



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

Caroline Ester Christ

**MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE A
DESLIZAMENTOS NA ILHA DE SANTA CATARINA**

FLORIANÓPOLIS

2019

Caroline Ester Christ

**MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE A
DESLIZAMENTOS NA ILHA DE SANTA CATARINA**

Tese submetida ao Programa de Pós-graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa
Catarina para a obtenção do título de Doutor em
Engenharia Civil
Orientador: Prof. Dr. Rafael Augusto dos Reis
Higashi

Florianópolis

2019

Ficha de identificação da obra

Christ, Caroline Ester

MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE A
DESLIZAMENTOS NA ILHA DE SANTA CATARINA / Caroline Ester
Christ ; orientador, Rafael Augusto dos Reis Higashi, 2019.
191 p.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa
Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Deslizamentos de encostas. 3.
Mapeamento Geotécnico. 4. Mapa de suscetibilidade. 5.
Borehole Shear Test. I. dos Reis Higashi, Rafael Augusto.
II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Caroline Ester Christ

MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE A
DESLIZAMENTOS NA ILHA DE SANTA CATARINA

O presente trabalho em nível de doutorado foi avaliado e aprovado por banca examinadora
composta pelos seguintes membros:

Prof. Pos. Dr. Orlando Martini de Oliveira
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Pos. Dr. Gracieli Dienstmann
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Phd. Luiz Antonio Bressani
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Dr. Renato Fontes Guimarães
Universidade de Brasília

Certificamos que esta é a versão original e final do trabalho de conclusão que foi julgado
adequado para obtenção do título de doutor em ENGENHARIA CIVIL do Programa de Pós-
graduação em Engenharia Civil - PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

Prof.^a Dr.^a Poliana Dias de Moraes,
Coordenador do Curso

Prof. Dr. Rafael Augusto dos Reis Higashi
Orientador

Florianópolis, dezembro de 2019.

AGRADECIMENTOS

A Deus a quem sou grata todos os dias.

Ao meu orientador Rafael Augusto dos Reis Higashi, por todo o estudo trilhamos ao longo destes 7 anos e meio de orientação, pela boa recepção ainda no mestrado, paciência, incentivo, por mostrar-se sempre disposto tirar dúvidas, às diversas ideias e sugestões para o desenvolvimento deste estudo.

Aos professores membros da banca: Luiz A. Bressani, Graciela Dienstmann e Orlando Oliveira, pela participação, avaliação e contribuição no desenvolvimento deste estudo.

Aos professores Graciela Dienstmann e ao Marciano Maccarini, pelas dicas, incentivo e amizade.

Aos amigos e colegas do Laboratório de Mecânica dos Solos e Laboratório de Mapeamento Geotécnico: Miryan Sakamoto, Ângela Grando, Gisele Reginato, Regiane Sbroglia, Cândida Bernardi, Daniela Laforce, Geraldo Neto, Manolo Caraméz, Letícia, Pâmela, Aline, Jéssica, Rodrigo, Vicente e Fabrício. Obrigada pelas ajudas à campo, word, excell, dicas, conversas, café, às amigadas e por manterem um ambiente de estudo agradável.

A todo o Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFSC, em especial a Mari e a Priscila pela cordialidade.

Aos alunos de TCC que coorientei e me acompanharam em algumas saídas de campo Carolina, Marina, Mateus e Saulo.

As empresas Geodésia, Souza e Papaleo, e Brasecol pelo fornecimento dos dados de *SPT*.

A todos os envolvidos no cadastramento dos dados de *SPT*, Eduardo, Pâmela, Daniela, Douglas, Rafael e Gilmar.

A professora Regina Davison Dias, por todas as dicas, explicações e conversas que sempre acrescentaram novas ideias a este estudo e especialmente a metodologia sem a qual estes mapas não seriam possíveis.

A professora Glaci Trevisan dos Santos, pelo fornecimento do mapa geotécnico que serviu de base para este estudo, embora não tenhamos nos conhecido direito sinto como se tivéssemos trabalhado junto, e por ser Trevisan (família da minha mãe) como se fosse um parente distante.

Aos meus professores de graduação Sady Zago, Elfride Lindner e Tonia Becker (*in memorian*) pelo incentivo durante e após a graduação, por terem me inspirado a seguir a carreira acadêmica.

A Karla Gomig (*in memorian*), Rodney Moss e Gabriel Verona por me proporcionarem os primeiros ensinamentos de ArcGis ainda nos anos de 2005 e 2006.

E finalmente a toda a minha família, mas em especial

A minha irmã, sempre pronta a ouvir minhas reclamações, me incentivar, por ser minha eterna melhor amiga, a melhor irmã que eu poderia ter.

Ao meu irmão pelo apoio em informática, troca de ideias e por ter me dado (juntamente com minha cunhada) uma sobrinha tão fofa que nos enche de alegria a cada dia.

A minha mãe por pelo exemplo de trabalho, por sempre servir a família sem pedir nada em troca, mas especialmente por nos cobrar sempre sermos simples e humildades.

Ao meu querido e saudoso pai que infelizmente no decorrer desta tese partiu, deixando um vazio difícil de superar. Sou grata por ter tido um pai tão incrível, meu maior presente, seus ensinamentos me fizeram seguir em frente, guardo-o em meu coração como fonte de inspiração, jamais esquecerei seu exemplo de estudo, disciplina, força, honestidade, superação por buscar sempre fazer o certo e pela determinação (muitas vezes julgada como teimosia).

Aos meus avós pelo exemplo de trabalho e humildade.

“E conhecereis a verdade, e a verdade o libertará”

João, 8:32

RESUMO

O estudo desenvolvido nesta tese, teve como objetivo principal melhorar a precisão do mapeamento geotécnico e gerar um mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais e translacionais, para a Ilha de Santa Catarina. O mapeamento geotécnico de Santos (1998), elaborado de acordo com a metodologia de Davison Dias (1987), foi melhorado com base em: mapa de curvas de nível de melhor escala (a anterior era 1:50.000 e a utilizada neste estudo foi de 1:10.000); tradagens *in loco*; um mapa geológico, imagens de satélite e um banco de dados de sondagens SPT desenvolvido no presente estudo. Para o cadastramento dos dados de sondagens SPT, foi desenvolvida uma metodologia específica, que contemplou as diversas informações do ensaio. Depois de cadastrados os dados foi possível analisar: o nível d'água, a profundidade do impenetrável, a consistência das 3 camadas mais superficiais e as cores das diversas camadas de solo (conforme normatizado no ensaio, a cada 1m de profundidade). Esta análise dos dados possibilitou a definição das tendências destas características, e identificação dos pontos com características diferentes das unidades geotécnicas à qual estavam locados, o que permitiu adequações no mapeamento geotécnico. Depois de definido o mapeamento geotécnico foram gerados os mapas de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais e translacionais. Para ambos os mapas foram utilizados alguns dos parâmetros presentes no banco de dados de SPT, e para a determinação dos parâmetros de cisalhamento foi realizado o ensaio de campo *Borehole Shear Test*. Para o mapa de suscetibilidade a deslizamentos translacionais foi utilizado o modelo matemático *Shalstab*, e considerando a diversidade de dados foram simuladas 48 variações, a fim de avaliar a influência de cada parâmetro. Dentre estas simulações 6 se apresentaram mais coerentes e foram comparadas aos dados de ocorrência de deslizamentos fornecidos por Azevedo (2018), pôde-se assim optar pela simulação mais adequada. Para o mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais foi utilizada uma reformulação da metodologia proposta por Sbroglia (2015), onde os fatores de segurança foram comparados com os mesmos dados de ocorrência de deslizamentos. Como resultados finais foram obtidos o mapa geotécnico em escala 1:10.000 (dividido em 25 unidades geotécnicas), o mapa a suscetibilidade a deslizamentos translacionais em escala 1:25.000 (dividido em 7 classes de suscetibilidade), o mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais em escala 1:25.000 (dividido em 5 classes) e o mapa de suscetibilidade a deslizamentos final (que contempla deslizamentos rotacionais e translacionais, tendo a área é dividida em 25 graus de suscetibilidade). Como conclusão, observou-se que, menos de 50% da área de estudos se mostrou totalmente livre de suscetibilidade a deslizamentos, e aproximadamente 32% da área apresentou o pior grau em ambas os mapas de suscetibilidade (a deslizamentos rotacionais e translacionais).

Palavras-chave: Deslizamentos de encostas, Mapeamento Geotécnico, Mapa de suscetibilidade, Borehole Shear Test.

ABSTRACT

The study developed in this thesis aimed to improve the accuracy of geotechnical mapping and generate a map of susceptibility to rotational and translational landslides for Santa Catarina Island. The geotechnical mapping of Santos (1998), elaborated according to Davison Dias (1987) methodology, was improved based on: map of the best scale contours (the previous one was 1: 50,000 and the one used in this study was 1: 10,000); use of auger; a geological map, a satellite image and a database of Standard Penetration Test developed in the present study. For the registration of data from Standard Penetration Test, a specific methodology was developed, which includes the various information of the test. After registering the data it was possible to analyze: the water level, the depth of the impenetrable, the consistency of the 3 most superficial layers and the colors of the soil layers (every 1m depth). This data analysis allowed the definition of the trends of these characteristics, and the identification of points with different characteristics of the geotechnical units in which they were located, allowing adjustments in the geotechnical mapping. After defining the geotechnical mapping, the susceptibility maps to rotational and translational landslides were elaborated. For both maps some of the parameters present in the SPT database were used, and for the determination of the shear parameters the Borehole Shear Test field test was performed. For the susceptibility map to translational landslides, the Shalstab mathematical model was used, and considering the diversity of data, 48 variations were simulated in order to evaluate the influence of each parameter. Among these simulations, 6 resulted in greater coherence and were compared to the occurrence data of landslides provided by Azevedo (2018), thus a single more adequate simulation was chosen. For the susceptibility map to rotational landslides, a reformulation of the methodology proposed by Sbroglia (2015) was used, where safety factors were compared with the occurrence of landslides data. The final results obtained were: the geotechnical map (1: 10,000 scale), the translational landslide susceptibility map (1: 25,000 scale), the rotational landslide susceptibility map (1: 25,000 scale) and the final landslides (25 susceptibility classes). Less than 50% of the study area was totally free of landslide susceptibility, and approximately 32% of the area had the worst degree in both susceptibility maps (rotational and translational landslides).

