

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

CURSO DE GRADUAÇÃO EM GEOLOGIA

GABRIEL GUERRA GUARAGNA

**MAPEAMENTO E ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS COM
BASE EM METODOLOGIAS 2D E 3D DO MUNICÍPIO DE TIJUCAS – SC.**

PORTO ALEGRE - RS

2020

GABRIEL GUERRA GUARAGNA

**MAPEAMENTO E ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS COM
BASE EM METODOLOGIAS 2D E 3D DO MUNICÍPIO DE TIJUCAS – SC.**

Trabalho de Conclusão do Curso de Geologia do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Apresentado na forma de monografia como requisito parcial para obtenção de grau de Bacharel em Geologia.

Professor Orientador: Prof. Dr. Masato Kobiyama.

Supervisor: Prof. Dr. Murilo da Silva Espíndola.
(UFSC)

PORTO ALEGRE - RS

2020

CIP - Catalogação na Publicação

Guaragna, Gabriel Guerra
MAPEAMENTO E ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE A
DESLIZAMENTOS COM BASE EM METODOLOGIAS 2D E 3D DO
MUNICÍPIO DE TIJUCAS - SC. / Gabriel Guerra Guaragna.
-- 2020.
109 f.
Orientador: Masato Kobiyama.

Coorientador: Murilo da Silva Espíndola.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto
de Geociências, Curso de Geologia, Porto Alegre,
BR-RS, 2020.

1. Deslizamentos. 2. Resistência ao Cisalhamento.
3. 3D. 4. 2D. 5. Estabilidade de Taludes. I. Kobiyama,
Masato, orient. II. da Silva Espíndola, Murilo,
coorient. III. Título.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

CURSO DE GRADUAÇÃO EM GEOLOGIA

A comissão examinadora, abaixo assinada, aprova o Trabalho de Conclusão de Curso intitulado **“MAPEAMENTO E ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS COM BASE EM METODOLOGIAS 2D E 3D DO MUNICÍPIO DE TIJUCAS – SC.”**, elaborado por **“Gabriel Guerra Guaragna”**, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Geologia.

Comissão Examinadora:

Prof.ª Dr.ª Maria Lidia Medeiros Vignol

Prof. Dr. Clovis Gonzatti

Prof. Dr. Antonio Pedro Viero

Porto Alegre, novembro de 2020

Agradecimentos

Primeiramente, sou grato acima de tudo aos meus pais, que me proporcionaram toda a motivação, auxílio e possibilidade de crescimento no decorrer dessa trajetória.

Aos professores e amigos Masato Kobiyama e Murilo Espíndola por todo o conhecimento que me proporcionaram, além da paciência e incentivos.

Mesmo distante, a todos os colegas, amigos e professores de Coimbra, os quais proporcionaram alguns dos momentos mais impactantes em minha vida.

Aos colegas Vítor Santini Müller, Vinícius Martins Correia, Carolina Rosa e equipe do projeto “Elaboração de cartas de aptidão à urbanização frente aos desastres naturais nos municípios de Santa Catarina” pelos *insights*, dicas e apoio.

A todos que de alguma forma auxiliaram no desenvolver deste trabalho ou impactaram no meu desenvolvimento profissional e pessoal que não foram mencionados, obrigado.

Resumo

O crescimento populacional obriga muitas vezes a expansão urbana a se dirigir para localidades ambientalmente frágeis, que necessitam de atenção frente as suas particularidades. O presente trabalho busca por meio de aplicação de duas metodologias distintas averiguar e analisar o comportamento das encostas situadas no município de Tijucas – Santa Catarina. São aplicados um método 3D a partir do *software SVSlope*, da *SoilVision*, utilizando a ferramenta *Multi Plane Analysis* para que se possa calcular a estabilidade de diversas encostas em simultâneo, obtendo-se um panorama geral da situação. Em paralelo a aplicação de uma metodologia tradicional e recorrente, de declividades limite, a qual fornece uma base comparativa sólida para os resultados obtidos. O método se baseia na ABNT NBR 11682, em que foram analisados 105 modelos 2D em sete classes de declividades. Os fatores de segurança retornados foram plotados em gráficos de dispersão sendo a equação que rege a distribuição dos parâmetros modelada para retornar à declividade considerada limite para determinado fator de segurança presente na norma técnica. Os parâmetros de entrada nos dois modelos são os de resistência ao cisalhamento dos solos, parâmetros estes que foram obtidos através de análises laboratoriais e analisados estatisticamente a partir de um aplicativo criado no Laboratório de Geotecnia Aplicada da Universidade Federal de Santa Catarina para três intervalos de confiança, 90%, 95% e 99%. Ambos os métodos foram concebidos de acordo com os intervalos de estabilidade postulados pela NBR 11682, sendo a classe de alta suscetibilidade para fatores de segurança menores ou iguais a 1,15, baixas suscetibilidades acima ou igual a 1,5 e médias suscetibilidades entre os valores de 1,5 e 1,15. Essas características constituem os mapeamentos como sendo de caráter semafórico. O método 3D apresenta superfícies de ruptura que são expressas em formato elipsoidal e apresentou uma evolução em alta suscetibilidade de 9,85%, 11,93%, 19,26% para os intervalos de confiança supracitados. Já o método de declividades limite apresentou uma evolução de 18,19%, 21,58%, 30,52% para os mesmos intervalos de confiança.

Palavras-Chave: Deslizamentos, Resistência ao cisalhamento, 3D, 2D, Estabilidade de taludes.

Abstract

Population growth often forces urban expansion to move to environmentally fragile locations, which need attention in view of their particularities. The present work seeks to apply two different methodologies to investigate and analyze the behavior of the slopes located in the municipality of Tijucas - Santa Catarina. A 3D method was used on SVSlope software, from SoilVision, using the Multi Plane Analysis tool so that the stability of several slopes can be calculated simultaneously, and obtaining an overview of the situation. At the same time, the application of a traditional and recurring methodology, of slope limits, which provides a solid comparative basis for the results obtained. The method based on ABNT NBR 11682, in which 105 2D models were analyzed in seven classes of slopes. The safety factors returned were plotted on scatter plots and the equation that governs the distribution of parameters modeled to return to the slope considered the limit for a given safety factor in the technical standard. The input parameters in the two models are the shear resistance of the soils, parameters that were obtained through laboratory analysis and analyzed statistically from an application created at the Applied Geotechnics Laboratory of the Federal University of Santa Catarina for 3 intervals confidence, 90%, 95% and 99%. Both methods were designed according to the stability intervals postulated by NBR 11682, with the class of high susceptibility for safety factors less than or equal to 1.15, low susceptibilities above or equal to 1.5 and mean susceptibilities between the values of 1.5 and 1.15. These characteristics constitute the mappings as being of a semaphoric character. The 3D method presents rupture surfaces that are expressed in an ellipsoidal format and showed an evolution in high susceptibility of 9.85%, 11.93%, and 19.26% for the aforementioned confidence intervals. The limit slope method showed an evolution of 18.19%, 21.58%, 30.52% for the same confidence intervals.

Keywords: Landslide, Shear resistance, 3D, 2D, Slope stability.

Lista de Figuras

Figura 1: Sequência de procedimentos desenvolvido pela CPRM (2015)	20
Figura 2: Fluxograma para desenvolvimento do processo de planejamento.....	22
Figura 3: Grau de detalhe para cartas de risco.....	26
Figura 4: Processo simplificado de sobreposição de mapas.....	32
Figura 5: Sistema trifásico de um solo.	34
Figura 6: Distribuição granulométrica. 1) Filito/ Metabásica; 2) Filito; 3) Filito; 4) Ultramilonito; 5) Metabásica; 6) Ultramilonito; 7) Granito pouco milonitizado	36
Figura 7: Envoltória de Ruptura de Mohr-Coulomb	38
Figura 8: Equipamento de Cisalhamento Direto	40
Figura 9: Teste "t" de Student.....	43
Figura 10: Diagrama de Box Plot.....	44
Figura 11: Tipos de movimentos de massa	45
Figura 12: Metodologias de Avaliação aos Movimentos de Massa	48
Figura 13: Polígono de forças de uma fatia genérica de Bishop	51
Figura 14: Método Janbu simplificado e gráfico de correlação dos parâmetros d/L e f_0	52
Figura 15: Comparação entre métodos: Fator de Segurança vs λ	52
Figura 16: Modelo referencial do método M-P.....	53
Figura 17: Comparativo entre análises 2D e 3D.....	54
Figura 18: Localização e acesso de Tijucas - SC	56
Figura 19: Pedologia do município de Tijucas.....	57
Figura 20: Mapa Geológico.....	59
Figura 21: Mapa geotécnico de Tijucas.....	63
Figura 22: Mapa de Hipsometria	64
Figura 23: Mapa de Declividades.....	65

Figura 24: Mapa de suscetibilidade a movimentos de massa.....	66
Figura 25: Fluxograma de Desenvolvimento do Projeto.....	68
Figura 26: Aplicativo para cálculo estatístico.	72
Figura 27: Separação das Áreas.....	73
Figura 28: Geometria de talude com 45° e nível de água aos 5m.	74
Figura 29: Envoltória de ruptura para as amostras M540.	76
Figura 30: Envoltória de ruptura para as amostras M541.	77
Figura 31: Envoltória de ruptura para as amostras M542.	77
Figura 32: Envoltória de ruptura para as amostras M543.	78
Figura 33: Envoltória de ruptura para as amostras M544.	78
Figura 34: Correlação declividade x FS ao intervalo de confiança de 90%: (a) PVg; (b) Cg; (c) Canf; (d) PVx; e (e) PVanf.....	81
Figura 35: Correlação declividade x FS ao intervalo de confiança de 95%: (a) PVg; (b) Cg; (c) Canf; (d) PVx; e (e) PVanf.....	82
Figura 36: Correlação declividade x FS ao intervalo de confiança de 99%: (a) PVg; (b) Cg; (c) Canf; (d) PVx; e (e) PVanf.....	83
Figura 37: Porcentagem por UG afetada no método 2D em diferentes intervalos de confiança: (a) 90%; (b) 95%; e (c) 99%.....	85
Figura 38: Suscetibilidade a movimentos de massa 2D aos diferentes intervalos de confiança: (a) 90%; (b) 95% e (c) 99%.....	86
Figura 39: Modelo 3D com a separação das UG's	87
Figura 40: MPA superior (a) e inferior (b).	88
Figura 41: Análise 3D nativa no Software SVSlope.	88
Figura 42: Porcentagem por UG afetada no método 3D em diferentes intervalos de confiança: (a) 90%; (b) 95% e (c) 99%.....	89
Figura 43: Suscetibilidade a movimentos de massa 3D aos diferentes intervalos de confiança: (a) 90%; (b) 95% e (c) 99%.....	91
Figura 44: Os piores cenários por análise e intervalo de confiança	92
Figura 45: Suscetibilidade Global	95

Lista de Tabelas

Tabela 1: Caracterização física de alguns solos	37
Tabela 2: Resultados do ensaio de cisalhamento direto de alguns autores	41
Tabela 3: Classes de Declividade e Classificação do Relevo.....	64
Tabela 4: Áreas dos relevos.....	65
Tabela 5: Pontos amostrados	69
Tabela 6: Características do ensaio de cisalhamento direto.	71
Tabela 7: Parâmetros dos solos estudados.....	79
Tabela 8: Análise estatística dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.	80
Tabela 9: Declividades Limite para o intervalo de confiança 90%.	81
Tabela 10: Declividades Limite para o intervalo de confiança 95%.	82
Tabela 11: Declividades Limite para o intervalo de confiança 99%.....	83
Tabela 12: Áreas em km ² e % totais afetados para cada intervalo de confiança no método 2D.	84
Tabela 13: Áreas em km ² e % totais afetados para cada intervalo de confiança no método 3D.	89
Tabela 14: Cenários críticos para cada área e intervalo de confiança	93
Tabela 15: Variação do FS em relação aos intervalos de confiança	94
Tabela 16: Comparativo FS ₃ - FS ₂	96

Lista de Quadros

Quadro 1: Conceitos cartográficos	23
Quadro 2: Tipos de cartas geotécnicas	25
Quadro 3: Metodologias e critérios de mapas geotécnicos	27
Quadro 4: Trabalho que se basearam na metodologia de Davison Dias (1995).....	32
Quadro 5: Índices físicos dos solos	35
Quadro 6: Tipos, mecanismos, material e características dos movimentos de massa.....	46
Quadro 7: Relação entre autores e principais Movimentos de Massa no Brasil.	47
Quadro 8: Relação de grau de segurança com seu fator de segurança mínimo.....	50
Quadro 9: Análises 3D realizados por alguns autores	55
Quadro 10: Relação das siglas, nomenclatura e características dos solos de Tijuca	58
Quadro 11: Coluna Estratigráfica de Tijuca	59
Quadro 12: Nomenclatura das unidades geotécnicas	62
Quadro 13: Informações da análise 3D	73

Lista de Abreviaturas e Siglas

2D - Duas dimensões

3D - Três dimensões

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

Canf - Cambissolo substrato anfibolito

Cg - Cambissolo substrato granito

CPRM – Serviço Geológico do Brasil

DIGEO/SUL - Divisão de Geociências do Sul

EESC - Escola de Engenharia de São Carlos

FS - Fator de segurança

GERCO - Projeto de Gerenciamento Costeiro

IAEG - Associação Internacional de Geologia de Engenharia e Meio Ambiente

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

LMS – Laboratório de Mecânica dos Solos

MDT – Modelo Digital do Terreno

M-P – Morgenstern-Price

MPA – *Multi-Plane Analysis*

NBR – Norma Técnica

NW – Noroeste

PVanf - Podzólico vermelho-amarelo substrato anfibolito

PVg - Podzólico vermelho-amarelo substrato granito

PVgn – Podzólico Vermelho-Amarelo substrato Gnaisse

PVx - Podzólico vermelho-amarelo substrato xisto

SC – Santa Catarina

SDS - Secretaria de Estado do Desenvolvimento Social

SEBRAE - Serviço Brasileiro de Apoio às Micro e Pequenas Empresas

SIG – Sistema de Informação Geográfica

SW – Sudoeste

TIN – *Triangular Irregular Network*

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UG – Unidade Geotécnica

UNESCO - Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura

USP – Universidade de São Paulo

Lista de Símbolos

ϕ	Ângulo de atrito interno	°
c	Coesão	kN/m ²
d_q	Dispersão	
α	Erro associado	%
f_0	Fator de correção	
T	Força cisalhante	kN
λ	Forças tangenciais entre fatias	
S	Grau de Saturação	%
IP	Índice de Plasticidade	%
ε	Índice de vazios	
γ	Intervalo de confiança	%
LL	Limite de Liquidez	%
LP	Limite de Plasticidade	%
W_w	Peso da água	kN
W_s	Peso dos sólidos	kN
γ_d	Peso específico aparente seco	kN/m ³
γ_s	Peso específico dos sólidos	kN/m ³
γ_{nat}	Peso específico natural	kN/m ³
W	Peso total	kN
n	Porosidade	%
q_1	Primeiro Quantil	%
τ	Resistência ao cisalhamento	kN/m ²
q_2	Segundo Quantil	%
σ	tensão normal	kPa
q_3	Terceiro Quantil	%
w	Umidade	%
V_w	Volume de água nos vazios	m ³
V_a	Volume de ar nos vazios	m ³
V_v	Volume de vazios	m ³
V_s	Volume dos sólidos	m ³
V	Volume total	m ³

Sumário

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	OBJETIVO GERAL	19
1.2	OBJETIVOS ESPECIFICOS	19
1.3	CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	19
1.4	JUSTIFICATIVA	20
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
2.1	DESASTRES NATURAIS	21
2.2	USO E OCUPAÇÃO DOS SOLOS	21
2.3	MAPEAMENTO E CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA	23
2.4	METODOLOGIAS PARA MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	26
2.4.1	Metodologia IAEG	27
2.4.2	Metodologia Francesa	28
2.4.3	Metodologia PUCE	29
2.4.4	Metodologia EESC – USP	30
2.4.5	Metodologia UFRGS – Mapeamento de grandes Áreas	30
2.5	PEDOLOGIA	33
2.6	ENSAIOS GEOTÉCNICOS	33
2.6.1	O estado dos solos	34

2.6.2	Caracterização Física.....	35
2.6.3	Resistência ao Cisalhamento	37
2.6.4	Critério de Ruptura: Mohr-Coulomb	38
2.6.5	Parâmetros de Resistência.....	39
2.6.5.1	Ângulo de atrito interno.....	39
2.6.5.2	Intercepto Coesivo	39
2.6.6	Ensaio de Cisalhamento Direto.....	39
2.7	ESTATÍSTICA AMOSTRAL	42
2.7.1	Distribuição “t” de <i>Student</i>	42
2.7.2	Método <i>Box Plot</i>	43
2.8	MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA	44
2.8.1	Métodos de análise da estabilidade de taludes	48
2.8.2	Análise Determinística e Fator de Segurança.....	49
2.8.2.1	Método Ordinário ou <i>Fellenius</i>	51
2.8.2.2	Método de <i>Bishop</i>	51
2.8.2.3	Método de <i>Janbu Simplificado</i>	51
2.8.2.4	Método de <i>Morgenstern-Price</i>	53
2.8.2.5	Análises <i>Tridimensionais</i>	54
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	56
3.1	LOCALIZAÇÃO E ACESSOS	56

3.2	PEDOLOGIA.....	57
3.3	GEOLOGIA.....	58
3.3.1	Complexo Canguçu	60
3.3.2	Grupo Brusque.....	60
3.3.3	Suíte Intrusiva Valsungana	60
3.3.4	Suíte Intrusiva Guabiruba	61
3.3.5	Suíte Intrusiva Pedras Grandes.....	61
3.3.6	Sedimentos Aluvionares	61
3.3.7	Sedimentos Colúvio Aluvionares	61
3.3.8	Sedimentos Flúvio-Marinhos	61
3.3.9	Sedimentos de Baías e Lagunas	62
3.3.10	Sedimentos Marinheiros Atuais	62
3.4	MAPA E UNIDADES GEOTÉCNICAS	62
3.5	ALTIMETRIA E DECLIVIDADE	63
3.5.1	Suscetibilidade a movimentos de Massa	66
4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	67
4.1	AMOSTRAGEM	69
4.2	ENSAIOS LABORATORIAIS	70
4.2.1	Cisalhamento Direto	70
4.3	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS “ <i>c</i> ” E “ <i>φ</i> ”	71

4.3.1	Análise de Estabilidade 3D.....	72
4.4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE 2D – DECLIVIDADE LIMITE.....	74
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	76
5.1	CISALHAMENTO DIRETO – COMPORTAMENTO MECÂNICO.	76
5.2	ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	79
5.3	ANÁLISES DE ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS.	80
5.3.1	Suscetibilidade: Método Declividade Limite	80
5.3.1.1	<i>Mapas de suscetibilidade a movimentos de massa 2D</i>	<i>84</i>
5.3.2	Suscetibilidade: Método 3D.....	87
5.3.2.1	<i>Mapas de suscetibilidade a movimentos de massa 3D</i>	<i>88</i>
5.3.3	Comparação dos resultados	94
6	CONCLUSÕES	97
7	SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES.....	99
8	REFERÊNCIAS	100

1 INTRODUÇÃO

A sociedade sempre esteve à mercê de eventos e desastres naturais. Termos estes que, segundo Marcelino *et al.* (2006), apresentam significados diferentes. O primeiro refere-se a um acontecimento que não causa danos socioeconômicos, sendo definido como um evento natural. Caso este acontecimento produza danos materiais e vítimas passa a ser denominado desastre natural.

Segundo o IBGE (2017), 62% dos municípios brasileiros com mais de 500 mil habitantes sofrem com os deslizamentos, os quais são considerados um tipo de movimentos de massa. Quanto mais uma sociedade cresce, maior a necessidade por áreas onde se pode residir e conseqüentemente maiores as chances de presenciar um desastre. Planos Diretores e as devidas informações tendem a evitar ocupações indesejadas, ainda assim, nas últimas décadas, as áreas urbanas instaladas em regiões montanhosas têm sido cada vez mais afetadas por movimentos de massas ao longo das encostas (DIAS; HERRMANN, 2002). O IBGE (2017) demonstra que, em relação as unidades da Federação, o estado de Santa Catarina está entre um dos mais atingidos por deslizamentos, apresentando um percentual de 42%.

Higashi (2006) cita que a expansão dos centros urbanos se inicia geralmente com a ocupação desordenada do solo pela população de baixa renda, onde as estruturas são construídas sem conhecimento geotécnico algum. Acrescenta ainda que a falta de cuidados com os limites impostos pelos solos pode reduzir a vida útil destas estruturas, podendo até levá-las à ruína. Para o correto direcionamento das manchas urbanas, considera-se inicialmente alguns conhecimentos básicos, a resistência dos solos, o comportamento dos solos, a estabilidade de taludes, suscetibilidade dos solos a processos erosivos (HIGASHI, 2006).

Neste contexto, o presente trabalho se baseou no ponto de vista geotécnico para compreender o comportamento dos solos e encostas do município de Tijucas – Santa Catarina podendo, portanto, apontar áreas potencialmente instáveis. Os estudos relacionados as estabilidades em taludes são de importância para se identificar áreas consideradas de risco, assim, aplicações de metodologias mais recentes e comparações com as tradicionais se fazem necessárias tendo em vista sempre uma maior aproximação da realidade. A utilização de um *Software* de análise em 3D, o *SVSlope 3D*, da *SoilVision*, foi utilizado para sanar essa necessidade e o comparativo tradicional foi a metodologia de Declividades Limite para calcular o fator de segurança para diferentes declividades, ambos utilizando o método de Morgenstern – Price.

1.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem por objetivo geral avaliar deslizamentos, aplicando-se cartas de suscetibilidade, segundo duas metodologias distintas, para o município de Tijucas – SC.

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

São objetivos específicos deste trabalho:

- ❖ Avaliar experimentalmente as propriedades físicas e mecânicas de corpos de provas estrategicamente coletados *in situ*;
- ❖ Determinar estatisticamente os parâmetros de resistência;
- ❖ Avaliar a possibilidade de deslizamentos por meio de modelagem 2D segundo três níveis de confiança;
- ❖ Avaliar a possibilidade de deslizamentos por meio de modelagem 3D segundo três níveis de confiança;
- ❖ Comparar e avaliar os modelos 2D e 3D;

1.3 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

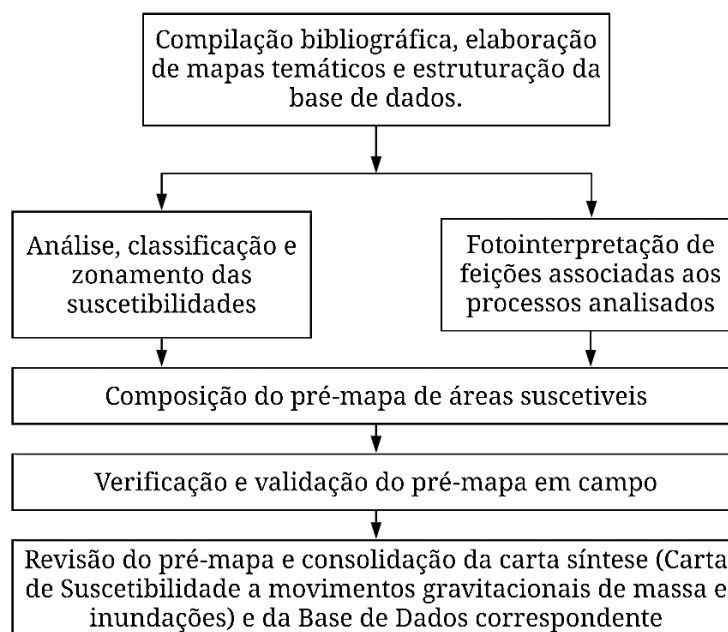
O município de Tijucas conta com uma taxa de crescimento populacional acumulada de 26,3% (2000/2009) e uma taxa média anual de 2,6% (SEBRAE, 2010). O alto crescimento populacional no município inevitavelmente fará com que a cidade, em certo momento, tenha que expandir. Por consequente, se faz necessário entender quais áreas podem ser potencialmente urbanizáveis ou instáveis.

Riffel (2017) acrescentam que a identificação e o mapeamento de áreas suscetíveis a ocorrência de processos naturais catastróficos, que resultam em ameaça e danos a sociedade, é uma demanda de elevada importância, principalmente pelo papel que exerce em ações de planejamento e gestão ambiental, territorial e de riscos.

1.4 JUSTIFICATIVA

CPRM (2015) desenvolveu na região uma carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundação em escala 1:40.000, entretanto, este mapeamento baseou-se em uma metodologia qualitativa (Figura 1) onde demonstrou áreas de alto, médio e baixo risco.

Figura 1: Sequência de procedimentos desenvolvido pela CPRM (2015)



Se faz necessário uma análise quantitativa para o município, onde se objetiva a comparação dos produtos com base na determinação dos parâmetros de resistência dos solos, ensaios laboratoriais e modelagens computacionais.

O acesso às tecnologias e avanços computacionais permitem cada vez mais inovações e abordagens diferenciadas para se caracterizar problemas. A aplicação de análises tridimensionais utilizando o *software* da empresa *Bentley Systems INC - SoilVision* permitirá que se avalie as encostas a partir de uma abordagem incomum para a geração de cartas de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa, onde se esperam produtos que sejam fidedignos às situações reais de relevo e solo presentes no local.

A utilização de uma metodologia utilizada na literatura e testada, declividades limite, se faz necessário para se comparar os resultados encontrados pela metodologia 3D.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo abordará a conceituação teórica a respeito dos resultados obtidos no decorrer deste trabalho. Os assuntos principais serão o uso e ocupação dos solos, mapeamento geotécnico, os ensaios geotécnicos e movimentos de massa.

2.1 DESASTRES NATURAIS

Os desastres naturais são fenômenos que estão intimamente ligados às populações ao longo da história. Enchentes, tempestades, vulcões e deslizamentos de terra são alguns exemplos que aparecem em citações históricas, quase sempre trazendo consigo histórias de melancolia. Kobiyama *et al.* (2006) definem estes desastres naturais como sendo fenômenos naturais severos, influenciados por características regionais como solo, geologia, vegetação, topografia e condições meteorológicas. Quando estes fenômenos ocorrem em locais habitados por seres humanos e resultam em danos (materiais e humanos) e prejuízos (sócio - econômicos) são considerados desastres naturais.

Leoni *et al.* (2011, p. 11) acrescentam afirmando: “*Hazards* (perigo natural/evento perigoso) são naturais, desastres não”. Perigo, portanto, é definido pelos autores como um evento físico, um fenômeno ou uma atividade humana que pode causar perdas humanas, materiais, degradação econômica ou ambiental. Desastres são a combinação de perigos, condições de vulnerabilidade e capacidade insuficiente de reduzir as consequências de um risco. Neste contexto, um perigo se torna um desastre quando este coincide com uma situação de vulnerabilidade.

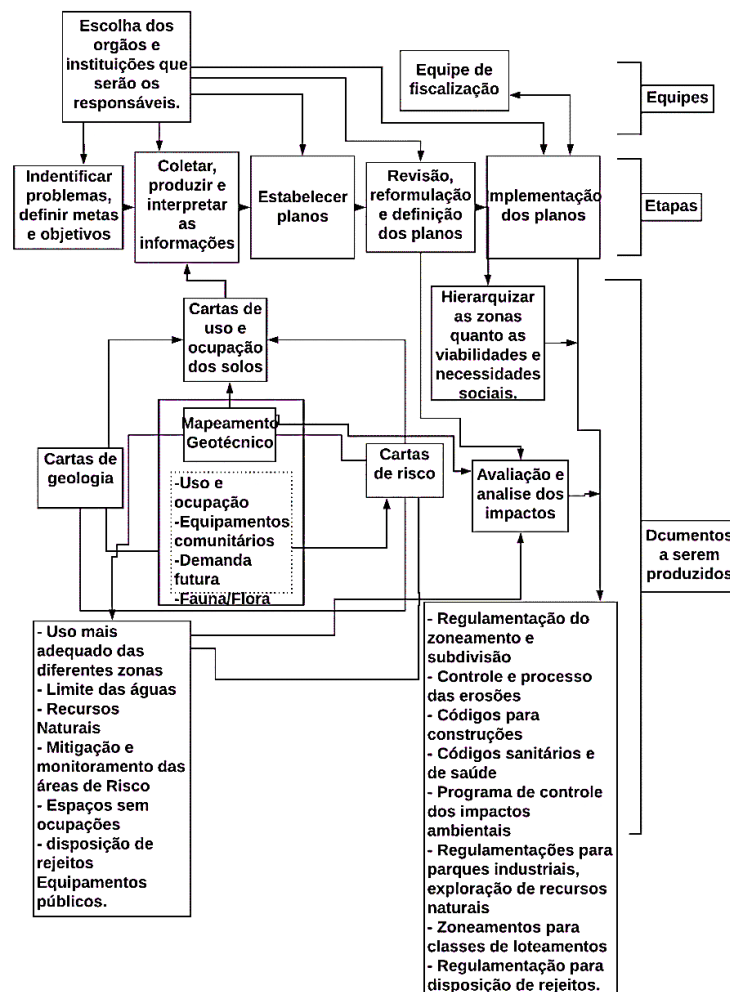
2.2 USO E OCUPAÇÃO DOS SOLOS

A ocupação dos solos é de extrema preocupação ao se tratar das populações. Riffel (2017) afirmam que o processo de urbanização no Brasil levou a população de baixa renda a ocupar áreas vazias desprezadas pelo mercado, áreas muitas vezes ambientalmente frágeis, que foram e são ocupadas de forma precária. Kobiyama *et al.* (2006) salientam que, no Brasil, os desastres naturais são tratados de forma segmentada entre os diversos setores da sociedade e, por esta razão, vem ocorrendo nos últimos anos uma intensificação nos prejuízos causados por estes fenômenos devido ao mau planejamento urbano.

