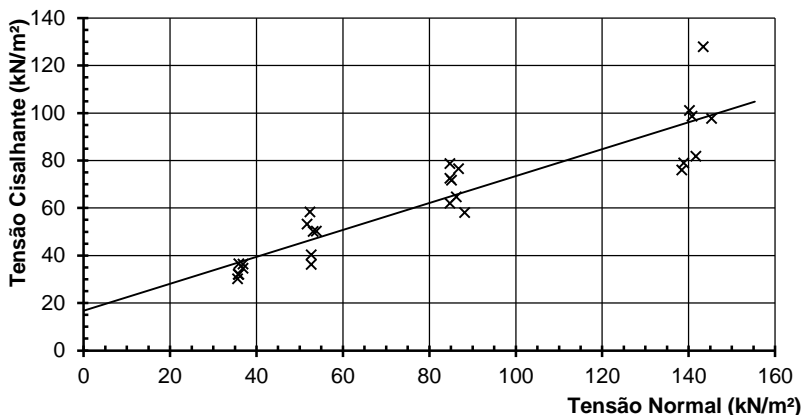


Figura 53 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face leste orientados a 0 graus.

Os ensaios em corpos de prova a 45 graus das estruturas (e 45 graus da horizontal) resultaram em envoltória (Figura 54) de 29.5 graus de ângulo de atrito e 14.6 kN/m<sup>2</sup> de coesão, com 0.9176 de R<sup>2</sup>.

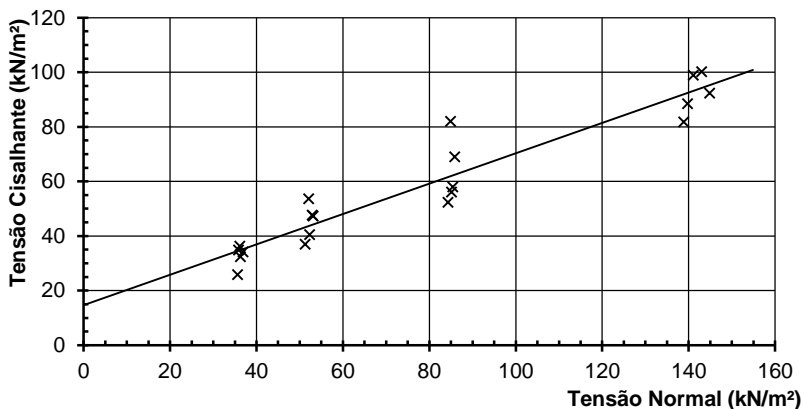


Figura 54 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face leste orientados a 45 graus.

Para os ensaios paralelos às estruturas reliquias (90 graus da horizontal) obteve-se ângulo de atrito de 30.9 graus e

coesão de 13.5 kN/m<sup>2</sup>, com 0.9104 de coeficiente de regressão. A envoltória é apresentada na Figura 55.

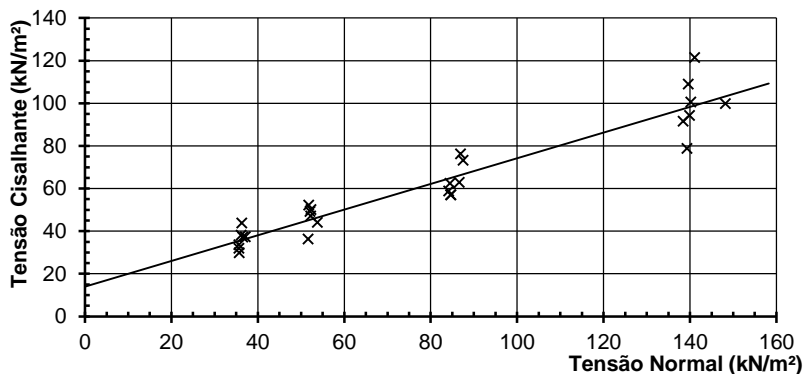


Figura 55 - Envoltória de ruptura para todos os setores da face leste orientados a 90 graus.

Ao fim do ensaios de cisalhamento direto, os resultados obtidos para todas as orientações, nas coletas realizadas nas faces leste e oeste, apresentaram-se bastante semelhantes (Tabela 8).

Tabela 8 - Resultados de cisalhamento direto em todas as orientações e localizações.

Orientação	Localização	c	$\phi$	R <sup>2</sup>
0	Oeste	13.8	27.6	0.939
	Leste	16.7	29.9	0.852
	Total	14.6	28.8	0.876
45	Oeste	14.1	28.8	0.949
	Leste	14.6	29.5	0.918
	Total	14.3	29.1	0.934
90	Oeste	17.4	25.7	0.919
	Leste	13.5	30.9	0.910
	Total	14.2	28.8	0.899

Mesmo com as orientações de coleta perpendicular e paralelo às estruturas da rocha, onde esperava-se maior diferença entre os resultados, evidenciou-se que esta não foi pronunciada. Os dados apresentados na Tabela 8 em forma de gráfico (Figura 56).

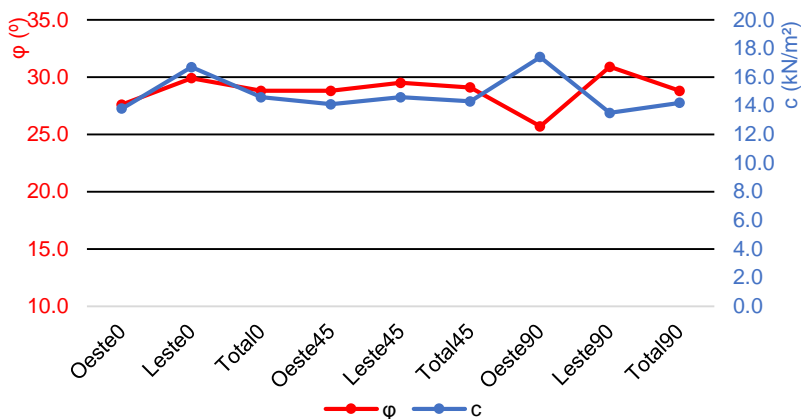
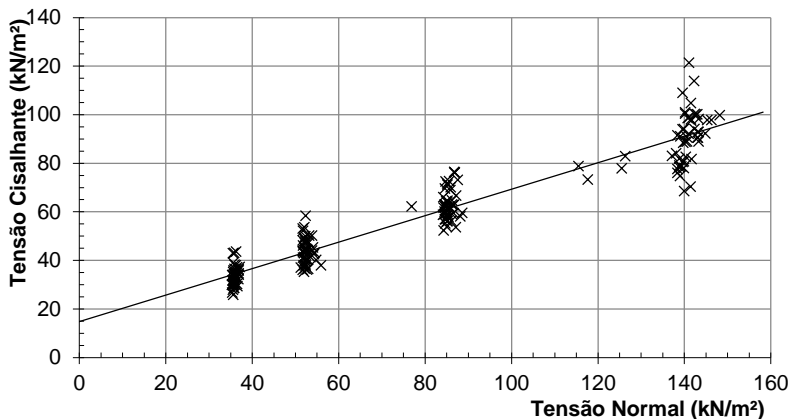


Figura 56 - Variação dos resultados de cisalhamento direto em todas as direções e localizações.

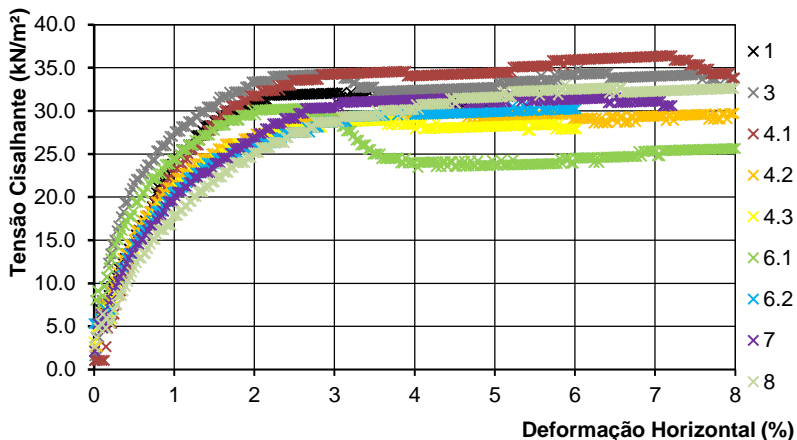
Como evidenciado, a variação de coesão foi de 13.5 kN/m<sup>2</sup> até 17.4kN/m<sup>2</sup> o que resultou em uma variação máxima de 3.9kN/m<sup>2</sup> de intercepto coesivo. Para ângulo de atrito os valores ficaram entre 25.7° e 30.9°, uma variação de 5.2°. Notou-se ainda que as maiores variações deram-se pela localização da coleta, e não pela orientação do corpo de prova em relação às estruturas reliquias.

Todos os corpos de prova, quando analisados como uma única envoltória (Figura 57) produziram uma nuvem de pontos com tendência de intercepto coesivo de 14.7kN/m<sup>2</sup> e ângulo de atrito de 28.6°.



*Figura 57 - Envoltória com todos os ensaios de cisalhamento direto realizados nesta pesquisa.*

As curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal permitem compreender como aconteceu a ruptura de cada corpo de prova ensaiado. Para a face oeste, os corpos de prova horizontais, com 34kN/m<sup>2</sup> de tensão normal inicial, apresentaram as curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal conforme a Figura 58. As deformações horizontais consideradas de ruptura ficaram entre 2.19% e 3.83% (com um outlier em 5.71%), com média de 3.01%.



*Figura 58 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os primeiros estágios, 0 graus, oeste.*

Na face leste, o comportamento mecânico (Figura 59) dos corpos de prova orientados na horizontal e com  $34\text{kN/m}^2$  de tensão normal inicial, foi interpretado de forma que as deformações de ruptura foram consideradas entre 2.51% e 5.95% com média de 3.91%.

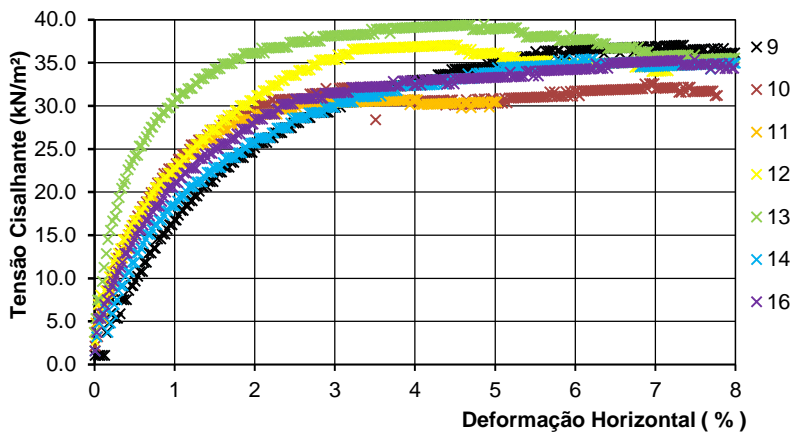


Figura 59 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os primeiros estágios, 0 graus, leste.