Keywords: Landslides slopes, Geotechnical mapping, susceptibility map, Borehole Shear Test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Deslizamento rotacional (A) e translacional (B)	25
Figura 2 Características ou componentes das feições de movimentos de massa	27
Figura 3 Borehole shear test: esquema.....	31
Figura 4 Bomba manual.....	32
Figura 5 Cabeça de Cisalhamento	32
Figura 6 Base do <i>BST</i>	33
Figura 7 Exemplo de envoltória de ruptura: areia sedimentar	34
Figura 8 Exemplo de envoltória de ruptura: argila mole.....	34
Figura 9 Comparativo Ensaio de Laboratório e <i>BST</i>	36
Figura 10 Envoltórias de ruptura para o <i>Automated Borehole Shear Test</i> X Ensaio de Cisalhamento Direto.....	37
Figura 11 Comparativo <i>BST</i> X Cisalhamento Direto: para solo compactado	39
Figura 12 Efeito da inundação no <i>BST</i>	40
Figura 13 Comparativo solo não saturado: natural (<i>BST</i>) e inundado (<i>FBST</i>).....	41
Figura 14 Representação da grade idealizada para o <i>Shalstab</i>	46
Figura 15 Exemplo de projeto no ArcGis 10	52
Figura 16 Comparativo exemplos de imagens com pixels de: 8,4x8,4m (A), 3,2x3,2m(B), 2,5x2,5m(C) e 39x39cm(D), todas em escala de visualização 1:20.000.	54
Figura 17 Detalhe de uma ampliação da imagem D visualizada em escala 1:2.500.....	55
Figura 18 Comparação entre dados vetoriais e matricial.	55
Figura 19 Exemplo de uma <i>TIN</i>	56
Figura 20 Diagrama da metodologia de desenvolvimento do mapeamento geotécnico para cidades costeiras.....	58
Figura 21 Mapa de localização da área de estudos	65
Figura 22 Mapeamento Geotécnico de Santos (1998)	67
Figura 23 Toposequência do Oeste da Ilha	69
Figura 24 Toposequência do Leste da Ilha.....	69
Figura 25 Diagrama metodológico.....	74
Figura 26 Exemplo de atualização com base em curvas de nível	78
Figura 27 Exemplo de litossolo no bairro Ingleses (SC 403), identificado por meio do <i>google street view</i>	79
Figura 28 Exemplo de atualização das Dunas com base em imagem	80
Figura 29 Exemplo de atualização dos Mangues com base em imagem	80
Figura 30 Mapa Geológico da Ilha de Santa Catarina.....	81
Figura 31 Instalação do <i>Borehole Shear Test</i>	87
Figura 32 Utilização da bomba manual.....	87
Figura 33 Aplicação da tensão cisalhante	88
Figura 34 Parâmetros de cisalhamento com base em polígonos de Thiessen.	91
Figura 35 Parâmetros de cisalhamento mínimos por unidade geotécnica.....	92
Figura 36 Parâmetros de cisalhamento médios por unidade geotécnica.	93
Figura 37 Mapa do relevo, com as classificações de inclinações definida pela Embrapa (2007).....	104
Figura 38 Curva hipsométrica da Ilha de Santa Catarina.	105
Figura 39 Mapa de hipsometria.....	106
Figura 40 Mapeamento Geotécnico Fase 1	108
Figura 41 Localização dos pontos de execução de Standard Penetration Test	109
Figura 42 Gráfico de percentuais relativos intervalos de profundidade do nível d'água de acordo com os grupos de solos.	110
Figura 43 Mapa das profundidades do nível d'água.....	111

Figura 44 Gráfico de percentuais relativos aos intervalos de profundidade do nível d'água para os pontos com distância inferior a 200m da malha hidrográfica.....	114
Figura 45 Gráfico de percentuais relativos aos intervalos de profundidade do nível d'água para os pontos com distância superior a 200m da malha hidrográfica.	114
Figura 46 Gráfico de percentuais relativos aos intervalos de profundidade do impenetrável para os dois grupos de solos	116
Figura 47 Gráfico comparativo da presença (percentual) de cada grupo de solo de acordo com os intervalos de profundidade do impenetrável.	116
Figura 48 Solos de encostas com o impenetrável superior a 30m.	117
Figura 49 Destaque dos pontos com mais de 30m profundidade do impenetrável localizado em solos de encostas (unidade geotécnica Cde).....	117
Figura 50 Adaptação do mapa geotécnico.....	118
Figura 51 Alteração no mapeamento geotécnico.....	119
Figura 52 Pontos com características de solos de encostas localizados em solos planos.....	120
Figura 53 Detalhe do mapeamento geotécnico após a alteração.	120
Figura 54 Gráfico de distribuição das classes de solos moles para os dois grupos de solos.	123
Figura 55 Variação das classes de solos moles nas 3 camadas mais superficiais na região central de Florianópolis.....	125
Figura 56 Mapeamento Geotécnico Final	130
Figura 57 Gráfico comparativo entre as áreas do mapeamento geotécnico final e o de Santos (1998)	132
Figura 58 Pontos de execução do <i>BST</i>	134
Figura 59 Destaque da área mais urbanizada, e com o maior número de pontos de execução do <i>BST</i>	135
Figura 60 Envoltórias de ruptura	136
Figura 61 Envoltórias de ruptura destacadas por unidades geotécnicas.....	138
Figura 62 Envoltórias de ruptura obtidas por meio do <i>BSt</i> para a unidade <i>PVgi</i>	139
Figura 63 Envoltórias de ruptura obtidas por meio do <i>BST</i> para a unidade <i>Cde</i>	139
Figura 64 Envoltórias de ruptura obtidas por meio do <i>BST</i> para a unidade <i>Cgi</i>	140
Figura 65 Envoltórias de ruptura obtidas por meio do <i>BST</i> para a unidade <i>AQPsq</i>	140
Figura 66 Distribuição das áreas (%) das classes de suscetibilidade para as simulações 1 a 12.	142
Figura 67 Distribuição das áreas (%) das classes de suscetibilidade para as simulações 13 a 24.	142
Figura 68 Distribuição das áreas (%) das classes de suscetibilidade para as simulações 25 a 36.	143
Figura 69 Distribuição das áreas (%) das classes de suscetibilidade para as simulações 37 a 48.	143
Figura 70 Áreas da classe de maior suscetibilidade de todas as simulações.	144
Figura 71 Mapas das simulações mais seguras (1, 2 e 3) e menos seguras (22, 23 e 24).....	145
Figura 72 Menores parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada uma das unidades estudadas e a profundidade do impenetrável máxima de 47m	147
Figura 73 Menores parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e maior profundidade do impenetrável para cada unidade	147
Figura 74 Menores parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e média do impenetrável de cada unidade.....	147
Figura 75 Menores parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e interpolação da profundidade do impenetrável	148
Figura 76 Médias parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e profundidade do impenetrável máxima de 47m.....	148
Figura 77 Médias dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e maior profundidade do impenetrável de cada unidade	148
Figura 78 Médias dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e média do impenetrável de cada unidade.....	149
Figura 79 Médias dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e profundidade do impenetrável interpolada	149
Figura 80 Média geral dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e profundidade do impenetrável máxima (47m)	149