Higashi (2006) corrobora ao citar que a expansão dos centros urbanos se inicia geralmente com a ocupação desordenada do solo pela população de baixa renda, onde as estruturas

são construídas sem conhecimento geotécnico algum. Acrescenta ainda que a falta de cuidados com os limites impostos pelos solos pode reduzir a vida útil destas estruturas, podendo até levá-las à ruína. Segundo Zuquette (1993) entende-se que o ato de planejar uma ocupação seja a adoção de um conjunto de decisões baseadas em características técnicas do meio ambiente, nas necessidades da sociedade e nos fatores operacionais para uma dada região. A Figura 2 demonstra as medidas essenciais para o planejamento de uma ocupação.

Figura 2: Fluxograma para desenvolvimento do processo de planejamento.



Fonte: Adaptado de Zuquette (1993)

Higashi (2006) ainda adiciona que para o correto direcionamento das manchas urbanas, considera-se inicialmente alguns conhecimentos básicos, a resistência dos solos, o comportamento dos solos, a estabilidade de taludes e a suscetibilidade dos solos aos processos erosivos. A geologia, mais especificamente, a geotecnia, atua desta forma proeminentemente na adequação dos municípios ao meio ambiente ao seu redor. Zuquette (1993) defende que a geologia é responsável por:

- Reduzir os altos custos dos processos de ocupação;
- Evitar o surgimento de custos futuros não previstos decorrentes de limitações do meio físico ou para correção de problemas originados devido a implementação inadequada;
- Propiciar o melhor aproveitamento das vantagens do meio físico;
- Propiciar planejamento regional e urbano adequados;
- Obter maior benefício dos investimentos;
- Diminuir os impactos ambientais negativos.

2.3 MAPEAMENTO E CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA

Os trabalhos neste tema tiveram seu início em 1913 na cidade de Leipzig, Alemanha. Segundo Zuquette (1993), Langen em 1913 apresentou os primeiros documentos gráficos na feira de construção da cidade que posteriormente foram úteis na orientação de construções em diversas outras cidades alemãs. Ainda, segundo Zuquette (1993), foi a partir deste momento que começaram a surgir diversos acréscimos de informações, como detalhes em escala e análises diferenciadas.

Os diversos países denominaram seus mapeamentos de diferentes formas, entretanto, todos contavam com um conjunto comum de ações como a obtenção, a avaliação, a análise e a classificação dos atributos do meio físico. Já no Brasil, duas metodologias tiveram maior contribuição: A de língua francesa e de língua inglesa.

As duas terminologias utilizadas no título deste tópico são frequentemente confundidas. Zuquette (1993) define alguns conceitos cartográficos (Quadro 1).

Quadro 1: Conceitos cartográficos

Mapa geotécnico	Representação dos atributos do meio físico levantados, sem realização de análise interpretativa e sempre para escalas inferiores a 1:10.000.
Planta geotécnica	Representação gráfica realizada em escalas maiores que 1:5.000, normalmente voltada para execução de obras específicas.
Carta geotécnica	Representação geográfica, em escala de interpretação dos atributos que estão num mapa.

Fonte: Adaptado de Zuquette (1993)

Para Prandini *et al.* (1992) uma carta geotécnica é, em essência, um instrumento de aplicação que busca ser acessível para além do universo dos especialistas. O autor cita dois tópicos para sua definição:

- Pré-determinar o desempenho da interação entre o uso do solo e o meio físico, assim como indicar potenciais conflitos entre as formas de uso e ocupação;
- Orientar medidas preventivas e corretivas afim de se minimizar perdas e riscos.

Para IAEG (1976) um mapa geotécnico (em inglês “*engineering geological map*”) é um tipo de mapa geológico que fornece representações generalizadas de todos os componentes de um ambiente geológico, sendo estas significantes no planejamento do uso dos solos, construção e manutenção aplicadas à engenharia civil e de minas. Para tanto são delimitadas características necessárias, são elas:

- As características das rochas e solos;
- Condições hidrogeológicas (águas superficiais e subterrâneas);
- Condições Geomorfológicas (características do relevo);
- Fenômenos Geodinâmicos.

Segundo Diniz (1998) a cartografia geotécnica pode ser classificada em três tipos, dependentes de suas funcionalidades (Quadro 2).

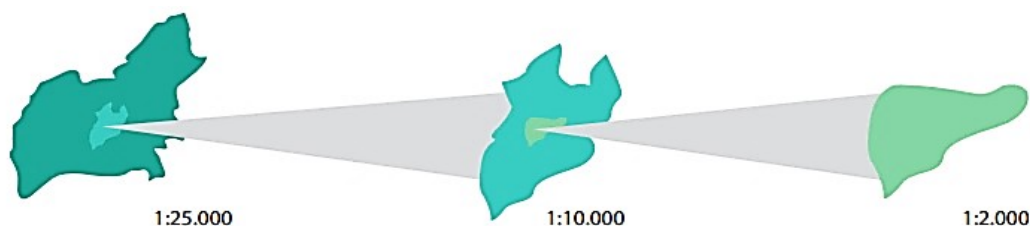
Quadro 2: Tipos de cartas geotécnicas

Classificação de Cartas Geotécnicas	
Planejamento regional e urbano	Aptidão física ao uso do solo urbano
	Aptidão física ao uso do solo agrícola
Suscetibilidade e riscos geológicos (processos do meio físico)	Erosão
	Escorregamento
	Assoreamento
	Inundação
	Afundamento cárstico
	Colapso de solo
	Expansão de solo
	Recalque de solo
	Dinâmica costeira
	Sismos
Viabilidade para implementação de empreendimentos (processos tecnológicos)	Hidrovia
	Rodovias
	Ferrovias
	Duto vias
	Uso e ocupação dos solos
	Barragem
	Indústrias
	Aeroportos
	Portos
	Linhas de transmissão
	Mineração

Fonte: Adaptado de Diniz (1998)

Além das classificações, tratando-se da gestão de riscos, Bitar *et al.* (2015) separa as cartas geotécnicas conforme sua escala (Figura 3). As cartas de suscetibilidade apresentam escalas maiores, abrangendo a área total do município. Já as cartas de aptidão a urbanização abrangerão áreas desocupadas ou com urbanização incipiente situadas dentro do perímetro urbano legal dos municípios, em uma escala de 1:10.000 ou maiores. Por fim, as cartas de risco abrangem as áreas urbanizadas dos municípios, assim sendo, bairros, distritos ou setores residenciais nas quais se verifica alta incidência de assentamentos precários.

Figura 3: Grau de detalhe para cartas de risco.



Fonte: Bitar et al. (2015)

2.4 METODOLOGIAS PARA MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

É necessário salientar que nem toda metodologia é adequada para uma determinada região, pois nunca poderão representar toda a complexidade lá apresentada. Dessa forma se faz necessário, segundo Costa (2001), selecionar um conjunto de feições geológicas de interesse para a área proposta ou atividade que se queira realizar. O autor exemplifica afirmando que, para a Região metropolitana de Belém, não faria sentido algum levantar informações sobre atividades vulcânicas e escorregamentos de encosta.

Zuquette (1993) reforça afirmando que os resultados obtidos através de um mapeamento geotécnico dependerão da metodologia adotada no desenvolvimento do trabalho. Algumas dessas metodologias dependem de um conjunto de conceitos, postulados técnicos, métodos, classificações, recursos tecnológicos de investigação e computacionais, a densidade de informações existentes e características locais. Dessa forma, cada localidade deverá analisar qual ou quais metodologias podem ser empregadas.

Como mencionado anteriormente, existem diversas metodologias, Zuquette (1993), Costa (2001), Souza (2002) e Higashi (2006) são alguns autores que as descrevem. No Quadro 3 são apresentadas as principais.

Quadro 3: Metodologias e critérios de mapas geotécnicos

País	Autor	Crítérios
Checoslováquia	Matula & Pasek (1964)	Morfologia, estabilidade dos terrenos, hidrologia e propriedades físico mecânicas dos solos e rochas.
França	Sanejouand (1972)	Dois tipos de cartas: De documentação – Substrato rochoso, materiais de cobertura, hidrogeologia e geomorfologia. De aptidão – Fundações, viabilidade de vias de transporte, escavabilidade e materiais de construção.
Austrália	Aitchinson & Grant (1976)	Litologia, estrutura e tectônica do substrato, solo e vegetação.
Unesco	IAEG (1976)	Caráter das rochas e solos, hidrogeologia e geomorfologia.
Espanha	Farias <i>et al.</i> (1984)	Geomorfologia.
Brasil	Zuquette (1993) – EESC-USP	Topografia, substrato rochoso, materiais inconsolidados e hidrogeologia e hidrologia.
Brasil	IPT - Nakazawa <i>et al.</i> (1991); Prandini <i>et al.</i> (1995)	Litologia, morfologia e hidrologia
Brasil	Davison Dias (1995) - UFRGS	Pedologia, geologia e topografia.

2.4.1 Metodologia IAEG

A referente metodologia foi desenvolvida para a UNESCO pela Associação Internacional de Geologia de Engenharia, IAEG (1976). Segundo este, o mapa deverá obedecer a alguns requerimentos:

- Retratar informações objetivas necessárias para a correta avaliação das características envolvidas no planejamento regional, ajudando a escolher o melhor lugar e método para uma construção ou mineração;
- Deveria fazer com que seja possível prever mudanças na situação geológica futura e sugerir métodos de prevenção necessários;

- A informação deverá ser apresentada de maneira que seja de fácil entendimento para profissionais que possam não ser geólogos.

Segundo Costa (2001), a metodologia pode ser dividida em 3 tópicos: Conceituação, técnicas de aquisição/ interpretação dos dados e apresentação dos dados em mapas geotécnicos, entretanto, a metodologia proposta pela IAEG (1976) não fornece informações detalhadas quanto a maneira de executar o mapeamento.

Dependendo da finalidade desejada a metodologia propõe classificações, podendo ser para finalidades específicas ou multifinalidades. Além da finalidade, segundo a escala, sendo definida em grande escala: $\geq 1:10.000$; média escala: entre $1:10.000$ e $1:100.000$; pequena escala: $1:100.000$ e menores.

2.4.2 Metodologia Francesa

A metodologia francesa foi criada por Sanejouand (1972) e classifica as cartas geotécnicas, segundo Costa (2001), de duas formas.

Quanto sua escala:

- $1:50.000$ a $1:100.000$ objetivando o esquema de planejamento ao estudo dos solos para áreas metropolitanas;
- $1:25.000$ a $1:10.000$ com finalidade de planejar o uso dos solos em meio urbano;
- $1:10.000$ a $1:5.000$ são estudos de solo para planejamento urbano, visando a elaboração do plano de ocupação dos solos.

Quanto ao Conteúdo e Forma:

- Cartas analíticas (de fatores) representando um ou alguns dos fatores necessários em um estudo geotécnico – representa uma síntese parcial dos dados. Estas podem ainda ser divididas em dois subgrupos:
- Carta de fatores normais estabelecidas no desenvolver do estudo geotécnico e são a base para cartas sintéticas.
- Carta de fatores especiais – em questão de forma, são iguais às de fatores “normais”, mas, são feitas a partir do tratamento destas para resolução de problemas particulares.

Dessa forma, em todos os trabalhos será elaborada uma carta de fatores normais e, dependendo do problema a ser resolvido, elabora-se a segunda.

Costa (2001) ainda acrescenta os fatores que devem ser considerados na elaboração das cartas geotécnicas:

- Natureza e propriedade das rochas;
- Hidrogeologia;
- Geomorfologia;
- Geodinâmica externa;
- Geodinâmica interna;
- Materiais naturais;
- Modificações do meio físico causadas pela ação do homem ou suscetíveis de serem causadas por ele.

2.4.3 Metodologia PUCE

O termo *Pattern, Unit, Component and Evaluation* é designado por PUCE, ou, metodologia Australiana foi desenvolvida por Aitchinson & Grant (1976). Segundo Costa (2001) foi desenvolvida inicialmente para a resolução de problemas ligados à agricultura e em seguida aplicada também para fins de engenharia e planejamento regional. Trentin & Robaina (2005) afirmam que a metodologia é centrada na divisão da área em classes de terreno hierarquizadas a partir de características gerais (Geológico-geomorfológicas), uso do solo e geotécnicas.

Higashi (2006) acrescenta que a metodologia utiliza diversos mapas de entrada, geológicos, topográficos, solos e vegetação, feições do relevo e de drenagens gerando por fim uma classificação dos terrenos para uso regional e urbano. Os terrenos são posteriormente agrupados em classes, sendo elas:

- Província – Classe baseada na geomorfologia. Leva em consideração os aspectos climáticos e geológicos.
- Padrão – Classe com base na amplitude do relevo além do padrão e densidade de drenagem;
- Unidade – Tem como base a geomorfologia, a associação de solos e formações vegetais;

- Componente – Definido com base nos tipos e ângulos de escorregamentos, tipo de perfil de solo, uso da terra ou da superfície de cobertura, associação vegetal e a litologia do substrato rochoso.

2.4.4 Metodologia EESC – USP

A metodologia de Zuquette (1987) e Zuquette (1993) é uma proposta de mapeamento para as condições brasileiras que se baseia em feições do relevo. Para o levantamento das informações é proposto que sejam utilizadas técnicas e métodos que sejam baratos, objetivos e simples pois se baseia em informações pré-existentes. Essas informações são divididas em 3 categorias;

- Mapas básicos fundamentais – apresentados no Quadro 3;
- Mapas básicos opcionais – Pedológico, geomorfológico, de declividades, climáticos e de ocupação;
- Mapas auxiliares – Mapa de dados.

Os produtos desse mapeamento devem estar em escalas entre 1:50.000 e 1:10.000. Higashi (2006) acrescenta que os resultados devem ser apresentados de três formas:

- Mapas de condições geotécnicas gerais: Retratam o meio físico como um todo, não indicando os potenciais ou limitadores da região.
- Mapa de zoneamento geotécnico geral: Representam as condições do meio físico através do zoneamento de áreas similares, considerando os atributos selecionados, porém, sem fins específicos.
- Mapeamento geotécnico específico / carta de aptidão: O mapa geotécnico reflete condições geotécnicas para finalidades específicas.

2.4.5 Metodologia UFRGS – Mapeamento de grandes Áreas

Esta metodologia é denominada de mapeamento geotécnico de grandes áreas, focada em regiões de solos tropicais e subtropicais, concebida por Davison Dias (1995).

Segundo Davison Dias (1995) o Brasil é coberto por mais de 80% de solos tropicais e subtropicais com seu comportamento sendo bastante diferentes dos solos tradicionalmente apresentados nas Referências Bibliográficas. Através de processos pedogenéticos e geológicos

acabam por se formar perfis de solos. A metodologia, segundo Higashi (2006), demonstra ser uma forma abrangente de formular estimativas de unidades geotécnicas, com o objetivo de prever o comportamento do solo relacionando-o com a sua gênese.

A geração dos mapas geotécnicos se dá a partir da soma pedológica e geológica formando uma unidade geotécnica (sobreposição). Higashi (2006) explica que, de maneira geral, cruza-se um mapa geológico com outro pedológico e indicações de comportamento do solo, obtendo-se como resultado um terceiro mapa, com estimativas de comportamentos do solo, chamado mapa geotécnico. O processo de criação simplificado está ilustrado na Figura 4.

É importante ressaltar que as unidades pedológicas se diferenciam das geotécnicas. A primeira destina-se a classificação dos solos com sua finalidade principal para a agronomia onde as classificações ressaltam características como a saturação base, em sódio e alumínio, por exemplo. Já o segundo difere-se por priorizar características do solo que possam propiciar auxílio em obras de engenharia como a sua resistência, comportamento hidráulico ou mecânico.

Davison Dias (1995) explica que, para gerar as unidades geotécnicas, a geologia permite inferir o horizonte saprolítico, ou, as características de alteração da rocha. Já a pedologia infere as características dos horizontes superficiais de um perfil típico. Por fim a topografia delimita o limite entre as unidades. A simbologia, portanto, será:

“ABCxyz”

- “ABC” Correspondem a classificação pedológica. Nessa classificação são ignoradas as características Húmico (h), Álico (a), Eutrófico (e) ou distrófico (d);
- “xyz” identificam a geologia. Nesta é considerada sempre a rocha dominante e, caso haja mais de uma, adotam-se as siglas de todas separadas por vírgula em letras minúsculas.

Figura 4: Processo simplificado de sobreposição de mapas



Do Autor (2020)

Diversos trabalhos, dissertações e teses utilizaram a metodologia de Davison Dias (1995) como base em suas pesquisas e a comprovaram. O Quadro 4 os sintetiza.

Quadro 4: Trabalho que se basearam na metodologia de Davison Dias (1995)

Autor	Objetivo
Valente (1999)	Integrar dados por meio de geoprocessamento com o fim de elaborar mapas geotécnicos para Porto Alegre.
Higashi (2002)	Desenvolvimento e estruturação de um banco de dados geotécnico de um mapeamento geotécnico no norte do Rio Grande do Sul.
Miranda (2008)	Desenvolver um mapeamento geotécnico para a região adjacente à obra de duplicação da rodovia BR101, entre os municípios de Osório a Torres, RS.
Espíndola (2008)	Confeccionar um mapa geotécnico e ambiental do município de Jaguaruna (SC), além da elaboração de um banco de dados para auxílio na elaboração do plano diretor da cidade.
Sbroglia & Higashi (2013)	Realizar um mapeamento geotécnico preliminar com vistas à identificação das unidades geotécnicas mais suscetíveis a ocorrência de movimentos de massa na microbacia do Ribeirão Baú.
Sakamoto <i>et al.</i> (2015)	Comparar o método <i>Borehole Shear Test</i> com o de cisalhamento direto no mapeamento geotécnico de áreas de risco
Caraméz (2017)	Desenvolver mapas geotécnicos e de suscetibilidade a deslizamentos rasos de encostas para a Microbacia do Itacorubi.

Do Autor (2020)

2.5 PEDOLOGIA

Pinto (2006) objetiva a classificação dos solos, sob o ponto de vista da engenharia, pela possibilidade de se estimar o provável comportamento do solo, ou, pelo menos, orientar a adequada análise de um problema. O autor descreve, além de outras classificações, a baseada na origem dos solos, descrevendo-a como tão ou mais útil do que a do ponto de vista da constituição física. Dois grandes grupos separam os solos: Os residuais e os solos transportados.

Solos residuais são formados a partir da decomposição da rocha mãe e se encontram *in-situ*, ou seja, não sofreram nenhum tipo de aporte. Para que esse tipo de solo seja formado são necessárias uma combinação de clima e velocidade de decomposição rápida. A rocha necessita sofrer uma decomposição mais rápida do que a velocidade de remoção por agentes externos, é necessário a influência de chuvas, vegetação e temperaturas altas, fatores abundantes no Brasil e regiões tropicais. Os solos residuais são divididos em horizontes em que seu grau de intemperização é decrescente.

Os solos transportados, ou, sedimentares, são os que sofreram a ação de algum agente transportador que os conduziram ao local em que se encontram no momento. A ação da gravidade forma os solos do tipo coluvionares que são formados por materiais diversos. A água transporta os sedimentos e os acumula em depósitos que podem ser aluvionares, lacustres ou marinhos, onde a velocidade da água irá ditar as características desses tipos de solo. Já o vento origina os depósitos eólicos, tratam-se de partículas que sofreram com o atrito por colisão tornando-as arredondadas. Cada agente transportador irá condicionar o solo originado, as características geomecânicas desses solos serão reflexo dos agentes que os influenciaram.

O mapa pedológico é um material básico para a avaliação de aptidão das terras e constituem, também, fonte de informação para diversas interpretações de interesse da engenharia civil e sanitária, para a recuperação de áreas degradadas e conservação, além da defesa das condições ambientais (POTTER *et al.*, 2004). Em sua dissertação, Sbroglia (2015), considera a pedologia como ciência orientadora do comportamento geomecânico dos solos quando baseada na metodologia de Davison Dias (1995).

2.6 ENSAIOS GEOTÉCNICOS

Existem diversos ensaios para se caracterizar o comportamento geomecânico dos solos, além dos parâmetros físicos. Para Espíndola (2011) os ensaios de laboratório têm a função de

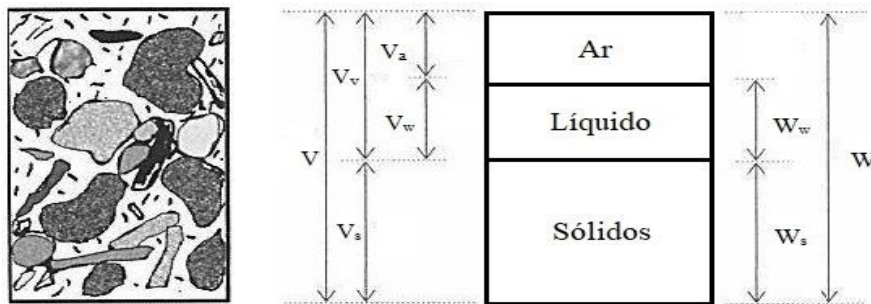
simular ao máximo a situação de campo, sempre prezando pela integridade da amostra. Neste trabalho foram discutidos a resistência ao cisalhamento e os ensaios granulométricos.

2.6.1 O estado dos solos

Para a engenharia geotécnica o conhecimento do estado dos solos se faz muito necessário, Terzaghi *et al.* (1996) afirma que o sucesso para qualquer projeto se baseia em análises, sejam elas de laboratório ou de campo. Entretanto para que tal experimento funcione, necessariamente têm de se basear em regras empíricas que regem o comportamento dos solos.

Os solos são sistemas trifásicos constituídos por um componente sólido e seus vazios que, em determinadas proporções, irão variar entre líquidos e gases. Os sólidos irão determinar as estruturas presentes no solo, Pinto (2006) acrescenta que o comportamento desse irá depender da quantidade relativa de cada uma das três fases. A Figura 5 apresenta um esquema das fases que compõe um determinado solo, onde: V é o volume total; V_v é o volume de vazios; V_s é o volume dos sólidos; V_a é o volume de ar nos vazios; V_w é o volume de água nos vazios; W é o peso total; W_w é o peso da água; e W_s é o peso dos sólidos.

Figura 5: Sistema trifásico de um solo.



Fonte: Modificado de Pinto (2006)

Como mencionado, as quantidades de ar e líquidos podem variar, a evaporação pode diminuir a quantidade de água presente no sistema e, assim, aumentar a quantidade de ar. Já a compressão no solo pode forçar a saída dos líquidos e gases, reduzindo o volume de vazios. Em qualquer um dos exemplos, o estado do solo não irá se alterar, as partículas irão permanecer as mesmas.

As relações presentes nos solos afetam diretamente o estado em que este se encontra. Diversos índices são empregados para correlacionar os pesos e volumes (Quadro 5).

Quadro 5: Índices físicos dos solos

Índice	Correlação
Umidade ($w\%$)	Relação entre o peso da água (W_w) e o peso dos sólidos (W_s). Trata-se da operação mais comum nos laboratórios e é expressa em porcentagem.
Índice de vazios (e)	Relação entre o volume de vazios (V_v) e o volume dos sólidos (V_s). Não é determinada diretamente, mas sim através dos outros índices. Costuma ser representado por números decimais.
Porosidade (n)	Relação entre o volume de vazios (V_v) e o volume total (V). É expressa em porcentagem e indica o mesmo que o índice de vazios.
Grau de Saturação (S)	Relação entre o volume de água (V_w) e o volume de vazios (V_v). Não é determinado diretamente e varia de zero (solo seco) a 100% (solo saturado). Este parâmetro influencia diretamente na resistência à ruptura dos solos.
Peso específico dos sólidos (γ_s)	Relação entre o peso dos sólidos (W_s) e o volume dos sólidos (V_s). Este índice tem pouca variabilidade, estando em torno de 26,5 kN/m ³ (grãos de quartzo) e 30 kN/m ³ para argilas lateríticas.
Peso específico natural (γ_{nat})	Relação entre o peso total do solo (W) e o volume total (V).

Fonte: Modificado de Pinto (2006)

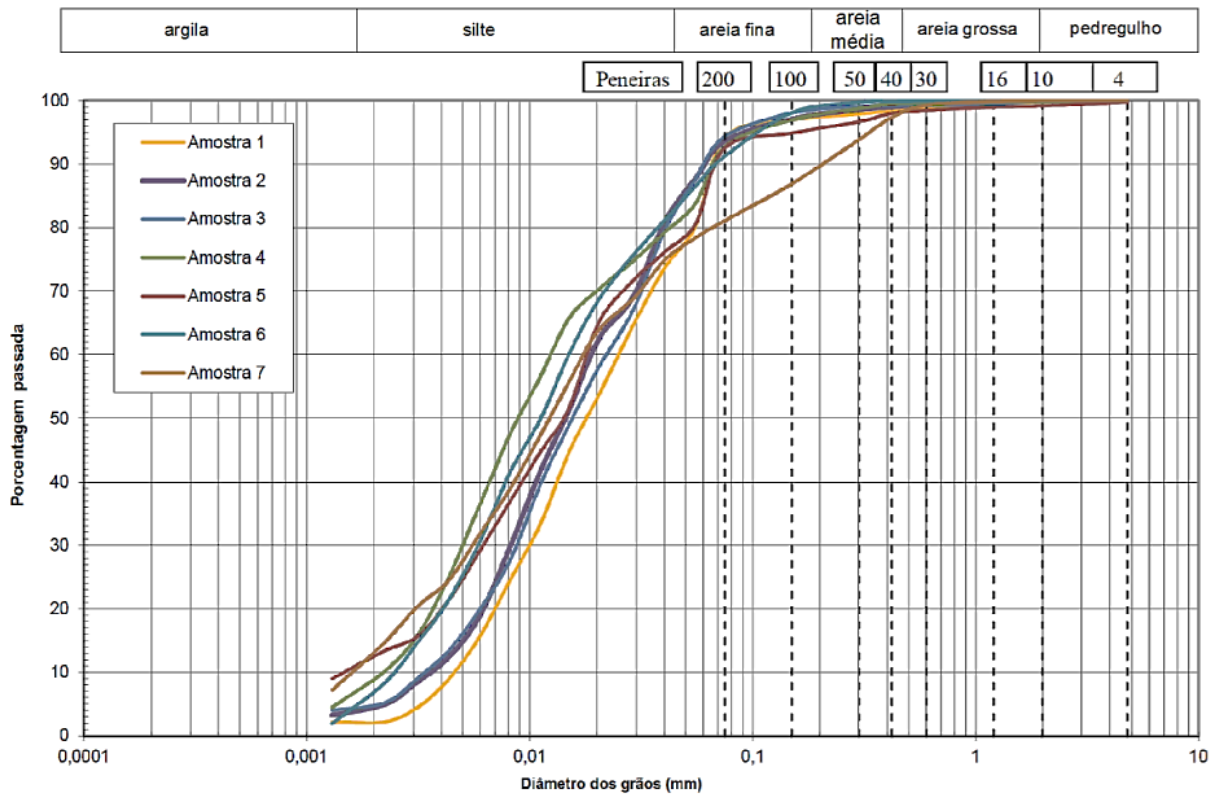
2.6.2 Caracterização Física

O ensaio granulométrico se divide em duas etapas, o peneiramento e em seguida a sedimentação. No Brasil é regida pela ABNT NBR 7181 (2016) que protocola a distribuição dos grãos de cada solo em função da sua dimensão.

O ensaio de peneiramento consiste em passar os grãos do solo por diferentes tamanhos de peneiras. Pinto (2006) descreve o processo: O peso do material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a “porcentagem que passa” e representado graficamente em função da abertura da peneira, em escala logarítmica (Figura 6). A abertura nominal da peneira é considerada como o “diâmetro das partículas”. O autor cita uma limitação presente no ensaio, que é a abertura da malha das peneiras. A abertura nunca vai ser tão pequena quanto o diâmetro de interesse.

O segundo ensaio consiste na sedimentação da porção mais fina do solo, que se baseia na Lei de Stokes, ou seja, a velocidade de queda de partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende do peso específico do material, do fluido, da viscosidade do fluido e do diâmetro da partícula (PINTO, 2006). Aplica-se uma agitação mecânica para que essas partículas decantem em meio aquoso.

Figura 6: Distribuição granulométrica. 1) Filito/ Metabásica; 2) Filito; 3) Filito; 4) Ultramilonito; 5) Metabásica; 6) Ultramilonito; 7) Granito pouco milonitizado



Fonte: Pozzebon (2017)

Para a engenharia, além da classificação granulométrica, é necessário o conhecimento dos índices de consistência dos solos. Neste quesito a fração fina, silte e argila, ditam os valores dos limites de Atterberg na presença de água. Segundo Pinto (2006) os limites se baseiam na constatação de que, sob a influência do teor de umidade do solo, os materiais argilosos se comportam de diferentes formas. Quando muito úmidos se comportam como líquidos, quando secos, tornam-se quebradiços e quando perdem apenas parte do seu teor de umidade, tornam-se plásticos.