Os corpos de prova coletados na horizontal, na face oeste, e com 50kN/m<sup>2</sup> de tensão normal inicial apresentaram curvas de tensão cisalhante versus deformação horizontal (Figura 60) com pontos de ruptura entre 2.5% e 4.5% de deformação horizontal (outlier com 7.2%) e média de 3.44%.

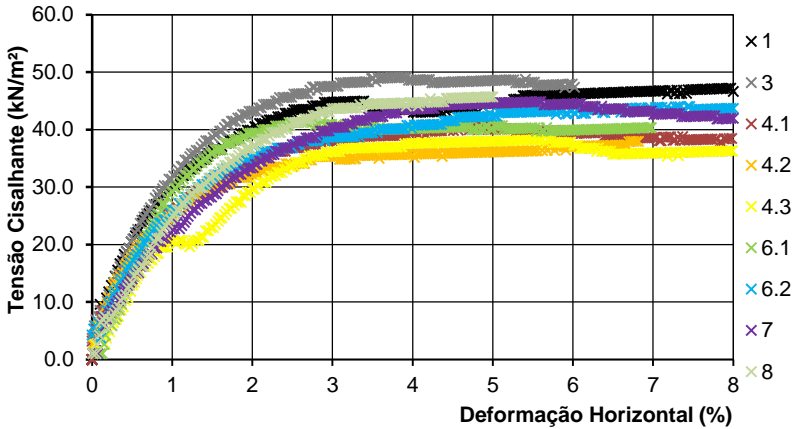


Figura 60 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os segundos estágios, 0 graus, oeste.

As curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal para os ensaios de corpos de prova horizontais da face leste, com 50kN/m<sup>2</sup> de tensão normal inicial (Figura 61) foram interpretadas de modo que a deformação de ruptura mínima foi de 2.3%, máxima de 6.67% e média de 4.58%.

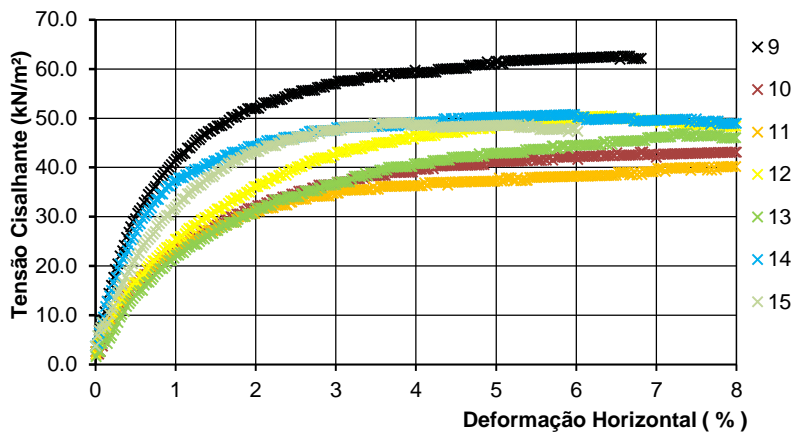


Figura 61 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os segundos estágios, 0 graus, leste.

Os ensaios com  $82\text{kN/m}^2$  de tensão normal inicial, em corpos de prova horizontais, coletados na face oeste, resultaram em curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal (Figura 62) em que os pontos de ruptura interpretados variaram de 3% a 5,9% com média de 4,06%.



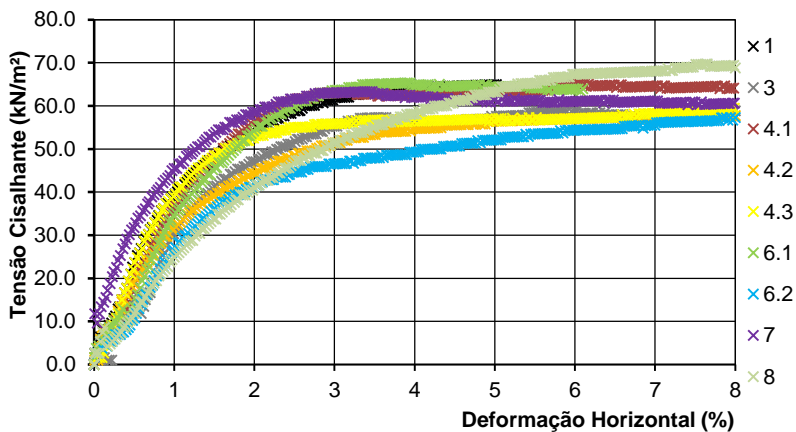


Figura 62 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os terceiros estágios, 0 graus, oeste.

Os corpos de prova horizontais, da face leste, ensaiados com  $82\text{kN/m}^2$  de tensão normal inicial, apresentaram curvas de tensão cisalhante versus deformação horizontal (Figura 63) que foram interpretadas para deformação de ruptura entre 2.9% e 6.9% com média de 4.18%.

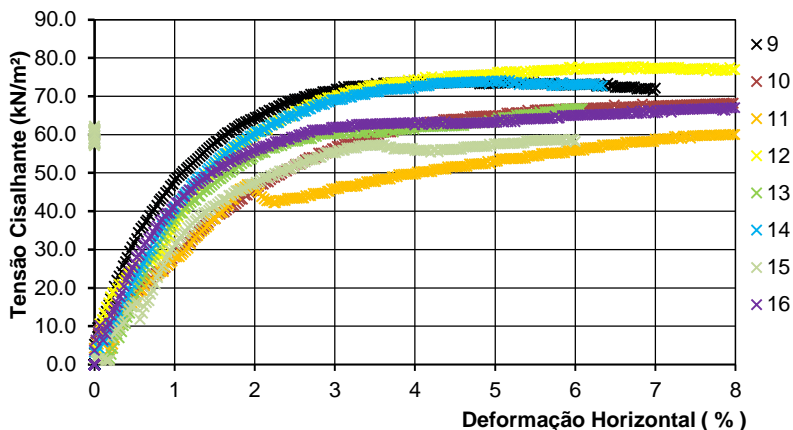


Figura 63 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os terceiros estágios, 0 graus, leste.

Ensaaios de cisalhamento com tensão normal inicial de  $135\text{kN/m}^2$ , em corpos de prova horizontais da face oeste, apresentaram comportamento mecânico (Figura 64) de modo que o critério de ruptura adotado resultou em deformações horizontais adotadas entre 1.8% e 5.8%, com média de 3.98%.

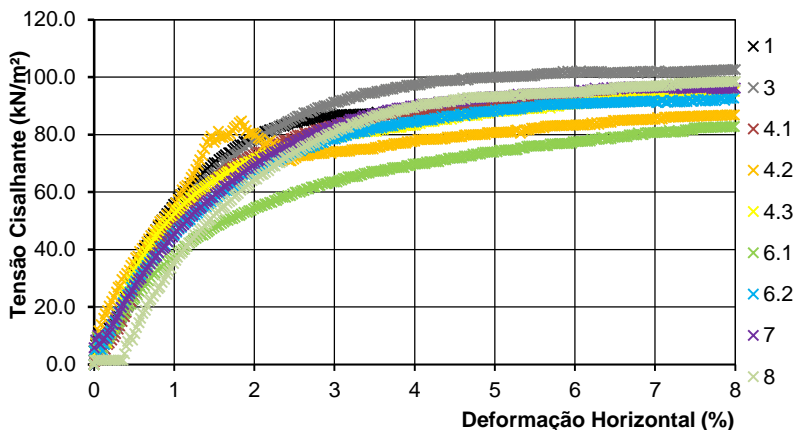
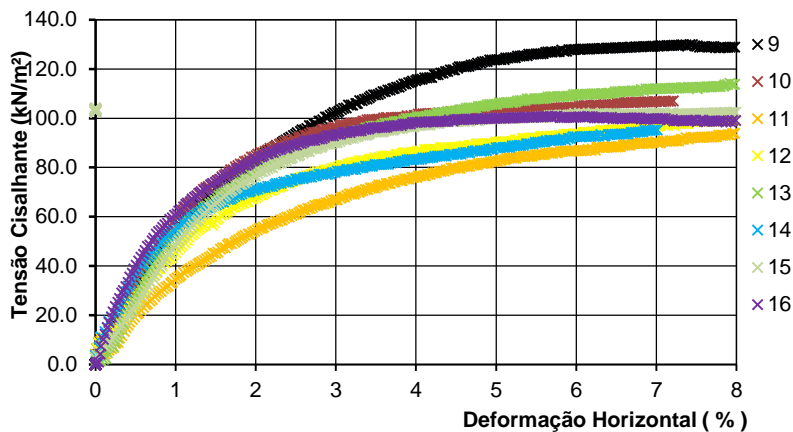


Figura 64 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os quartos estágios, 0 graus, oeste.

Para a face leste, com  $135\text{kN/m}^2$  de tensão normal inicial, em corpos de prova coletados na horizontal (perpendiculares às estruturas reliquias) as curvas de tensão cisalhante versus deformação horizontal (Se Figura 65) apresentaram ponto de ruptura entre 2.7% e 7.3% com 4.61% de média.



Se Figura 65 - Curvas de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal para os quartos estágios, 0 graus, leste.

Na face oeste, as curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal (Figura 66) dos ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova orientados a 45 graus das estruturas reliquias, com 34kN/m<sup>2</sup> de tensão normal inicial, apresentaram pontos de ruptura entra 1.71% e 3.82%, com média de 2.79%.

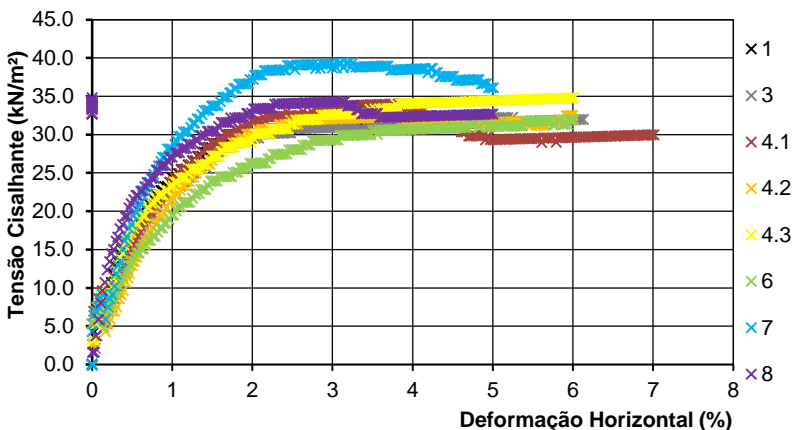


Figura 66 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para primeiros estágios, 45 graus, oeste.

Os ensaios de cisalhamento direto com tensão normal inicial de 34 kN/m<sup>2</sup>, nos corpos de prova coletados a 45 graus das estruturas reliquias, da face leste, resultaram em curvas de tensão cisalhante versus deformação horizontal (Figura 67) em que adotaram-se pontos de ruptura entre 2.58% e 5.82% (média de 5.82%).