Figura 81 Média geral dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e maior profundidade do impenetrável para cada unidade	150
Figura 82 Média geral dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e média do impenetrável de cada unidade.....	150
Figura 83 Média geral dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e interpolação da profundidade do impenetrável.....	150
Figura 84 Polígonos de Thiessen dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e profundidade do impenetrável máxima (47)	151
Figura 85 Polígonos de Thiessen dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e maior profundidade do impenetrável de cada unidade.....	151
Figura 86 Polígonos de Thiessen dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e média do impenetrável de cada unidade.....	151
Figura 87 Polígonos de Thiessen dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e interpolação da profundidade do impenetrável	152
Figura 88 Menores valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade 27 kN/m ³ para todas as unidades.....	153
Figura 89 Menores valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade.....	153
Figura 90 Menores valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e valores de densidade de cada unidade.....	154
Figura 91 Médias dos valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade de 27 kN/m ³ para todas as unidades.....	154
Figura 92 Médias dos valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade do solo 17kN/m ³ para todas as unidades.....	154
Figura 93 Médias dos valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e valores de densidade de cada unidade.....	155
Figura 94 Médias dos valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade de 27 kN/m ³ para todas as unidades.....	155
Figura 95 Média geral de coesão e ângulo de atrito e densidade do solo média de 17kN/m ³ para todas as unidades	155
Figura 96 Média geral de coesão e ângulo de atrito e valores de densidade de cada unidade.....	156
Figura 97 Polígonos de Thiessen para coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade de 27kN/m ³ para todas as unidades.....	156
Figura 98 Polígonos de Thiessen para coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade média de 17kN/m ³ para todas as unidades.....	156
Figura 99 Polígonos de Thiessen para coesão e ângulo de atrito de cada unidade e valores de densidade de cada unidade	157
Figura 100 Maior profundidade do impenetrável e maior densidade do solo	158
Figura 101 Maior profundidade do impenetrável e densidade média de 17kN/m ³ para todas as unidades.....	158
Figura 102 Maior profundidade do impenetrável e densidade das unidades	159
Figura 103 Maior profundidade do impenetrável da unidade e maior densidade do solo.....	159
Figura 104 Maior profundidade do impenetrável e densidade média de 17kN/m ³ para todas as unidades.....	160
Figura 105 Maior profundidade do impenetrável e densidade do solo das unidades.....	160
Figura 106 Profundidade do impenetrável média da unidade e maior densidade do solo	161
Figura 107 Profundidade do impenetrável média da unidade e média da densidade do solo	161
Figura 108 Profundidade do impenetrável média da unidade e densidade das unidades.....	162
Figura 109 Profundidade do impenetrável da unidade e maior densidade do solo	162
Figura 110 Profundidade do impenetrável interpolada e densidade média de 17kN/m ³ para todas as unidades.....	163
Figura 111 Profundidade do impenetrável interpolada e valores das unidades de densidade do solo ..	163
Figura 112 Distribuição das classes de suscetibilidade para as simulações pré-escolhidas.....	164
Figura 113 Mapas das simulações pré-escolhidas.....	165
Figura 114 Mapa de deslizamentos.....	167

Figura 115 Número de deslizamentos em cada classe de suscetibilidade para as 6 simulações avaliadas.	168
Figura 116 Número de pontos acumulado por classe de suscetibilidade	169
Figura 117 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 5.....	170
Figura 118 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 6.....	170
Figura 119 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 29.....	171
Figura 120 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 30.....	171
Figura 121 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 42.....	172
Figura 122 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 41.....	172
Figura 123 Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Translacionais	174
Figura 124 Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais.	176
Figura 125 Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais e translacionais.....	178

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Classes de movimentos de massa	25
Tabela 2 Comparativo de ângulo de atrito obtidos pelos ensaios: BoreHole e Cisalhamento Direto	38
Tabela 3 Comparativo de coesão obtidos pelos ensaios: BoreHole e Cisalhamento Direto	38
Tabela 4 Comparativo de resistência ao cisalhamento obtidos pelos ensaios: Triaxial e Cisalhamento Direto.....	39
Tabela 5 Comparativo de ângulo de atrito e coesão para o <i>BST</i> executados na vertical e na horizontal	42
Tabela 6 Fatores de segurança para método das seções.....	49
Tabela 7 Simbologia simplificada das classes pedológicas	60
Tabela 8 Geologia simplificada.....	60
Tabela 9 Estados de compactidade e de consistência.....	63
Tabela 10 Características climáticas de Florianópolis	64
Tabela 11 Resistência a cisalhamento para o PVgl	70
Tabela 12 Mapas para base de dados	73
Tabela 13 Tabela de Atributos: Nspt 1 a 14.....	77
Tabela 14 Tabela de Atributos: nível d'água, impenetrável, número de furos de sondagens no terreno, textura e cor.....	77
Tabela 15 Valores de densidade para as unidades	93
Tabela 16 Parâmetros utilizados no processamento de dados no modelo <i>Shalstab</i>	94
Tabela 17 Descrição dos valores adotados para cada uma das simulações.....	95
Tabela 18 Classes de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais.....	97
Tabela 19 Parâmetros utilizados para a determinação dos fatores de segurança	97
Tabela 20 Inclinações obtidas para o nível d'água 0 e parâmetros de resistência ao cisalhamento médios obtidos para as unidades.	98
Tabela 21 Inclinações obtidas para o nível d'água 0 e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.....	98
Tabela 22 Inclinações obtidas para o nível d'água 1m e parâmetros de resistência ao cisalhamento médios obtidos para as unidades geotécnicas.....	98
Tabela 23 Inclinações obtidas para o nível d'água 1m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.....	99
Tabela 24 Inclinações obtidas para o nível d'água 2m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.....	99
Tabela 25 Inclinações obtidas para o nível d'água 2m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.....	99
Tabela 26 Inclinações obtidas para o nível d'água 2,7m e e parâmetros de resistência ao cisalhamento médios obtidos para as unidades geotécnicas.....	99
Tabela 27 Inclinações obtidas para o nível d'água 2,7m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.....	100
Tabela 28 Inclinações obtidas para o nível d'água 3m e e parâmetros de resistência ao cisalhamento médios obtidos para as unidades geotécnicas.....	100
Tabela 29 Inclinações obtidas para o nível d'água 3m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.....	100
Tabela 30 Áreas e deslizamentos de acordo com os fatores de segurança.....	101
Tabela 31 Áreas de acordo com as classes de inclinações definida pela Embrapa (2007).	103
Tabela 32 Relação entre pontos de SPT e o Mapeamento Geotécnico Fase 1	107
Tabela 33 Pontos de solos de plano com a profundidade do nível d'água acima de 4m.	112
Tabela 34 Pontos com baixa profundidade do impenetrável locados em solos de plano.....	121
Tabela 35 Classes de solos moles nas 3 camadas mais superficiais.....	122
Tabela 36 Camadas de aterro de cada grupo de solos.	123
Tabela 37 Quantitativo de classes de cor para cada grupo de solo.	126
Tabela 38 Distância entre os pontos com incompatibilidades (grupo de solo e as classes de cor) e a linha de transição entre os dois grupos de solos.....	126
Tabela 39 Tabela de atributos para avaliação dos pontos com incompatibilidades.	127

Tabela 40 Áreas das Unidades Geotécnicas Finais.	129
Tabela 41 Siglas e nomes das unidades geotécnicas da área de estudos	131
Tabela 42 <i>Borehole Shear Test</i>	133
Tabela 43 Número de pontos de execução do BST de acordo com as unidades geotécnicas	135
Tabela 44 Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por meio do BST.....	137
Tabela 45 Simulações pré-escolhidas.....	164
Tabela 46 Áreas e pontos de deslizamentos rasos de acordo com as classes de suscetibilidade resultantes do modelo <i>Shalstab</i>	173
Tabela 47 Quantitativo das áreas de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais.	175
Tabela 48 Inclinações aconselháveis de acordo com as unidades (valores em graus), considerando nível d'água a 3m e parâmetros médios de resistência ao cisalhamento	175
Tabela 49 Área de cada grau de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais e translacionais.	177

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

SPT	Standard Penetration Test
BST	Borehole Shear Test
PVg	Podzólico Vermelho-amarelo substrato granito
PVd	Podzólico Vermelho-amarelo substrato diabásio
Cde	Cambissolo substrato depósito de encostas
Cg	Cambissolo substrato granito
Pde	Plintossolo substrato depósito de encostas
Rg	Litossolos de substrato granito
Rr	Litossolos de substrato riolito
Rd	Litossolos de substrato diabásio
ARg	Afloramento Rochoso de substrato granito
AQrd	Areia Quartzosa substrato rampas de dispersão
AQPsq	Areia Quartzosa Podzolizada de substrato sedimentos quaternários
AQsq	Areia Quartzosa substrato sedimentos quaternários
DNsq	Dunas substrato sedimentos quaternários
PZsq	Podzol Hidromórfico o substrato sedimentos quaternários
Gsq	Gleissolo substrato sedimentos quaternários
HOSq	Solos Orgânicos substrato sedimentos quaternários
SMSq	Solos Moles substrato sedimentos quaternários
MDT	Modelo Digital do Terreno

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	21
1.1 OBJETIVOS.....	23
1.1.1Objetivo Geral	23
1.1.2Objetivos Específicos	23
2. REFERENCIAL TEÓRICO	24
2.1 MOVIMENTOS DE MASSA	24
2.2 TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA.....	24
2.2.1Definições Geométricas de Movimentos de Massa	26
2.2.2Causas dos Movimentos de Massa	27
2.3 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS	29
2.3.1Borehole Shear Test (BST)	30
2.4 MAPEAMENTO DE RISCO A MOVIMENTOS DE MASSA.....	42
2.5 MAPA DE SUSCETIBILIDADE	43
2.6 MODELOS FÍSICOS OU MATEMÁTICOS	43
2.6.1Shalstab	45
2.6.2Sinmap	47
2.6.3Comparativo Entre os Modelos Shalstab e Sinmap	48
2.7 ESTIMATIVA DE DECLIVIDADE COM BASE EM FATOR DE SEGURANÇA POR MEIO DE MODELAGEM DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS	49
2.8 SISTEMAS DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS (SIG).....	50
2.8.1Dados de um SIG	51
2.8.2Dados Vetoriais	52
2.8.3Dados Matriciais	53
2.9 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	57
2.9.1Metodologia de Davison Dias (1987)	59
2.10 CARACTERÍSTICAS GENÉTICAS DOS SOLOS TROPICAIS DE ENCOSTAS	61
2.11 STANDARD PENETRATION TEST	62
2.12 CARACTERIZAÇÃO DO RELEVO	63
2.13 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS.....	64
2.13.1 Clima	64
2.13.2 Unidades Geotécnicas de Florianópolis	66
2.13.3 Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Ilha	69