Caputo (1988) define os limites de consistência a partir de um solo de umidade muito elevada, este se apresenta como um fluido denso. Com a perda de umidade o solo irá endurecer até alcançar o Limite de Liquidez (LL), onde passa a transitar para um estado plástico. A perda contínua de umidade fará com que se alcance o Limite de Plasticidade (LP), sendo o solo definido como semissólido e finalmente sólido. A diferença entre o LL e LP indica a faixa em que o solo se comporta como plástico e é denominado Índice de Plasticidade do solo (IP)

A Tabela 1 apresenta resultados de análises granulométricas e Limites de Atterberg de alguns autores:

Tabela 1: Caracterização física de alguns solos

Autor	Litologia	Profundidade (m)	Análise Granulométrica					Limites de Atterberg		
			%					%		
			Argila	Silte	Areia			LL	LP	IP
Fina	Média	grossa								
Pozzebon (2017)	Filito/Meta-básica (PVx)	0,0 a 0,50	2	76	16	3	3	37	21	16
Pozzebon (2017)	Filito (PVx)	0,0 a 0,50	6	82	10	1	1	38	25	13
Pozzebon (2017)	Filito (PVx)	1,70 a 3,00	6	82	10	1	1	35	25	10
Cruz (1996)	Xisto e Migmatito (PVx)							46	27	19
Müller (2018)	Xisto (PVx)		2,45	64,89	18,34	13,29	1,03			
Müller (2018)	Xisto (PVx)		3,61	61,60	15,17	18,80	0,82			
Carreno (2017)	Granito (PVg)		25,79	16,94	9,21	30,58	17,48	43	29	14
Carreno (2017)	Granito (PVg)		32,32	11,79	5,61	38,66	11,62	49	36	13
Carreno (2017)	Granito (PVg)		45,12	14,03	4,05	14,73	22,07	59	30	29
Christ (2014)	Granito (Cg)	1,5	11,53	26,23	18,79	19,53	20,33	45	28	17
Correia (2018)	Granito (Cg)	0,5	7,87	19,68	7,84	17,31	47,31	40,05	28,58	11,47
Correia (2018)	Anfibolio (PVanf)	0,5	7,45	29,82	15,71	30,60	16,41	36,12	33,60	2,52
Sbroglia (2015)	Gnaisse (PVanf)	1,0	5,8	16,8	23,4	21,9	32,0	NL	NP	NP
Correia (2018)	Anfibolio (Canf)	0,5	0	27,91	10,72	44,02	17,25	31,09	NP	NP
Correia (2018)	Anfibolio (Canf)	0,5	4,07	32,10	17,52	31,02	15,29	39,85	35,33	4,52
Correia (2018)	Anfibolio (Canf)	0,5	9,23	37,66	15,58	17,19	20,33	55,02	37,50	17,52

Obs: NL - não líquido; NP - não plástico.

2.6.3 Resistência ao Cisalhamento

Os solos estão sujeitos a stress, tensões e falhas, aplicações locais de carga podem causar a deformação da massa de solo em todas as direções. Se as tensões atingirem valores críticos, o solo pode romper. Terzaghi *et al.* (1996) citam que para a maioria dos problemas de engenharia apenas a resistência ao cisalhamento necessita de considerações. Essa propriedade governa, por exemplo, a estabilidade de fundações, barragens, encostas e o comportamento dos movimentos de massa.

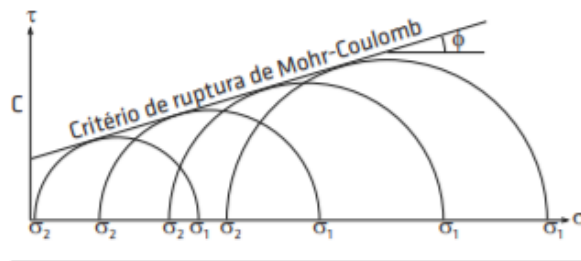
Espíndola (2011) estabelece que a resistência ao cisalhamento de um solo é a resistência por área unitária que este solo pode oferecer contra rupturas e deslizamentos ao longo de um plano inferior.

2.6.4 Critério de Ruptura: Mohr-Coulomb

Solos, assim como a maioria dos materiais sólidos, rompem e esse acontecimento se deve ou pela tensão atuante ou pelas forças cisalhantes. O rompimento devido às forças cisalhantes começa, segundo Terzaghi *et al.* (1996), em alguma superfície que passa pelo ponto em que há a combinação crítica das forças cisalhantes e tensões normais.

Espíndola (2011) acrescenta que a identificação do ponto de ruptura de um solo é interpretativa e irá depender do critério de ruptura a ser adotado. Em estudos de geotecnia é usual utilizar o critério de Mohr-Coulomb (Figura 7) para se interpretar as tensões que atuam no solo e assim determinar os parâmetros ângulo de atrito interno (ϕ) e coesão (c).

Figura 7: Envoltória de Ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: Fiori (2015)

Na mecânica dos solos, de acordo com Terzaghi *et al.* (1996) a linha de ruptura de uma série de testes geralmente deveria ser curva. No entanto utilizando-se da Equação (1) é possível aproximar um segmento da curva a uma reta que tangencia as tensões de ruptura, essa equação fornece a resistência ao cisalhamento a partir de dois outros coeficientes:

$$\tau = \tan \phi \cdot \sigma + c \quad (1)$$

onde τ é a resistência ao cisalhamento; c é a coesão; ϕ é o ângulo de atrito; e σ é a tensão normal.

2.6.5 Parâmetros de Resistência

O solo será capaz de se manter estável caso, como visto anteriormente, não se ultrapasse a resistência crítica ao cisalhamento da massa de solo. O mecanismo de deslizamento entre as partículas do solo será controlado em grande parte por dois parâmetros, o ângulo de atrito interno e a coesão.

2.6.5.1 Ângulo de atrito interno

O ângulo de atrito interno presente nos solos representa as características friccionais entre as partículas do mesmo. Silva & Carvalho (2007) definem este parâmetro como sendo o ângulo máximo que a força transmitida ao solo pode fazer com a força normal à superfície de contato, sem que haja o cisalhamento do solo no plano de ruptura.

O atrito nos solos diferencia-se do fenômeno de atrito entre dois corpos, Pinto (2006) explica que o deslocamento envolve um grande número de grãos, que podem rolar entre si ou rolar uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontram no percurso.

2.6.5.2 Intercepto Coesivo

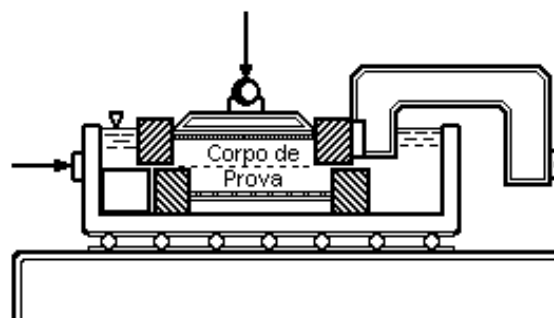
Segundo Caputo (1988) a coesão real se deve às forças eletroquímicas de atração entre as partículas. Há também de se ter em conta a coesão aparente. Terzaghi *et al.* (1996) postulam que esta coesão é um efeito mecânico devido ao contato de umidade nos solos e depende da sua densidade relativa. É por causa deste efeito que declividades verticais de alguns poucos metros conseguem se manter sem suportes laterais.

Caputo (1988) ainda acrescenta que a coesão aparente é resultante da pressão capilar da água contida nos solos, agindo como se fosse uma pressão externa.

2.6.6 Ensaio de Cisalhamento Direto

O método do cisalhamento direto é, segundo Terzaghi *et al.* (1996), o procedimento mais antigo para determinação da resistência ao cisalhamento. É diretamente relacionado com os critérios de Mohr-Columb. Pinto (2006) descreve o ensaio aplicando-se uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura. A Figura 8 ilustra o aparato usado para tal.

Figura 8: Equipamento de Cisalhamento Direto



Fonte: Silva (2004)

O maquinário consiste de uma caixa bipartida, a parte superior, estacionária, enquanto a inferior desloca-se horizontalmente. O corpo de prova é situado entre a caixa com duas pedras porosas em seu entorno que servem como drenantes. A inferior é rugosa, prevenindo que a amostra escorregue durante do cisalhamento.

O ensaio acontece em duas etapas distintas, a consolidação e a ruptura do corpo de prova. Müller (2018) explica que na etapa de consolidação não ocorrem variações laterais no corpo de prova, mas sim, variações volumétricas. Estas variações são função do deslocamento vertical exercido pela força normal aplicada, a etapa de consolidação se conclui quando há a estabilização da amostra. Usualmente são utilizadas diferentes tensões normais para que se possa obter a envoltória de ruptura e determinar os parâmetros de resistência citados no item **2.6.5**.

As deformações são de caráter controlado (velocidade de deslocamento constante e baixa), o maquinário aplica uma força tangencial (T) na parte superior da amostra uma vez que esteja ligado. O equipamento se locomove no sentido da força, fazendo aumentar a força tangencial atuante no solo (MARANGON, 2018).

A Tabela 2 reúne os resultados de ensaios de cisalhamento direto de alguns autores, em que as unidades geotécnicas são as mesmas das estudadas neste trabalho.

Tabela 2: Resultados do ensaio de cisalhamento direto de alguns autores

Autor	Unidade Geotécnica	c (kPa)	ϕ (°)
Müller (2015) e (2018)	PVx	19,20	28,10
	PVx	4,80	24,50
	PVx	6,0	37,70
	PVx	14,70	28,60
Higashi (2006)	PVg	11,0	31,40
	PVg	13,40	35,10
	PVg	7,30	33,70
	PVg	11,0	31,40
	Cg	12,99	38,7
	Cg	0	41,30
	Cg	1,36	31,50
	Cg	11,84	23,20
	Cg	10,95	31,60
Godoi (2014)	Gnaisse	11,6	35,10
	Gnaisse	10,4	32,80
	Gnaisse	13,0	37,90
	Gnaisse	4,20	39,20
	Gnaisse	17,10	36,70
Correia (2018)	PVanf	10,27	29,78
	Canf	3,38	30,94
	Canf	7,92	30,45
	Canf	8,45	29,91
	Canf	4,91	30,39
	Canf	9,61	30,85
	Canf	11,0	36,40
	Canf	14,31	26,56

Fonte: Do Autor (2020)

As nomenclaturas utilizadas para referenciar as unidades geotécnicas derivam da metodologia de Davison Dias (1995), onde PVx são solos Podzólicos vermelho – amarelo de substrato de Xisto; PVg são solos Podzólicos vermelho – amarelo de substrato de Granito; Cg são Cambissolos de Granito; PVanf são solos Podzólicos vermelho – amarelo de substrato de Anfíbolito e Canf são Cambissolos de Anfíbolito.

2.7 ESTATÍSTICA AMOSTRAL

Um modelo estatístico, segundo Landim (2004), envolve variáveis, parâmetros, constantes e uma ou mais componentes casuais ou aleatórias. O termo componente casual é utilizado por representar as flutuações existentes nos dados, essas, que não podem ser previstas em apenas uma observação, podem se tornar previsíveis se tomado um número n de observações.

Reis *et al.* (1999) trazem uma definição da inferência estatística, para a autora, estes métodos envolvem o cálculo das estatísticas, a partir das quais é possível inferir sobre os parâmetros da população. Permitem, com determinado grau de probabilidade, generalizar à população certas conclusões por comparação com os resultados amostrais.

Em muitos casos se faz necessário calcular um parâmetro para uma população, entretanto, este cálculo pode envolver um custo e um tempo demasiado altos ou impraticáveis. Para casos como este, a escolha de amostras permite que se tenha uma estimativa para o parâmetro que se busca. A inferência estatística possibilita, portanto, a tomada de decisões sobre os parâmetros da população sem que se faça necessário um alto número amostral.

Reis *et al.* (1999) ainda afirma que a estatística fornece instrumentos para que se possa responder problemas e tomar decisões com alguma confiança, mesmo quando a quantidade de informação disponível é pequena e as situações futuras são incertas.

2.7.1 Distribuição “t” de *Student*

Esse tipo de distribuição infere sobre medidas populacionais, ou seja, conjuntos de dados. O teste “t” é aplicado para populações pequenas de amostras sendo que, quando superiores a 30, aproxima-se de uma distribuição normal. As duas curvas se diferenciam no aspecto “achatamento”, a curva de distribuição “t” possui uma área maior nas caudas, esse acontecimento resulta que, em um nível de confiança estabelecido, o valor de “t” será um pouco superior ao da normal.

Ferreira (2005) observa que esta distribuição se diferencia da normal pois possui um desvio padrão superior a 1. Trata-se de uma “família” de curvas, cada uma delas associada a um grau de liberdade sempre igual a $n-1$, sendo n o tamanho amostral. Este termo refere ao número de valores que podem variar causando algumas restrições nos dados.

A Figura 9 demonstra a distribuição do tipo “t”. A partir de uma população (de parâmetro μ , por exemplo) separam-se amostras. Espera-se que para um conjunto de amostras, μ se apresente conforme o intervalo de confiança estipulado. Ao se trabalhar com dados estatísticos sempre há um erro associado, para um intervalo de confiança (γ) de 95% temos um nível de significância, ou, erro associado (α) de 5% ($\gamma = 1-\alpha$). Ou seja, para um conjunto de 100 intervalos, baseado em 100 amostras de tamanho n , espera-se que 95 deles contenham o parâmetro μ .

Figura 9: Teste "t" de Student.



Fonte: Andriotti (2005)

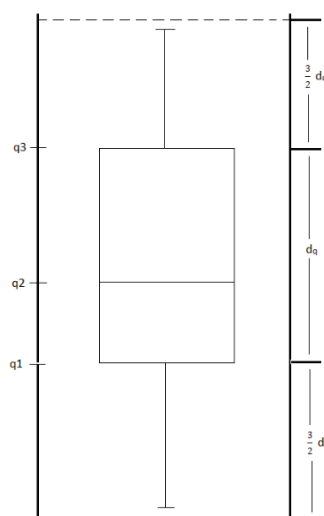
2.7.2 Método Box Plot

O método *Box Plot* dá uma ideia da posição, dispersão, assimetria, caudas e dados discrepantes (Figura 10). A posição central é dada pela mediana e a dispersão por dq . As posições relativas de q_1 , q_2 , q_3 dão uma noção da assimetria da distribuição. Os comprimentos das caudas são dados pelas linhas que vão do retângulo aos valores remotos e pelos valores atípicos (BUSSAB, 2010).

Os quantis, segundo Abar & Araujo (2012), dividem os dados ordenados em três grupos com aproximadamente 25% dos valores em cada grupo. Na estatística descritiva ou na análise exploratória e comparação de dados, o método *box plot* serve como um gráfico para identificação de *outliers* (valores discrepantes) que se encontram afastados da maioria dos dados.

Este tipo de diagrama torna-se bastante útil uma vez que fornecem informações consistentes quanto a dispersão das amostras citadas no teste “t”. Valores atípicos, podendo ser considerados, ou não, *outliers* ficam evidenciados fora dos limites superior e inferior.

Figura 10: Diagrama de Box Plot



Fonte: Do Autor (2020)

2.8 MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA

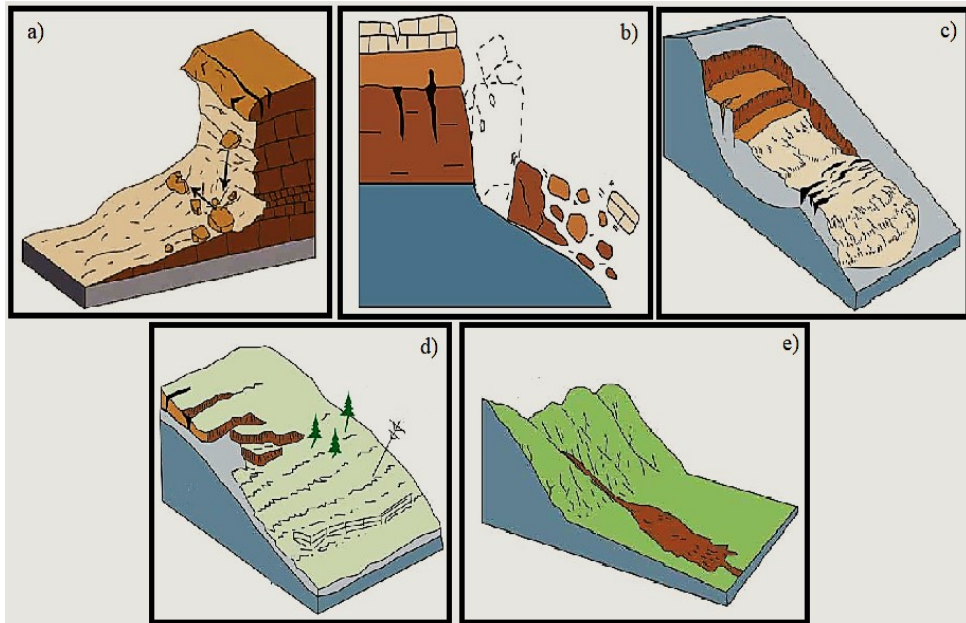
Os materiais compoendo qualquer talude possuem a tendência de deslizar pela influência da gravidade e outras forças, são mantidos em posição pelas tensões resistentes do material (CHOWDHURY, 1978). O autor cita as causas principais para os movimentos de massas, uma encosta estável por vários anos pode, de repente, colapsar. Essas influências podem ser naturais ou antrópicas.

- Distúrbios externos resultando em alteração no balanço de forças;
- Atividade sísmica;
- Incremento nas poro-pressões;
- Decréscimo progressivo nas tensões resistentes dos materiais. Segundo Chowdhury (1978), pode ser devido a deformações. Estas que ocorrem devido a constante força gravitacional sustentada e distúrbios na encosta, com intensidades que não são altas o suficiente para causar o falhamento completo;
- A mudança continua no campo de stress de uma encosta. Toda formação possui um campo de stress inicial que sofre alterações graduais;
- Intemperismo.

Segundo Cruden & Varnes (1996) um movimento de massa (*Landslide*) indica “o movimento de massas de rochas, detritos ou solo descendo a encosta”. Existem diferentes tipos de

movimentos de massas, cada um caracterizado de maneiras diferentes (Figura 11). Ainda, segundo os autores, a cinemática de um movimento de massa – como o movimento é distribuído pela massa de rocha, detrito ou solo – é um dos principais critérios para a classificação dos mesmos.

Figura 11: Tipos de movimentos de massa



Fonte: Adaptado de Cruden & Varnes (1996)

O Quadro 6 sintetiza os movimentos apresentados na Figura 10.

Quadro 6: Tipos, mecanismos, materiais e características dos movimentos de massa.

Tipo de movimento	Mecanismos deflagradores	Material	Características
a) Quedas	Descontinuidades litológico-estruturais e intemperismo físico-químico. Pode haver influência por chuvas em excesso.	Rochas, solo ou ambas	Movimento repentino para baixo, o material desce causando saltos em que pode fraturar e iniciar um rolamento até as cotas mais baixas do terreno.
b) Tombamentos	Gravidade, intemperismo físico-químico e vibrações.	Rochas, detritos ou solos	Ocorre com predominância em terrenos fissurados. É uma rotação frontal do material e pode levar ao movimento de queda ou escorregamento.
c) Escorregamento ou Deslizamento	Chuvas intensas ou elevados índices pluviométricos acumulados. Encharcamento dos solos	Solo ou rocha	Ocorre em encostas de declividade média a alta. Superfície de ruptura planar (translacional), circular (rotacional) ou em cunha.
d) Rastejo (<i>creep</i>)	Chuvas intermitentes e altos índices pluviométricos acumulados. Encharcamento dos solos.	Solo ou detritos	Movimento vagaroso e lento, é causado por tensão cisalhante interna insuficiente para causar rupturas, mas suficientes para causar deformações. Pode ocorrer associado aos deslizamentos.
e) Corrida (<i>debris flow</i>)	Chuvas de alta intensidade, intenso fluxo de água na superfície. Saturação do material.	Solo, rochas e material orgânico	Alta energia de transporte, caracterizado por uma alta concentração de sedimentos de diferentes granulometrias, blocos rochosos e troncos misturados à água formando um líquido viscoso.

Fonte: Do autor

Diversos autores também classificaram os movimentos de massa segundo diferentes características (XAVIER, 2018): atividade, velocidade de deslocamento dos materiais, o tipo de material, a geometria da encosta e a presença ou ausência de água (CRUDEN; LAN, 2015; FERNANDES; AMARAL, 2000; GERSCOVICH, 2012; GUERRA; MARÇAL, 2006; IPT, 1991; VARNES, 1978; PINTO *et al.*, 2012; CORTELETTI, 2017).

Riffel *et al.* (2016) enfatizaram os escorregamentos e corridas como os principais atuantes no Brasil. O Quadro 7 descreve estes processos e relaciona-os com alguns autores.

Quadro 7: Relação entre autores e principais movimentos de massa no Brasil.

	Conceito	Fontes	Descrição
Escorregamento	Fenômeno provocado pelo escorregamento de materiais sólidos como solos, rochas, vegetação e/ou material de construção ao longo de terrenos inclinados.	Christofoletti, 1980; Augusto Filho, 1992; Pinheiro <i>et al.</i> , 2000; Giannini & Riccomini 2001; Avelar <i>et al.</i> , 2002; Nogueira, 2002; Secretaria Nacional de Defesa Civil, 2003; Nummer <i>et al.</i> , 2003; Hermann, 2004; Marcelino, 2004; Saito, 2004; Znamensky, 2005; Bateira, 2006; GOMES, 2006; VANACOR, 2006; Monguilhott, 2008; Silveira, 2008; Tominaga, 2009; Montoya, 2013.	Em linhas gerais, os autores revisados concordam com o conceito de deslizamento. Alguns autores, porém, divergem em relação à causa principal da ocorrência dos eventos, em alguns casos relacionados a força gravitacional (CHRISTOFOLETTI, 1980; GIANNINI; RICCOMINI, 2001), em outros à precipitação (IPT, 2007). A maioria dos autores, no entanto, sustenta que diversas variáveis devem ser levadas em consideração, tais como geomorfologia, geologia, solos, precipitação etc.
Corridas	Movimentos gravitacionais complexos de massa ligados a eventos pluviométricos excepcionais. Ocorrem a partir de deslizamentos nas encostas e mobilizam grandes volumes de material. O escoamento ocorre ao longo de um ou mais canais de drenagem. Têm comportamento líquido viscoso e alto poder de transporte.	Stiny, 1910; Christofoletti, 1980; Augusto Filho, 1992; Cruden & Varnes, 1996; Kanji <i>et al.</i> , 1997; Massad <i>et al.</i> , 1997 e 1998; Pinheiro <i>et al.</i> , 2000; Avelar <i>et al.</i> , 2002; Nummer <i>et al.</i> , 2003; Saito, 2004; Marcelino, 2004; Znamensky, 2005; Bateira, 2006; Gomes, 2006; Vanacor, 2006; Highland, 2008; Monguilhott, 2008; Silveira, 2008; Gramani, 2013; Kobiyama & Michel, 2015.	A maioria dos autores concorda na conceituação de corridas. Variam apenas na nomenclatura utilizada, tais como fluxos, fluxos de detritos, fluxos de massa. A respeito desse conceito destacamos o trabalho “Bibliografia dos trabalhos de fluxos de detritos ocorridos no Brasil no período de 1949-2014”, de Kobiyama & Michel, 2015, onde consta a quase totalidade dos trabalhos envolvendo a temática de corridas no Brasil.

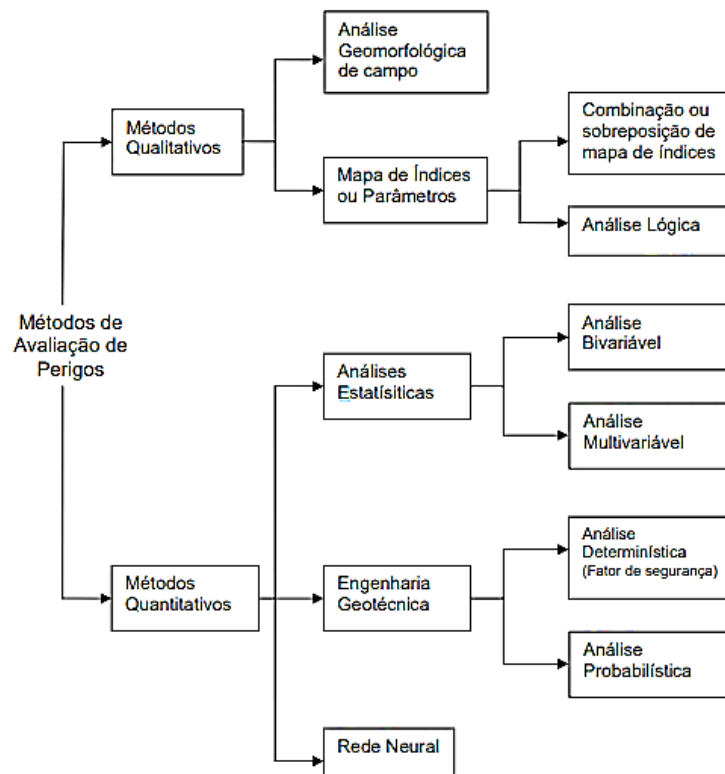
Fonte: Modificado de Riffel *et al.* (2016)

Aleotti & Chowdhury (1999) citam duas razões principais para a preocupação com os movimentos de massa: primeiramente, o aumento na preocupação do impacto sócio econômico causado pelos movimentos e, em segunda instância, o constante aumento na urbanização.

2.8.1 Métodos de análise da estabilidade de taludes

Segundo Tominaga (2007) uma das classificações mais completas dos métodos de avaliação de susceptibilidade e de perigos de escorregamento foi apresentada por Aleotti & Chowdhury (1999). Na Figura 12, são elas apresentadas.

Figura 12: Metodologias de Avaliação aos Movimentos de Massa



Fonte: Aleotti & Chowdhury (1999)

Como discutido no **item 1.4**, CPRM (2015) desenvolveu uma carta de suscetibilidade à movimentos gravitacionais de massa para o município de Tijuca, seguindo os métodos qualitativos apresentados na Figura 12. Dentre os métodos quantitativos, a análise determinística se mostra mais adequada uma vez que a probabilística é restrita do ponto de vista de aplicação prática na previsão de problemas de ruptura. Esta afirmação, segundo Dyminsky (2007), se dá pela independência de fatores e o número pequeno de informações.

A escolha da escala de trabalho deverá afetar a abordagem a ser aplicada. Uma abordagem estatística pode não ser aconselhável para estudos de encostas individuais ou mesmo áreas pequenas. Enquanto que um tratamento utilizando a geotecnia baseado no fator de segurança pode não ser aconselhável para uma escala regional (ALEOTTI; CHOWDHURY, 1999).

Highland & Bobrowsky (2008) destacam que os mapas de susceptibilidade indicam apenas a estabilidade relativa dos taludes não sendo uma previsão absoluta.

2.8.2 Análise Determinística e Fator de Segurança

Os modelos determinísticos, segundo Tominaga (2007), são empregados para análise de vertentes ou de locais específicos para fins de engenharia. Comumente utilizados em engenharia de solos (mecânica de solos), tem-se aplicado para avaliação e mapeamento de perigo de escorregamento, especialmente após a introdução de SIG.

Dyminsky (2007) afirma que estas análises são dependentes do fator de segurança e que pode ter diversas definições.

- a) Fator que minora os parâmetros de resistência ao cisalhamento;
- b) Fator que minora a resistência ao cisalhamento;
- c) Relação entre momento resistente e atuante;
- d) Relação entre forças resistente e atuante;
- e) Relação entre resistência ao cisalhamento do solo e tensões atuantes no maciço.

Existem algumas metodologias para tratar deste assunto, Análise Limite, Tensão – Deformação e Equilíbrio Limite. Para o método equilíbrio-limite a ABNT NBR 11682 (2009) divide o grau de segurança de taludes em três classes: Alto, Médio e Baixo. O Quadro 8 define os graus de segurança relativos à NBR 11682 (2009).

Quadro 8: Norma Técnica 11682

Grau de Segurança necessário ao local	Método baseado no Equilíbrio-Limite
	Padrão: Fator de segurança mínimo.
Alto	1,50
Médio	1,30
Baixo	1,15

Fonte: ABNT - NBR 11682

A definição “e” apresentada por Dyminsky (2007) se caracteriza pela Equação (2) e retorna o fator de segurança:

$$FS = \frac{\text{resistência ao cisalhamento}}{\text{Tensões atuantes}} \quad (2)$$

Como discutido no **item 2.6.4**, os parâmetros de resistência dos solos podem ser calculados a partir dos critérios de ruptura de Mohr – Coulomb, que fornece a resistência ao cisalhamento a partir dos parâmetros de c , ϕ e σ .

O equilíbrio limite objetiva encontrar a superfície crítica de ruptura, ou, o menor valor de FS (DYMINSKY, 2007). O autor ainda cita alguns pressupostos básicos:

- Assume-se uma superfície de ruptura bem definida;
- A massa de solo encontra-se em condição de ruptura generalizada iminente;
- Assume-se um critério de ruptura (Mohr-Columb), sendo este satisfeito ao longo de toda a superfície de ruptura;
- Assume-se um fator de segurança (constante ao longo da superfície potencial de ruptura).

A análise por meio do equilíbrio limite possui duas vertentes, os métodos tradicionais – Perfis homogêneos que consideram a formação como um todo de um único material e perfis quaisquer – Métodos de fatias. Os subcapítulos seguintes irão discutir, portanto, as possibilidades de análise determinística e abordagens para o método de equilíbrio limite.

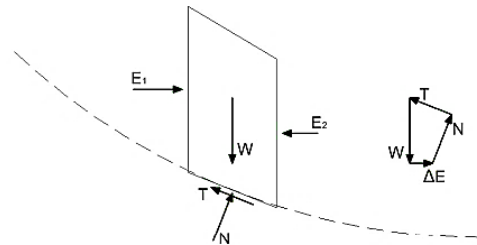
2.8.2.1 Método Ordinário ou Fellenius

Caracterizado por ser o mais simples dos métodos. Estabelece uma equação linear para determinar o fator de segurança e são assumidas que as forças de interação entre as fatias são paralelas às suas bases, permitindo omiti-las (SILVA, 2011). Este fato, entretanto, não leva em consideração que entre cada fatia a inclinação das forças resultantes não poderá ser a mesma, negando o princípio da ação e reação de Newton, não acontecendo, portanto, esse princípio entre as fatias. Passando para a análise da próxima fatia, sua inclinação será diferente da primeira (FREDLUND; KRAHN, 1977). A equação do fator de segurança deriva de uma equação de momentos (SILVA, 2011).