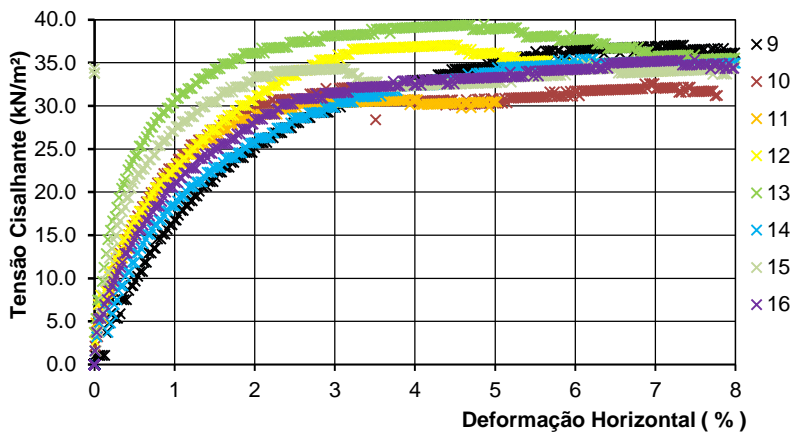


Figura 67 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para primeiros estágios, 45 graus, leste.

Na face oeste, os ensaios com 50kN/m<sup>2</sup> de tensão normal inicial em corpos de prova coletados a 45 graus das estruturas reliquias apresentaram curvas de tensão cisalhante versus deformação horizontal (Figura 68) com pontos de ruptura entre 2,4% e 5,6% com média de 3,19%.

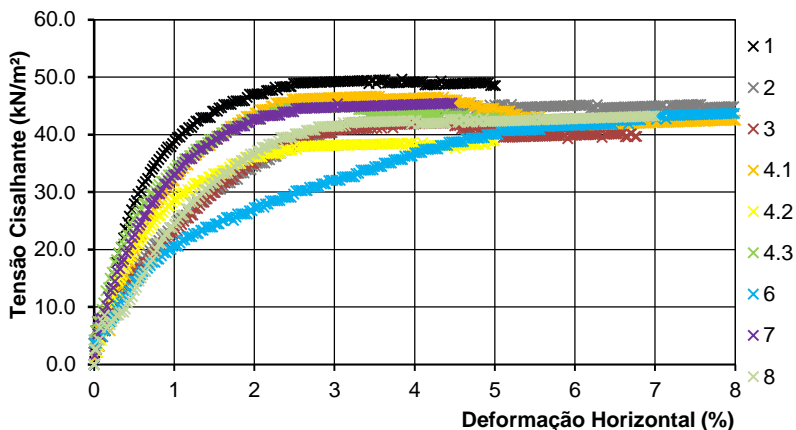


Figura 68 - Curvas de tensão cisalhante  $x$  deformação horizontal para segundos estágios, 45 graus, oeste.

Os corpos de prova coletados a 45 graus das estruturas reliquias, na face leste, ensaiados com  $50\text{kN/m}^2$  de tensão normal inicial, apresentaram as curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal apresentadas na Figura 69. A interpretação das curvas deu-se de modo que a menor deformação de ruptura foi 1.57% e a maior 4.90%, com média de 3.43%.

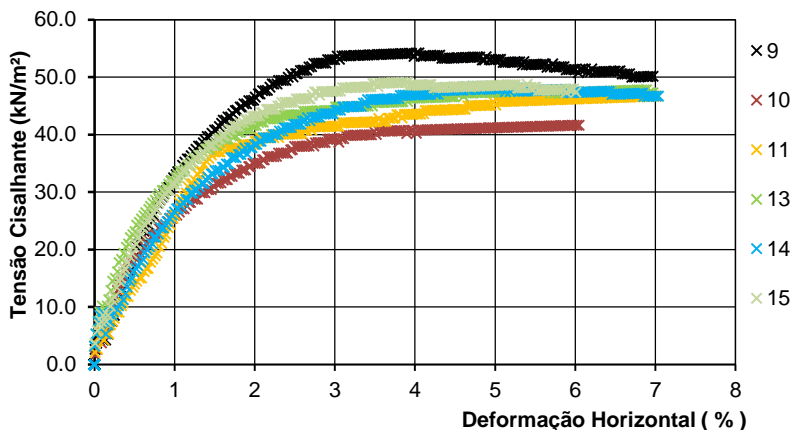


Figura 69 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para segundos estágios, 45 graus, leste.

Os ensaios realizados com tensão normal inicial de 82kN/m<sup>2</sup>, em corpos de prova coletados a 45° das estruturas reliquias, na face oeste da encosta, apresentaram a ruptura de acordo com as curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal apresentadas na Figura 70. De acordo com o critério de ruptura adotado, entendeu-se como deformação de ruptura pontos entre 2.6% para a menor e 5.5% para a maior deformação, com média de 3.83%.



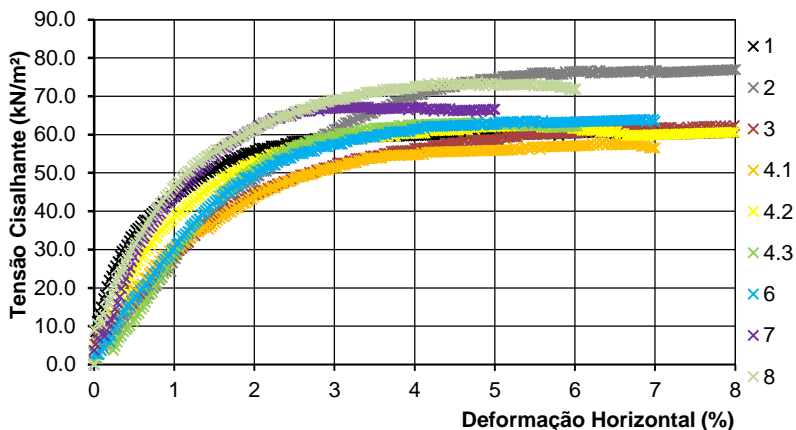


Figura 70 - Curvas de tensão cisalhante  $x$  deformação horizontal para terceiros estágios, 45 graus, oeste.

As curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal para os ensaios de cisalhamento com  $82\text{kN/m}^2$  de tensão normal inicial, em corpos de prova coletados a  $45^\circ$  das estruturas reliquias, na face leste da encosta (Figura 71) apresentaram deformação mínima de ruptura em 2.7% e máxima em 4.4%, com média de 3.48%.

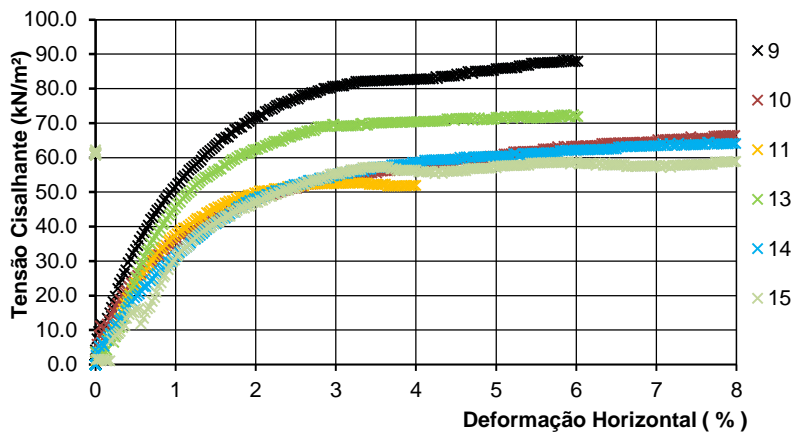


Figura 71 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para terceiros estágios, 45 graus, leste.

O estágio de ensaio com tensão normal inicial mais alta (135kN/m<sup>2</sup>) relativos a orientação de 45° em relação às estruturas, na face oeste, resultou nas curvas de tensão cisalhante versus deformação horizontal apresentadas na Figura 72. Pelo critério de ruptura adotado, a menor deformação de ruptura foi de 3%, a maior de 7.9% com média de 5.06%.

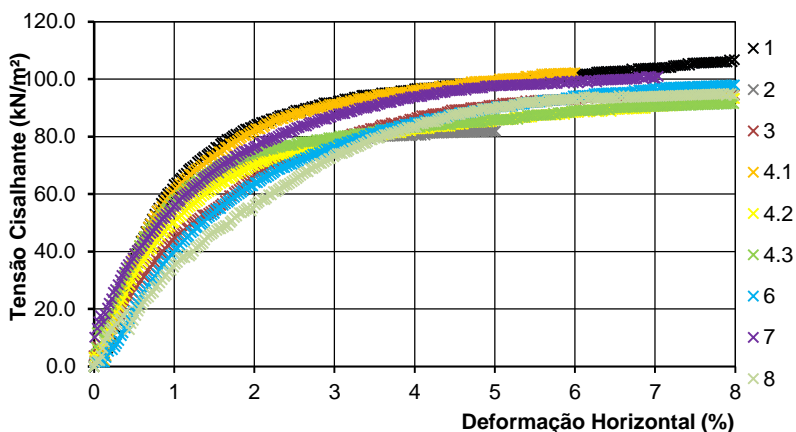
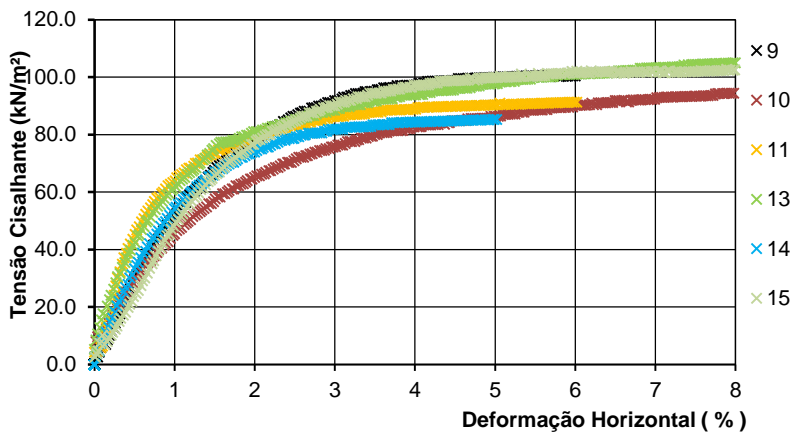


Figura 72 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para quartos estágios, 45 graus, oeste.

Para a face leste, os ensaios dos corpos de prova coletados em orientação de 45°, com 135kN/m<sup>2</sup> de tensão normal inicial tiveram deformação de ruptura entre 3% e 7%, com média de 4.92%, nas curvas de tensão cisalhante versus deformação horizontal apresentadas na Figura 73.



*Figura 73 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para quartos estágios, 45 graus, leste.*

Para os ensaios paralelos a orientação das estruturas, a 90 graus da horizontal, relativos a face oeste da encosta, com tensão normal inicial de 34kN/m<sup>2</sup>, as deformações adotadas como ruptura ficaram entre 2.24% e 3.06%, com média de 2.57% e valores outliers de 4.87% e 5.8%.