2.13.4	Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Itacorubi.....	70
2.13.5	Cambissolo de substrato granito.....	70
2.13.6	Cambissolo de substrato depósito de encostas.....	71
2.14	RELATOS DE DESLIZAMENTOS EM FLORIANÓPOLIS	71
3.	MATERIAIS E MÉTODO	73
3.1	LEVANTAMENTO DE DADOS PREEXISTENTES	73
3.1.1	Dados Cartográficos de Estudos Anteriores	73
3.1.2	Levantamento de Dados Geotécnicos de Estudos Anteriores para a Área de Estudos.....	75
3.2	ANÁLISE DO RELEVO	75
3.3	GERAÇÃO DE UM BANCO DE DADOS DE <i>STANDARD PENETRATION TEST</i> ...	75
3.4	GERAÇÃO DE UM MAPEAMENTO GEOTÉCNICO EM MELHOR ESCALA	77
3.4.1	Melhoramento com Base em Curvas de Nível de Melhor Resolução	77
3.4.2	Execução de Tradagens In Loco	78
3.4.3	Atualização com Base em Imagens	79
3.4.4	Atualização com Base no Mapa Geológico.....	80
3.5	AVALIÇÕES E MELHORAMENTO DO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO COM BASE NO BANCO DE DADOS DE SPT	82
3.5.1	Avaliação do Nível D'água.....	82
3.5.2	Avaliação do Impenetrável	82
3.5.3	Avaliação da Presença de “Solo Mole”	82
3.5.4	Avaliação das Cores Típicas	83
3.6	EXECUÇÃO DOS ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	85
3.6.1	Execução em Campo do BST.....	85
3.7	PROCESSAMENTO COMPUTACIONAL DE DADOS	89
3.7.1	Análise dos Dados de Ocorrência de Deslizamentos	89
3.7.2	Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Translacionais.....	89
3.7.3	Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Rotacionais.....	96
3.8	MAPA DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS DE ENCOSTAS TRANSLACIONAIS E ROTACIONAIS	101
3.9	DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS PARA O MAPA DE DESLIZAMENTOS	102
4.	RESULTADOS E ANÁLISES.....	103

4.1	MAPAS DE RELEVO	103
4.2	FASE 1: MELHORAMENTO DO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	107
4.3	FASE 2: MELHORAMENTO DO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO COM BASE NO BANCO DE DADOS.....	107
4.3.1	Resultados da Avaliação do Nível d'Água	110
4.3.2	Resultados da Avaliação do Impenetrável.....	115
4.3.3	Resultado da Avaliação da Presença de Solos Moles nas 3 Primeiras Camadas de SPT122	
4.3.4	Resultados da Avaliação das Cores Típicas.....	125
4.4	MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DEFINITIVO	128
4.5	RESULTADO DE BOREHOLE SHEAR TEST	132
4.6	PROCESSAMENTO DE DADOS POR MEIO DO MODELO SHALSTAB	141
4.6.1	Análise da Influência da Densidade do Solo.....	146
4.6.2	Análise da Influência da Profundidade do Impenetrável.....	152
4.6.3	Análise da Influência dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento	157
4.6.4	Escolha de uma das Simulações do Shalstab	163
4.7	ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS ROTACIONAIS	175
4.8	MAPA DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS TRANSLACIONAIS E ROTACIONAIS.....	177
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	179
5.1	CONCLUSÕES	179
5.1.1	Atualização do Mapeamento Geotécnico e Banco de Dados de SPT	179
5.1.2	Execução de Ensaio BST.....	180
5.1.3	Mapas de Suscetibilidade a Deslizamentos	180
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	181
	REFERÊNCIAS.....	183

1. INTRODUÇÃO

Os deslizamentos sejam em encostas naturais ou escavadas representam um dos fenômenos naturais ou induzidos que mais repercutem no meio acadêmico e na sociedade, gerando dúvidas e suposições quanto as suas causas, e quanto as soluções a serem tomadas para a estabilização e prevenção (HIGASHI, 2006).

A ocorrência de deslizamentos, também chamados de movimentos de massa, muitas vezes está ligada a alterações do relevo natural para a implantação de residências ou infraestrutura urbana. Contrariando o senso comum, os movimentos de massa são observados também em áreas de mata nativa, que não sofreram alteração na geometria do relevo por intervenção antrópica.

No Brasil, o maior desastre ligado a picos de precipitação, ocorreu em 1967 na Serra das Araras – RJ. A designação de maior desastre natural é justificada pelo alto número de vítimas fatais (cerca de 1700 mortes), e a chuva de alta intensidade (entre 218 e 275mm) em um período muito curto, cerca de 3hs e 30min (JONES, 1973).

Outro desastre, envolvendo picos de precipitação, marcou a presente década também no estado do Rio de Janeiro, envolvendo os municípios de Nova Friburgo, Teresópolis, Petrópolis, Sumidouro e Bom Jardim, resultando aproximadamente 1500 mortos. Por intermédio de imagens de satélite Avelar et al. (2011) ao observar imagens de satélite, antes e depois da ocorrência, realizou conferência *in loco*, constatou que em uma área de 421 km², houveram 3.562 escorregamentos, em sua maioria translacionais, mas também foram observados fluxos de detritos, movimentos rotacionais e queda de blocos de rochas.

O estado de Santa Catarina tem histórico de picos de precipitação envolvendo diversas regiões, por vezes resultando em mortos e desabrigados. Os prejuízos afetam também a infraestrutura e em alguns casos acabam por impedir o acesso ou ainda isolando determinadas regiões.

Os picos de precipitação podem resultar em problemas ambientais como alagamentos, erosão, colapsabilidade dos solos e movimentos de massa. Dentre todos estes problemas, o processo de inundação é o que atinge uma maior área, porém no curto prazo, pode-se afirmar que é mais fácil de ser previsto, pois o nível d'água sobe aos poucos e assim a população tem mais facilidade para acompanhar sua evolução. A erosão também se constitui em um processo mais lento, que pode causar acúmulo de sedimentos no leito dos rios, contribuindo para os alagamentos ou ainda acelerando o processo de instabilização das encostas. Os deslizamentos

e a colapsibilidade dos solos são mais danosos à população, devido a dificuldade na previsão e a rapidez com que ocorrem. Quando se trata da possibilidade de ocorrência de um deslizamento, é difícil determinar o tempo disponível para a desocupação de uma determinada área.

A cidade de Florianópolis apresentou um profundo aumento populacional nas últimas décadas, sendo que possuía cerca de 150.000 habitantes na década de 1980, e atualmente possui 421.240 habitantes. Como consequência deste aumento populacional, aliado à falta de um planejamento urbano, à inexpressiva ação do poder público ou à falta de verba, culmina na ocupação desordenada, inclusive em áreas de risco.

A razão para esta questão consiste no fato de que, diariamente esta população precisa se deslocar de casa para o trabalho, o que acarretou uma supervalorização nos terrenos próximos aos grandes centros urbanos. A população que compõe a “mão de obra” necessária para manter estes grandes centros muitas vezes não tem condições financeiras para aquisição ou mesmo locação de uma residência nestas áreas. Desta forma, esta parcela da população é “forçada” a residir em áreas mais distantes, tendo que utilizar o transporte público para ir de casa até o local de trabalho, como “alternativa” tem-se a ocupação de áreas de preservação permanente.

Dentre as áreas de preservação permanente, resguardadas pela legislação brasileira tem-se os terrenos com declividade superior a 30% (17,45°) (BRASIL, 1979). As áreas de preservação, mais próximas aos centros urbanos, são muito ocupadas, sendo habitadas de forma ilegal principalmente pela população de baixa renda. Como consequência de todo este processo, têm-se que estas são as áreas onde mais ocorrem deslizamentos, também pelo fato de que muitas das edificações são construídas sem o acompanhamento de profissionais de engenharia civil.

A lei que proíbe edificações em terrenos com declividade superior a 30% de inclinação, desconsidera o tipo do solo e os parâmetros geotécnicos, sendo apenas um parâmetro preliminar e não uma garantia de que os deslizamentos não possam ocorrer em áreas com declividade inferior à 30%. Desta forma, somente uma análise mais aprofundada com base nos parâmetros de resistência ao cisalhamento e demais aspectos da encosta (que serão descritos a seguir) irão determinar qual a declividade adequada para o uso e ocupação do solo.

Dentro deste contexto, é importante estabelecer políticas de melhoramento da segurança e qualidade de vida da população. A determinação das áreas de suscetibilidade a deslizamentos permite, que a população que fixa residência nestas áreas seja alertada quanto ao risco, impedida de permanecer no local, ou ainda coibindo a construção de novas edificações.