2.8.2.2 Método de Bishop

Segundo Silva (2011) o método foi desenvolvido inicialmente para análise de superfícies circulares, mas podendo ser aplicado a superfícies não circulares. O método satisfaz apenas o equilíbrio de momentos, de onde se obtém o fator de segurança (Figura 13). A reação normal na base é obtida através do equilíbrio de forças segundo a direção vertical.

Figura 13: Polígono de forças de uma fatia genérica de Bishop



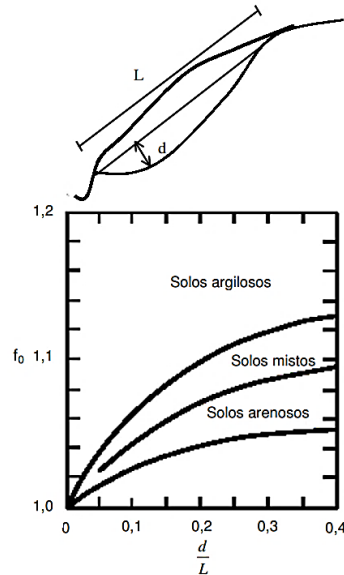
Fonte: Silva (2011).

2.8.2.3 Método de Janbu Simplificado

Este método admite qualquer geometria para uma superfície de ruptura em que a massa do possível escorregamento é subdividida em fatias (REMÉDIO, 2014). O método introduz um fator corretivo f_0 que multiplica o fator de segurança resultante do equilíbrio de forças segundo a direção horizontal (SILVA, 2011). Este fator de correção, segundo Fredlund & Krahn (1977), é usado visando levar em conta as forças de interação negligenciadas pelo método. O fator é correlacionado com c , ϕ e o formato da superfície de ruptura. Silva (2011) ainda acrescenta que o fator de segurança final é resultado do produto com f_0 . Na Figura 14 demonstra-se o modelo

de um talude finito com um plano de ruptura qualquer e o gráfico para se obter o fator corretivo correlacionado aos parâmetros d/L .

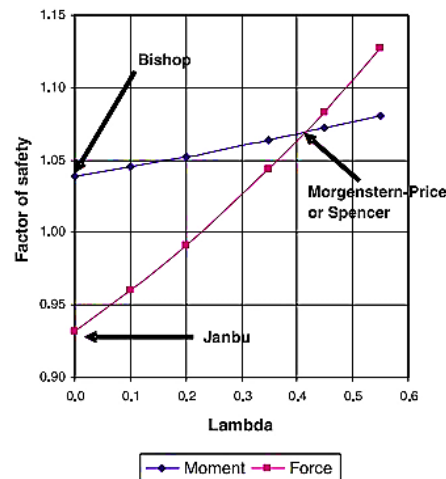
Figura 14: Método Janbu simplificado e gráfico de correlação dos parâmetros d/L e f_0



Fonte Fabricio (2006)

Krahn (2003) analisou os diversos métodos do equilíbrio limite e demonstrou o fator de segurança mais baixo para o método Janbu (Figura 15). O gráfico construído inter-relaciona λ – Forças tangenciais entre as fatias – com o fator de segurança para cada método. Bishop e Janbu desconsideram λ e satisfazem apenas o equilíbrio de momentos ou de forças, respectivamente. Por essa razão, encontram-se no eixo das abscissas, onde $\lambda=0$.

Figura 15: Comparação entre métodos: Fator de Segurança vs λ



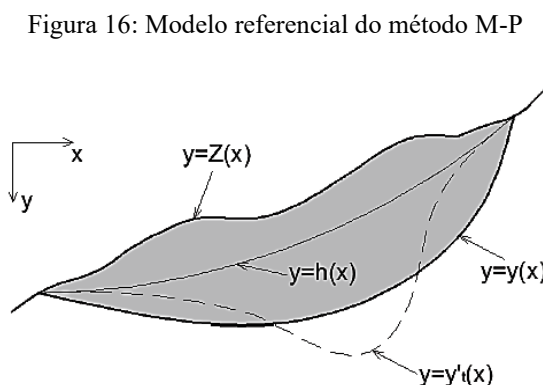
Fonte: Krahn (2003).

2.8.2.4 Método de Morgenstern-Price

Este método é considerado rigoroso, Krahn (2003) afirma que as análises de equilíbrio-limite aplicadas na prática deveriam utilizar, no mínimo, um método que atenda tanto a interação de forças quanto o equilíbrio de momentos. Como visto na Figura 15, Janbu apenas satisfaz o equilíbrio de forças enquanto Bishop apenas o equilíbrio de momentos, ainda, nem um nem o outro consideram as forças tangenciais entre fatias, sendo $\lambda=0$. O autor citado previamente acrescenta que o método aqui discutido retorna o fator de segurança onde as curvas de Bishop e Janbu se intersectam. Neste momento, o FS satisfaz tanto o equilíbrio de forças quanto o de momentos.

Silva (2011) verifica que para superfícies mistas os valores de retorno de Bishop podem ser sobrestimados enquanto Janbu simplificado resulta em FS muito afastados da realidade, ainda que a favor da segurança. O método Morgenstern-Price resultará em um resultado intermediário, sendo mais fiável. Fabrício (2006) acrescenta que a massa potencialmente instável é dividida em fatias infinitesimais e que, para os cálculos deste método, é necessário o auxílio de um computador.

Morgenstern e Price partiram de uma superfície apresentada na Figura 16. A superfície do terreno é limitada por $y = Z(x)$ além de uma linha de ruptura $y = y(x)$. Há também uma linha de impulso relativa as forças efetivas $y = y'_t(x)$ e outra referente às pressões neutras $y = h(x)$ (SILVA, 2011).



Fonte: Silva (2011)

O autor chega em três equações que definem o método, as duas primeiras, Equações (3) e (4), relacionadas às forças internas normais e tangenciais, são elas:

$$E' = \int_z^y \sigma'_x(y) dy \quad (3)$$

$$X = \int_z^y \tau_{xy}(y) dy \quad (4)$$

Por fim, obtém-se uma relação entre as forças E' e X , dada a seguir:

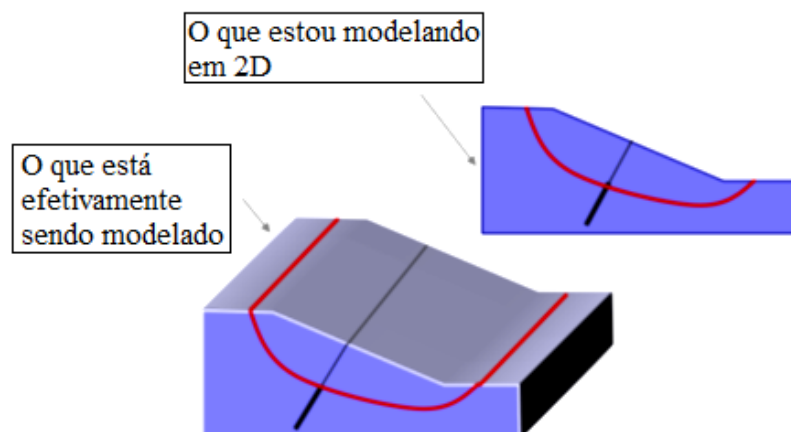
$$X = \lambda f(x) E' \quad (5)$$

Na Equação (5) nota-se a expressão $f(x)$, esta terá que obedecer a alguns critérios definidos pelo comportamento do solo para que os resultados de FS sejam válidos.

2.8.2.5 Análises Tridimensionais

Rotineiramente são utilizados métodos de equilíbrio limite em 2D para se solucionar problemas com a instabilidade de encostas, entretanto, o formato que é assumido para a encosta geralmente não é realista e não assume o padrão tridimensional que é representado na natureza. Este fato fica muito bem ilustrado na Figura 17, em que, segundo Fredlund *et al.*, (2017), o que realmente está sendo representado é a solução de uma superfície de deslizamento cilíndrica, onde a resistência ao cisalhamento na base e topo do modelo em 2D não estão sendo considerados.

Figura 17: Comparativo entre análises 2D e 3D



Fonte: Adaptado de Fredlund *et al.*, (2017)

Segundo Fredlund *et al.*, (2017) análises em três dimensões não são recentes e vêm sendo estudadas há várias décadas. Seu precursor a partir do método das colunas foi Hovland (1979) em que analisou uma vertente em três dimensões.

Lam & Fredlund (1993) demonstraram que o uso de um modelo bidimensional em seu estudo subestimou consideravelmente o fator de segurança e, conseqüentemente, superestimou os parâmetros de forças cisalhantes do solo. Os autores concluíram que análises tridimensionais deveriam ser executadas para situações complexas, de geometrias não uniformes e utilização de parâmetros de resistência para simulação realística do solo.

Gitirana *et al.* (2020) realizou um estudo de estabilidade na Barragem do Fundão, utilizando o *Software SVSlope*, onde demonstrou diferenças nos FS 2D e 3D na ordem dos 10%, sendo os tridimensionais mais elevados para a sessão transversal do talude com eixo retilíneo. O autor afirma que os recursos computacionais da atualidade permitem análises 3D mais abrangentes e com tempos de processamento razoáveis.

O Quadro 9 apresenta os resultados e análises obtidos por alguns autores.

Quadro 9: Análises 3D realizados por alguns autores

Autores	Método	Parâmetros	Geometrias das encostas	Efeitos 3D encontrados
Anagnosti (1969)	Morenstern – Price estendido	c e ϕ	Irrestritas	$FS_3 = 1.5$; FS_2 em apenas um caso
Hovland (1977)	Método das fatias estendida		Irrestritas	$FS_3 < FS_2$ apenas em alguns casos
Chen & Chameau (1983)	Spencer estendido		Irrestritas	$FS_3 < FS_2$ apenas em alguns casos
Leshchinsky <i>et al.</i> (1985)	Equilíbrio limite e análise variacional		Irrestritas	$FS_3 > FS_2$
Ugai (1985)	Equilíbrio limite e análise variacional		Encostas verticais / Cilíndricas	$FS_3 > FS_2$
Cavounidis (1987)	Equilíbrio limite		Irrestritas	FS_3 necessariamente $> FS_2$
Hungr (1987)	Bishop Modificado		Irrestritas / superfícies de revolução	$FS_3 > FS_2$
Xing (1988)	Equilíbrio limite		Irrestritas / elipsoidal	$FS_3 > FS_2$

Fonte: Duncan (1996)

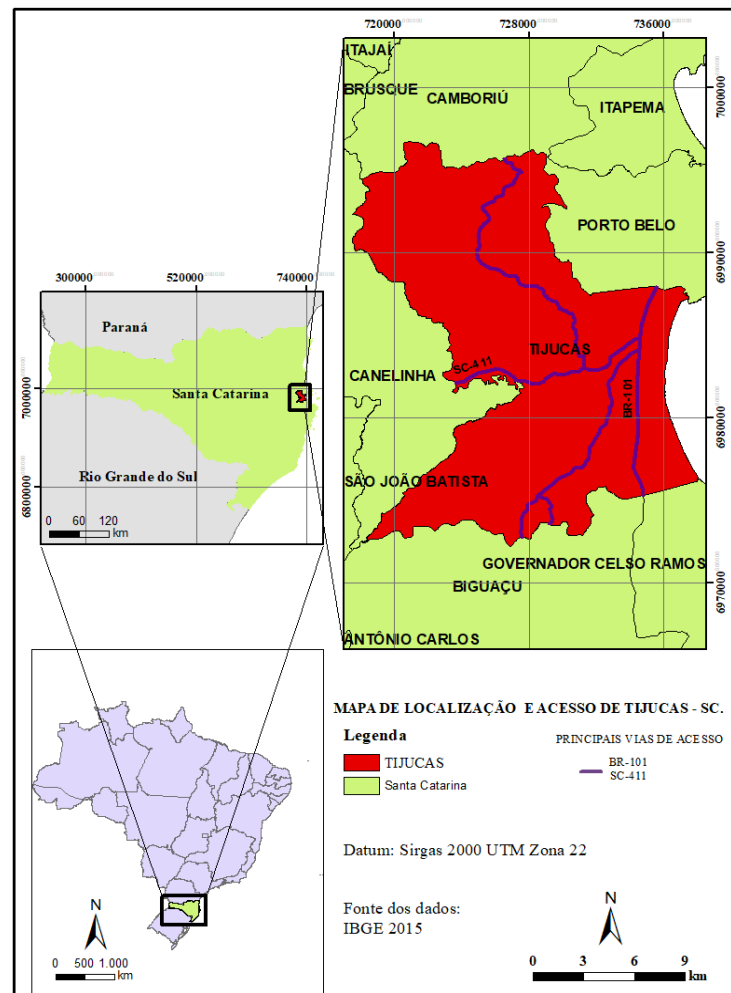
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO E ACESSOS

O município de Tijucas situa-se no estado de Santa Catarina entre as coordenadas 27°14'29" de latitude Sul e 48°38'01" de longitude oeste. Encontra-se a 50 km ao norte de Florianópolis e suas principais vias de acesso são a BR-101 e a SC-411, duas grandes rodovias, muito movimentadas, que cortam a cidade em dois sentidos.

A cidade conta com uma população de 30,960 habitantes, segundo o último censo (IBGE, 2010) e cobre uma área de 279,952 km² (IBGE, 2015) (Figura 18).

Figura 18: Localização e acesso de Tijucas - SC

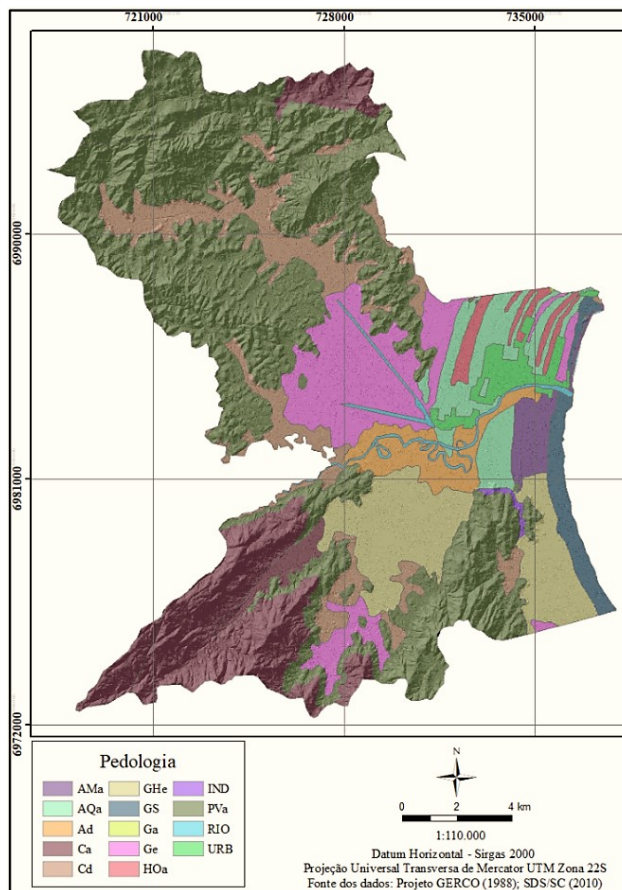


Fonte: Do Autor (2020)

3.2 PEDOLOGIA

Como discutido no **item 2.4.5**, a pedologia destina-se a classificação dos solos, ressaltando características como a saturação base, em sódio e alumínio, por exemplo. Há no município um total de 8 classes de solos, sendo a especial atenção para os podzólicos vermelho-amarelo (PVa) e os cambissolos (Ca). A pedologia do município está apresentada na Figura 19, realizado pelo Projeto de gerenciamento costeiro, GERCO – 3º fase (1988), em escala 1:100.000.

Figura 19: Pedologia do município de Tijucas.



Layout: Do Autor (2020); Fonte: Projeto Gerco (1988); SDS/SC (2010)

Como pode ser observado pela legenda da Figura 19, este utiliza da nomenclatura antiga. O Quadro 10 relaciona a legenda com a sua nomenclatura atual e características. O sistema brasileiro de classificação dos solos os separa em 13 ordens: Argissolos, Cambissolos, Chernossolos, Espodossolos, Gleissolos, Latossolos, Luvisolos, Neossolos, Nitossolos, Organossolos, Planossolos, Plintossolos, Vertissolos (EMBRAPA, 2013), nem todos presentes na localidade.

Quadro 10: Relação das siglas, nomenclatura e características dos solos de Tijucas

Sigla	Nomenclatura	Características
Ad	NEOSSOLO	Solos constituídos por material mineral ou orgânico pouco espesso. Não apresentam muitas alterações do material original por não ter sofrido com a atuação pedogenética.
Ama	NEOSSOLO	
AQa	NEOSSOLO	
Ca	CAMBISSOLO	Solos essencialmente minerais, com horizonte B incipiente e subjacente a qualquer tipo de horizonte superficial. São solos tipicamente de altitude.
Cd	CAMBISSOLO	
Ge	GLEISSOLO	Solos hidromórficos, essencialmente minerais e apresentam o horizonte glei dentro de 150cm da superfície do solo. São solos mal drenados, com permeabilidade muito baixa e predomínio das frações de argila e silte.
Ghe	GLEISSOLO	
Gs	GLEISSOLO	
Hoa	ORGANOSSOLO	São solos pouco evoluídos com predominância de características do material orgânico em graus variáveis de decomposição.
Pva	ARGISSOLO	Solos essencialmente minerais que tem por características diferenciais a presença de horizonte B textural argiloso de baixa atividade.

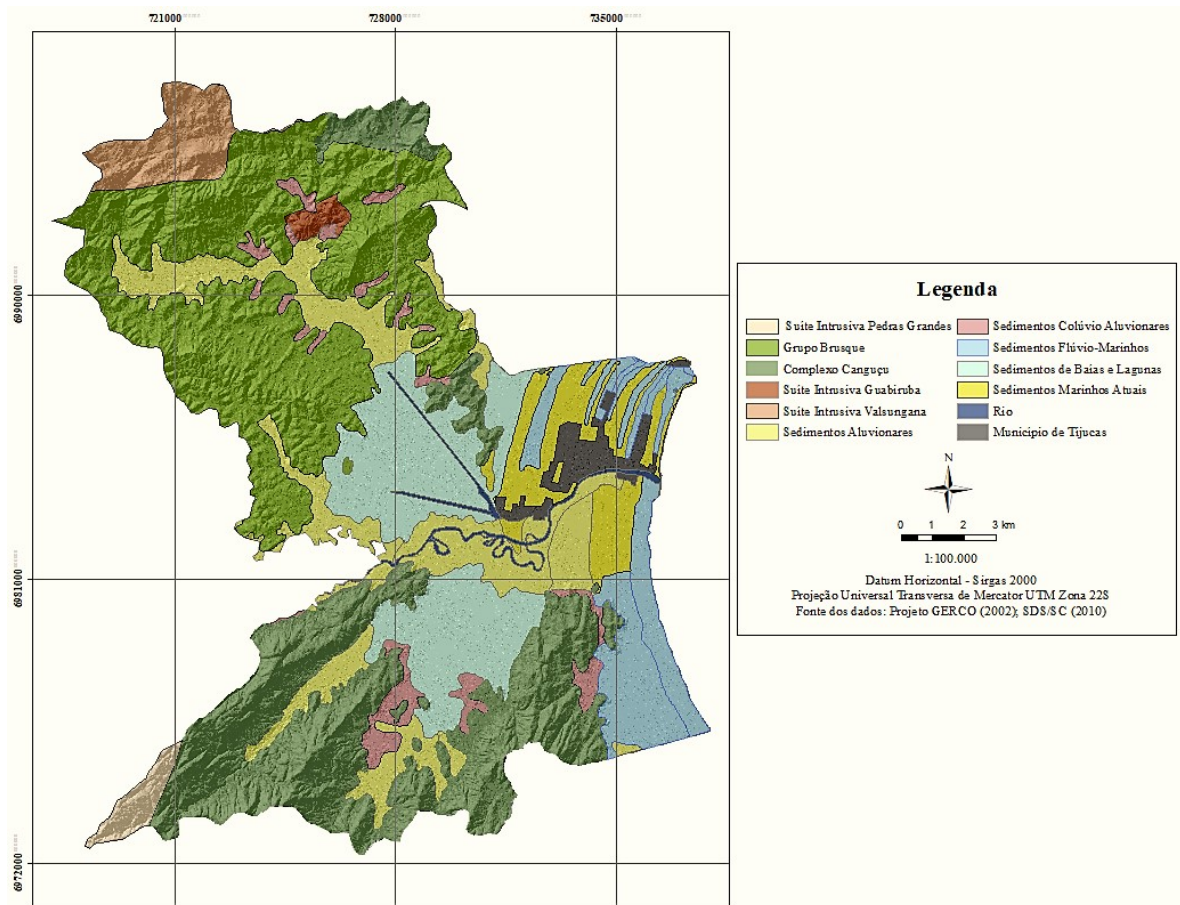
Fonte: Jacomine (2013); Potter (2004); Shimizu (2003)

3.3 GEOLOGIA

A geologia do município de Tijucas é bastante diversificada, contando com 10 unidades geológicas. O Quadro 11 apresenta a coluna estratigráfica do município e a Figura 20 a espacialização das unidades. O mapeamento apresentado em escala original 1:100.000 foi executado pelo projeto de gerenciamento costeiro do estado de Santa Catarina, Projeto GERCO (2002), da Divisão de Geociências do Sul – DIGEO/SUL – unidade do IBGE.

O embasamento cristalino é composto pelas suítes intrusivas Pedras Grandes, Guabiruba, e Valsungana, além do complexo Canguçu e Grupo Brusque. Quanto aos depósitos sedimentares, há a presença de sedimentos aluvionares, colúvio aluvionares, flúvio-marinhos, de baias e lagunas e marinhos atuais.

Figura 20: Mapa Geológico



Layout: Do Autor (2020); Fonte Projeto GERCO (2002); SDS/SC (2010)

Quadro 11: Coluna Estratigráfica de Tijucas

Sistema	Unidade Litoestratigráfica	Idade
Litorâneo	3.3.10 Sedimentos Marinhos Atuais	Holoceno
	3.3.9 Sedimentos de Baías e Lagunas	
	3.3.8 Sedimentos Flúvio-Marinhos	
Continental	3.3.7 Sedimentos Colúvio Aluvionares	Quaternário Indiferenciado
	3.3.6 Sedimentos Aluvionares	
Embasamento Cristalino	3.3.5 Suíte Intrusiva Pedras Grandes	Proterozóico Superior
	3.3.4 Suíte Intrusiva Guabiruba	
	3.3.3 Suíte Intrusiva Valsungana	Proterozóico médio
	3.3.2 Grupo Brusque	Proterozóico inferior-médio
	3.3.1 Complexo Canguçu	Arqueano

Fonte: Kaul et al. (2002); Filho & Ferretti (2010)

3.3.1 Complexo Canguçu

Segundo Kaul *et al.* (2002) as rochas pertencentes a esse complexo estendem-se preferencialmente na direção NE-SW ou NNE-SSW, na área de estudos este comportamento está claro, salvo a exceção do corpo isolado central. Essas rochas fazem contato com o Grupo Brusque, além da Suíte Intrusiva Pedras Grandes e os depósitos sedimentares quaternários.

Tratam-se de rochas do complexo metamórfico-migmatítico da fácies anfibolito, granulito e migmatito com estruturas agmatíticas, estromatíticas e dobradas, além de granitóides com xistosidade bem definida (FILHO & FERRETTI, 2010).

Basei (1985) ressalta que nos granitóides o material leucossomático é o material constituinte principal, sendo de composição monzonítica variando de uma composição inequigranular à porfirítica.

3.3.2 Grupo Brusque

No setor noroeste afloram as rochas do Complexo Brusque fazendo contato geológico com o Complexo Canguçu, Granito Guabiruba, Granitóide Valsungana e os depósitos continentais quaternários. Kaul *et al.* (2002) afirma que o grupo se estende praticamente no setor da linha de costa, balizando pelas cidades de Itajaí e Tijucas até desaparecer sob a cobertura sedimentar da bacia do Paraná. Scheibe (1986) afirma que o grupo é um cinturão alongado na direção NE-SW e se caracteriza por rochas pertencentes a terrenos de baixo grau metamórfico, da fácies xisto verde, nomeadamente, filitos, micaxistos, quartzitos e calcários.

Basei (1985) separa o grupo Brusque em duas unidades, uma inferior, metavulcano sedimentar, em que o autor relaciona com uma possível fase de rift. E em seguida, em contato tectônico, uma sequência superior, clástica, relacionada ao preenchimento da bacia.

3.3.3 Suíte Intrusiva Valsungana

Trata-se de um corpo intrusivo do grupo Brusque, situado no extremo NW do município de Tijucas. Segundo Kaul *et al.* (2002), em seus contatos quase sempre se pode observar metamorfismo de contato término, com desenvolvimento de rochas cornubianíticas. Os autores ainda afirmam que esta suíte é composta por sieno e monzogranitos, além de granodioritos.

O granitóide Valsungana teria funcionado como um domo térmico em que relacionado a ele estaria o zoneamento metamórfico dos metassedimentos do grupo Brusque (BASEI, 1985).

3.3.4 Suíte Intrusiva Guabiruba

Esta suíte é caracterizada por ser um “*stock*” intrusivo encaixado em metamorfitos do grupo Brusque (KAUL *et al.*, 2002). São rochas da fácies duas micas (BASEI, 1985) do tipo sieno e monzogranito em que apresentam como minerais máficos a biotita, a clorita e hornblenda.

3.3.5 Suíte Intrusiva Pedras Grandes

As rochas pertencentes a essa suíte apresentam-se na área de estudos no extremo SW fazendo contato com as rochas do complexo Canguçu. Esta unidade litoestratigráfica é representada por um corpo granítico conhecido na literatura por Major Gercino, alongado na direção NE-SW. A suíte é composta, segundo Kaul *et al.* (2002), por granitos, granodioritos e quartzo-monzonitos.

3.3.6 Sedimentos Aluvionares

São sedimentos transportados por águas de cursos fluviais, normalmente constituem os terraços e planícies oriundos da deposição fluvial. São formados por cascalhos, areias e sedimentos siltico – argilosos.

3.3.7 Sedimentos Colúvio Aluvionares

Esses sedimentos envolvem tanto os terraços arenosos antigos quanto os depósitos de pé de encosta e aluviões. Constituídos por alternância de níveis de lentes arenosas e argilosas.

3.3.8 Sedimentos Flúvio-Marinhos

Material siltico-argiloso sobrepostos por areias marinhas e comumente cobertos por uma fina camada de matéria orgânica.

3.3.9 Sedimentos de Baías e Lagunas

Oriundas de assoreamento de lagunas costeiras ou associadas às baías, são areias síltico-argilosas inconsolidadas.

3.3.10 Sedimentos Marinhos Atuais

Representam as praias oceânicas e de baía atuais, assim como as planícies de cordões regressivos litorâneos. São areias bem selecionadas e excepcionalmente de cor escura devido às areias ilmeníticas e magnetíticas resultantes da decomposição de diques básicos (KAUL *et al.*, 2002).

3.4 MAPA E UNIDADES GEOTÉCNICAS

O mapeamento geotécnico do município de Tijucas (Figura 21) se deu através da metodologia de Davison Dias (1995), discutido no **item 2.4.5**. O mapeamento, em escala 1:100.000, foi realizado pelo Laboratório de Mapeamento Geotécnico do curso de Engenharia Civil da UFSC -LamGeo - em 2017. O mapeamento conta com 13 classes dispostas no Quadro 12, sendo a maior parte delas de origem sedimentar. A nomenclatura utilizada segue o padrão estabelecido por Davison Dias (1995) onde as letras maiúsculas definem as unidades pedológicas de horizontes superficiais e as minúsculas às geológicas de horizontes profundos.