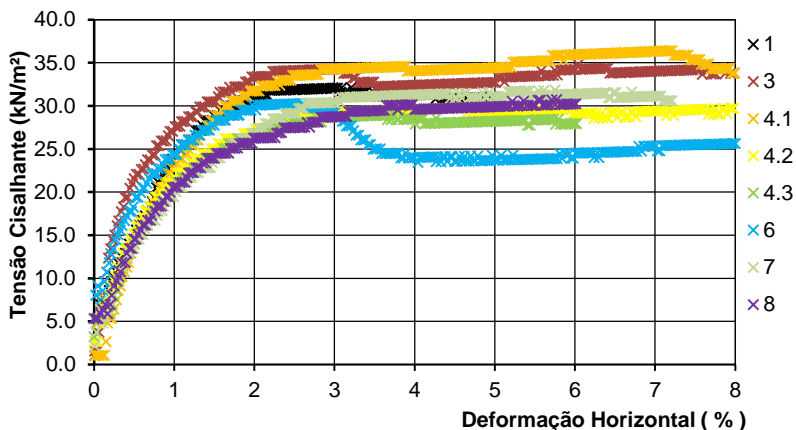


Figura 74 - Curvas de tensão cisalhante *x* deformação horizontal para primeiros estágios, 90 graus, oeste.

A tensão normal inicial de 34kN/m<sup>2</sup> aplicada em ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova coletados paralelo às estruturas reliquiares (na vertical), na face leste da encosta, produziu curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal (Figura 75) em que a menor deformação adotada como ruptura foi 2.02% e a maior foi 6.44%, com média de 3.77%.

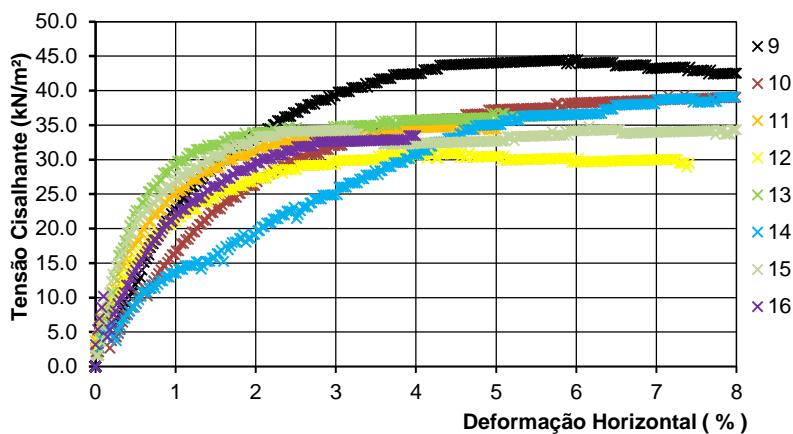


Figura 75 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para primeiros estágios, 90 graus, leste.

O estágio de cisalhamento em que utilizou-se 50kN/m<sup>2</sup> de tensão normal inicial, nos corpos de prova paralelos às estruturas (verticais) coletados na face oeste da encosta, resultou em curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal em que obteve-se como deformação de ruptura, valores entre 2.5% e 4.1%, com média de 3.33% e valores outliers de 7% e 9.8%.

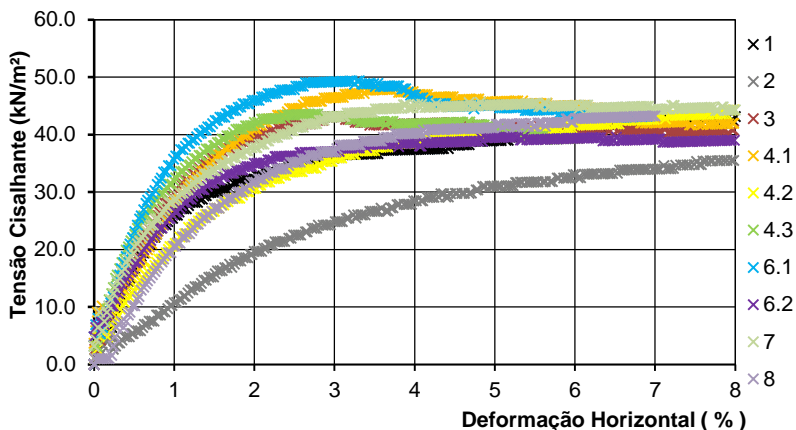


Figura 76 - Curvas de tensão cisalhante *x* deformação horizontal para segundos estágios, 90 graus, oeste.

As curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal (Figura 77) para os ensaios de segundo estágio (50kN/m<sup>2</sup>), em corpos de prova coletados na vertical, paralelo às estruturas reliquias, da face leste da encosta, foram interpretadas de modo que a menor deformação adotada foi de 2.3% e a maior 6.2%, com média de 3.64%.

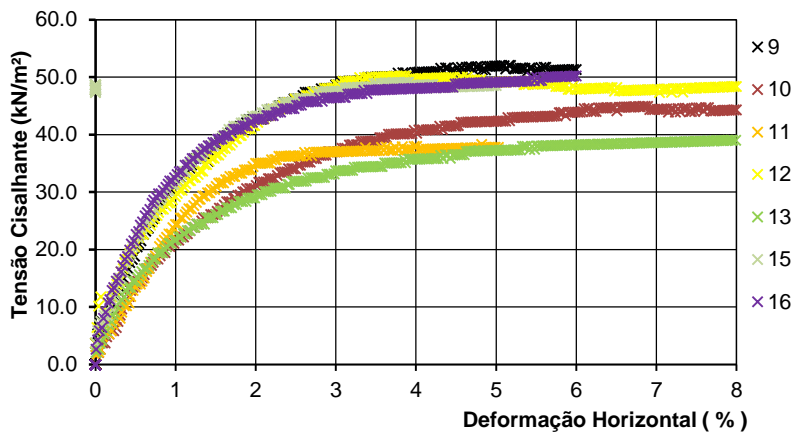
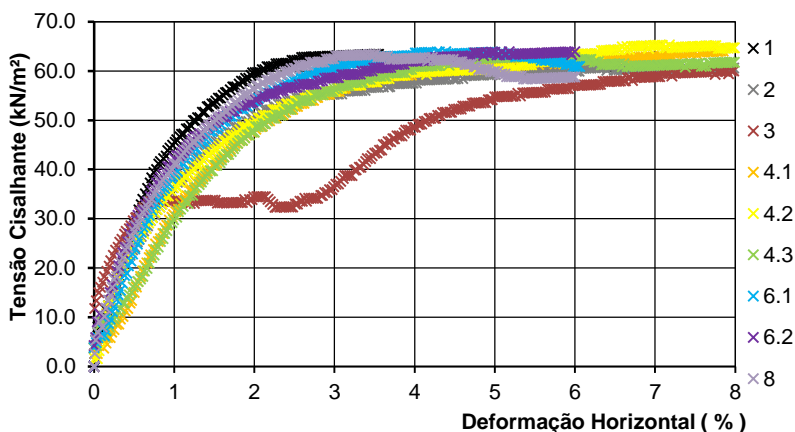


Figura 77 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para segundos estágios, 90 graus, leste.

Quando aplicou-se 82kN/m<sup>2</sup> de tensão normal inicial para o cisalhamento paralelo às estruturas reliquias (vertical) da face oeste, as curvas de tensão cisalhante em função da deformação horizontal (Figura 78) permitiram obter-se deformações de ruptura entre 2.7% e 7.4%, com 4.24% de média.





*Figura 78 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para terceiros estágios, 90 graus, oeste.*

Os corpos de prova coletados na face leste, na vertical (paralelos às estruturas), e cisalhados com tensão normal inicial de  $82\text{kN/m}^2$  produziram tensões cisalhantes em função de deformações horizontais tais que as curvas obtidas fossem as representadas na Figura 79. A interpretação destas, de acordo com o critério de ruptura adotado, deu-se de modo que a menor deformação utilizada foi 2.5%, a maior 6%, e a média 4.15%.

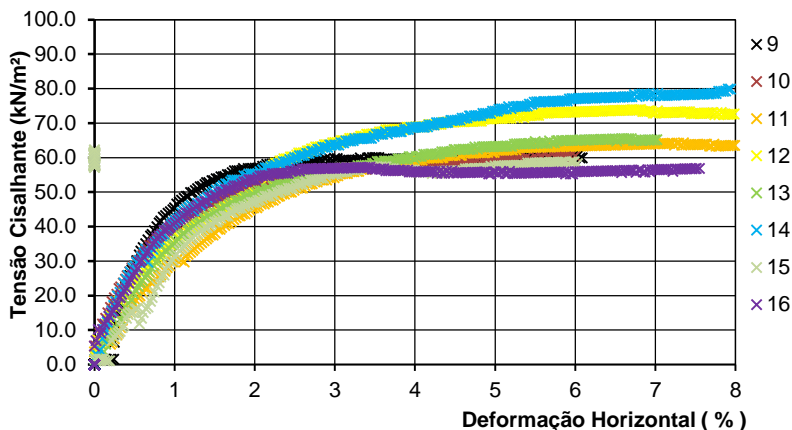


Figura 79 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para terceiros estágios, 90 graus, leste.

Os ensaios de tensão normal inicial mais elevada (135 kN/m<sup>2</sup>), em corpos de prova paralelos às estruturas reliquias coletados na face oeste da encosta apresentaram curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal (Figura 80) em que a menor deformação de ruptura foi 3%, a maior 6% e a média 4.26%.

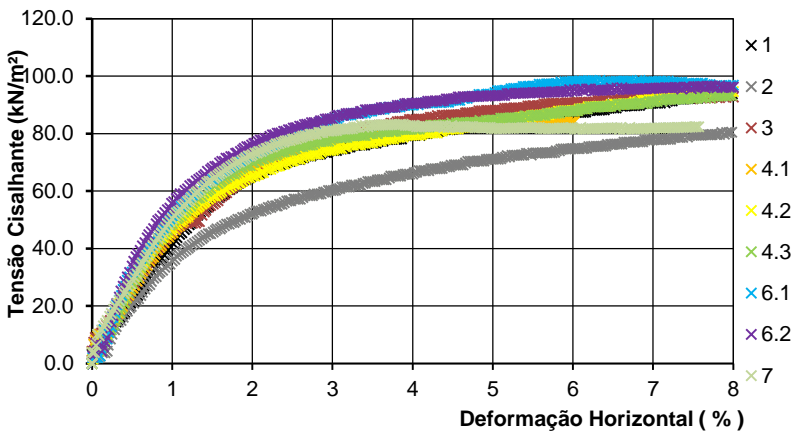


Figura 80 - Curvas de tensão cisalhante  $x$  deformação horizontal para quartos estágios, 90 graus, oeste.

Nos corpos de prova coletados na face leste, em orientação paralela às estruturas, quando cisalhados com  $135\text{kN/m}^2$  de tensão normal inicial, obteve-se as curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal da Figura 81. Segundo o critério de ruptura adotado, a menor deformação foi 2.7%, a maior 4.5% e a média 3.53%, com um valor *outlier* de 9.1%.