O mapeamento de áreas de suscetibilidade a deslizamentos, é um importante instrumento para o ordenamento do uso e ocupação do solo, e deve servir de base para o zoneamento e a implantação da infraestrutura urbana tendo como base este contexto. O estudo

proposto é composto por ensaios de campo e de laboratório, aliado ao processamento de dados em SIG, metodologia de mapeamento geotécnico, softwares de estabilidade de encostas e modelos matemáticos para previsão de deslizamentos. A área de estudos escolhida é a parte insular do município de Florianópolis, dada a sua importância para a região sul do Brasil e por sua ocupação ter se intensificado de forma significativa nas últimas duas décadas.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Melhorar a escala de precisão do mapeamento geotécnico e gerar um mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais e translacionais para a Ilha de Santa Catarina.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Elaborar um mapeamento geotécnico priorizando os solos de encostas. Tendo como base mapas: de topografia, de inclinação, imagens aerofotogramétricas, o geológico e um mapeamento geotécnico em menor escala
- Desenvolver uma metodologia de cadastramento de dados de sondagens *SPT*, que permita analisar as características dos solos obtidas no ensaio e compará-las às unidades geotécnicas, melhorando assim a escala do mapeamento geotécnico.
- Implementar um banco de dados georreferenciados em SIG, a fim de fornecer parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por meio do ensaio de resistência ao cisalhamento de campo - *Borehole Shear Test (BST)*.
- Gerar um mapa de áreas suscetíveis a deslizamentos translacionais - por meio do modelo matemático *Shalstab*, e rotacionais – utilizando o método de Bishop, para auxiliar no zoneamento urbano.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 MOVIMENTOS DE MASSA

Popularmente são empregados os termos deslizamento ou escorregamento para descrever os movimentos de massa ou ruptura de taludes. No entanto, o movimento do solo de uma encosta é definido de forma genérica como movimentos de massa ou apenas como deslizamento.

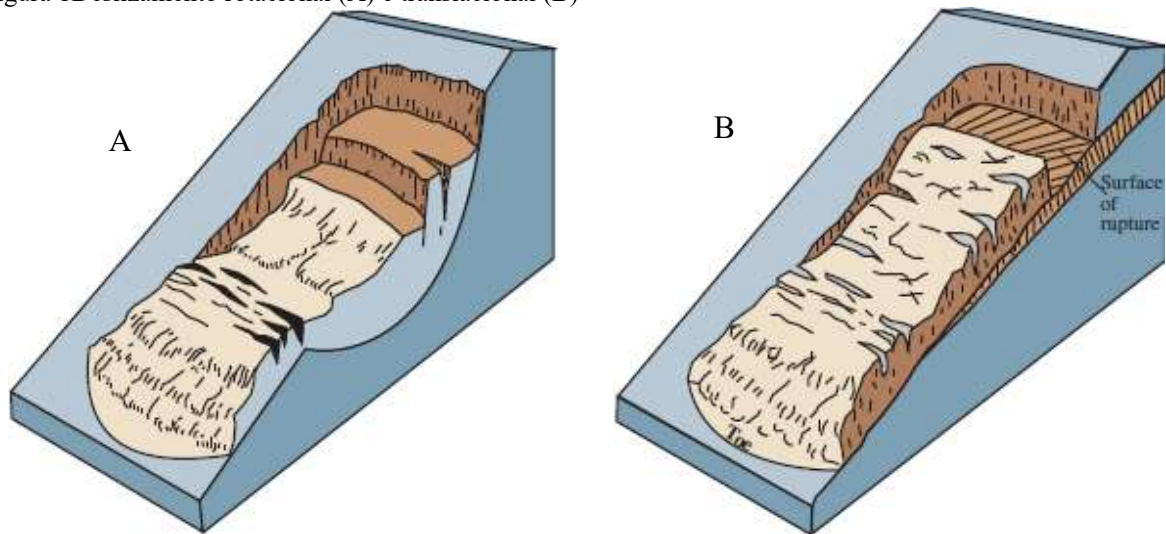
2.2 TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA

Existem diversas formas de classificação dos movimentos de massa ou deslizamentos de encostas, sendo que a nomenclatura mais empregada é a de Cruden e Varnes (1996) *apud* Braja Das (2011), que os classifica de acordo com a ruptura do talude, sendo adotadas as cinco classes a seguir:

- **Queda:** desprendimento de uma porção de solo ou rocha proveniente de um talude.
- **Tombamento:** movimento de rotação de uma massa de solo ou rocha para frente de talude.
- **Escorregamento:** ocorre na superfície de ruptura.
- **Expansão lateral:** espalhamento.
- **Escoamentos:** movimento de uma massa de solo de forma similar aos fluidos viscosos.

Para Cruden e Varnes (1996), os deslizamentos se dividem em rotacionais e translacionais. Os deslizamentos rotacionais têm a superfície de ruptura curvada de forma côncava e o movimento de deslizamento é aproximadamente rotacional em torno de um eixo paralelo e transversal à superfície da encosta (conforme a Figura 1 (A)). Os deslizamentos translacionais envolvem o movimento de uma massa de solo ao longo de uma superfície grosseiramente plana com pouca rotação (conforma e Figura 1 (B)). Augusto Filho (1992) *apud* Faria (2011) adota uma outra classificação para os movimentos de massa, conforme exposto na Tabela 1.

Figura 1 Deslizamento rotacional (A) e translacional (B)



Fonte: Cruden e Varnes, 1996.

Tabela 1 Classes de movimentos de massa

Rastejo (creep)	Vários planos de deslocamento (internos). Velocidade muito baixa (cm/ano) ou baixa, e decrescente de acordo com a profundidade. Movimento constante, sazonal ou intermitente. Solo, depósito ou rocha alterada/fraturada. Geometria indefinida.
Escorregamentos (slides)	Poucos planos de deslocamento (externos) Velocidade média (m/h) a alta (m/s) Volume de material varia de pequeno a grande Geometria e material variáveis: Translacionais – solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza
Quedas (falls)	Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. Rolamento de matacão Tombamento
Corridas (flows)	Muitas superfícies de deslocamento Movimento semelhante ao de um líquido viscoso Desenvolve-se ao longo das drenagens Velocidade média a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grande volume de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Fonte: Adaptado de Augusto Filho (1992) apud Faria (2011)

Para Gercovich (2012), os deslizamentos podem ser classificados de acordo com a forma da superfície em: planar (translacional), circular, em cunha ou uma combinação destas formas (circular e plana) também denominada de superfície mista. Os planares ou translacionais são caracterizados por suas descontinuidades ou planos de fraqueza. Os deslizamentos circulares ocorrem de maneira tridimensional, mobilizando uma área em formato de concha ou cilindro.

2.2.1 Definições Geométricas de Movimentos de Massa

É importante adotar uma nomenclatura para as definições da geometria dos movimentos de massa, sobretudo para auxiliar na descrição da sua ocorrência. A UNESCO (1993, *apud* Amaral Júnior, 2007), descreve os símbolos e a geometria dos taludes da seguinte forma:

Topo (crown): material ainda não movimentado, próximo a parte mais alta da escarpa principal;

Escarpa principal (main scarp): superfície íngreme de material não deslocado na extremidade superior do movimento. É a parte visível da ruptura;

Topo (top): ponto de contato (o mais alto) entre o material deslocado e a escarpa principal;

Cabeça (head): parte mais alta do material deslocado, em contato com a escarpa principal;

Escarpa secundária (minor scarp): superfície íngreme de material deslocado, produzida por movimentos diferenciais da massa deslocada;

Corpo principal (main body): parte do material deslocado que está sobrejacente a superfície de ruptura, entre a escarpa principal e o pé da superfície de ruptura;

Pé (foot): parte da massa deslocada que está abaixo da superfície de ruptura;

Pé (tip): ponto mais distante do topo do movimento;

Pé (toe): margem da massa de material deslocado mais distante da escarpa principal;

Superfície de ruptura (surface of separation): superfície inferior que limita a massa deslocada;

Ponta da superfície de ruptura (toe of surface of rupture): interseção entre a parte mais baixa da superfície de ruptura e a superfície original do terreno.

Superfície de separação (surface of separation): parte da superfície original do terreno que está coberta pelo material deslocado (pé, foot);

Material deslocado (displaced material): material que se movimentou (deslocou) de sua posição original na encosta;

Zona de afundamento (recalque, zone of depletion): área onde o material deslocado está abaixo da superfície original do terreno;

Zona de acumulação (zone of accumulation): área onde o material deslocado está acima da superfície original do terreno;

Afundamento (depletion): volume entre a massa afundada e a escarpa principal;

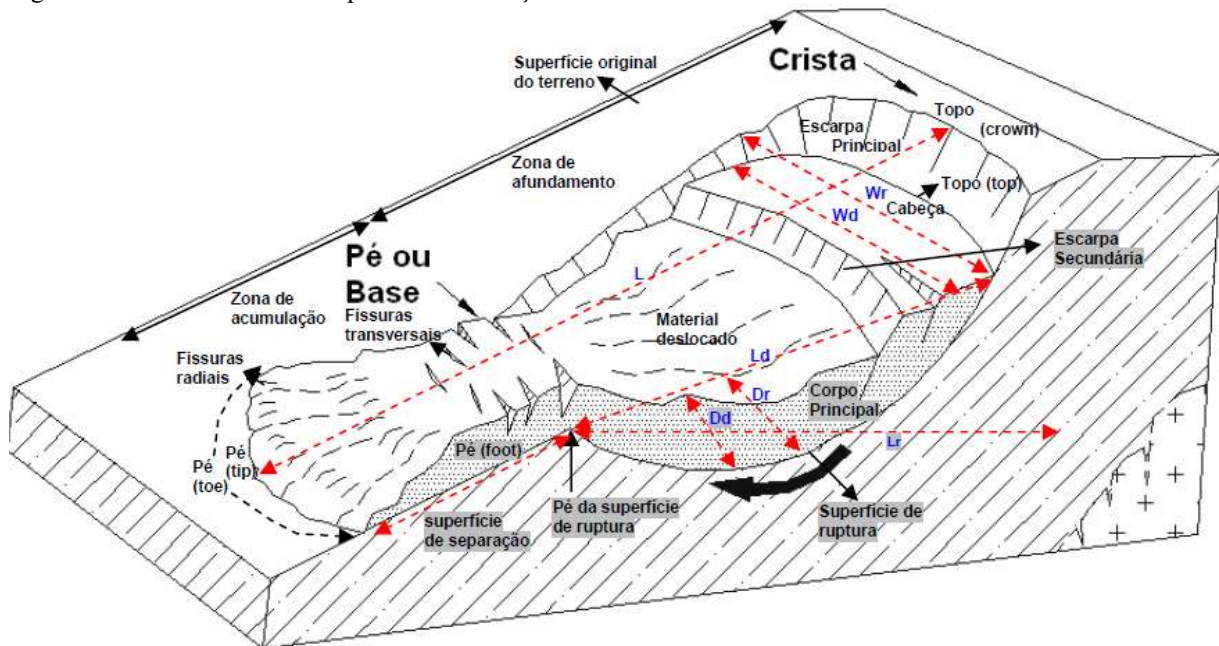
Massa abatida, afundada (depleted mass): volume de material deslocado que está abaixo da superfície original do terreno;

Flanco (flank); porção de material não deslocado, ao lado da superfície de ruptura. Flanco direito ou esquerdo, se refere a um observador sobre o topo do movimento;

Superfície original do terreno (original ground surface): superfície do talude existente antes da ocorrência de movimento que está sendo considerado. Se a superfície original se refere a um antigo escorregamento, esse fato deve ser explicitado.