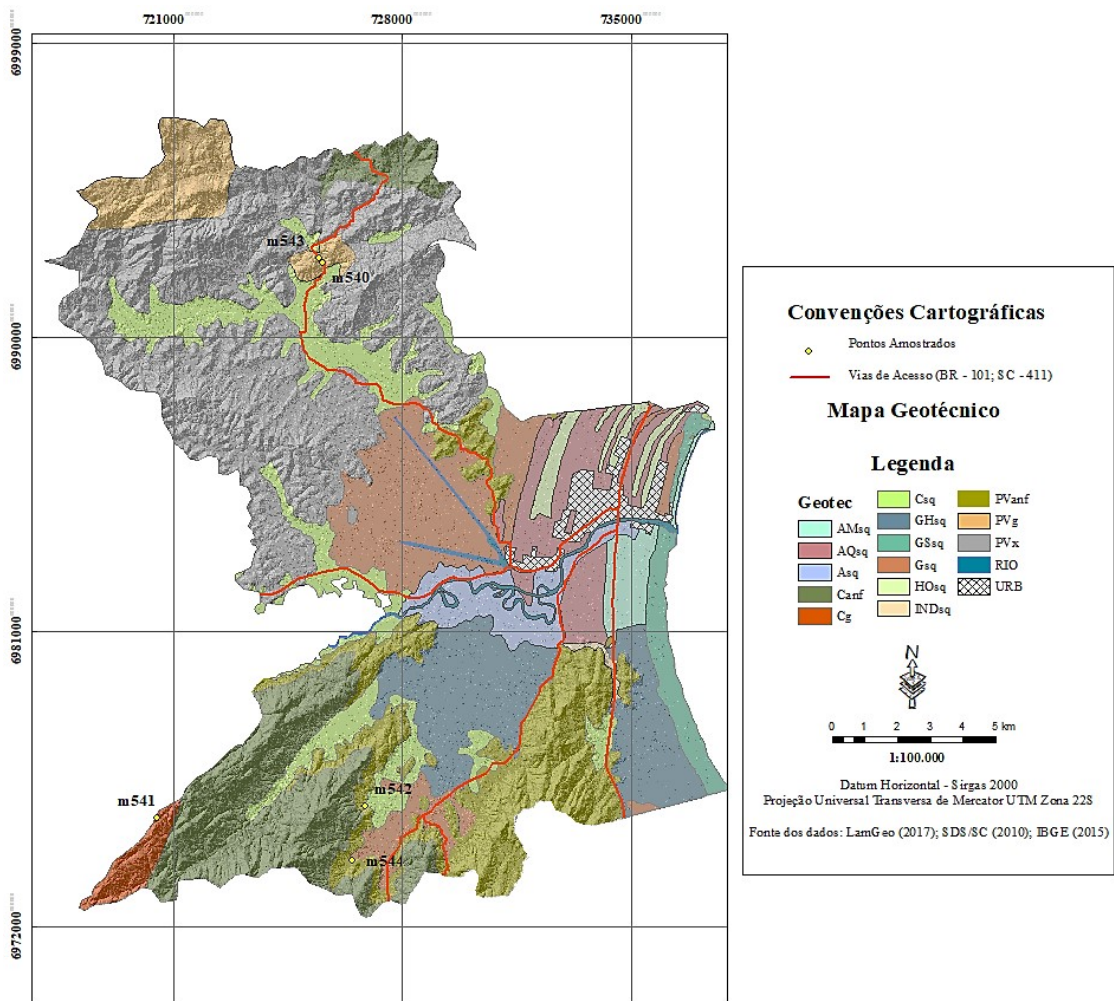
Quadro 12: Nomenclatura das unidades geotécnicas

Sigla	Nomenclatura	Sigla	Nomenclatura
AMsq	Areia marinha quaternária	GSsq	Glei de substrato quaternários
AQsq	Areia quartzosa quaternária	Gsq	Glei de substrato quaternários
Asq	Aluviais quaternários	HOsq	Solo orgânico quaternários
Canf	Cambissolo de substrato de anfíbolito	PVanf	Podzólico Vermelho-Amarelo de anfíbolito
Cg	Cambissolo de substrato de granito	PVg	Podzólico Vermelho-Amarelo de granito
Csq	Cambissolo de substrato quaternários	PVx	Podzólico Vermelho-Amarelo de xisto
GHsq	Glei de substrato quaternários		

Fonte: Adaptado de Sbroglia (2015) e Santos et al. (2013).

Acoplados ao mapeamento estão os pontos amostrados por este trabalho, os quais serão discutidos no **item 4.1**.

Figura 21: Mapa geotécnico de Tijucas



Layout Do Autor (2020); Fonte: LamGeo (2017); SDS/SC (2010); IBGE (2015)

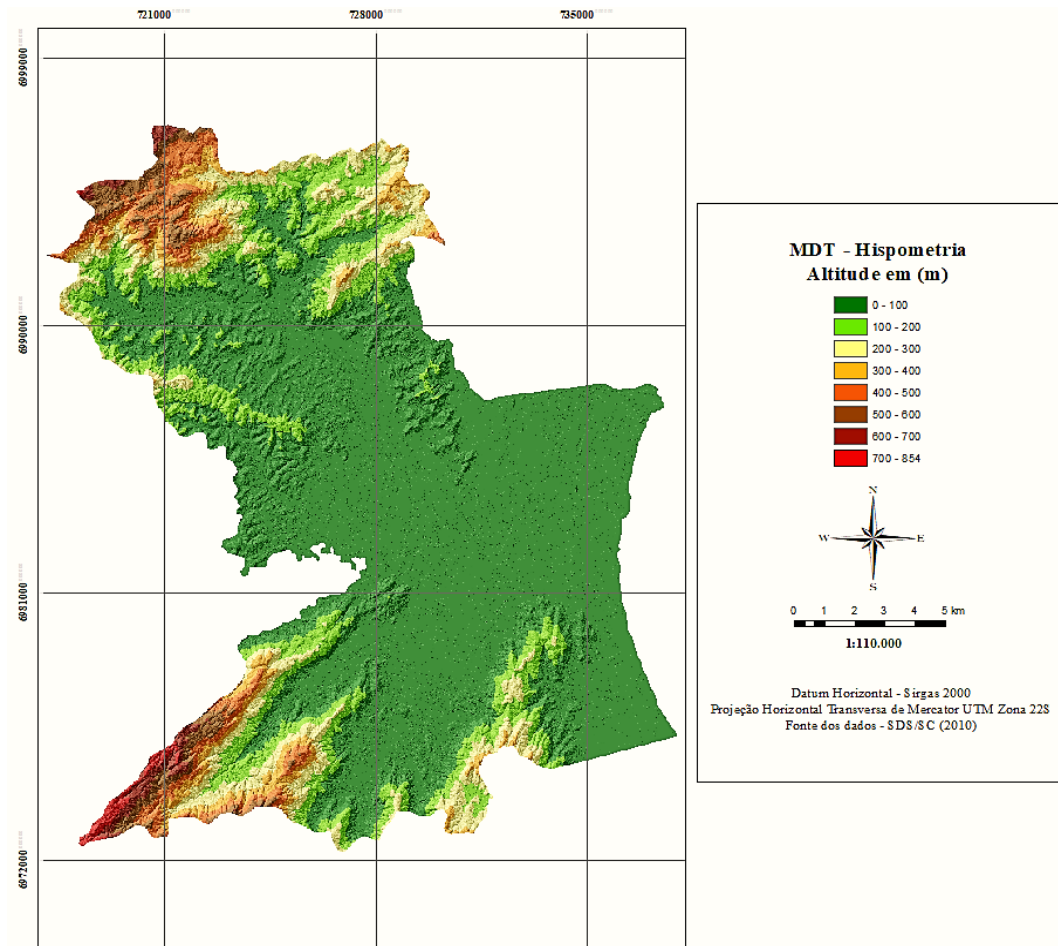
3.5 ALTIMETRIA E DECLIVIDADE

As características topográficas da área de estudos, demonstradas pelo Mapa de Hipso-metria e de Declividades (Figura 22 e Figura 23, respectivamente), foram obtidos através da análise do modelo digital de terreno (MDT) fornecido pela Secretaria de Estado do Desenvolvimento Social – SDS/SC (2010) – em escala 1:25.000. Confeccionou-se partindo do MDT inicial um Modelo TIN (*Triangular Irregular Network*), de mesma escala, permitindo que se preserve as características morfológicas do terreno como discontinuidades, cristas e vales.

As regiões de altitude mais expressivas, chegando aos 854m, encontram-se no extremo SW e NW da área de estudo. O complexo Canguçu é a unidade geológica com maiores variações de altitude, de maneira similar, o Grupo Brusque apresenta variações altimétricas bastante

expressivas, ainda que tendo seu ápice próximo aos 700m. Na Tabela 3 são apresentadas as classificações do relevo em relação às porcentagens de declividade segundo a Embrapa (1979).

Figura 22: Mapa de Hipsometria



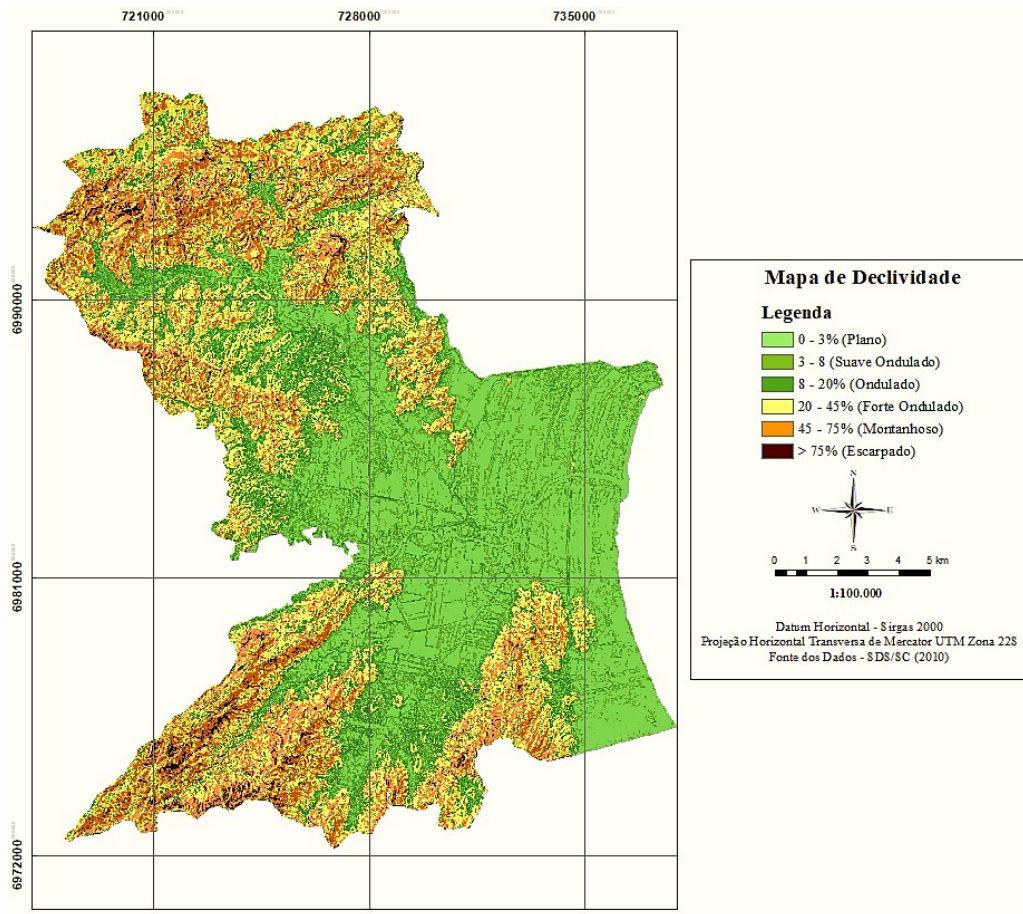
Layout Do Autor (2020); Fonte: MDT SDS/SC (2010)

Tabela 3: Classes de Declividade e Classificação do Relevo

Declividade (%)	Declividade (°)	Tipo de Relevo
0 - 3	0 – 1,35	Plano
3 - 8	1,35 – 3,60	Suave-ondulado
8 - 20	3,60 – 9,00	Ondulado
20 - 45	9,00 – 20,25	Forte-ondulado
45 - 75	20,25 – 33,75	Montanhoso
> 75	> 33,75	Forte-montanhoso / Escarpado

Fonte: Embrapa (1979)

Figura 23: Mapa de Declividades



Layout Do Autor (2020); Fonte: MDT SDS/SC (2010)

Segundo a classificação do relevo apresentada na Tabela 3 e observada na Figura 23 a região caracteriza-se por relevos acidentados. Na parte central há o predomínio de relevos planos a ondulados, sendo o primeiro correspondente a 26% da área total. A Tabela 4 apresenta a porcentagem das áreas afetadas para cada classe de relevo observada.

Tabela 4: Áreas dos relevos

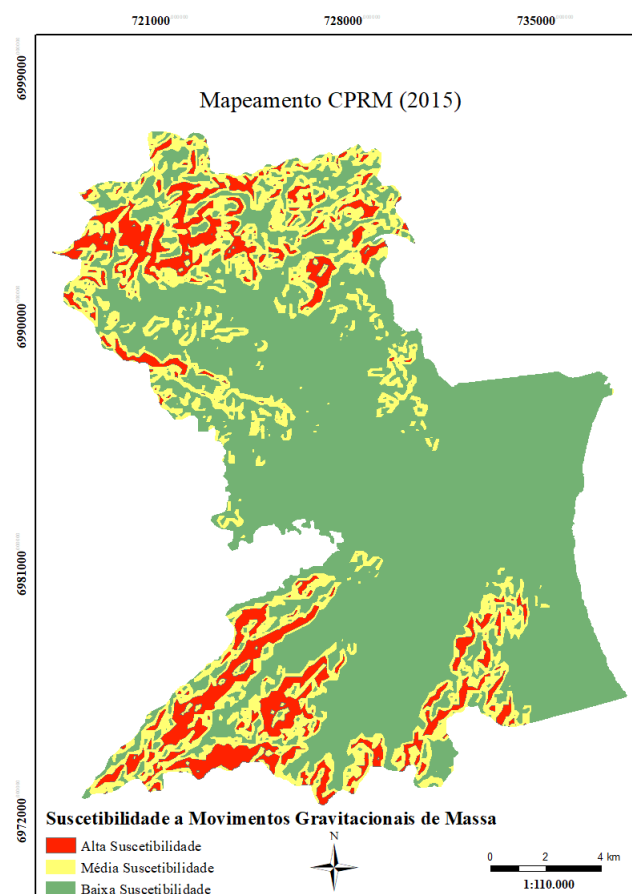
Tipo de Relevo	Porcentagem das áreas de relevo
Plano	26%
Suave-ondulado	14%
Ondulado	13%
Forte-ondulado	27%
Montanhoso	17%
Forte-montanhoso / Escarpado	3%

Do Autor (2020)

3.5.1 Suscetibilidade a movimentos de Massa

Como mencionado no **item 1.4**, a CPRM vem desenvolvendo mapas de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa em diversas localidades do país. A Figura 24, em escala 1:40.000, desenvolvido em 2015, é o referente ao município de Tijuca (CPRM, 2015). De acordo com o levantamento, foram atribuídas 3 classes de suscetibilidade: Alta, média e baixa. As áreas consideradas de alta suscetibilidade correspondem a 30,2 km² e um total de 10,8% da região, são áreas relacionadas a declividades acima dos 25° e solos pouco evoluídos com profundidades moderadas. Já as áreas de média suscetibilidade correspondem a 60,6 km² conferindo 21,7% da área total, esta classe está relacionada com declividades entre 8 e 25° além de solos evoluídos e moderadamente profundos. Por último a classe de baixa suscetibilidade representa o restante do território, 188,8 km², correspondendo a 67,5% da área. A classe de baixa suscetibilidade é caracterizada por declividades menores que 8° e solos sedimentares quaternários.

Figura 24: Mapa de suscetibilidade a movimentos de massa.



4 MATERIAIS E MÉTODOS

De maneira geral este trabalho se dividiu em quatro etapas, apresentadas no fluxograma da Figura 25. A primeira etapa consiste em uma ampla pesquisa bibliográfica voltada para os movimentos de massa e alguns pré-requisitos para a aplicação de estudos direcionados, nomeadamente, uma metodologia de análise 3D e a metodologia das declividades limite. Nesta etapa também se adquiriu os mapas base, dados laboratoriais de terceiros e afins necessários.

A segunda etapa, em posse do mapeamento geotécnico do município Tijucas, consiste em saídas de campo para coleta de amostras (discutido em capítulo subsequente) e análise laboratorial para aprimoramento do banco de dados geotécnico.

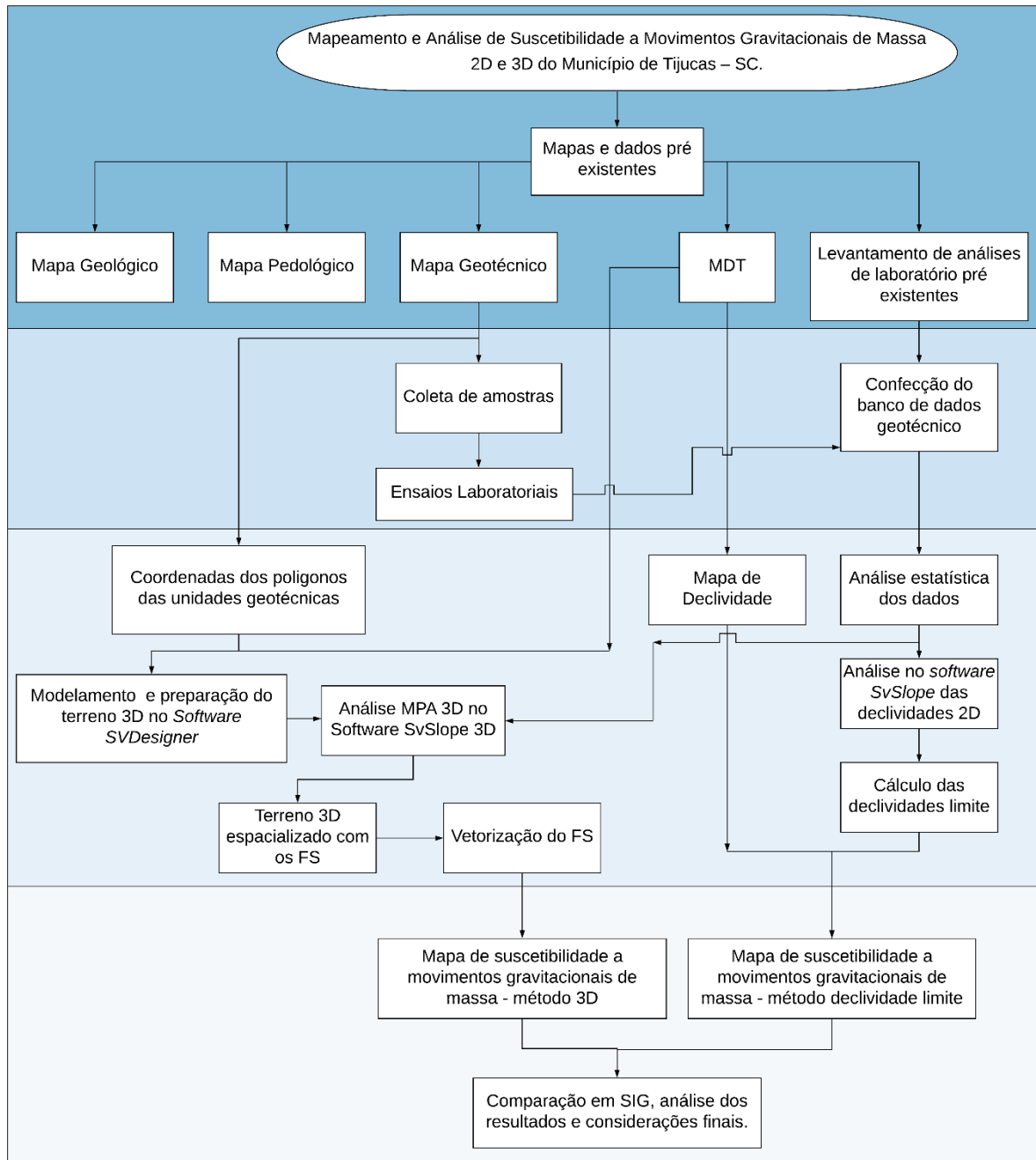
A terceira etapa trata do modelamento computacional das bases iniciais, criação do mapa de declividades, análises estatísticas, modelamento do terreno 3D e cálculo das declividades limite. Nesta etapa já são adquiridos todos os resultados brutos do trabalho.

Na quarta e última etapa foram espacializados os resultados em ambiente SIG a fim de se poder comparar os resultados sob uma mesma normativa plana, visto que o mapeamento 3D retorna manchas tridimensionais de FS, em que não se pode quantificá-las sem esta abordagem.

Com relação aos mapas base e dados pré-existentes, referentes a primeira etapa, estes compreendem as seguintes características e fontes:

- Mapa geológico em escala 1:100.000 proveniente do projeto de gerenciamento costeiro do estado de Santa Catarina, Projeto GERCO (2002), da Divisão de Geociências do Sul – DIGEO/SUL – unidade do IBGE.
- Mapa pedológico em escala 1:100.000 adquirido através Projeto de gerenciamento costeiro, GERCO – 3º fase: Projeto GERCO (1988) fornecido pela LamGeo (2017).
- Mapa Geotécnico em escala 1:100.000 fornecido pelo Laboratório de Mapeamento Geotécnico do Departamento de Engenharia Civil da UFSC -LamGeo (2017).
- Estradas e vias de acesso do município de Tijucas foram obtidas do IBGE (2015).
- MDT em escala 1:25.000 teve sua aquisição por meio da Secretaria de Estado do Desenvolvimento Social – SDS/SC (2010), com resolução espacial de 1m.
- Malha municipal extraída da malha de Santa Catarina (IBGE, 2015)
- Mapa de declividades e hipsometria derivados do MDT com resolução espacial de 1m.

Figura 25: Fluxograma de Desenvolvimento do Projeto



Do autor (2020)

Com relação aos *softwares* e programas utilizados no decorrer da pesquisa, são os seguintes:

- *Softwares* geotécnicos da *Bentley Systems INC - SoilVision*, nomeadamente, *SVSLOPETM* e *SVDESIGNERTM*.
- *ArcGis* versão 10.3 desenvolvido pela empresa *ESRI (Environmental Systems Research Institute)*.
- *Software MATLABTM* desenvolvido pela empresa *MathWorks inc*.
- Aplicativo para análises estatísticas de unidades geotécnicas desenvolvido pelo Projeto “Desenvolvimento de método de análise de risco geotécnicos: Aplicação Brusque e Botuverá” (CORREIA & PIZZOLO, no prelo).

4.1 AMOSTRAGEM

A saída de campo para a realização das amostragens ocorreu no dia 21 de novembro de 2019. Previamente à saída foram averiguados, através da Figura 21 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e a ferramenta *Google Earth* possíveis pontos de coleta. Buscou-se sempre a procura por encostas expostas e de fácil acesso, visando poupar tempo. A amostragem foi parte do projeto “Elaboração de cartas de aptidão à urbanização frente aos desastres naturais nos municípios de Santa Catarina”, da UFSC, em conjunto com o ministério das Cidades, no qual o autor do presente TCC trabalhou como pesquisador voluntário. Devido ao tempo e orçamento optou-se por amostrar apenas os horizontes geotécnicos ligados às feições de relevo mais acidentados (Tabela 5 e Figura 21), onde os processos de movimentos de massa devem agir mais intensamente.

Tabela 5: Pontos amostrados

Ponto	Unidade Geotécnica	Coordenadas UTM	
		Sul	Leste
M540	PVg1	699229046	72554371
M541	Cg2	697531300	72050000
M542	Canf	697567848	72684738
M543	PVx	699242339	72545860
M544	PVanf	697400985	72647686

Para a coleta das amostras indeformadas, com sua aplicação posterior no ensaio de cisalhamento direto, utilizou-se como ferramenta principal moldes de alumínio quadrados com seção de 93,32 mm² e 20 mm de altura. Neste tipo de amostragem foi retirada a parte superficial do solo exposto, visando excluir a camada desestruturada da amostragem e busca-se, portanto, preservar o máximo das estruturas internas do solo. Após a retirada dos corpos de prova, logo abaixo da camada retirada, estes foram envoltos em filme plástico, afim de se preservar a umidade natural do solo. Cada ponto teve um total de quatro corpos de prova amostrados.

No mesmo local onde se fez a coleta indeformada, fez-se também a coleta de solo deformado. O intuito desse tipo de coleta se dá na análise posterior da caracterização física do solo, que não foi executado devido a problemas com a pandemia da COVID-19, bem como a determinação da umidade e a massa específica do solo. Este tipo de coleta não necessita de cuidados quanto a estrutura interna original, para tanto, foram ensacados 3 kg de solo para cada unidade, devidamente vedadas e identificadas.

As amostras foram mantidas em uma câmara úmida no laboratório de mecânica dos solos da UFSC para evitar que a umidade dos solos fosse alterada até o momento das análises.

4.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

4.2.1 Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) entre os dias 17 e 19 de outubro de 2019.

Para se simular as piores condições nos solos foi necessário criar um cenário de inundação, para tal, os três corpos de prova de cada ponto amostrado são deixados consolidando por um período de tempo definido e uma carga que irá simular as pressões confinantes atuantes no talude. Os tempos e cargas são previamente estabelecidos, de acordo com as características do maciço (Tabela 6).

Tabela 6: Características do ensaio de cisalhamento direto.

Estágio	Tempo mínimo de consolidação (min)	Massa na ponta da alavanca (kg)	Tensão aplicada (kPa)
1°	60	4	33
2°	180	12	78
3°	360	22	128

Do Autor (2020)

É necessário salientar que o maquinário possui uma massa própria de 18 kg, este será somado a massa na ponta da alavanca que, devido ao sistema, a intensifica em 5 vezes. Outro fator a ser comentado é a velocidade com que o ensaio acontece, a fim de se evitar a formação de poro-pressões nos corpos de prova, são estabelecidos constantes 0,307 mm/min.

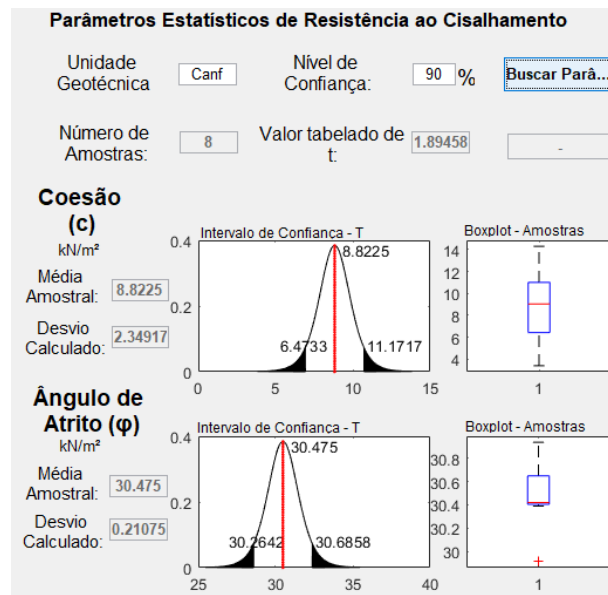
No decorrer dos ensaios são plotados em um gráfico os valores de deformação horizontal e vertical em um computador. É possível então calcular as envoltórias de ruptura para cada ponto analisado e obter os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno.

4.3 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS “ c ” E “ ϕ ”

A análise estatística foi realizada a partir de um código criado por Correia & Pizzolo (2020) no LGA do departamento de geociências da UFSC (Figura 26) e utiliza o *software MATLAB™*, desenvolvido pela *MathWorks inc.*

O código calcula os valores de c e ϕ de uma unidade geotécnica (UG) a partir de um banco de dados contendo informações de diferentes ensaios para uma mesma UG. Os parâmetros são controlados por uma distribuição do tipo “t”, pois não se utiliza um número elevado de amostras, além de um intervalo de confiança estabelecido, o desvio padrão e a média amostral. Os intervalos de confiança retornarão um escore “t” crítico positivo e outro negativo, ou, máximo e mínimo. Para o trabalho foram utilizados os menores valores, para que se possa estar a favor do fator de segurança. Além dos resultados plotados em um gráfico do tipo “t” há a presença de um *Box Plot* que irá evidenciar valores destoantes, como descrito no capítulo *Método Box Plot*”.

Figura 26: Aplicativo para cálculo estatístico.



Do Autor (2020)

Futai (2012) expressa a importância de se caracterizar os parâmetros geotécnicos baseado em diversas análises, uma vez que uma das características marcantes dos solos residuais é a sua heterogeneidade. Dados isolados provenientes de um único ensaio não devem ser indicativos de comportamento médio ou representativo.

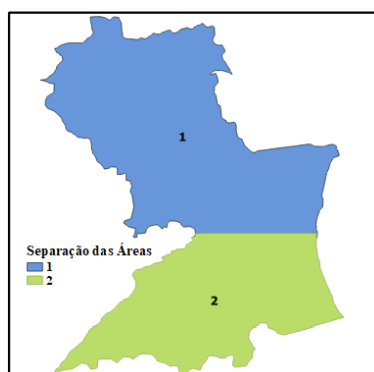
4.3.1 Análise de Estabilidade 3D

As análises em 3D foram executadas no *Software SvSlope 3D Advanced*, com auxílio do *Software SvDesigner* para se proceder com o modelamento, ambos do pacote *SoilVision*, da *Bentley Inc*.

O modelamento das encostas utilizou como parâmetros de entrada o MDT, as coordenadas dos polígonos de cada UG, uma superfície abaixo do nível do terreno que contém as informações do nível de água a ser considerado nas análises e uma superfície delimitando a profundidade máxima de espessura do solo. Como se trata de uma área grande e os modelos necessitam de muito poder de processamento por parte da máquina, o autor procedeu fragmentando o local em duas partes (Figura 27), superior e inferior, esta abordagem traz duas consequências positivas para a posterior análise no *Software SvSlope*, são elas:

- Possibilidade de um maior detalhamento e diversificação do MPA;
- Menor tempo de processamento relativo do que se feito em um único modelo.

Figura 27: Separação das Áreas



Fonte: Do Autor (2020)

A partir do modelo criado no *SvDesigner* migra-se para o *SvSlope* onde acontece a análise propriamente dita. Alguns parâmetros necessitam ser estipulados, além dos dados de resistência ao cisalhamento, calculados estatisticamente, e o peso específico natural dos solos, são apresentados na Quadro 13.

Quadro 13: Informações da análise 3D

Parâmetro	Valor / Resposta	Características
Método de cálculo	Morgenstern-Price	Satisfaz tanto o equilíbrio das forças quanto o dos momentos.
Densidade da Malha quadriculada	500 x 500	A densidade da malha irá ditar a qualidade da análise, malhas muito espaçadas podem não representar o relevo da forma correta e descaracterizar a análise.
Profundidade do solo	-50 m	Será a base do modelo, a profundidade mais baixa que o solo pode ter. O modelo utiliza o MDT que contém as formas do relevo, criando áreas com volumes maiores e outras menores.
Mínima profundidade de deslizamento	2 m	Este parâmetro irá balizar as buscas para deslizamentos com características mais agressivas não permitindo o cálculo de deslizamentos superficiais.
Superfície de nível da água	- 5 m	Para se representar uma situação de chuvas intensas e solos encharcados foi estabelecido uma profundidade do nível de água relativamente próxima à superfície. Não será constante pois acompanha a forma do relevo (MDT)
Método de análise	<i>Slope Search</i> n° de superfícies – 3.000	Busca a massa deslizante a partir de testes em um número especificado de superfícies, variando em comprimento e ângulo, em cada linha de busca estipulado. Aconselhado para superfícies irregulares e complexas.