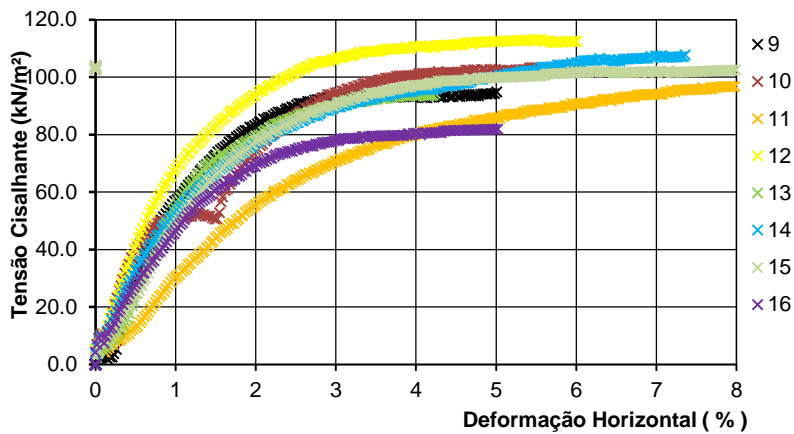


Figura 81 - Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para quartos estágios, 90 graus, leste.

#### 5.4 Resumo dos resultados laboratoriais

Para facilitar a comparação entre os resultados obtidos, apresenta-se os resultados laboratoriais resumidos (Tabela 9) e em conjunto com resultados obtidos por outros autores (Tabela 11).j. Para o cálculo de média, mediana e desvio padrão ( $\sigma$ ) foram desconsiderados os valores máximos e mínimos dos parâmetros coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ).

Notou-se que, a despeito do enunciado por Lo (1970), os parâmetros de resistência não apresentaram muita dispersão, sobretudo em relação a orientação das estruturas.

Para efeito dos cálculos de estabilidade, utilizou-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos pela envoltória de melhor representatividade para todos os ensaios (Figura 57), a média e o desvio padrão dos pesos específicos saturados e o maior desvio padrão entre os ensaios discretizados. Os parâmetros estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 9 - Resumo de resultados laboratoriais.

Setor	Granulometria			Y <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	Y <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	e	Cisalhamento Direto					
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)				Horizontal		45 graus		Vertical	
							c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)
1	0.22	61.92	37.87	11.76	17.26	1.28	17.30	26.50	11.30	31.20	19.80	22.80
2	2.45	64.89	32.66	11.77	17.26	1.27	-	-	34.70	19.00	19.70	20.70
3	4.69	64.75	30.57	12.58	17.93	1.20	12.80	30.80	9.90	30.00	13.10	28.30
4	3.61	61.60	34.79	12.85	18.14	1.07	11.70	27.50	13.50	29.10	21.10	24.30
5	2.07	42.28	55.66	13.14	20.30	0.65	-	-	-	-	29.70	46.00
6	5.25	54.41	40.34	12.76	18.08	1.18	22.70	19.90	-	-	23.10	27.50
7	9.09	44.00	46.91	13.23	18.19	1.02	12.10	30.20	17.10	29.60	16.00	29.00
8	-			12.63	17.39	0.94	14.50	29.00	12.70	30.50	8.20	35.40
9	0.39	31.99	67.62	13.74	18.20	0.84	8.80	39.30	22.10	30.10	24.40	25.00
10	0.40	32.83	66.78	12.30	17.74	1.25	6.60	33.90	12.40	28.50	11.10	31.60
11	4.38	52.30	43.32	12.09	17.42	1.20	12.00	26.40	4.90	30.60	8.70	31.50
12	0.93	41.42	57.65	13.34	18.28	1.01	20.60	29.00	-	-	7.50	36.30
13	3.06	36.95	59.99	11.55	17.19	1.35	11.60	32.60	14.40	31.30	10.50	30.20
14	1.06	38.94	59.99	12.43	17.70	1.17	27.60	21.20	21.50	23.50	20.70	28.80

Setor	Granulometria			$Y_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$Y_{\text{sat}}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	e	Cisalhamento Direto					
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)				Horizontal		45 graus		Vertical	
							c ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	c ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	c ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )
15	0.13	24.19	75.68	14.28	18.95	0.91	45.40	15.10	12.70	31.90	7.80	37.70
16	0.40	29.24	70.36	12.94	18.04	1.09	8.90	32.40	-	-	20.70	22.90
<b>Média</b>	<b>2.54</b>	<b>45.45</b>	<b>52.01</b>	<b>12.71</b>	<b>18.00</b>	<b>1.09</b>	<b>15.05</b>	<b>28.28</b>	<b>14.76</b>	<b>29.44</b>	<b>16.06</b>	<b>29.38</b>
<b>Mediana</b>	<b>2.07</b>	<b>42.28</b>	<b>55.66</b>	<b>12.70</b>	<b>17.99</b>	<b>1.13</b>	<b>12.45</b>	<b>29.00</b>	<b>13.10</b>	<b>30.05</b>	<b>17.85</b>	<b>28.90</b>
$\sigma$	<b>2.53</b>	<b>13.65</b>	<b>14.88</b>	<b>0.74</b>	<b>0.47</b>	<b>0.19</b>	<b>5.78</b>	<b>4.33</b>	<b>4.17</b>	<b>2.26</b>	<b>5.97</b>	<b>4.80</b>

*Tabela 10 - Parâmetros utilizados para cálculo.*

	$Y_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$Y_{\text{sat}}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	c ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )
Valor	12.71	18	14.7	28.6
$\sigma$	0.74	0.47	5.97	4.8

*Tabela 11 - Resultados de cisalhamento direto de vários autores e resultados deste trabalho*

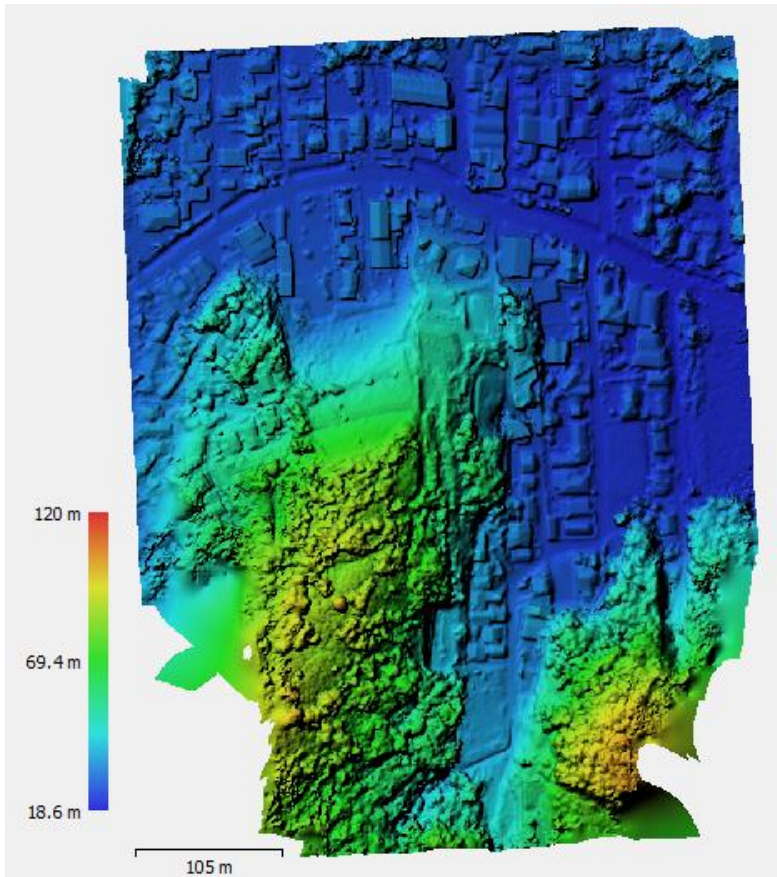
<b>Autor</b>	<b>Protólito</b>	<b>Orientação</b>	<b>c (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>phi (°)</b>
Waterkemper et al. (2017)	Xisto	Perpendicular	35.5	34.5
		Paralela	37.7	27.5
Vitto et al. (2017)	Xisto	Perpendicular	39	25
		Paralela	3	31.4
Vitto (2016)	Xisto	Perpendicular	17.28	37.97
		Paralela	17	38.51
		Perpendicular	14.5	40
		Paralela	8.51	46.88
		Perpendicular	18.71	37.14
		Paralela	20.19	38.63
		Perpendicular	15.55	37.33
		Paralela	31.25	34.52
		Perpendicular	18.41	37.37
Paralela	22.89	36.85		
Muller (2015)	Argilito	Perpendicular	4	35.7
		Paralela	18.2	29.8
Bernardes (2003)	Gnaisse	Perpendicular	16.4	30.4
		Paralela	15.1	24.8
	Gnaisse	Perpendicular	21.9	31.7
		Paralela	18.8	25.3
Sandroni (1985)	Quartzito Ferrítico	Perpendicular	50	27
	Quartzito Micáceo	Paralela	20	37
Durci e Vargas (1983)	Xisto	Perpendicular	100	27
		Paralela	78	28
	Filito Micáceo	Perpendicular	60	41
		Paralela	10	29
Maccarini (1980)	Gnaisse	Perpendicular	59	32.6
		45 Graus	60	33.0
		Paralela	46	31.4
Campos (1974)	Gnaisse Migmatítico	Perpendicular	52	23
		Paralela	40	22
		Perpendicular	49	22



Autor	Protólito	Orientação	c (kN/m <sup>2</sup> )	phi (°)
	Gnaiss Migmatítico	Paralela	30	21
Müller (este trabalho)	Xisto	Paralela	16.06	29.38
		45 Graus	14.76	29.44
		Perpendicular	15.05	28.28

## 5.5 Aerofotogrametria

O levantamento aerofotogramétrico a partir de aeronave remotamente pilotada resultou em 474 fotos que, processadas, permitiram a definição de onze milhões novecentos e quarenta e sete mil setecentos e sessenta e sete pontos com dados de coordenadas X, Y, Z e cor. A núvem de pontos formou um modelo digital de superfície (Figura 82) com resolução de 17,8cm por píxel e a ortofoto (Figura 83) gerada a partir da retificação das imagens atingiu resolução de 4.44cm por píxel.



*Figura 82 - Modelo digital de superfície gerado a partir de aerofotogrametria.*



*Figura 83 - Ortofoto de alta resolução gerada a partir de aerofotogrametria.*

Os 29 pontos tomados com equipamento GNSS topográfico foram utilizados para aumentar a acurácia espacial dos produtos, e resultaram em erro médio de 3,87cm.

## 5.6 Análise de estabilidade de encostas

Os parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, bem como o modelo topográfico do terreno obtido por aerofotogrametria, possibilitaram a modelagem tridimensional da estabilidade do maciço em estudo, com densidade do solo saturado.

A análise 3D, multidirecional, realizada com grade de 50x50 elementos e 50 iterações, pelos métodos de Bishop, Janbu Simplificado, Spencer, Morgenstern-Price, e GLE (equilíbrio limite geral), resultou em um fator de segurança de 1.04 pelo método Janbu Simplificado, após três minutos e cinquenta e seis segundos de processamento (Figura 84).