Estas características ou componentes dos movimentos de massa são expostas na Figura 2. Considera-se a largura da massa deslocada (W_d), largura da superfície de ruptura (W_r), comprimento total (L), comprimento da massa deslocada (L_d), comprimento da superfície de ruptura (L_r), profundidade da massa deslocada (D_d) e profundidade da superfície de ruptura (D_r).

Figura 2 Características ou componentes das feições de movimentos de massa



Fonte: UNESCO (WP-WLI, 1993), apud Amaral Júnior (2007).

2.2.2 Causas dos Movimentos de Massa

Estudos têm demonstrado que a ocorrência de movimentos de massa está associada às características do solo (tipo, origem e cobertura) e à geometria da encosta. O fator desencadeante pode ser um pico de precipitação, um terremoto, um tsunami, o aumento do nível do mar ou de um rio, ou ainda explosões ou ventos fortes o suficiente para resultar em tremores de terra.

Para Terzaghi (1960, *apud* Guidicini e Nieble, 1983), as causas podem ser distintas em internas e externas. As causas internas são aquelas que levam ao colapso mesmo sem intervenções na geometria do talude, pois são resultantes da diminuição da resistência interna do material. Dentre as causas internas estão o aumento da pressão hidrostática, o efeito das oscilações térmicas e a diminuição da coesão e do ângulo de atrito interno por processo de intemperismo.

As causas externas são aquelas que provocam um aumento das tensões solicitantes, mesmo que não ocorra uma diminuição da resistência do material. Dentre estas causas, pode-se citar o aumento da inclinação do talude - proveniente de um processo natural ou artificial, deposição de material na crista do talude, abalos sísmicos ou vibrações (GUIDICINI E NIEBLE, 1983).

Para Guidicini e Nieble (1983), os agentes condicionantes dividem-se em predisponentes e efetivos. Os agentes predisponentes estão relacionados à geologia, morfologia, clima, hidrologia, gravidade e a cobertura vegetal nativa.

Os agentes efetivos estão relacionados ao desencadeamento da ruptura como é o caso da “pluviosidade, erosão pela água ou vento, congelamento ou degelo, variação da temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação do nível dos lagos e marés e do lençol freático, ação humana e animal” (GUIDICINI e NIEBLE, 1983).

Dentre as ações antrópicas indutoras de deslizamentos, Gercovich (2012) cita: a execução de cortes de maneira inadequada, os aterros mal executados, o lançamento de lixo nas encostas, a remoção da cobertura vegetal, o lançamento de águas pluviais e servidas em locais inadequados e o vazamento da rede de abastecimento de esgoto e presença de fossas.

Para Cruden e Varnes (1996), as causas dos deslizamentos se dividem em geológicas, morfológicas e antrópicas, conforme são citadas a seguir:

Causas geológicas:

- Materiais frágeis ou sensíveis
- Materiais expostos
- Materiais partidos, articulados ou fissurados
- Falha ou descontinuidade
- Contraste na permeabilidade e/ou na rigidez dos materiais

Causas morfológicas:

- Elevação tectônica ou vulcânica
- Efeito glacial

- Erosão fluvial, ondulatória ou glacial da inclinação, do pé ou das margens laterais
- Erosão subterrânea
- Deposição de carga na encosta ou na crista
- Remoção de vegetação (por fogo, seca)
- Descongelamento
- Efeito de congelamento e descongelamento
- Condições climáticas de encolhimento e expansão

Causas antrópicas:

- Escavação da superfície ou pé do talude
- Carregamento de declive ou sua crista
- Rebaixamento (em reservatórios/barragens)
- Desmatamento
- Irrigação
- Mineração
- Vibração artificial
- Vazamento de água

Com estas informações, é possível concluir que os deslizamentos são processos naturais que ocorrem em todo o globo terrestre. No entanto, o homem exerce influência significativa sobre estas ocorrências, portanto a geração de um mapa de suscetibilidade poderá contribuir efetivamente para o controle destes desastres.

2.3 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

Para a análise da estabilidade de encostas é necessário compreender a resistência ao cisalhamento dos solos, sendo que esta pode ser expressa pela equação de Coulomb (1). A envoltória de resistência ao cisalhamento do solo resultante da equação, define os parâmetros da coesão existente entre as partículas de solo e o ângulo de atrito entre elas. Esses parâmetros são características intrínsecas do solo, e dependem de outras propriedades e atributos, como textura, estrutura, teor de matéria orgânica, densidade, mineralogia e conteúdo de água (HIGASHI, 2006).

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

A resistência ao cisalhamento é a tensão máxima que o solo pode suportar, sendo que quando ultrapassada, ocorre a ruptura do solo. Para determiná-la, geralmente opta-se pelo ensaio de cisalhamento direto ou pelo ensaio de compressão triaxial.

Para a realização destes ensaios é necessária a coleta de amostras indeformadas de solo. Para análises de estabilidade de encostas, o ensaio de cisalhamento é o mais utilizado por ter um custo menor. Porém, o ensaio mais preciso é o de compressão triaxial, contudo é bem menos acessível em razão do seu valor relativamente elevado e o tempo necessário para a sua execução.

Considerando-se a dificuldade na obtenção das amostras indeformadas, dentro do meio geotécnico, procurou-se desenvolver um ensaio de execução mais simples e rápida, é o caso do *Borehole Shear Test*, que consiste em um ensaio de campo que determina os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos.

2.3.1 Borehole Shear Test (BST)

O *Borehole Shear Test* (Ensaio de Cisalhamento de Furo) ou simplesmente *BST*, foi desenvolvido por Richard Handy e associados (Handy and Fox, 1967) na década de 1960 (BECHTUM, 2012). Este equipamento tem como vantagem a sua facilidade na execução, pois não necessita de coleta de amostras indeformadas, uma vez que é executado em campo. Para a realização do ensaio, é necessário apenas perfurar o solo com a ajuda de um trado, para que possa ser introduzido o equipamento e efetuado o ensaio.

No Brasil, este ensaio foi pouco utilizado sendo encontrados apenas os estudos desenvolvidos na Universidade Federal de Santa Catarina por Sakamoto et al. (2014), Contessi (2016), Caraméz (2017), Massocco (2017) e Bellina (2017).

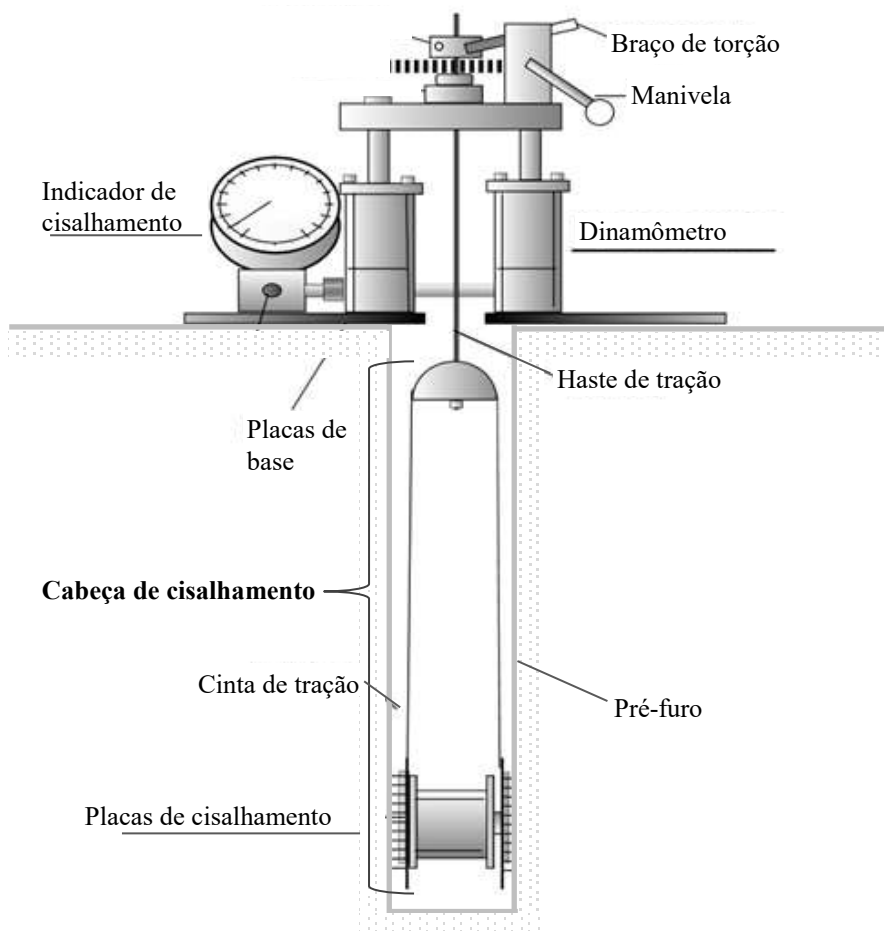
Para Lutenegeger e Hallberg (1981), a ideia fundamental envolvida no equipamento é realizar uma série de testes de cisalhamento no interior de um furo. Para que isso seja possível, é aplicada uma tensão normal ao plano de ruptura, após alguns minutos a tensão cisalhante correspondente é medida. Os resultados são plotados para que seja aplicado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, possibilitando a determinação do ângulo de atrito interno e a coesão. A técnica é a mesma em solo e em rocha, no entanto, devido as diferenças de comportamento, o equipamento e os procedimentos de ensaio variam. O dispositivo em uso (considerando o ano