Continuação: Quadro 13

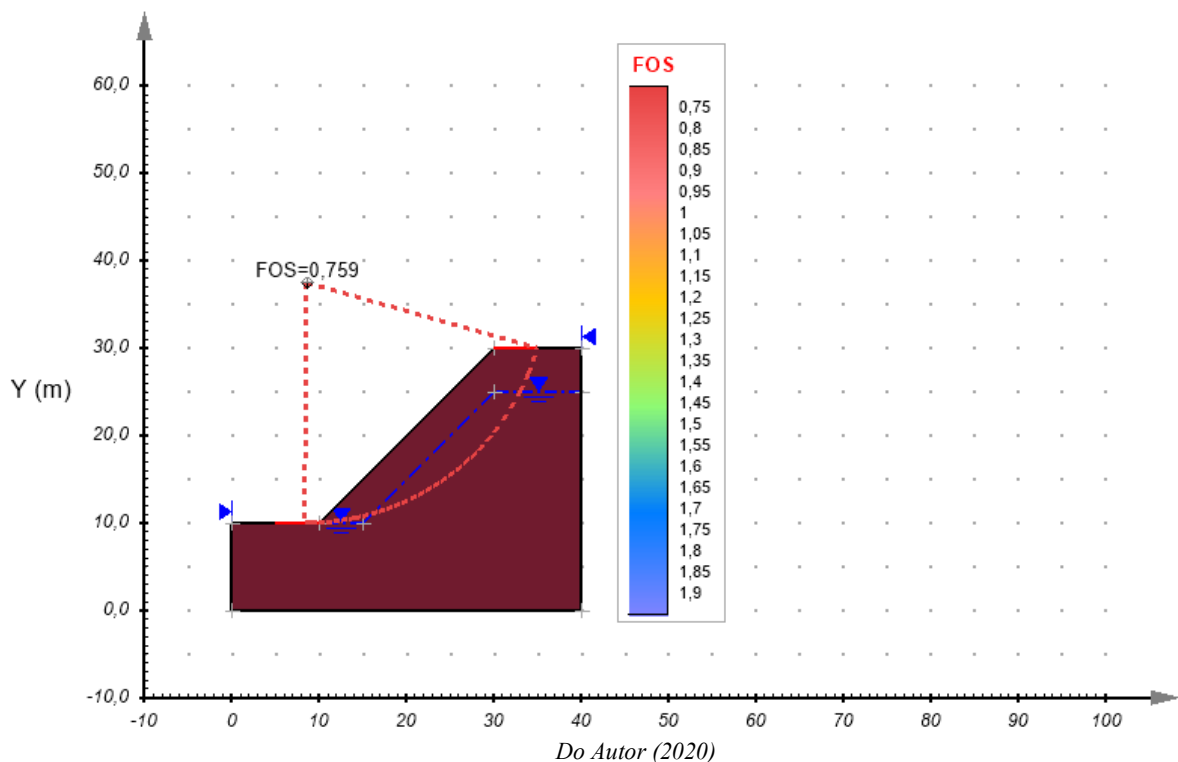
Método de busca do ângulo crítico	<i>Gaos's Method</i> : Iterações máximas: 2	Trata-se de um método iterativo para encontrar a direção do ângulo crítico de deslizamento. Várias direções são averiguadas, começando pela linha de busca especificada. É uma ferramenta útil quando não se sabe o local, nem a direção do deslizamento.
-----------------------------------	---	---

Fonte: Manual do usuário Soilvision 10 (2020)

4.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE 2D – DECLIVIDADE LIMITE

As análises de estabilidade utilizando este método se deram pelo *software SvSlope*, desenvolvido pela *SoilVision*. O processo de análise se iniciou com a confecção de modelos bi dimensionais variando em ângulos de 15°, 20°, 25°, 30°, 35°, 40° e 45° (Figura 28). Para se ter representações da variação dos FS apenas com os ângulos foi definido, para todos os modelos, uma espessura de solo de 30m, bancadas superiores e inferiores com 10m e um nível de água sempre constante aos 5m, para que se possa representar situações de encharcamento e inundação dos solos. O cálculo do FS foi através do método de Morgenstern-Price por satisfazer tanto o equilíbrio de momentos quanto o de forças, representando mais fielmente um valor real de FS.

Figura 28: Geometria de talude com 45° e nível de água aos 5m.



Da mesma forma da metodologia 3D, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, calculadas estatisticamente, e o peso específico natural dos solos foram empregadas nesta análise. Em posse dos dados calculados para cada inclinação, pode-se estabelecer funções de declividade x FS, funções essas que retornarão uma dada declividade considerada limite para o FS desejado. Neste estudo foi utilizado a ABNT NBR 11682 (2009), sendo assim, encostas que apresentaram declividades correspondentes a FS iguais ou acima de 1,5 foram consideradas de baixa suscetibilidade, já FS iguais ou abaixo de 1,15 consideradas de alta suscetibilidade e entre os valores de 1,15 e 1,5, média suscetibilidade. As informações das declividades limites serão integradas ao mapa de declividades em que se obtém um mapa de declividades limite, correspondentes aos FS e suscetibilidades citadas.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

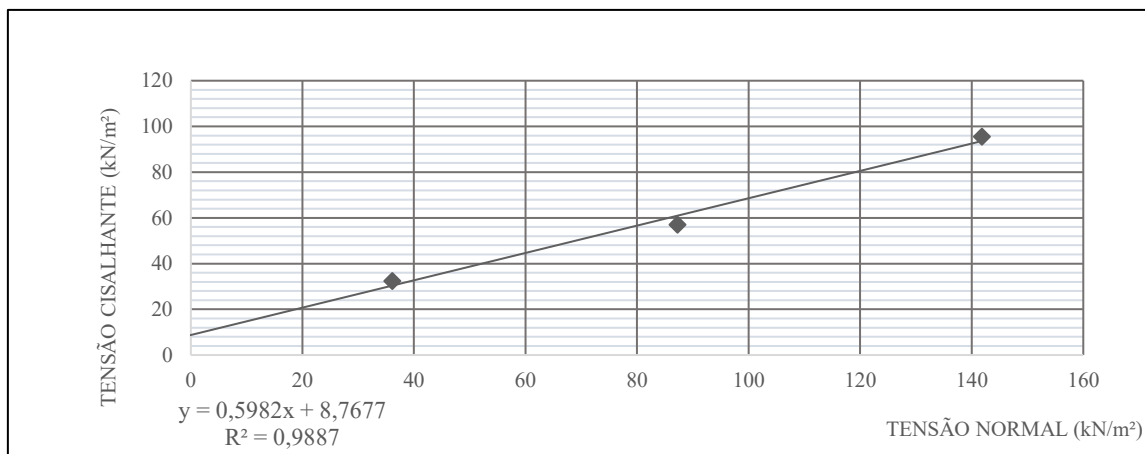
5.1 CISALHAMENTO DIRETO – COMPORTAMENTO MECÂNICO.

A realização dos ensaios de cisalhamento direto se deu no LMS da UFSC. Ao total foram analisados quinze corpos de prova, sendo três amostras para cada uma das cinco unidades geotécnicas amostradas.

Os gráficos a seguir representam as séries de ensaios e suas respectivas envoltórias de ruptura:

M540 - As análises demonstraram os valores de c de $8,77 \text{ kN/m}^2$ e ϕ de $30,89^\circ$ (Figura 29). Segundo Santos (1997), argissolos de granito 1 tendem a ser bem drenados, com facilidade de percolação de água e frequente presença de veios argilizados.

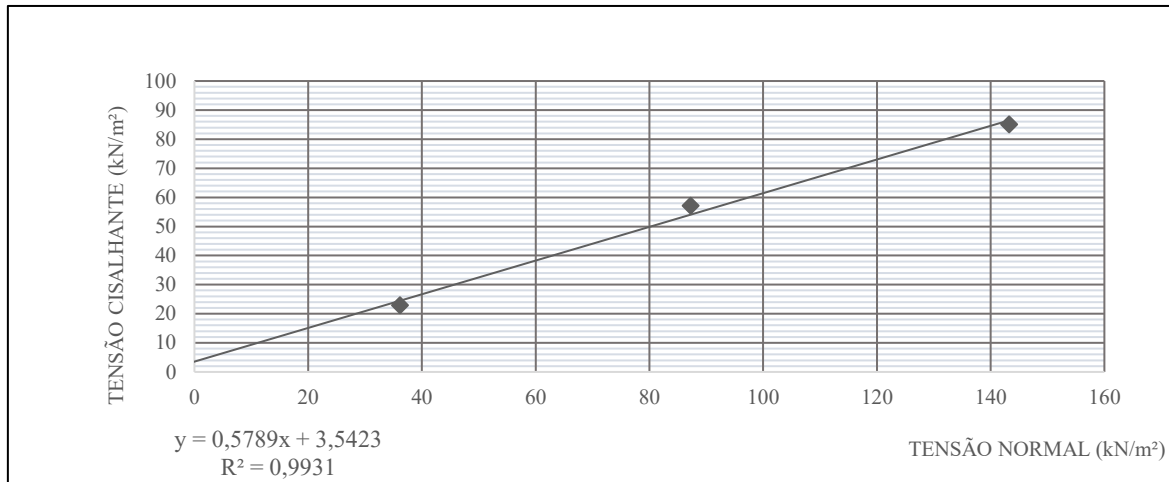
Figura 29: Envoltória de ruptura para as amostras M540.



Do Autor (2020)

M541 – Os ensaios laboratoriais para os cambissolos de granito 2 atingiram o valor de c de 3,54 kN/m² e ϕ de 30,07° (Figura 30). Segundo Santos (1997) tendem a ser solos minerais, não hidromórficos e bem drenados.

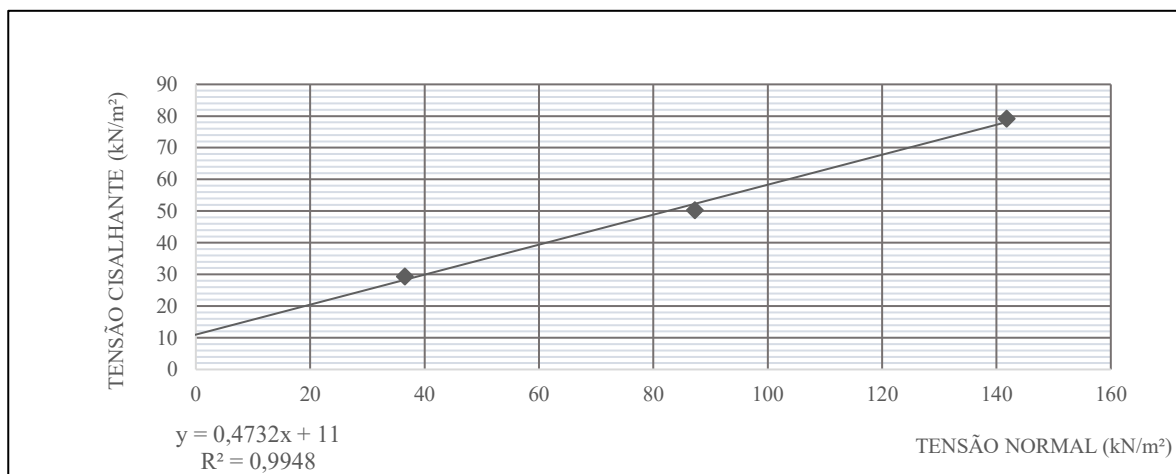
Figura 30: Envoltória de ruptura para as amostras M541.



Do Autor (2020)

M542 – As amostras dos cambissolos de anfibolito apresentaram c de 11,00 kN/m² e ϕ de 25,32° (Figura 31), o valor mais elevado de coesão sugere uma maior contribuição de frações finas como silte e argilas.

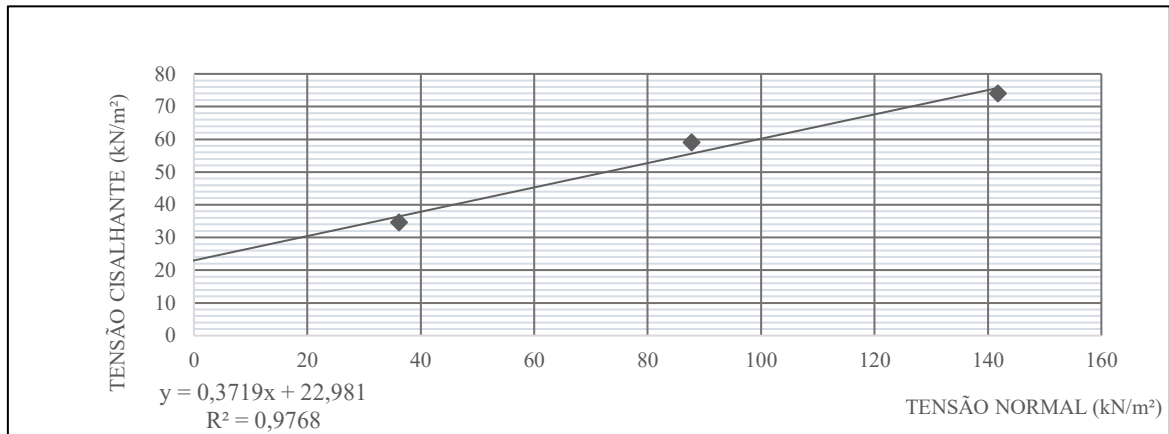
Figura 31: Envoltória de ruptura para as amostras M542.



Do autor (2020)

M543 – Dos ensaios executados, os argissolos de xisto são os que apresentaram a maior coesão, 22,98 kN/m², e o menor ângulo de atrito interno, 20,40 ° (Figura 32). Ressalta-se que não foram consideradas as características anisotrópicas do material, características estas que podem ter influenciado no menor R² resultantes das análises.

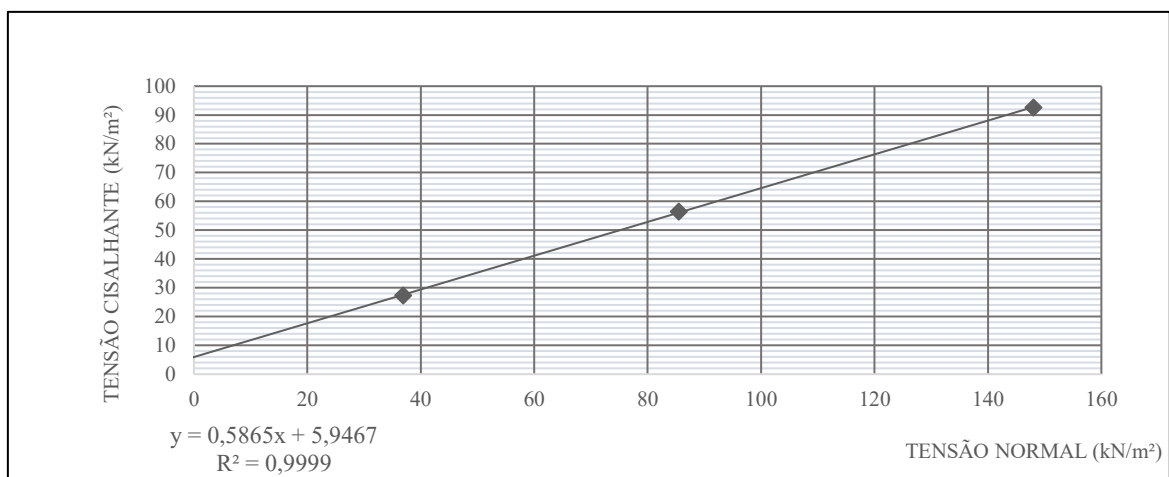
Figura 32: Envoltória de ruptura para as amostras M543.



Do autor (2020)

M544 – Os ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova de solos Pódzólico Vermelho-amarelo de anfíbolito (Figura 33) alcançaram o valor de c de 5,95 kN/m² e ϕ de 30,39°, são relacionadas ao complexo Canguçu e seu Complexo Metamórfico-Migmatítico.

Figura 33: Envoltória de ruptura para as amostras M544.



Do autor (2020)

A Tabela 7 resume os parâmetros dos solos estudados, sendo: γ_{nat} o peso específico natural; γ_d é o peso específico aparente seco; w é o teor de umidade natural.

Tabela 7: Parâmetros dos solos estudados

Ponto	c (kN/m ²)	ϕ (°)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w
M540	8,80	30,90	16,00	13,40	0,1937
M541	3,50	30,10	15,00	12,37	0,2130
M542	11,00	25,30	16,25	14,07	0,1550
M543	23,00	20,40	16,27	11,33	0,4363
M544	5,90	30,40	16,00	12,76	0,2543

Do autor (2020)

5.2 ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Para o controle estatístico das análises foram utilizados os parâmetros de desvio padrão e média amostral, a Tabela 8 apresenta os resultados das análises. O maior desvio se deu nas análises dos solos relativos à unidade geotécnica M543. Um fator importante que pode ter influenciado no alto desvio calculado é a forte anisotropia presente nestes tipos de materiais, não foram levadas em consideração a orientação dos planos reliquiores destes solos ao se determinar os parâmetros estatísticos.

Há de se ter conhecimento de que os parâmetros de resistência dos solos apresentados na base de dados para as inferências estatísticas foram compilados de diversos autores e localidades, todos do estado de Santa Catarina. A litologia e a pedologia conferem a designação para as unidades geotécnicas, ainda assim, há variabilidade de um mesmo solo em diferentes regiões, seja por influência da rocha originária, do clima, ou estruturas presentes, por exemplo.

A análise estatística relativa as amostras M544 necessitou de ajuste no banco de dados. Não há evidências de estudos de resistência ao cisalhamento de solos, em Santa Catarina, do tipo PVanf e, portanto, se fez necessário utilizar dados laboratoriais de outro com características muito semelhantes, a UG PVgn – Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato Gnaisse. O Anfibólito, segundo Winge *et al.* (2001), é uma rocha metamórfica de grau médio a alto tendo como principal paragênese a hornblenda e plagioclásio. Essa rocha pode ser derivada de rochas ígneas básicas, sedimentares ou vulcanoquímicas. Pode ainda conter, ou não, quartzo e, se o teor desse mineral aumentar mais que 10%, o anfibólito passa a graduar para um gnaisse. Um gnaisse é uma rocha metamórfica, essencialmente quartzo-feldspática. Essas rochas possuem uma grande

abrangência em sua estrutura, dês de maciças com foliação até bandadas. Esse bandamento é quartzo-feldspático alternado com bandas máficas, derivadas de segregação metamórfica onde os minerais principais são do grupo dos anfibólios.

Tabela 8: Análise estatística dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

UG	(%)	Desvio Padrão: c	Desvio Padrão: ϕ	Média		Coeficiente de variação		c (“t” crítico negativo)	ϕ (“t” crítico positivo)
				c	ϕ	c	ϕ		
PVg	90%	1,92	1,30	10,84	31,48	0,18	0,04	8,92	30,19
	95%	2,30	1,56			0,21	0,05	8,54	29,93
	99%	3,08	2,08			0,28	0,07	7,76	29,41
Cg	90%	2,58	1,36	9,04	30,81	0,29	0,04	6,46	29,45
	95%	3,13	1,66			0,35	0,05	5,91	29,16
	99%	4,33	2,29			0,48	0,07	4,71	28,52
Canf	90%	2,35	0,21	8,82	30,47	0,27	0,01	6,47	30,26
	95%	2,93	0,26			0,33	0,01	5,89	30,21
	99%	4,34	0,39			0,49	0,01	4,48	30,09
PVx	90%	4,19	3,97	15,41	31,18	0,27	0,13	11,22	27,21
	95%	5,15	4,88			0,33	0,16	10,26	26,29
	99%	7,33	6,94			0,48	0,22	8,08	24,23
PVanf	90%	1,80	1,48	10,30	29,66	0,17	0,05	8,50	28,18
	95%	2,21	1,81			0,21	0,06	8,10	27,85
	99%	3,12	2,26			0,30	0,08	7,18	27,10

Fonte: Do autor (2020); n° de amostras por UG: PVg - 44; Cg - 16; Canf - 8; PVx - 11; PVanf - 12.

5.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS.

Este tópico abordará os resultados adquiridos nos seis mapeamentos de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa para os métodos de declividade limite e 3D. Em ambos os casos foram utilizados como parâmetros de entrada os valores de c (“t” crítico negativo), ϕ (“t” crítico negativo), ambos apresentados na Tabela 8, e γ_{nat} , apresentado na Tabela 7

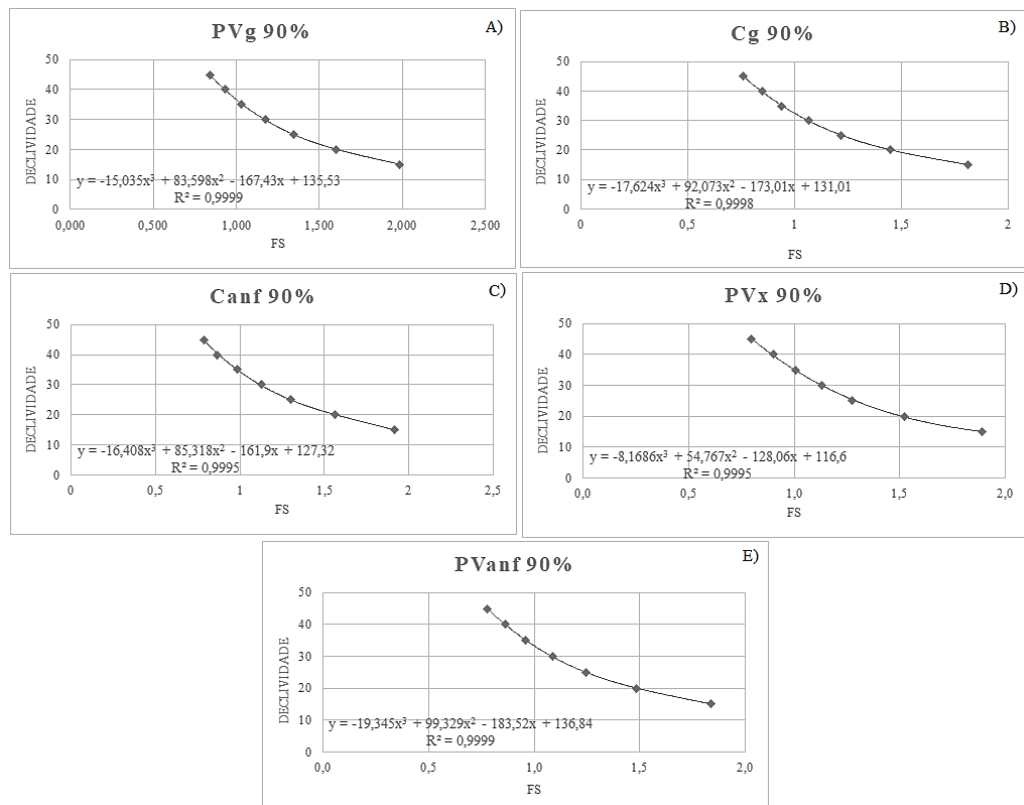
5.3.1 Suscetibilidade: Método Declividade Limite

A partir dos parâmetros calculados estatisticamente foram desenvolvidos modelos 2D de encostas com diferentes declividades, um total de 105 análises foram executadas no software *SVSlope* onde se obteve os fatores de segurança para cada caso estipulado. Em posse dos FS

relativos a cada declividade foi possível determinar a correlação entre as duas variáveis e obter a equação que melhor define a sua distribuição, sendo as suas representações por polinômios de ordem 3.

A Figura 34 representa os gráficos dos quais foi possível estabelecer as declividades limites de cada unidade geotécnica para o intervalo de confiança de 90%.

Figura 34: Correlação declividade x FS ao intervalo de confiança de 90%: (a) PVg; (b) Cg; (c) Canf; (d) PVx; e (e) PVanf.



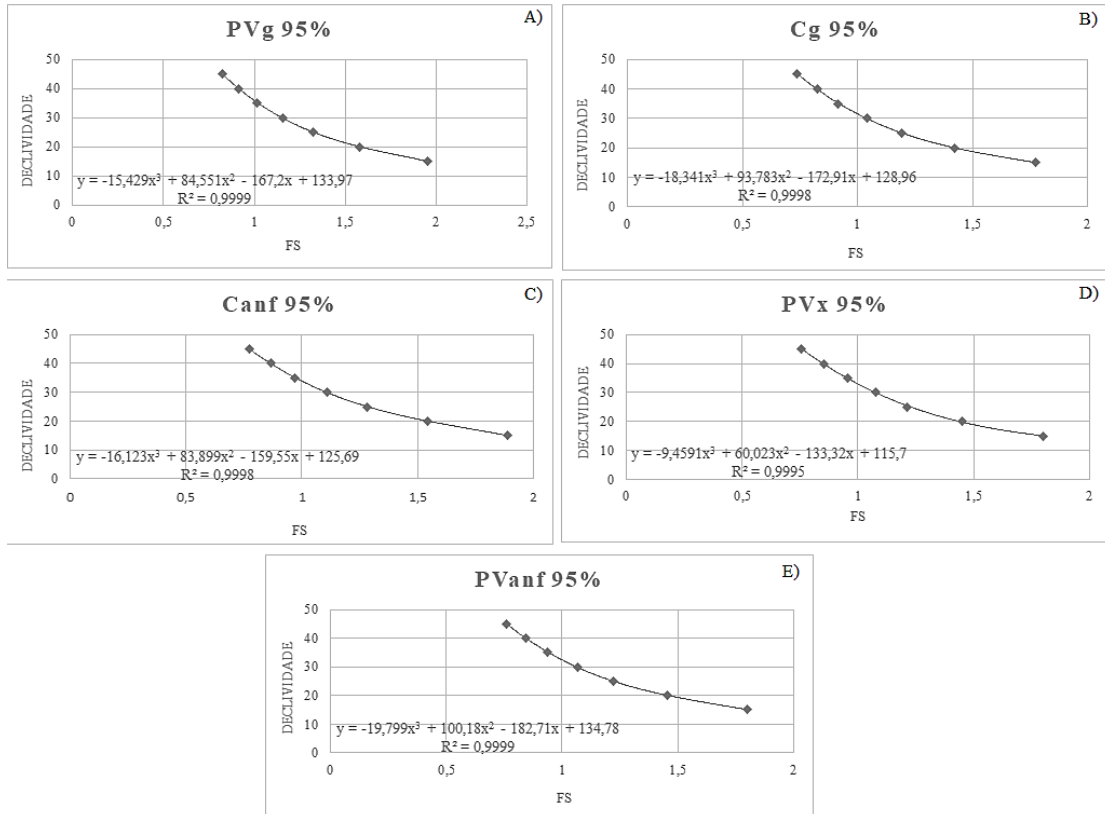
A partir das análises dos gráficos foram delimitadas as declividades limites para o intervalo de confiança de 90%, apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Declividades Limite para o intervalo de confiança 90%.

UG	Intervalo de Confiança	Fator de segurança 1,15	Fator de segurança 1,5
PVg	90%	30,68°	21,74°
Cg	90%	27,01°	19,18°
Canf	90%	29,01°	21,06°
PVx	90%	29,34°	20,17°
PVanf	90%	27,73°	19,76°

A Figura 35 representa os gráficos dos quais foi possível estabelecer as declividades limites de cada unidade geotécnica para o intervalo de confiança de 95%.

Figura 35: Correlação declividade x FS ao intervalo de confiança de 95%: (a) PVg; (b) Cg; (c) Canf; (d) PVx; e (e) PVanf.



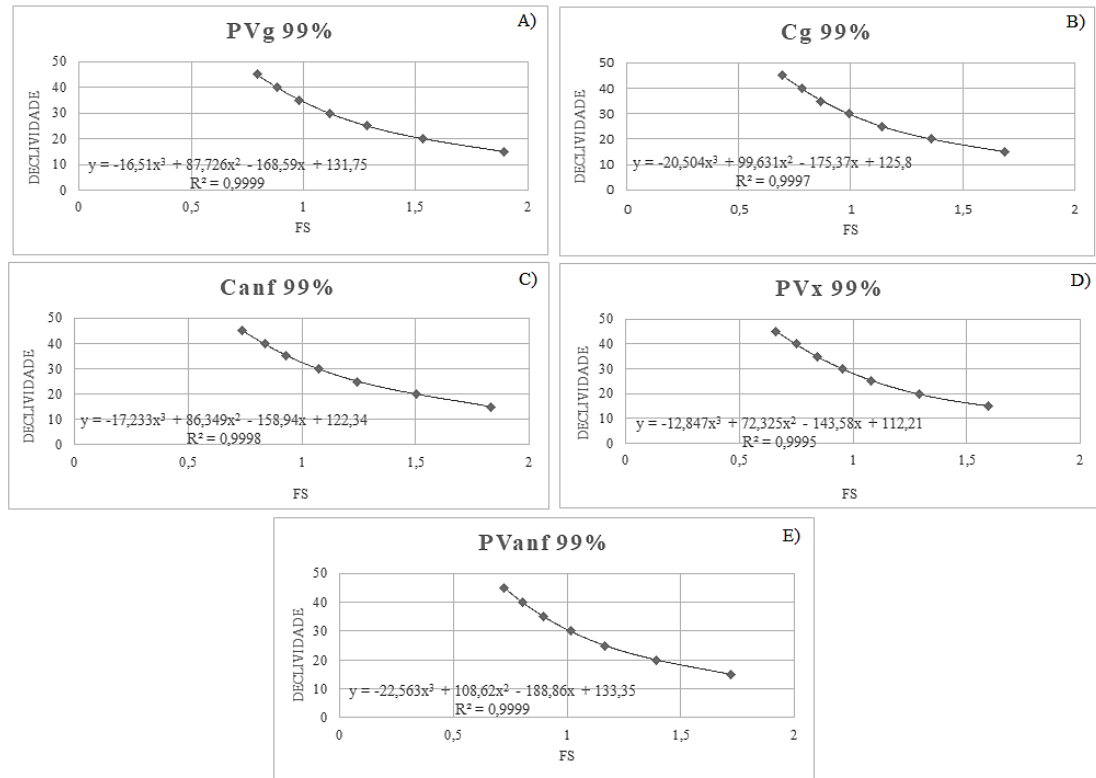
A partir das análises dos gráficos foram delimitadas as declividades limites para o intervalo de confiança de 95%, apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Declividades Limite para o intervalo de confiança 95%.