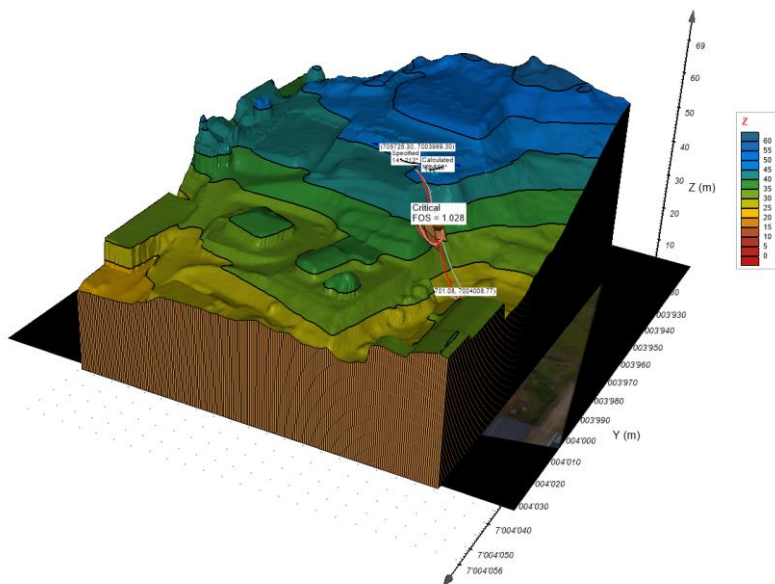


Figura 84 - Análise tridimensional com malha de 50x50 elementos.

A densificação da malha para 100x100 elementos e 100 iterações resultou em fator de segurança de 1.257 pelo método de Janbu Simplificado e o processamento durou 9 minutos e 28 segundos (Figura 85).

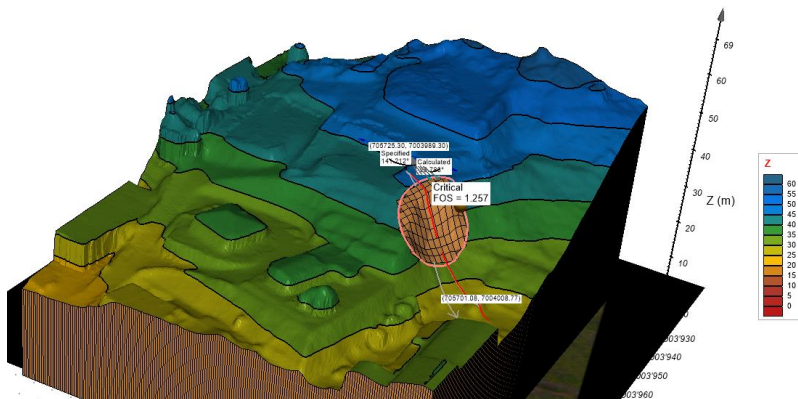


Figura 85 - Análise tridimensional com malha de 100x100 elementos.

Quando testou-se malha de 500x500 elementos e 500 iterações o tempo de processamento passou a dez horas, cinquenta e três minutos e trinta e seis segundos, para obter-se o fator de segurança de 1.271 também pelo método de Janbu Simplificado (Figura 86).

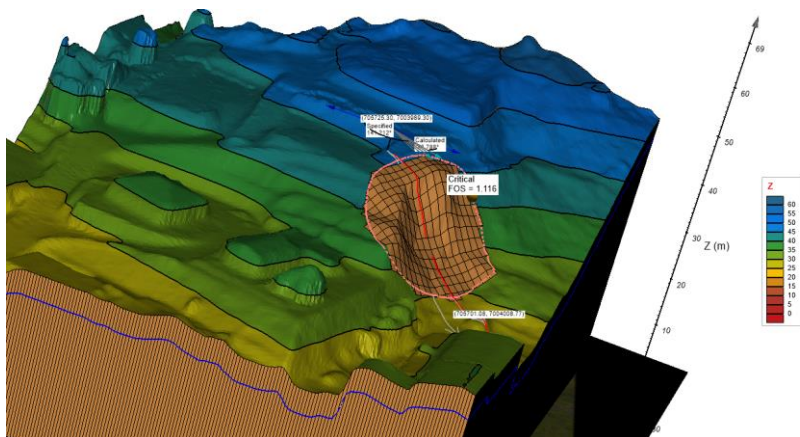


Figura 86 - Análise tridimensional com malha de 500x500 elementos.

A pequena diferença de resultado entre malha de 100x100 e 500x500 quando comparado ao tempo de processamento, justificou a utilização da primeira para as demais propostas. Como, em todos os cenários, o método de Janbu Simplificado encontrou o menor fator de segurança, ainda que



próximo aos demais métodos, este passou a ser o único método de busca para as demais propostas, pela adoção de um critério favorável a segurança. A avaliação da variação do nível d'água na encosta foi realizada com malha de 100x100 elementos e 100 iterações, com nível d'água há 5, 4 e 3.5 metros da superfície e aflorante. Os fatores de segurança encontrados foram de 1.116 para 5 metros (Figura 87), 1.039 para 4 metros (Figura 88), 0.993 para 3.5 metros (Figura 89) e 0.51 aflorante (Figura 90).



*Figura 87 - Análise tridimensional com nível d'água há 5 metros.*

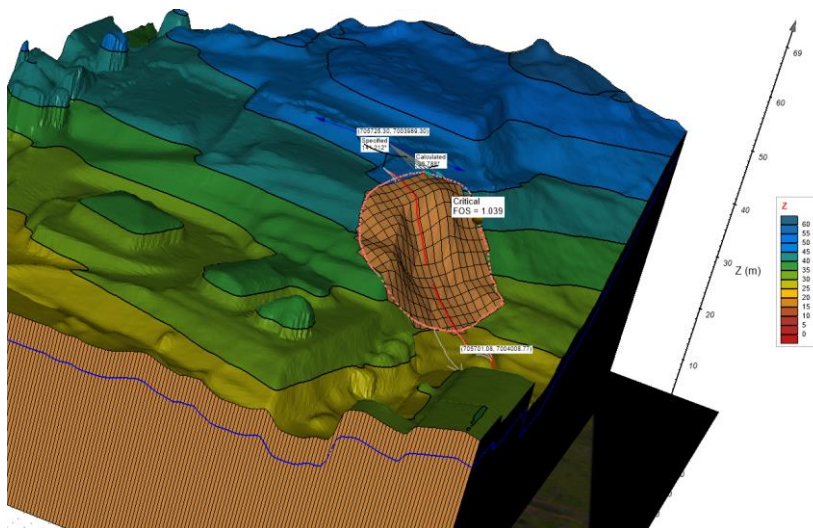


Figura 88 - Análise tridimensional com nível d'água há 4 metros.

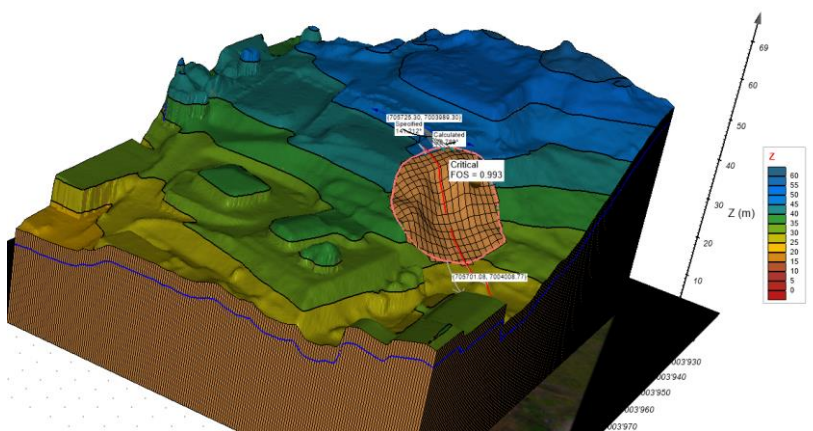


Figura 89 - Análise tridimensional com nível d'água há 3.5 metros.

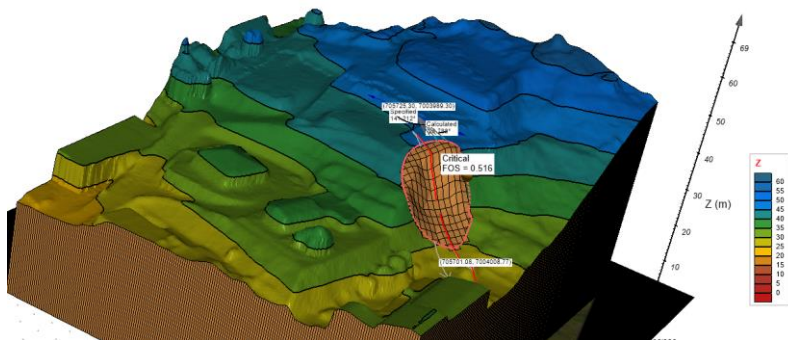


Figura 90 - Análise tridimensional com nível d'água aflorante.

Os resultados obtidos permitiram definir a profundidade de 3.5 metros como limite para condição de ruptura. Realizou-se ainda uma determinação com malha de 750x750 elementos, pelo método de Janbu Simplificado e com nível d'água há 3.5 metros da superfície. O fator de segurança obtido foi de 0.996. A Figura 91 apresenta o resultado dessa análise com o recurso de superposição de ortofoto, o qual facilita o entendimento da localização da feição.