de 1981) é semelhante em design e conceito ao dispositivo *in situ* de Cambell e Hudson (1969, *apud* Lutenegger e Hallberg, 1981) e o dispositivo de atrito de interface de Thorley et al. (1970, *apud* Lutenegger e Hallberg, 1981), tendo estes o uso limitado.

2.3.1.1 BST – Equipamento e execução do ensaio

A Figura 3 apresenta um desenho esquemático do equipamento, onde é possível visualizar como ele é montado e instalado dentro do furo. Além das peças indicadas no desenho o equipamento é composto também por uma bomba manual ligada até a cabeça de cisalhamento por um tubo (Figura 4). A bomba manual serve para aplicar a pressão que irá afastar as placas existentes na ponta da cabeça de cisalhamento (Figura 5) aplicando assim uma tensão normal contra as paredes do furo.

Figura 3 Borehole shear test: esquema.



Fonte: Handy Geotechnical Instruments, Inc.

Figura 4 Bomba manual



Fonte: a autora.

Figura 5 Cabeça de Cisalhamento



Fonte: Handy Geotechnical Instruments, Inc.

Para a execução do ensaio, a cabeça de cisalhamento juntamente com a haste de tração é acomodada no interior do furo (previamente escavado), em seguida a haste é encaixada e fixada à base (Figura 6). Posteriormente, a tensão normal é aplicada por meio da bomba manual, para que seja aguardada a consolidação. A última etapa consiste na determinação da tensão cisalhante, que é aplicada progressivamente por meio de uma manivela gerando um esforço de

cisalhamento contra as paredes do furo que resultará no cisalhamento do solo. O aumento no valor da tensão cisalhante é acompanhado por meio do indicador de cisalhamento, a tensão cisalhante a ser considerada é a máxima obtida para cada tensão normal.

Lutenegger e Hallberg (1981) esclarecem que o cisalhamento ocorre diretamente na face do furo e a superfície de corte é destruída. Assim, a cabeça de cisalhamento deve ser removida do furo e as placas limpas antes da próxima aplicação da tensão normal. Quando forem aplicadas tensões normais de forma progressiva, podem ser realizados até quatro ensaios na mesma profundidade, simplesmente rotacionando a cabeça de cisalhamento.

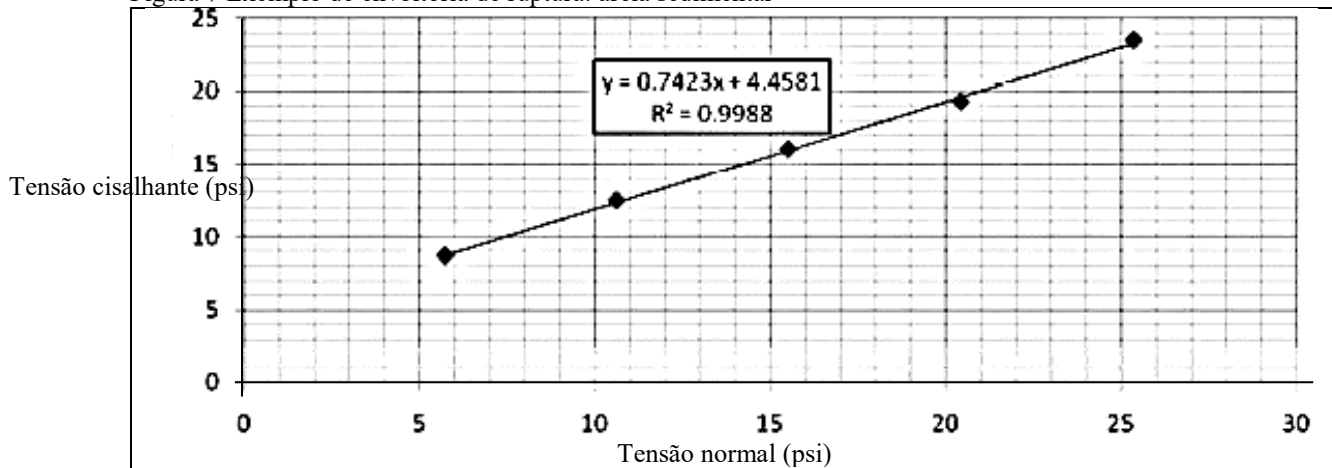
Figura 6 Base do *BST*



Fonte: a autora.

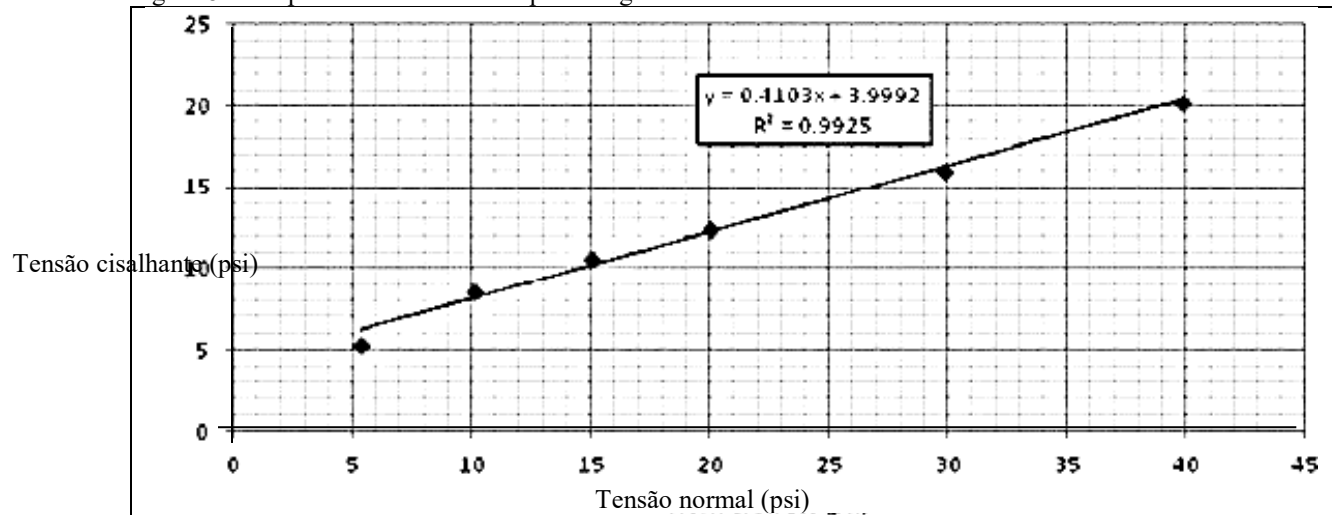
A envoltória de ruptura resultante da relação entre a tensão normal e a tensão de cisalhamento, serve de base para a determinação dos valores de coesão e ângulo de atrito. A Figura 7 e a Figura 8 apresentam exemplos de envoltórias de ruptura obtidas por meio do *BST*.

Figura 7 Exemplo de envoltória de ruptura: areia sedimentar



Fonte: Bechtum, 2012.

Figura 8 Exemplo de envoltória de ruptura: argila mole



Fonte: Bechtum, 2012.

2.3.1.2 *BST* - Vantagens e Desvantagens

A principal vantagem do *BST* é a facilidade e a agilidade de execução quando comparado aos ensaios de cisalhamento direto e ao de compressão triaxial. Lutenegeger e Hallberg(1981) abordam as seguintes vantagens:

- Os resultados podem ser analisados no campo, permitindo ao operador avaliar a necessidade ou substituição dos pontos a serem plotados.
- O *BST* ocupa uma área pequena, diferente dos ensaios laboratoriais que necessitam da coleta de amostras indeformadas, interferindo em uma área além das dimensões da amostra.

- O problema decorrente da perturbação da amostra é menor, uma vez que está se ensaiando as paredes do furo e estas sofreram uma menor interferência.
- O equipamento é de simples utilização, permitindo que o ensaio seja realizado por técnicos.
- O equipamento é completamente portátil e não requer fontes de energia externas ou acessórios de perfuração especializados.