UG	Intervalo de Confiança	Fator de segurança 1,15	Fator de segurança 1,5
PVg	95%	30,04°	21,34°
Cg	95%	26,25°	18,71°
Canf	95%	28,64°	20,72°
PVx	95%	27,38°	18,85°
PVanf	95%	27,04°	19,30°

A Figura 36 representa os gráficos dos quais foi possível estabelecer as declividades limites de cada unidade geotécnica para o intervalo de confiança de 99%.

Figura 36: Correlação declividade x FS ao intervalo de confiança de 99%: (a) PVg; (b) Cg; (c) Canf; (d) PVx; e (e) PVanf.



Do autor (2020)

A partir das análises dos gráficos foram delimitadas as declividades limites para o intervalo de confiança de 99%, apresentados na Tabela 11.

Tabela 11: Declividades Limite para o intervalo de confiança 99%

UG	Intervalo de Confiança	Fator de segurança	
		1,15	1,5
PVg	99%	28,78°	20,53°
Cg	99%	24,70°	17,71°
Canf	99%	27,55°	20,05°
PVx	99%	23,20°	16,21°
PVanf	99%	25,50°	18,30°

Os valores de c e ϕ são diretamente correlacionados à declividade máxima de estabilidade da encosta, relacionadas ao FS. Como esperado, a declividade limite foi fortemente influenciada pelos níveis de confiança, decrescendo conforme o intervalo de confiança aumentou.

Das unidades geotécnicas, a que se mostrou mais suscetível às instabilidades foi a UG Cg, entretanto, ao se considerar uma confiança de 99% a unidade PVx apresentou maior suscetibilidade. Em questão de estabilidade a UG PVg apresentou os maiores valores de declividade limite para os três intervalos, seguido da UG Canf.

5.3.1.1 Mapas de suscetibilidade a movimentos de massa 2D

As análises estatísticas possibilitaram a criação de três mapas de suscetibilidade para cada intervalo de confiança estabelecido, 90%, 95% e 99%. Os mapas a, b e c (Figura 38) são os resultados obtidos para este método. Observa-se que, com o aumento da confiança as áreas de cor vermelha, ou, alta suscetibilidade, aumentam drasticamente. As áreas que se mostraram mais problemáticas são justamente as que apresentam as maiores declividades em terreno e menores declividades limite. O mapeamento contemplou as UG's consideradas passíveis de sofrerem falhamento, sendo assim, as áreas acinzentadas não tiveram coleta em campo e não foram representadas suas suscetibilidades, assumindo-se serem potencialmente estáveis.

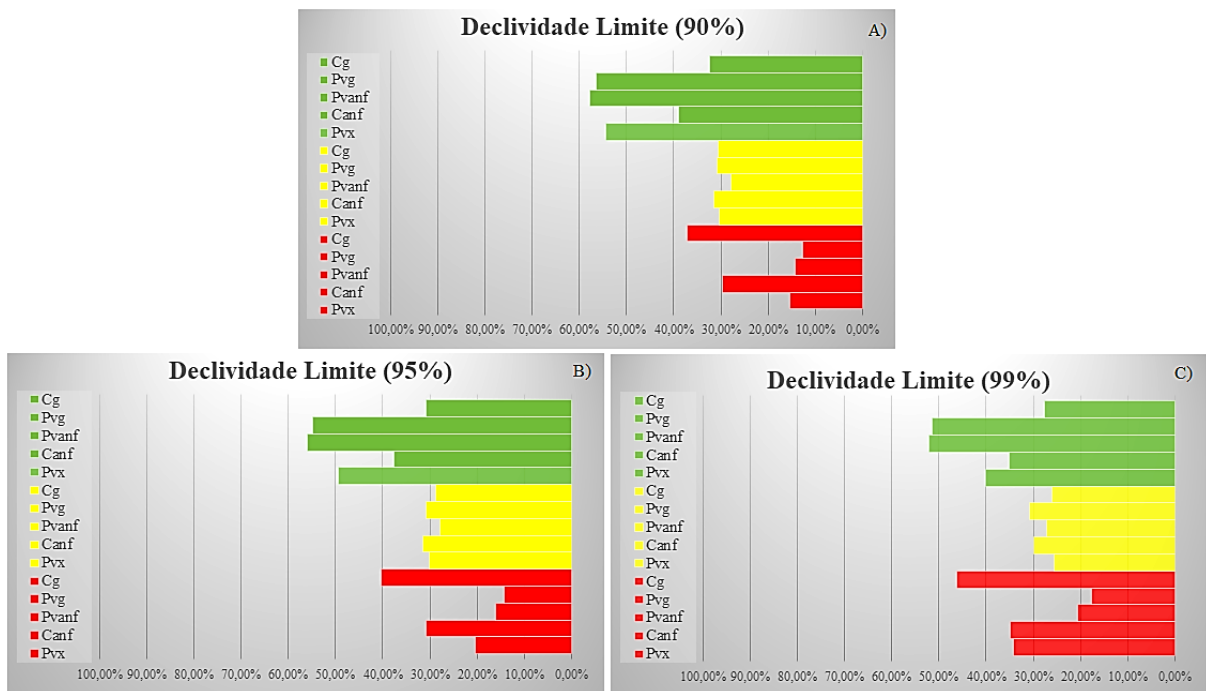
O mapeamento é de caráter semaforico, as cores vermelhas representam suscetibilidades elevadas, as verdes representam baixas suscetibilidades e as amarelas são áreas com FS entre 1,5 e 1,15. Na Tabela 12 estão representadas as áreas afetadas bem como a porcentagem para cada intervalo de confiança.

Tabela 12: Áreas em km² e % totais afetados para cada intervalo de confiança no método 2D.

FS	Área em km ²			Áreas em %		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
≥ 1,5	81,097	76,093	66,312	51,71	48,52	42,28
1,5 – 1,15	47,206	46,894	42,660	30,10	29,90	27,20
≤ 1,15	28,530	33,846	47,861	18,19	21,58	30,52
Total	156,832			100		

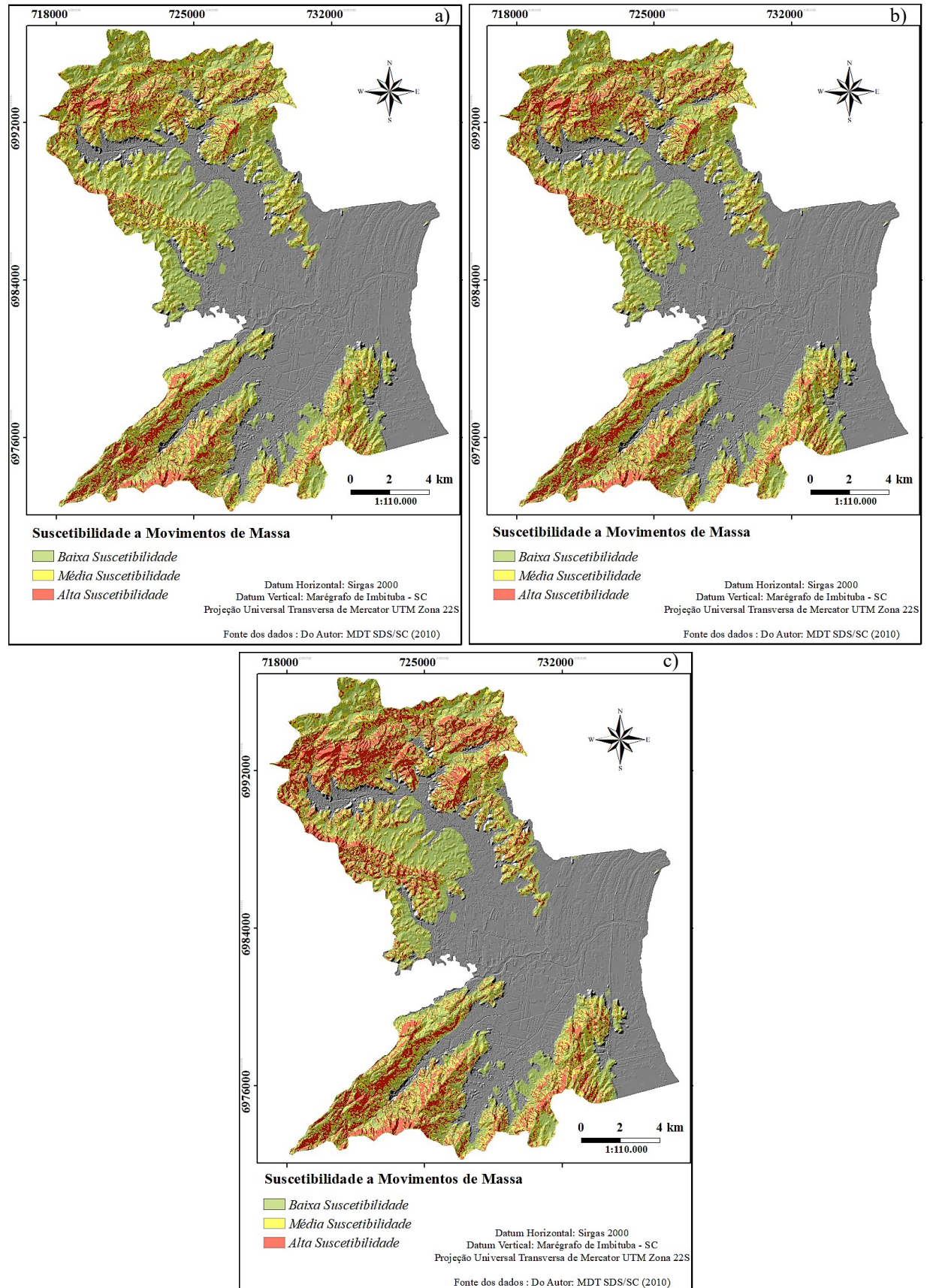
Os gráficos apresentados na Figura 37 apresentam a porcentagem das áreas afetadas para cada unidade geotécnica estudada, nos intervalos de confiança de 90%, 95% e 99% respectivamente. Observa-se que as unidades que apresentaram maior estabilidade são a PVg e PVanf, para as três situações. Enquanto que as mais suscetíveis a deslizamento são o Cg, Canf e PVx, sendo o último apenas com o incremento na confiança.

Figura 37: Porcentagem por UG afetada no método 2D em diferentes intervalos de confiança: (a) 90%; (b) 95%; e (c) 99%.



Do autor (2020)

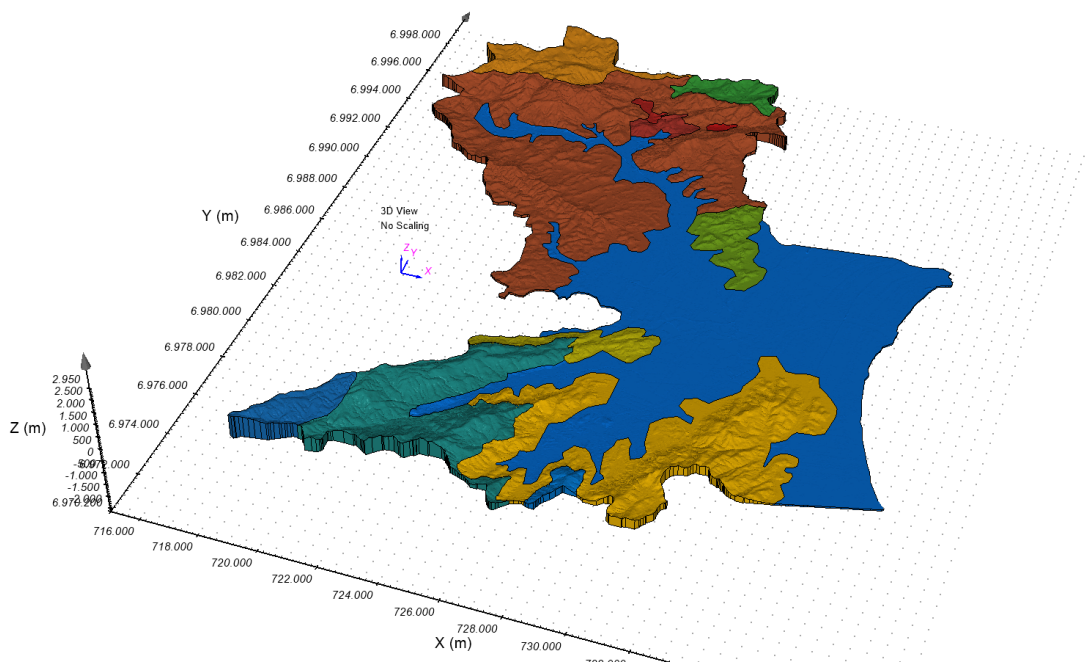
Figura 38: Suscetibilidade a movimentos de massa 2D aos diferentes intervalos de confiança: (a) 90%; (b) 95% e (c) 99%.



5.3.2 Suscetibilidade: Método 3D

A análise tridimensional se iniciou com o modelamento regional de Tijucas, no *Software SVDesigner* (Figura 39). Como mencionado no item 4.3.1, as diferentes UG's foram separadas e definem o modelo volumétrico do município. Para este estudo não foram considerados a estratigrafia e variações no terreno dentro de cada UG, portanto, são consideradas regiões homogêneas.

Figura 39: Modelo 3D com a separação das UG's

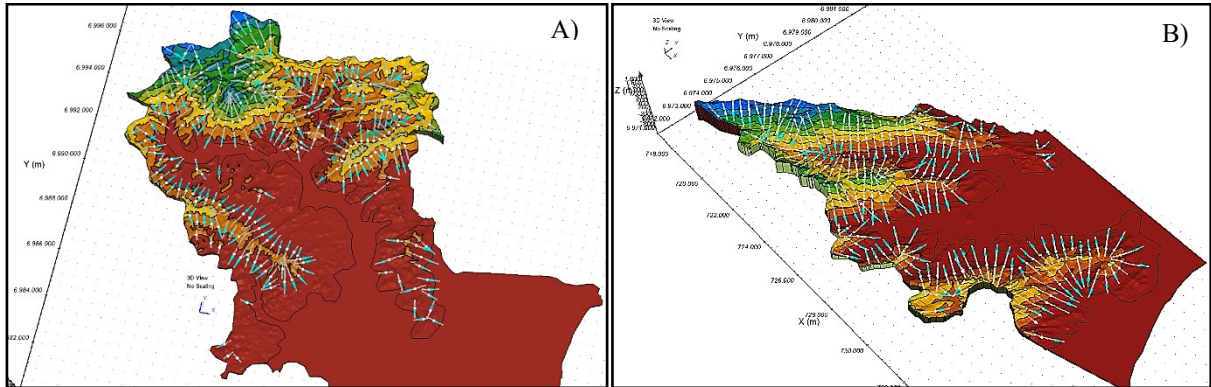


Do autor (2020)

Para se executar uma análise regional onde se possuem diversas feições e declividades com diferentes curvaturas se fez necessário a utilização da ferramenta MPA (*Multi Plane Analysis*), ou, análises em vários planos, onde se estabelece linhas de busca.

O MPA irá estabelecer as linhas de busca, que são definidas por pontos e direções. Para cada encosta é estabelecido uma linha inicial. É possível configurar o distanciamento entre as linhas bem como o método de definição do local desses planos, sendo por elevação, linha poligonal ou manualmente. A Figura 40 representa as linhas de busca utilizadas nesse trabalho, são 399 linhas, sendo 164 na parte inferior e 235 na superior .

Figura 40: MPA superior (a) e inferior (b).



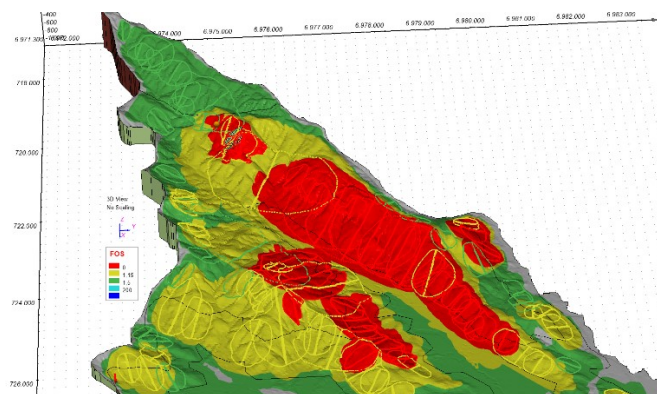
Do autor (2020)

5.3.2.1 Mapas de suscetibilidade a movimentos de massa 3D

Como resultados destas análises foram obtidos três mapas a, b e c de suscetibilidade a movimentos de massa para os intervalos de confiança de 90%, 95% e 99% (Figura 43). Diferentemente da análise anterior, que considera a declividade o fator condicionante do FS, as análises 3D retornam superfícies de ruptura, que variam de tamanho e volume de acordo com a forma de relevo, daí que surgem as manchas relativas aos FS. Em todas as três análises foram consideradas 3.000 superfícies para cada linha de busca, as manchas apresentadas nos mapas são as superfícies que apresentaram o menor valor de fator de segurança.

A Figura 41 apresenta o resultado visualizado no *software SVSlope 3D Advanced*, onde FOS é o FS. Para se poder comparar os resultados adquiridos em análise 3D com a análise anterior foi necessário planificar as manchas de fator de segurança, georreferencia-las e realizar a sua vetorização utilizando o *software ArcMap 10.3*.

Figura 41: Análise 3D nativa no Software SVSlope.



Do autor (2020)

As superfícies de ruptura são expressas em forma de elipsoides, com volumes e tamanhos definidas pelos menores FS encontrados. Optou-se da mesma forma que o método de declividades limite em dispor as manchas de fator de segurança em caráter semafórico, condizente com o estabelecido pela NBR 11682 (2009). Na Tabela 13 estão representadas as áreas afetadas bem como a porcentagem para cada intervalo de confiança.

Tabela 13: Áreas em km² e % totais afetados para cada intervalo de confiança no método 3D.

FS	Área em km ²			Áreas em %		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
≥ 1,5	103,805	100,759	91,536	60,07	57,94	52,64
1,5 – 1,15	51,968	52,410	48,853	30,07	30,14	28,09
≤ 1,15	17,025	20,746	33,498	9,85	11,93	19,26
Total	172,798	173,916	173,887	100		

Do autor (2020)

Os gráficos da Figura 42 são referentes as porcentagens afetadas de cada unidade geotécnica. É importante salientar que, diferentemente da análise anterior, não haverá uma constante área afetada, como pode ser comparado nas Tabela 12 e Tabela 13. No método 3D as representações de FS extrapolam os limites das UG's pois o rompimento possui geometrias variadas.

Figura 42: Porcentagem por UG afetada no método 3D em diferentes intervalos de confiança: (a) 90%; (b) 95% e (c) 99%.

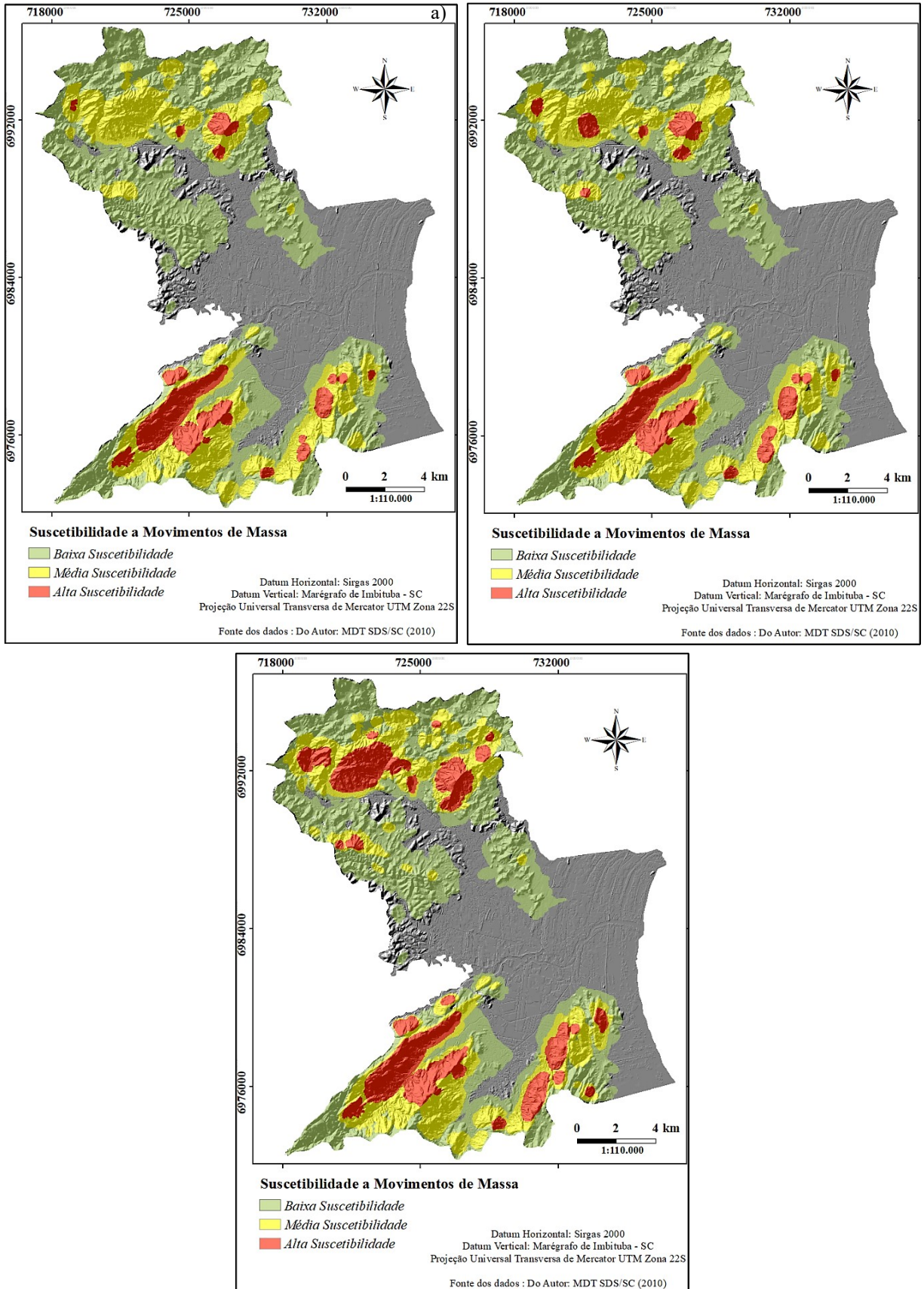


Do autor (2020)

Nota-se que há uma clara diminuição na porcentagem das áreas com baixa suscetibilidade e aumento consequente das áreas de alta suscetibilidade, algo esperado com o aumento da confiança. As UG's que se mostraram mais instáveis são o Canf, o PVanf e seguidos do PVx, destacando-se no intervalo de 99%. A unidade Cg, outrora considerada a unidade mais frágil, na análise 2D, mostra-se o extremo oposto aplicada a análise 3D, mantendo-se 100% estável.

Cada linha de busca do MPA retornará um FOS (Fator de Segurança) atrelada a ela e uma geometria de rompimento do talude. Não se descarta a possibilidade de nem todas as áreas de alta e média suscetibilidade terem sido mapeadas, necessitando-se análises mais localizadas para se cobrir esta lacuna. A análise 3D se mostrou mais pontual do que a 2D, no sentido que demonstra áreas instáveis levando em consideração diversas interações do terreno, o que não acontece na metodologia anterior.

Figura 43: Suscetibilidade a movimentos de massa 3D aos diferentes intervalos de confiança: (a) 90%; (b) 95% e (c) 99%.



O *software* disponibiliza a possibilidade de se apresentar a visualização das superfícies com os menores fatores de segurança, na Figura 44 estão representados em pontos verdes as superfícies críticas para as partes superiores e inferiores em cada intervalo de confiança analisados. Os 5 pontos apresentados são os 5 piores cenários em todas as análises, a Tabela 14 apresenta os FS e as coordenadas dos centróides de ruptura para cada cenário. Cada intervalo de confiança foi numerado com siglas diferentes para melhor entendimento, o intervalo de 90% com caracteres numéricos, o de 95% com letras minúsculas e o de 99% com algarismos Romanos.

Figura 44: Os piores cenários por análise e intervalo de confiança

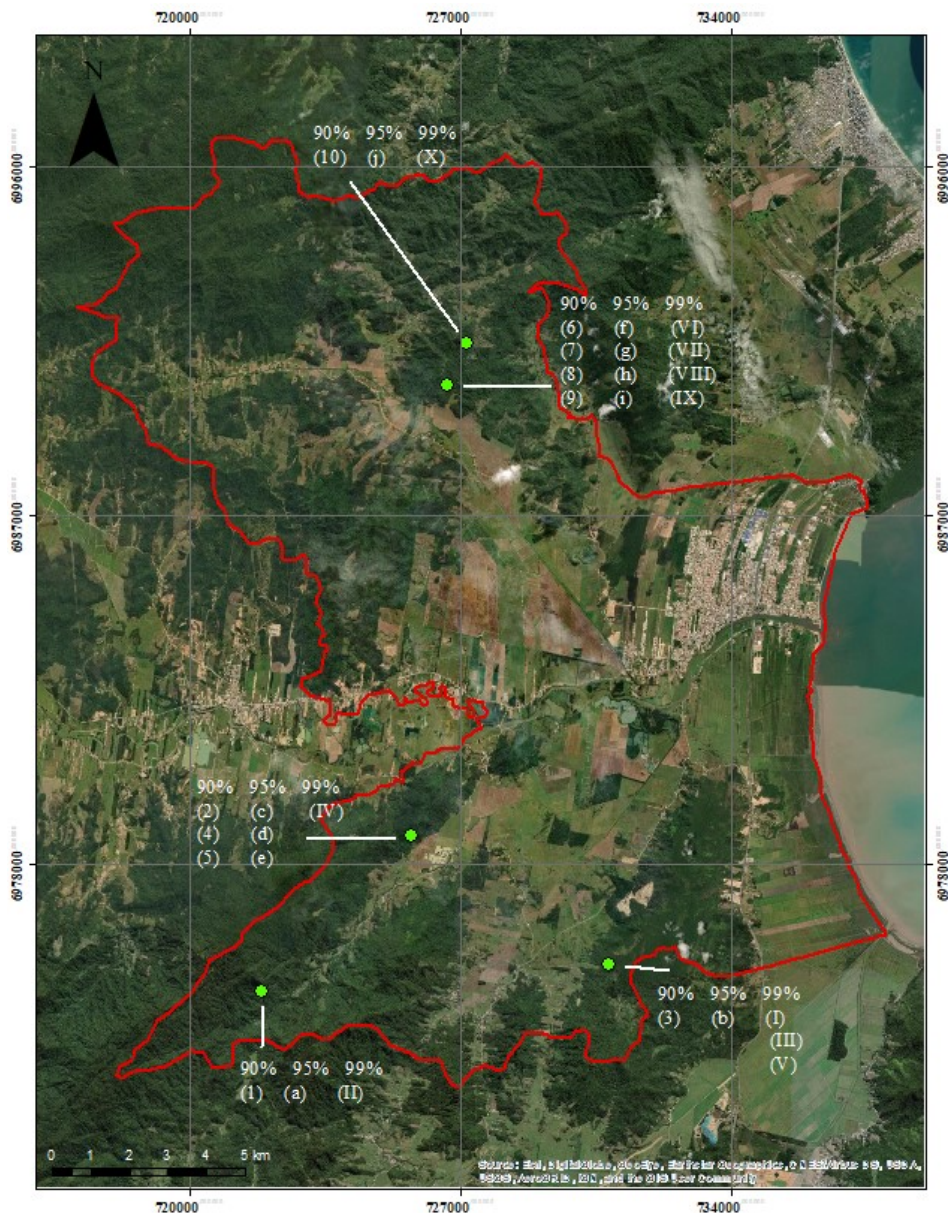


Tabela 14: Cenários críticos para cada área e intervalo de confiança

	Sigla	FS	Coordenadas dos centróides de ruptura	
			x	y
Área Inferior (90%)	1	0,909	721834,843	6974697,271
	2	0,930	725755,655	6978689,213
	3	0,933	730807,281	6975409,861
	4	0,933	725820,297	6978689,213
	5	0,942	725823,299	6978689,213
Área Superior (90%)	6	1,070	726638,317	6990382,850
	7	1,072	726571,049	6990382,850
	8	1,076	726662,225	6990382,850
	9	1,086	726557,968	6990382,850
	10	1,093	727170,803	6991422,478
Área Inferior (95%)	a	0,904	721834,843	6974697,271
	b	0,918	730807,281	6975409,861
	c	0,926	725755,654	6978689,213
	d	0,928	725820,299	6978689,213
	e	0,938	725823,302	6978689,213
Área Superior (95%)	f	1,026	726638,317	6990382,850
	g	1,029	726571,049	6990382,850
	h	1,032	726662,255	6990382,850
	i	1,043	726557,968	6990382,850
	j	1,048	727219,877	6991422,478
Área Inferior (99%)	I	0,884	730807,281	6975409,861
	II	0,893	721834,843	6974697,271
	III	0,909	730736,818	6975353,764
	IV	0,911	725807,489	6978689,213
	V	0,917	730889,846	6975353,764
Área Superior (99%)	VI	0,929	726638,317	6990382,850
	VII	0,933	726571,049	6990382,850
	VIII	0,935	726662,255	6990382,850
	IX	0,946	726557,968	6990382,850
	X	0,949	727219,848	6991422,478

Fonte: Do Autor (2020)

Observando-se a Tabela 14 há superfícies críticas que não sofreram mudança de localidade, repetindo-se nos três intervalos de confiança, dessa forma é possível correlacionar a variação do FS com os intervalos de confiança (Tabela 15). Os dois primeiros pontos são referentes às unidades Canf e PVanf, respectivamente, e os quatro seguintes à unidade PVx. Em todos se observa um padrão esperado, diminuição brusca no FS com o aumento da confiança.