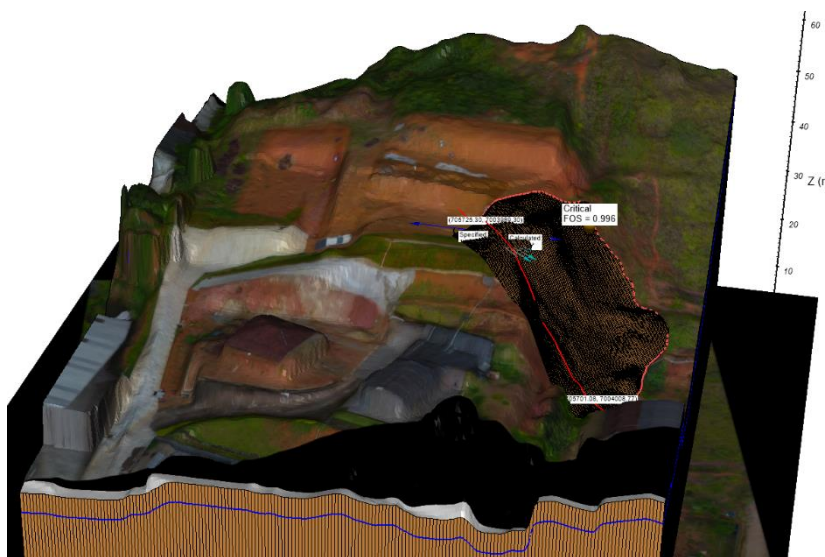
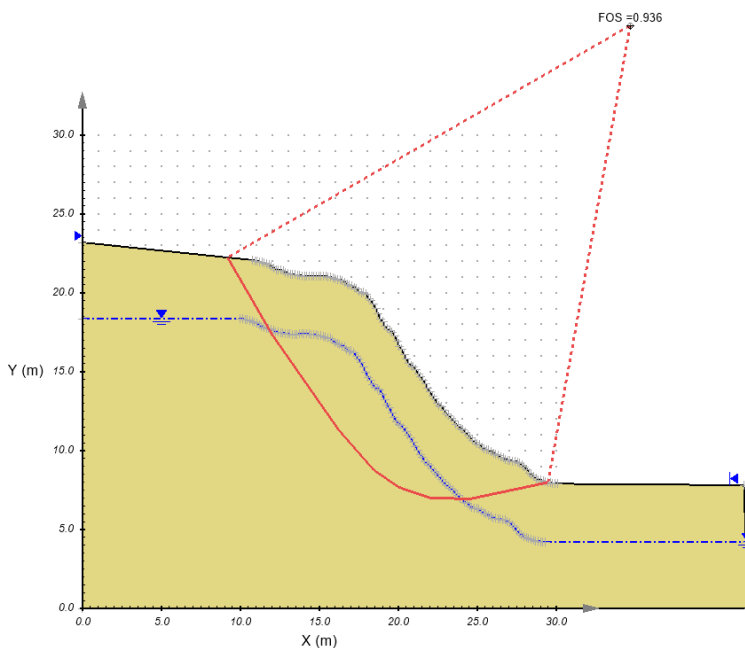


Figura 91 - Análise tridimensional de estabilidade, com malha de 750x750 elementos e nível d'água há 3.5 metros.



A análise probabilística de estabilidade foi realizada no perfil em que encontrou-se os menores fatores de segurança pela análise 3D (Figura 92), e obteve fator de segurança de 0.936 e probabilidade de falha de 51.506% (Figura 93).



*Figura 92 - Análise probabilística de estabilidade.*

A Tabela 12 apresenta os resultados de análise de estabilidade de forma resumida.

Tabela 12 - Resultados de análises de estabilidade.

Análise	Profundidade NA (m)	FS	Probabilidade de Falha
3D	5	1.116	-
	4	1.039	
	3.5	0.996	
	0	0.516	
Probabilística	3.5	0.936	51.506%

SVSLOPE Solver -- v5.4.00 -- PROFESSIONAL -- [2D\_mestrado]

Method	FOS Moment	FOS Force	PF (%)
Janbu Simplified	-	0.936	51.506

Solving "2D\_mestrado.svm"

Search Method: Slope Search, Probability Analysis (150000/150000)

Search Progress: **Finished**

Run Time: 0:32:05

Figura 93 - Resultado da análise probabilística.

## 6 CONCLUSÃO

Os trabalhos realizados durante esta pesquisa permitiram concluir que os avanços tecnológicos fazem das geotecnologias ferramentas de grande importância para a geologia, sobretudo na área da geotecnia e estabilidade de encostas.

Ainda que os mapas geológicos disponíveis não sejam concordantes entre si, foi possível classificar o material encontrado na área de estudos é um solo residual de xisto.

Os pesos específicos, índice de vazios e as distribuições granulométricas dos solos estudados apresentaram-se coerentes com o solo residual de xisto e bastante uniformes. O setor que apresentou maior densidade, também apresentou resistência ao cisalhamento muito maior que os pares, e foi desconsiderado na análise de estabilidade de encostas, uma vez que foi considerado expúrio na análise estatística.

A microscopia eletrônica de varredura subsidiou parâmetros microestruturais e de composição química, de modo que fosse possível concluir que os setores de coleta possuem as mesmas características para os referidos atributos. Um dos setores, porém, apresentou características distintas nas análises laboratoriais, e os resultados do MEV mostraram que nessa área ocorrem minerais de hábito tubular (possivelmente haloisita), característica de solo menos evoluído em comparação às demais amostras, onde foram identificados minerais de hábito tabular (possivelmente calcita formada a partir da alterações dos feldspatos e micas).

As curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal dos ensaios de cisalhamento direto mostraram-se bastante semelhantes em todos os setores e orientações. Os ensaios mantiveram média de deformação de ruptura entre 3% e 5%. O que equivale à um deslocamento horizontal de 3mm a 5mm em corpos de prova com 100mm de dimensão lateral.

Verificou-se que a maioria das curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal tenderam a estabilização após a ruptura, apresentando leve incremento de tensão cisalhante, que pode ser fruto, dentre outros fatores, de interações entre as caixas de cisalhamento.

Por tratar-se de solo residual de rochas estruturadas, esperava-se que a resistência ao cisalhamento paralela às

estruturas fosse menor que aquela perpendicular às mesmas. As envoltórias encontradas não permitem a concordância com a afirmação anterior, uma vez que as análises apresentadas no capítulo de resultados permitem concluir que o material comporta-se de modo isotrópico, e que a pequena variação entre os resultados não deve ser considerada como fruto da orientação mineralógica da estrutura reliquiar.

As soluções da *SoilVision Systems* empregadas nessa pesquisa para a análise tridimensional e multidirecional de estabilidade de encostas mostraram-se muito versáteis e de fácil utilização. Após pouco treinamento, qualquer profissional habituado aos termos comuns das análises de estabilidade de encostas pode operar as ferramentas e conduzir as atividades desde sua conceituação até o resultado final.

A importância do controle de qualidade dos dados de entrada fica evidenciada com a análise dos dados de ensaios. Após exaustiva campanha em laboratório, foi possível determinar resultados a serem excluídos da análise, os quais poderiam conduzir a interpretações errôneas, que, tratando-se de estabilidade de encostas, não são admissíveis.

Os resultados das análises de estabilidade mostraram que, caso o material atinja a condição de saturação, e nível d'água chegue a 3.5 metros da superfície, as condições atuais de geometria, carregamento e resistência apresentam fator de segurança comparável a condição de ruptura (fator de segurança unitário).

A necessidade de monitoramento, mantendo-se as condições atuais, é evidente e justifica-se pela existência de moradias e empreendimentos localizados extremamente próximos das elevações, e pelo clima da região ser o mais úmido de Santa Catarina.

## 7 SUGESTÕES

Apresentam-se sugestões para trabalhos futuros e em busca da condição de segurança para o local de estudos.

Realizar ensaios triaxiais e de campo, como *borehole shear test* para possibilitar uma comparação dos resultados obtidos por esses métodos com os apresentados nesse trabalho.

Realizar mapeamento geológico de detalhe da região, de modo a permitir o melhor planejamento e ordenamento territorial.

Realizar levantamento geofísico no local de estudos para o melhor entendimento da profundidade do topo rochoso e outros fatores de subsuperfície.

Realizar ensaio SPT no local de estudos.

Estudar o solo por meio de microscopia óptica, com lâmina delgada de solo estruturado.

Atentar para a qualidade e representatividade das coletas de solo, uma vez que os resultados apresentados evidenciaram a importância destes no resultado final.

Desburocratizar a utilização das geotecnologias, sobretudo as aeronaves remotamente pilotadas, para a aquisição de dados espaciais.

Desenvolver sistemas de alarme para movimentação de encostas. Estes devem ser dotados de sensores de baixo custo, que possam ser instalados em diversos locais e integrem o sistema de gerenciamento de riscos.



## REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR - 6508 - Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica** ABNT, 1984. a.
- ABNT. NBR-7181 - Solo - Análise Granulométrica 1984b.
- ABNT. NBR-6457 - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização 1986.
- ABNT. **NBR 11682 - Estabilidade de Encostas**, 2009.
- APAZA, Marco Aurelio Flores; CAMARGO BARROS, José Maria De. Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo, 2014.
- ARCHELA, Rosely Sampaio; ARCHELA, Edison. Síntese cronológica da cartografia no Brasil. **Portal de Cartografia das Geociências**, v. 1, n. 1, p. 93–110, 2008.
- ASTM. D4959 - Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil By Direct Heating, 2016.
- BASEI, Miguel Ângelo Stipp. **O Cinturão Dom Feliciano em Santa Catarina**. 1985. Universidade de São Paulo, 1985.
- BERNARDES, Juliana de Azevedo. **Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss**. 2003. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. 3a. ed. Rio de Janeiro.
- CENTRO UNIVERSITÁRIO DE ESTUDOS E PESQUISAS SOBRE DESASTRES - CEPED. **Atlas brasileiro de desastres naturais: 1991 a 2012**. 2. ed. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2013.
- CHRISTIAN, John T.; LADD, Charles C.; BAECHER, Gregory B. Reliability applied to slope stability analysis. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, n. 12, p. 2180–2207, 1994.

COELHO, Luiz; BRITO, Jorge Nunes. **Fotogrametria digital**. Rio de Janeiro: EdUERJ, 2007.

CONTRIBUIDORES DO © OPENSTREETMAP. **OpenStreetMap**. 2015. Disponível em: <openstreetmap.org>. Acesso em: 24 mar. 2015.

DA SILVA ESPÍNDOLA, Murilo; MACCARINI, Marciano; DAL MORO, Agostinho João. Análise microscópica eletrônica e petrográfica dos enrocamentos da UHE Machadinho. **Geosul**, v. 31, n. 61, p. 67–86, 2016.

DADALTO, Matheus menegassi; DALMONECH, Natan. Ângulo de atrito equivalente do solo e elementos de fundação em concreto, aço e madeira. In: ANAIS DO CONGRESSO TÉCNICO CIENTÍFICO DA ENGENHARIA E DA AGRONOMIA CONTECC' 2015.

DAS, Braja m. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 2. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DEARMAN, W. R.; BAYNES, F. J.; IRFAN, T. Y. Engineering grading of weathered granite. **Engineering Geology**, v. 12, p. 345–374, 1978.

DEDAVID, Berenice Anina; GOMES, Carmem Isse; MACHADO, Giovanna. **Microscopia eletrônica de varredura: aplicações e preparação de amostras: materiais poliméricos, metálicos e semicondutores**. EdIPUCRS, 2007.

DEERE, D. U.; PATTON, F. D. Slope stability in residual soils. In: PROC. 4TH PANAM. CONF. SOIL MECH., PUERTO RICO 1971

EMBRAPA SOLOS. **Mapa Pedológico de Santa Catarina (1:250000)**, 2004.

EMBRAPA SOLOS. **Sistema brasileiro de classificação de solos** Centro Nacional de Pesquisa de Solos: Rio de Janeiro, 2006.

EPAGRI EMPRESA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA E EXTENSÃO RURAL DE SANTA CATARINA. Zoneamento agroecológico e socioeconômico do Estado de Santa Catarina, 1999.



ESPINDOLA, Murilo. Análise da instrumentação para aquisição e apresentação automática de dados de um equipamento de cisalhamento direto. In: ANAIS DO II SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA NA REGIÃO DO CENTRO-OESTE 2011.

ESPÍNDOLA, Murilo da Silva. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis.** 2011. Universidade Federal de Santa Catarina, 2011.

FIORI, Alberto Pio; CARMIGNANI, Luigi. **Fundamentos de Mecânica dos solos e das rochas: Aplicações na estabilidade de Taludes.** 2. ed. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2009.

FREDLUND, Murray et al. Multi-Directional 3-D LEM Slope Stability. In: XVIII BRAZILIAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING THE SUSTAINABLE FUTURE OF BRAZIL GOES THROUGH OUR MINAS 2016, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABMS, 2016.

FREDLUND, Murray; GITIRANA, Gilson. Probabilistic Methods Applied to Unsaturated Numerical Modeling. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 29, n. 2, p. 217–223, 2011. Disponível em: <<http://link.springer.com/10.1007/s10706-011-9391-3>>

FREDLUND, Murray; LU, Haihua; IVKOVIC, Zenja. **Practical Methodology for Transitioning to a 3D Stability Analysis for Geotechnical Consultants** SASKATOON, SOILVISION SYSTEMS LTD, , 2017.

FREDLUND, Murray; THODE, Robert; VAN ZYL, Dirk. Slope Stability Model of the Questa Rock Pile-Phase, 2011.  
 GERSCOVICH, Denise. **Estabilidade de Taludes.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GILBOY, G. Improved soil testing methods. **Engineering News Record** , v. 21, 1936.

GITIRANA JR, Gilson. **Weather-related geo-hazard assessment model for railway embankment stability.** 2005.

GOERL, R. F. et al. Características gerais dos escorregamentos

ocorridos em novembro de 2008 nos municípios de Brusque, Rio dos Cedros e Timbó-SC. **XIII Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada (Viçosa: 2009), Viçosa, UFV, Anais, 2009b. 16p. CD-rom, 2009.**

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. **Estabilidade de Taludes Naturais e de escavação**. 2a. ed. São Paulo: Editora Blucher, 1983.

HARR, Milton E. **Reliability-based design in civil engineering**. New York: McGraw-Hill, , 1987.

HEAD, Kenneth H.; EPPS, R. **Manual of Soil Laboratory Testing**. III ed. London: Pentech Press, 1986. v. 3

HUMMES, Rodrigo André. **Compressibilidade e resistência ao cisalhamento de rejeitos de beneficiamento de carvão mineral em equipamentos de grandes dimensões**. 2007. Universidade Federal de Santa Catarina, 2007.

HUNG, Marcelo Ng Wei Ban et al. LEVANTAMENTO COM VEÍCULO AÉREO NÃO TRIPULADO PARA GERAÇÃO DE MODELO DIGITAL DO TERRENO EM BACIA EXPERIMENTAL COM VEGETAÇÃO FLORESTAL ESPARSA. **Raega - O Espaço Geográfico em Análise**, v. 43, p. 215, 2018. Disponível em: <<http://revistas.ufpr.br/raega/article/view/56621>>

IBGE. Manual técnico de pedologia. **Rio de Janeiro: IBGE, 2007.**

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Censo Demográfico 2010**. 2010. Disponível em: <[www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br)>. Acesso em: 5 nov. 2014.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Cidades**. 2018. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/painel/historico.php?codmun=420290>>. Acesso em: 14 jan. 2018.

JANBU, Nilmar. Slope stability computations: In Embankment-dam Engineering. Textbook. Eds. RC Hirschfeld and SJ Poulos. JOHN WILEY AND SONS INC., PUB., NY, 1973, 40P. In: INTERNATIONAL JOURNAL OF ROCK MECHANICS AND MINING SCIENCES & GEOMECHANICS ABSTRACTS 1973

LAMBE, William T.; WHITMAN, Robert T. **Soil mechanics**. New York: Massachusetts Institute of Technology, 1969.

LO, K. Y. The operational strength of fissured clays. **Geotechnique**, v. 20, n. 1, p. 57–74, 1970.

MACCARINI, M. **Ensaio Triaxiais e de Cisalhamento Direto no Solo Residual Gnáissico Jovem do Campo Experimental da PUCRJ, Gávea RJ**. 1980. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1980.

MAIA, Allan; ASSIS, André. **Etapas para estudos probabilísticos aplicados a Geotecnia**, 2004.

MARTINS, Henrique Lembi. **AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO EM EQUIPAMENTO DE GRANDES DIMENSÕES**. 2006. Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. Oficina de Textos, 2010.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. **Geotechnique**, v. 15, n. 1, p. 79–93, 1965. Disponível em:  
<<http://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/geot.1965.15.1.79>>

MÜLLER, Vitor Santini. **AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE UM PROTOCOLO PARA OBTENÇÃO DE DADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO COM APLICAÇÃO EM MAPAS GEOTÉCNICOS**. 2015. Universidade Federal de Santa Catarina, 2015.

NERVIS, LEANDRO OLIVI. ESTUDO DE CASO: DIAGNÓSTICO DAS PROVÁVEIS CAUSAS DA RUPTURA DE UM TALUDE LOCALIZADO NA CIDADE DE RIO PARDO-RS, COM INDICATIVO DE MEDIDAS VOLTADAS A EVITAR SUA PROGRESSÃO. In: ANAIS DO SALÃO DE ENSINO E DE EXTENSÃO 2015.

PANDOLFO, C. Atlas climatológico do estado de Santa Catarina. **Florianópolis: Epagri**, v. 1, 2002.

PASTORE, Eraldo Luporini; FONTES, Rita Moura. Caracterização e

classificação de solos. **Geologia de engenharia. São Paulo: ABGE**, p. 197–210, 1998.

PETROVIC, Igor; HIP, Ivan; FREDLUND, Murray D. Application of continuous normal–lognormal bivariate density functions in a sensitivity analysis of municipal solid waste landfill. **Waste Management**, v. 55, p. 141–153, 2016. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0956053X15302051?via%3Dihub>>. Acesso em: 22 ago. 2018.

PHILIPP, Ruy Paulo et al. Caracterização litológica e evolução metamórfica da porção leste do Complexo Metamórfico Brusque, Santa Catarina. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 34, n. 1, p. 21–34, 2016.

PORTAL DA CIDADE. **História de Brusque**. 2018. Disponível em: <[brusque.portaldacidade.com/historia](http://brusque.portaldacidade.com/historia)>. Acesso em: 14 jan. 2018.

PREFEITURA DE BRUSQUE. **Conheça Brusque**. 2018. Disponível em: <[brusque.sc.gov.br](http://brusque.sc.gov.br)>. Acesso em: 14 jan. 2018.

REMÉDIO, Flávio Henrique. **ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE ATERRO DE RESÍDUOS URBANOS UTILIZANDO PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE PROPOSTAS BIBLIOGRÁFICAS E CORRELAÇÕES COM NSPT**. Rio Claro, Universidade Estadual Paulista, 2014. Disponível em: <<http://base.repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/123741/00829981.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>

ROSENBLUETH, Emilio. Point estimates for probability moments. **Proceedings of the National Academy of Sciences**, v. 72, n. 10, p. 3812–3814, 1975.

ROSENBLUETH, Emilio. Two-point estimates in probabilities. **Appl. Math. Modeling**, [s. l.], v. 5, p. 329–335, 1981.

SANDRONI, S. S. Sampling and Testing of Residual Soils - A Review of International Practice. In: SCORPION PRESS 1985.

SANTOS, Adailton Antônio Dos. **Avaliação de solo reforçado: estudo de caso**. 2005. Universidade Federal de Santa Catarina, 2005.

SANTOS, Eliana Fernandes Dos. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. 2006. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. Disponível em:  
<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18137/tde-29052007-163758/>>

SANTOS, Manoel Pereira Rego Teixeira Dos. O Imigrante e a floresta: transformações ambientais, das práticas e da produção rural nas colônias do Vale do Itajaí-SC. 2012.

SILVA JÚNIOR, Arlam Carneiro. **Abordagem rítmica probabilística aplicada em análises de fluxo e estabilidade de taludes**. 2015. Universidade de Brasília, 2015. Disponível em:  
<<http://repositorio.unb.br/handle/10482/20521>>. Acesso em: 22 ago. 2018.

SILVA, Milena Arruda. **Análise da susceptibilidade ao colapso de areias quartzosas podzolizadas ao leste do estado de Santa Catarina**. 2016. Universidade Federal de Santa Catarina, 2016.

SOUZA, Raquel Carvalho De. **ESTUDO DO EFEITO DE PARTÍCULAS FLUTUANTES NOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS GRANULARES ARTIFICIAIS**. 2015. Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

SPENCER, E. A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. **Geotechnique**, v. 18, n. 3, p. 384–386, 1968. Disponível em:  
<<http://www.icevirtualibrary.com/doi/10.1680/geot.1968.18.3.384>>

TOMMASELLI, Antonio M. G. **Fotogrametria básica**, 2009.

TRINDADE, Carlos Alberto et al. Estimativa de volume de área minerada utilizando técnica de Structure from Motion. In: ANAIS XVII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO 2015,

João Pessoa. **Anais...** João Pessoa: INPE, 2015. Disponível em:  
<<http://www.dsr.inpe.br/sbsr2015/files/p0912.pdf>>

ULLMAN, S. **The Interpretation of Visual Motion**. 1979

VARGAS, M. **Mecânica dos Solos**. São Paulo: Escola Politécnica de São Paulo, 1972.

VERHOEVEN, Geert. Taking computer vision aloft - archaeological three-dimensional reconstructions from aerial photographs with photostan. **Archaeological Prospection**, v. 18, n. 1, p. 67–73, 2011. Disponível em: <<http://doi.wiley.com/10.1002/arp.399>>

VILAR, Orencio Monje. **Investigação geofísica e resistência ao cisalhamento de resíduos sólidos urbanos de diferentes idades**. 2015. Universidade de São Paulo, 2015.

VITTO, Ramon. **Análise do comportamento geológico-geotécnico aplicada à estabilidade de um talude-Camboriú, SC**. 2016. Universidade Federal de Santa Catarina, 2016.

VITTO, Ramon et al. Avaliação Geológico-Geotécnica da Estabilidade de um Talude em Solo Residual de Xisto: Estudo de Caso no Município de Brusque- SC. In: (ABMS, Ed.)XII CONFERENCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS 2017, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: ABMS, 2017.

WATERKEMPER, Johann Canuto et al. Análise de estabilidade de uma encosta em solo residual de xisto: Estudo de caso no município de Brusque - SC. In: XII CONFERENCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS 2017, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: ABMS, 2017. Disponível em: <<http://cobrae2017.com.br/arearestrita/apresentacoes/63/4110.pdf>>

WESTOBY, M. J. et al. 'Structure-from-Motion' photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications. **Geomorphology**, v. 179, p. 300–314, 2012. Disponível em: <<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0169555X12004217>>

WHITMAN, Robert V; MOORE, Peter J. **Thoughts concerning the mechanics of slope stability analysis.**: Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1963.

XAVIER, Sinval Cantarelli. **O Solo Criado no Urbanismo e no Direito Urbanístico Brasileiro**. 2004. Universidade Federal de Pelotas, 2004.