Tabela 15: Variação do FS em relação aos intervalos de confiança

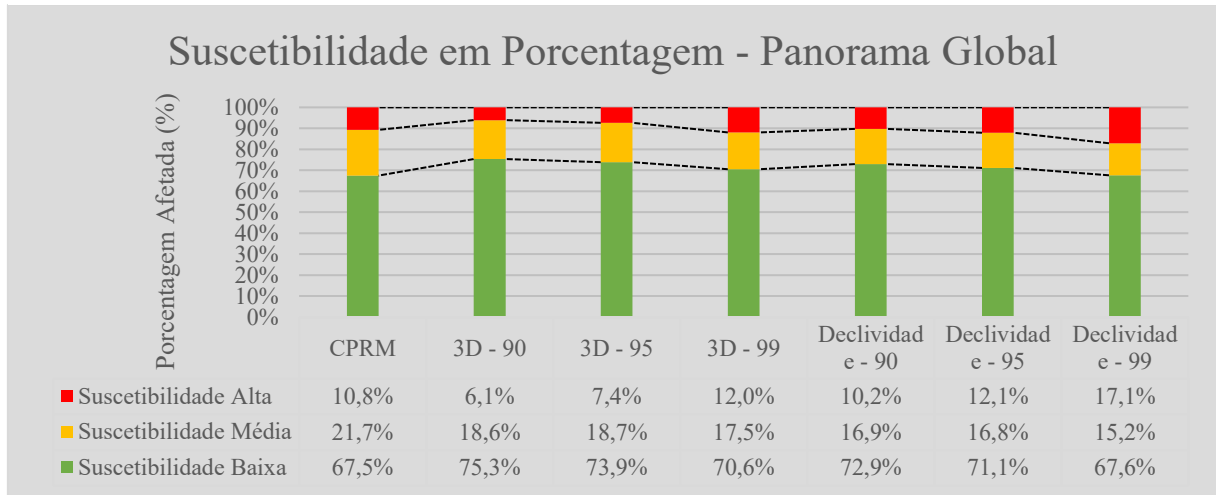
Coordenadas do centroide de ruptura		FS			Variação (% FS)	
		90%	95%	99%	90 – 95 %	90 – 99%
721834,843	6974697,271	0,909	0,904	0,893	-0,55%	-1,76%
730807,281	6975409,861	0,933	0,918	0,884	-1,61%	-5,25%
726638,317	6990382,850	1,070	1,026	0,929	-4,11%	-13,18%
726571,049	6990382,850	1,072	1,029	0,933	-4,01%	-12,97%
726662,225	6990382,850	1,076	1,032	0,935	-4,09%	-13,10%
726557,968	6990382,850	1,086	1,043	0,946	-3,96%	-12,89%

Fonte: Do autor (2020)

5.3.3 Comparação dos resultados

A Figura 45 representa o gráfico que compara os resultados entre os métodos considerados por este trabalho juntamente com o aplicado pela CPRM (2015), ao analisá-los observa-se a proximidade dos seus resultados. As UG's não analisadas por este trabalho são de origem sedimentar e encontram-se em localidades onde o relevo não apresenta indícios de suscetibilidade, consideram-se de baixa suscetibilidade para fins dessa comparação, pois necessitou-se igualizar as áreas totais de todos os métodos.

Figura 45: Suscetibilidade Global



Do Autor (2020)

Existem diversos trabalhos na literatura comparando o fator de segurança entre metodologias 2D e 3D, quase sempre demonstrando que há uma superestimação do primeiro em relação ao segundo. Gitirana (2019) demonstrou uma diferença de 10%, Fredlund *et al.* (2010) apresentou valores variando entre 4,3 e 20% para baixas declividades e geometrias simples, Domingos (2016) avaliou variações entre 10 e 100%. Esse padrão pode ser observado neste trabalho traduzido pelas áreas afetadas, enquanto que o método de declividade limite ao intervalo de confiança de 99% apresentou 17,1% do município coberto pela classe de alta suscetibilidade, o método 3D apresentou apenas 12% do território na mesma classe.

Para validar o comparativo citado foram criadas sessões 2D utilizando as coordenadas que definiram os cenários críticos de ruptura 3D e, a partir destas, foram feitas análises em âmbito 2D. Como mencionado, a análise 3D busca, baseado no número de superfícies estipulado, os FS e formatos de ruptura (*Aspect ratio*). A análise 2D irá buscar naquele plano o FS mais baixo, a diferença está na terceira dimensão, não haverá uma superfície de ruptura e sim uma relação direta com a declividade, peso das fatias, saturação e parâmetros de resistência, não levando em conta a resistência ao cisalhamento no topo e na base da encosta, como afirmado por Fredlund *et al.* (2017).

Como esperado, houve um conservadorismo considerável no FS 2D em relação ao 3D (Tabela 16). A ordem das colunas refere-se aos pontos críticos apresentados na Figura 44, o conjunto (1, a, II) são referentes ao ponto da extrema esquerda inferior, por exemplo.

Tabela 16: Comparativo FS₃ - FS₂

Sigla	Intervalo de Confiança			FS _{3D}	FS _{2D}	Comparativo FS ₃ - FS ₂
1	90%	-	-	0,909	0,736	19,0%
2	90%	-	-	0,930	0,837	10,0%
3	90%	-	-	0,933	0,775	16,9%
6	90%	-	-	1,070	0,810	24,3%
10	90%	-	-	1,093	0,779	28,7%
a	-	95%	-	0,904	0,729	19,4%
c	-	95%	-	0,926	0,828	10,6%
b	-	95%	-	0,918	0,755	17,8%
f	-	95%	-	1,026	0,777	24,3%
j	-	95%	-	1,048	0,751	28,3%
II	-	-	99%	0,893	0,701	21,5%
IV	-	-	99%	0,911	0,818	10,2%
I	-	-	99%	0,884	0,724	18,1%
VI	-	-	99%	0,929	0,705	24,1%
X	-	-	99%	0,949	0,677	28,7%

Fonte: Do Autor (2020)

6 CONCLUSÕES

A utilização da inferência estatística se fez bastante importante haja vista a necessidade de se tentar caracterizar o comportamento médio ou representativo do solo estudado, sendo que a análise de apenas um ponto por unidade em laboratório não corresponderia a realidade, como expresso por Futai (2012). Neste contexto, há uma expressiva capacidade de auxílio por parte do aplicativo desenvolvido no Laboratório de Geotecnia Aplicado da UFSC, entretanto, há de se ter sempre considerações quanto aos valores atípicos apresentados no *Box Plot* e desvios padrões calculados. Ainda, aconselha-se a amostragem de alguns pontos por unidade, para que se possa alcançar a representatividade do local. Neste trabalho foi coletado apenas um ponto por unidade e utilizado um banco de dados com parâmetros calculados de diversos municípios de Santa Catarina, este fato pode ser o responsável pelo alto desvio padrão apresentado na unidade PVx.

O método 2D de declividades limite apresentou resultados satisfatórios, entretanto, por considerar toda e qualquer declividade que alcance determinado valor limite como pertencente a uma classe definida de FS torna o método altamente conservador, não levando em conta variados fatores presentes no terreno. Ainda, por não considerar a resistência ao cisalhamento no topo e na base da encosta têm seu fator de segurança altamente superestimado apresentando muitas vezes um cenário pior do que na realidade e condenando locais que poderiam vir a ser produtivos de alguma forma.

O método 3D de mapeamento a suscetibilidades regional se mostrou confiável especialmente ao intervalo de confiança de 99%, apontando situações de alta suscetibilidade para as mesmas localidades onde o método de declividades limite estava mais condensado nesta classe. Entretanto, a utilização de mapeamento tridimensional leva em conta diversos aspectos para que seja o mais realista possível, estratigrafia das camadas de solo e rocha, poro-pressão, nível piezométrico, falhas, carregamentos, entre outros. Além, ao se mapear uma grande área utilizando o *software SVSlope* necessita-se da ferramenta *Multi Plane Analysis* que, apesar de altamente versátil, pode deixar certas localidades passarem despercebidas e consumir um alto tempo e poder de processamento da máquina.

O método 3D é mais robusto e menos conservador do que o 2D, entretanto por necessitar de muitas interações para se chegar a um resultado preciso e correto faz com que sejam difíceis

as análises em pequenas escalas. Este trabalho não utilizou de métodos de validação e calibração dos resultados, não podendo afirmar a precisão absoluta alcançada.

7 SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES

De acordo com os resultados e conclusões obtidos por este trabalho, foram averiguadas sugestões para trabalhos futuros e aprimoramento das cartas de suscetibilidade do município de Tijucas – SC.

- I. Avaliações precisas e representativas dos parâmetros de resistência dos solos necessitam de uma abrangente coleta de corpos de prova para que se possa constituir um banco de dados geotécnico da localidade, na qual o aplicativo criado pelo Laboratório de Geotecnia Aplicada fará o maior proveito.
- II. Um correto modelamento para as análises tridimensionais é de altíssima importância, informações como estratigrafia dos solos, nível piezométrico, poro-pressões e carregamentos conferem a realidade de campo que se busca com esse tipo de análise.
- III. A união de métodos pode se mostrar altamente produtiva. Ao se aplicar um método relativamente simples como o de declividades limite permite-se setorizar zonas de maiores suscetibilidades, a partir das quais, a aplicação de métodos 3D pode aperfeiçoar localidades mais pontuais.
- IV. Integração de métodos de rápida aplicação (2D), de inventários de cicatrizes e modelagem tridimensional dessas localidades para confirmar ou retrucar resultados, aumentando a eficiência e viabilizando calibrações e validações dos resultados.

8 REFERÊNCIAS

- ABAR, C. A. A P.; DE ARAUJO, P. C. Sobre o boxplot no GeoGebra. **Revista do Instituto GeoGebra Internacional de São Paulo**. v. 1, n. 1, p. 13-21, 2012.
- AITCHISON, G. D.; GRANT, K. The P.U.C.E. programme of terrain description, evaluation and interpretation for engineering purposes. In **Proceedings of the Fourth Regional Conference in Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Cape Town, v. 1, p. 1-8. 1976
- ALEOTTI, P.; CHOWDHURY, R. Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, [s. l.], v. 58, p. 21–44, 1999.
- ANAGNOSTI, P. Three-dimensional stability of fill dams. **Proceeding of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Mexico, p. 275-280, 1969.
- ANDRIOTTI, J. L. S. **Técnicas estatísticas aplicáveis a tratamento de informações oriundas de procedimentos laboratoriais**. Porto Alegre, 2005. 41 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro, 2009. 33 p.
- BASEI, M. A. S. **O Cinturão Dom Feliciano em Santa Catarina**. 1985. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.
- BITAR, O. Y; FREITAS, C. G. L; MACEDO, E. S. **Guia Cartas geotécnicas: orientações básicas aos municípios**. São Paulo: IPT-Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 2015.
- BUSSAB, W. O.; MORETTIN, P. A. **ESTATÍSTICA BÁSICA**. 6. ed. São Paulo: Saraiva, 2010. 540 p. ISBN 9788502081772.
- CAPUTO, H. P. **MECÂNICA DOS SOLOS E SUAS APLICAÇÕES: Fundamentos**. 6. ed. rev. e aum. Rio de Janeiro, RJ: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1988. 244 p. v. 1.
- CAVOUNIDIS, S. On the ratio of factors of safety in slope stability analyses. **Géotechnique**, [s. l.], v. 37, ed. 2, p. 207-210, June 1987.
- CARAMEZ, M. L. **MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DA MICROBACIA DO ITACORUBI – FLORIANÓPOLIS/SC – APLICAÇÃO DO MODELO SHALSTAB PARA A CONFECÇÃO DE MAPA DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS RASOS DE ENCOSTAS**. 2017. 187 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil., Florianópolis, SC, 2017.

CARRENO, C. A. **Mapeamento da aptidão à urbanização da bacia hidrográfica do rio Ratonos mediante o estudo da erodibilidade dos solos residuais**. 2017. 182 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2017.

CHEN, R. H; CHAMEAU, J. L. Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes. **Géotechnique**, [S. l.], v. 33, 1. ed. p. 31-40, March 1983.

CHOWDHURY, R.N. **Slope Analysis**. 1. ed. Amsterdam, The Netherlands: Elsevier Scientific Publishing Company, 1978. 429 p. v. 22. ISBN 0-444-41724-9.

CHRIST, C. E. **Mapeamento de áreas suscetíveis ao colapso na bacia hidrográfica da Lagoa da Conceição**. 2014. 174 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2014.

CORREIA, V. M. **APLICAÇÃO DE UMA NOVA METODOLOGIA DE MAPEAMENTO DE SUSCEPTIBILIDADE À MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA EM SANTO AMARO DA IMPERATRIZ - SC**. 112 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Graduação em Geologia, Florianópolis, 2018.

CORREIA, V. M.; PIZZOLO, R. L. **Desenvolvimento de método de análise de riscos geotécnicos: Aplicação em Brusque e Botuverá, estado de Santa Catarina**. Relatório de Iniciação Científica/CNPQ, 2020. (no prelo).

CORTELETTI, R. C. **Metodologia para Análise de Riscos Geológico-geotécnicos em Ferrovias: Estrada de Ferro Carajás (EFC)**. Ouro Preto: UFOP, 2017. 222 p. ISBN 978-85-288-0351-8.

COSTA, T. C. D. **Análise crítica das metodologias gerais de mapeamento geotécnico visando formulação de diretrizes para a cartografia geotécnica no trópico úmido e aplicação na região metropolitana de Belém escala 1: 50.000**. 2001. 279 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Pará, Belém, 2001.

CPRM, SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **CARTAS DE SUSCETIBILIDADE A MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA E INUNDAÇÕES - 1:25.000: NOTA TÉCNICA EXPLICATIVA**. IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. ed. Brasília, DF: CPRM – Serviço Geológico do Brasil, 2014. 50 p. ISBN 978-85-09-00177-3 (IPT).

CPRM, SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundação: município de Tijucas - SC**. Rio de Janeiro, RJ: CPRM, 2015. 1 mapa. Escala 1:40.000.

CRUDEN, D. M; VARNES, D. J. **LANDSLIDES: INVESTIGATION AND MITIGATION. CHAPTER 3 - LANDSLIDE TYPES AND PROCESSES**. **Transportation Research Board**, [S. l.], p. 36-75, 1 jan. 1996.

CRUDEN, D.; LAN, Heng-Xing. Using the Working Classification of Landslides to Assess the Danger from a Natural Slope: Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2. **Springer Nature**, [S. l.], p. 3-12, 4 jan. 2015.

CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 1996, 648 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: Abnt, 2009. 33 p.

DIAS, F. P.; HERRMANN, M. L de P. Susceptibilidade a deslizamentos: estudo de caso no bairro Saco Grande, Florianópolis–SC. **Revista Caminhos de Geografia**, v. 3, n. 6, p. 57-73, 2002.

DIAS, R. D. Proposta de metodologia de definição de carta geotécnica básica em regiões tropicais e subtropicais. **Revista do Instituto Geológico**, 16.esp: 51-55. 1995.

DINIZ, N. C. **Automação da cartografia geotécnica: uma ferramenta de estudos e projetos para avaliação ambiental**. 1998. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

DOMINGOS, V. H. **Análise tridimensional de estabilidade de taludes utilizando o método do equilíbrio limite**. 2016. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, São Paulo, 2016.

DUNCAN, J. M. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S. l.], v. 122, p. 577-596, 1 jul. 1996.

DYMINSKI, A. S. Noções de estabilidade de taludes e contenções. Universidade Federal do Paraná, **Notas de Aula, Estabilidade de Taludes**. 2007. 28p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos. In: **REUNIÃO TÉCNICA DE LEVANTAMENTO DE SOLOS**, 10, 1979, Rio de Janeiro. Súmula...Rio de Janeiro, 1979. 83p.

EMBRAPA - Sistema Brasileiro de Classificação de Solos / Humberto Gonçalves dos Santos. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 3. ed. Brasília: Embrapa, 2013. 353 p.

ESPÍNDOLA, M. S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis**. 2011. 215 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, SC, 2011.

FABRICIO, J. V. F. **ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DA ESTABILIDADE DE TALUDES E CONTENÇÕES**. 2006. 170 p. Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil., RIO DE JANEIRO, 2006.

FARIAS, I.C. et al. **Guia para la elaboracion de estudios del medio fisico; contenido y metodologia**. Centro de Estudios de Ordenacion del Territorio y Medio Ambiente. Espanha. 1984.

FERNANDES, N. F.; AMARAL, C. P. Movimentos de massa: uma abordagem geológico geomorfológica. In: Guerra, A. J. T.; Cunha, S. B. da (UFRS) **Geomorfologia e Meio Ambiente**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2000 p. 123-194.

FERREIRA, P. L. **ESTATÍSTICA DESCRITIVA E INFERENCIAL: BREVES NOTAS**. Coimbra, Portugal: Universidade de Coimbra, 2005. 120 p.

FILHO, N. O. H.; FERRETTI, O. Diagnóstico Sócio Ambiental da Zona Costeira do Estado de Santa Catarina. **GERCO/SC**. Florianópolis. 2010. 120p.

FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**: Aplicações na estabilidade de taludes. 3. ed. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2015. 576 p.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Canadian geotechnical journal**, v. 14, n. 3, p. 429-439, 1977.

FREDLUND, M. D., et al. Extending slope stability analysis to multi-plane 2D and 3D limit equilibrium approaches. In Proceedings of the Conference: **GeoOttawa Canadian Geotechnical Conference**. Ottawa, Canada. 7 p. 2017.

FREDLUND, M. D.; FREDLUND, D. G.; ZHANG, L. Moving from 2D to a 3D Unsaturated Slope Stability Analysis. In: **PanAm Unsaturated Soils 2017**. 2010. p. 136-145.

FUTAI, M. M.; CECÍLIO JR, M. O.; ABRAMENTO, M. **Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos residuais da região metropolitana de São Paulo**. NEGRO et al. (Ed.). Twin Cities: solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: ABMS, 2012, 155-187.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: Oficina de textos, p. 158, 2012.

GITIRANA, G. F. N; SOUZA, J. P. T; MOURA, N. R. ANÁLISE 2D E 3D DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM DE FUNDÃO. **Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [S.L.], Universidade Federal de Goiás, v. 15, n. 2, p. 123-136, 12 maio 2020.

GODOI, Cesar Schmidt. **CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE – SANTO AMARO DA IMPERATRIZ, SANTA CATARINA**. 2014. 212 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

GUERRA, A. J. T; MARÇAL, M. S. **Geomorfologia Ambiental**. 1ª. ed. São Paulo, SP: BERTRAND BRASIL, 2006. 192 p.

HIGASHI, R. R. **Utilização de um SIG no Desenvolvimento de um Banco de Dados Geotécnicos do Norte do Estado do Rio Grande do Sul**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2002a, 143p.

HIGASHI, R. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 2006. 398 p. Tese

(Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, São Paulo, SP, 2006.

HIGHLAND, L. M; BOBROWSKY, P. **The landslide handbook - A guide to understanding landslides**. Reston, Virginia: U.S. Geological Survey, 2008. 129 p.

HOVLAND, H. J. THREE-DIMENSIONAL SLOPE STABILITY ANALYSIS METHOD. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**. New York, Ny, p. 693-695. maio 1979.

HUNGR, O. An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions. **Geotechnique**, 1987, 37.1: 113-117.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Perfil dos Municípios Brasileiros**. Rio de Janeiro, RJ: [s. n.], 2017. 106 p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Censo Demográfico**. Rio de Janeiro, 2010.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Portal do IBGE, 2020**. Organização do território. Disponível em: < <https://www.ibge.gov.br/geociencias/organizacao-do-territorio/15774-malhas.html?edicao=27415&t=acesso-ao-produto> >. Acesso em maio 2020.

INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY. COMMISSION ON ENGINEERING GEOLOGICAL MAPS. **Engineering geological maps: A guide to their preparation (Vol. 15)**. Paris, Unesco Press, 1976. 78p

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT, São Paulo – SP, “**Manual de Geotecnia. Taludes de Rodovias – Orientação Para diagnóstico e Soluções Para os seus Problemas**”, 1991 DER SP.

JACOMINE, P. K. T. A nova classificação brasileira de solos. **Anais da Academia Pernambucana de Ciência Agrônômica**. Recife, p. 161–179, 2013.

KAUL, P. F. T.; FERNANDES, E.; SANTOS NETO, A. dos. Projeto Gerenciamento Costeiro GERCO - 3º Fase: Geologia. Rio de Janeiro: **Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE**, 2002. 63p.

KOBIYAMA, M. *et al.* **Prevenção de desastres naturais: conceitos básicos**. 1ª. ed. Curitiba: Organic Trading, 2006. 109 p.

KRAHN, J. The 2001 RM Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 40, n. 3, p. 643-660, 2003

LAM, L.; FREDLUND, D. G. A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis. **Canadian geotechnical journal**, v.30, n.6, p.905-919. 1993.

LANDIM, P. M. B. **Análise estatística de dados geológicos**. 2ª. ed. rev. e aum. São Paulo: Editora Unesp, 2004. 256 p.

LEONI, B.; RADFORD, T.; SCHULMAN, M. Disaster through a different lens: behind every effect, there is a cause. Geneva: **United Nations**, 2011. 188 p.

LESHCHINSKY, D.; BAKER, R.; SILVER, M. L. Three dimensional analysis of slope stability. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v.9, n.3, p.199-223, 1985.

MARANGON, M. **Unidade 5–Resistência ao Cisalhamento dos Solos**, dez/2018. 40 p. Notas de aula

MARCELINO, E. V.; NUNES, L. H.; KOBIYAMA, M. Mapeamento de risco de desastres naturais do estado de Santa Catarina. **Caminhos de Geografia**, v.8, n.17, p.72-84, 2006.

MIRANDA, T. C. **Mapeamento das unidades geotécnicas e desenvolvimento de um Sistema de Informações Geográficas para área de abrangência da Rodovia BR-101/RS**. 2008. 148 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil., Porto Alegre - RS, 2008.

MÜLLER, V. S. **Avaliação da influência de um protocolo para obtenção de dados de resistência ao cisalhamento com aplicação em mapas geotécnicos**. 103 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Florianópolis, 2015.

MÜLLER, V. S. **Estabilidade de uma encosta em solo residual de xisto com estruturas reliquias, Brusque-SC**. 2018. 158 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Programa de Pós-Graduação em Desastres Naturais, Florianópolis, 2018.

NAKAZAWA, V. A., et al. Cartografia geotécnica: a aplicação como pressuposto. In: **Simpósio de geologia do sudeste**, 1991, 2. **Anais**, 1991. p.329-336.

PINTO, C. D. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3ª. ed. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2006. 363 p.

PINTO, R. C.; PASSOS, E.; CANEPARO, S. C. Classificação dos movimentos de massa ocorridos em março de 2011 na Serra da Prata, Estado do Paraná. Geoinf: **Revista do Programa de Pós-Graduação em Geografia**, v. 4, n. 1, p. 3-27, 2012.

POTTER, R. O; DE CARVALHO, A. P; FLORES, C. A; I, BOGNOLA. **Solos do Estado de Santa Catarina**: Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento. 46. ed. Rio de Janeiro, RJ: Embra Sols, 2004. 745 p.

POZZEBON, B. H. **Parâmetros de solos residuais compactados da Região Metropolitana de São Paulo: comparação com dados de outras localidades no Brasil**. 2017. 310 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2017.

PRANDINI, F. L.; DE FREITAS, C. G. L.; NAKAZAWA, V. A. A cartografia geotécnica na prevenção e mitigação dos impactos ambientais. **Anuário do Instituto de Geociências**, v. 15, p. 173-180, 1992.

PRANDINI, F.L.; NAKAZAWA, V.A.; FREITAS, C.G.; et al. Cartografia geotécnica nos planos diretores regionais e municipais. In: BITAR, O.Y. **Curso de Geologia aplicada ao meio ambiente**. São Paulo: ABGE/IPT, 1995. P.187-202.

REIS, Elizabeth; MELO, Paulo; ANDRADE, Rosa; CALAPEZ, Teresa. **Estatística Aplicada**. Lisboa: Sílabo, 1999. 299 p.

REMÉDIO, F. H. **Análise de estabilidade de taludes de aterro de resíduos urbanos utilizando parâmetros geotécnicos de propostas bibliográficas e correlações com Nspt**. 2014. 131 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Lisboa, 2014.

RIFFEL, E. S.; GUASSELLI, A. L.; BRESSANI, A. L. DESASTRES ASSOCIADOS A MOVIMENTOS DE MASSA: UMA REVISÃO DE LITERATURA - DOI 10.5216/bgg.v36i2.42796. **Boletim Goiano de Geografia**, v. 36, n. 2, 16 ago. 2016. p. 285-305.

RIFFEL, E. S. **METODOLOGIAS PARA MAPEAMENTO DE SUSCETIBILIDADE A MOVIMENTOS DE MASSA**. 2017. 125 f. Tese (Doutorado) - Curso de Geografia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

SANEJOUAND, R. 1972. La cartografie geotechnique em France. Lab. Central Ponts et Chauss,s – ARMINES, [Paris]., 1972

SANTOS, G. I. T. **Integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia**. 1997. 231 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SANTOS, H. G. D *et al.* **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 3ª. ed. Brasília, DF: Embrapa, 2013. 353 p.

SAKAMOTO, M.Y.; GUESSER, L.H.; OLIVEIRA, M.C.G.; CONTESSI, R.J.; ABREU, R.P.; HIGASHI, R.A.R. Uso do método Borehole Shear Test no mapeamento geotécnico de áreas de risco. **XV Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental**. Bento Gonçalves - RS. 2015.

SBROGLIA, R. M. **Mapeamento geotécnico e das áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC**. 2015. 187 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Florianópolis, 2015.

SBROGLIA, R. M; HIGASHI, ARA. Mapeamento geotécnico preliminar de áreas suscetíveis a movimentos de massa na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC. **SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO-SBSR**, p. 834-846, 2013.

SCHEIBE, L. F. A GEOLOGIA DE SANTA CATARINA. **Geosul**, Florianópolis, v. 1, n. 1, p. 7-39, 1986.

SEBRAE, Serviço de Apoio Às Micro e Pequenas Empresas de Santa Catarina -. **Santa Catarina em Números**. Tijucas: Sebrae, 2010. p. 117.

SHIMIZU, S. H.; VIEIRA, P. C.; MOSER, J. M. **Projeto Gerenciamento Costeiro GERCO-3 Fase: Pedologia**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística-IBGE, 2003. 705 p.

SILVA, A. J. N.; CARVALHO, F. G. Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo Amarelo de tabuleiro costeiro. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 31, n. 5, p. 853-862, 2007.

SILVA, J. P. M. **OS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE E DOS ELEMENTOS FINITOS NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES**. 2011. 173 p. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.

SILVA, R. B. D.; et al. Resistência ao cisalhamento de um Latossolo sob diferentes uso e manejo. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v.28, n.1, p.165-173. 2004.

SOUZA, N. C. D. C. **Mapeamento geotécnico com base na compartimentação por formas de relevo e perfis típicos de alteração**. Monografia Geotécnica nº 2. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 2002. 35 p.

TERZAGHI, K. V; PECK, R. B; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3ª. ed. [S. l.]: John Wiley & Sons, 1996. 592 p.

TOMINAGA, L. K. **Avaliação de metodologias de análise de risco a escorregamentos: aplicação de um ensaio em Ubatuba, SP**. 2007. 240 p. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, São Paulo, SP, 2007.

TRENTIN, R; ROBAINA, L. E. S. Metodologia para mapeamento Geoambiental no Oeste do Rio Grande do Sul. In: XI Congresso Brasileiro de geografia Física Aplicada, 2005, São Paulo. **Anais...**São Paulo, 2005. P.3606-3615.

UGAI, K. Three-Dimensional Stability Analysis of Vertical Cohesive Slopes. **Soils And Foundations**, [S.L.], v. 25, n. 3, p. 41-48, set. 1985. Elsevier BV.
http://dx.doi.org/10.3208/sandf1972.25.3_41.

VALENTE, A. L. S. **Integração de dados por meio de geoprocessamento, para a elaboração de mapas geotécnicos, análise do meio físico e suas interações com a mancha urbana: o caso de Porto Alegre (RS)**. 1999. 373 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, São Paulo, SP, 1999.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. **Special report**, v. 176, p. 11-33, 1978.

WINGE, M. *et. al.* 2001 - 2020. **Glossário Geológico Ilustrado**. Disponível na Internet em 29 de agosto de 2020 no site <http://sigep.cprm.gov.br/glossario/>

XAVIER, M. O. **Mapeamento da suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa utilizando a análise estatística do valor informativo aplicada ao distrito sede da cidade histórica de Ouro Preto-MG**. 2018. 176 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.

XING, Z. Three-dimensional stability analysis of concave slopes in plan view. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1988, 114.6: 658-671.

ZUQUETTE, L. V. **Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras**. 1987. 219p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987.

ZUQUETTE, L. V. **A importância do mapeamento geotécnico no uso e na ocupação do meio físico: fundamentos e guia para elaboração**. 1993. 369p. Tese de Livre Docência, – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.