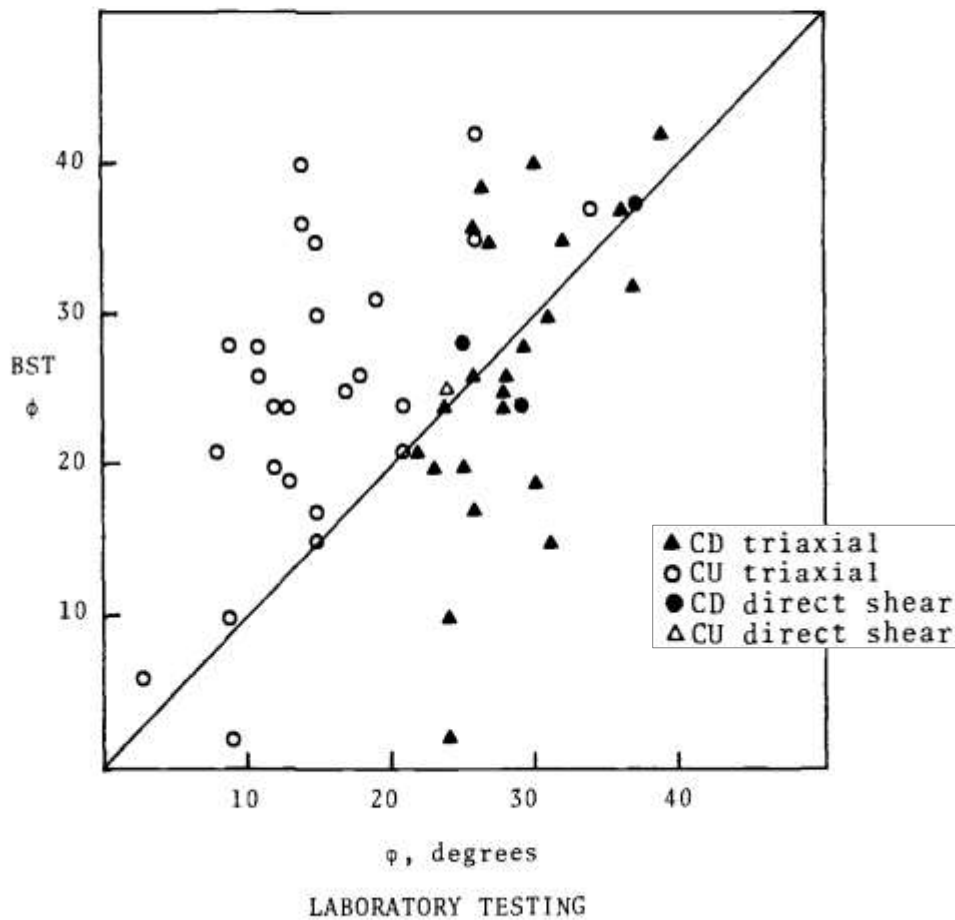
Como desvantagens, pode-se dizer que o ensaio é relativamente novo, ou ao menos pouco difundido, portanto há escassez de dados para que se possam gerar comparativos e correlações entre os diferentes tipos de solos. O ensaio de cisalhamento direto e o de compressão triaxial apresentam uma maior gama de estudos, o que lhes assegura uma maior confiabilidade.

2.3.1.3 Comparativos *BST* e Ensaio de Laboratório

Desde o desenvolvimento do equipamento, alguns autores têm realizado estudos comparativos entre o *BST* e os ensaios de cisalhamento realizados em laboratório. Lutenecker e Hallberg (1981), relatam que em muitos casos, os resultados de *BST* tendem a se equiparar aos resultados dos ensaios de laboratório, sobretudo quando executados em condição consolidada drenada. Os autores alertam que em solos arenosos e solos coesivos secos os valores são mais próximos aos resultados obtidos em laboratório quando executados como consolidado drenado.

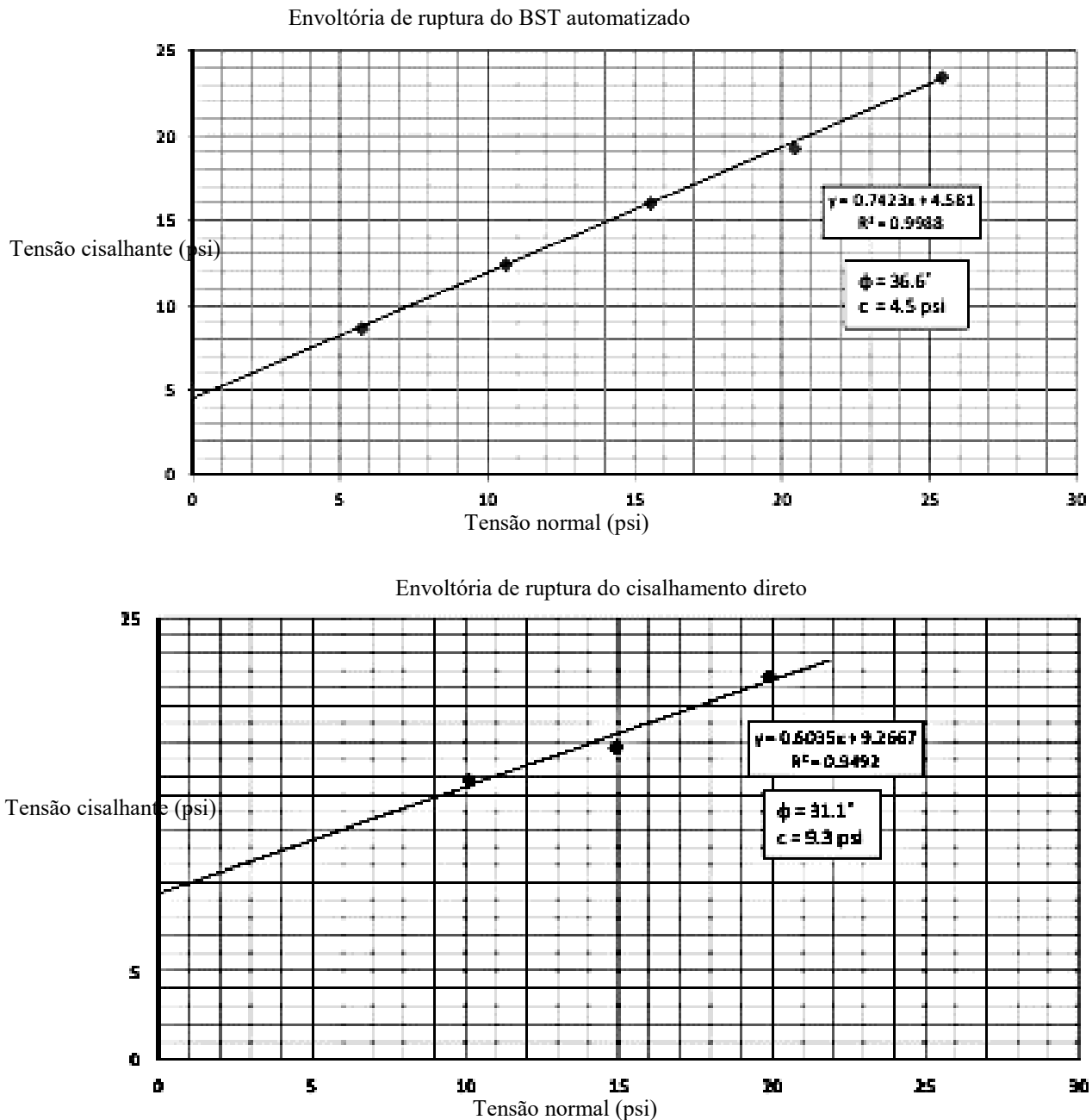
Na Figura 9, foram plotados os resultados obtidos em estudos que compararam o *BST* com os ensaios de compressão triaxial consolidado drenado e não drenado e com o cisalhamento direto consolidado drenado e consolidado não drenado. Para os ensaios no estado consolidado não drenado, os valores de ângulo de atrito se mostraram iguais ou maiores. Neste mesmo gráfico, observa-se que para os poucos comparativos entre o *BST* e o cisalhamento direto nota-se uma grande proximidade.

Infelizmente, o estudo não aponta qual o tipo do solo de cada um dos pontos marcados no gráfico, portanto, não se pode tirar novas conclusões, como correlações com as características dos solos. Seria interessante se o estudo apresentasse a granulometria das amostras, possibilitando dizer, por exemplo se solos arenosos possuem uma melhor resposta ou se em solos argilosos os valores de coesão são menores que os observados em laboratório.

Figura 9 Comparativo Ensaio de Laboratório e *BST*

Fonte: Lutnegger e Hallberg, 1981.

Ao estudar uma areia sedimentar, Bechtum (2012) comparou ensaios de cisalhamento direto à uma versão automatizada do *BST*. Neste equipamento, as tensões normal e cisalhante são aplicadas de forma automática, não necessitando rotacionar a manivela, nem aplicação de pressão por meio de bomba. Os resultados obtidos pelo autor são apresentados nos gráficos da Figura 10, onde é evidenciada uma coerência no valor do ângulo de atrito, enquanto que a coesão obtida para o cisalhamento direto é o dobro do alcançado por meio do *BST*, demonstrando uma diferença bem significativa deste parâmetro.

Figura 10 Envoltórias de ruptura para o *Automated Borehole Shear Test* X Ensaio de Cisalhamento Direto

Fonte: Bechtum, 2012.

Ao avaliar os solos Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito e Gleissolo de substrato sedimentos quaternários (na Bacia Hidrográfica do Itacorubi), Sakamoto et al. (2016) comparou os resultados de coesão e ângulo de atrito obtidos no ensaio de cisalhamento direto com os obtidos com o *Borehole Shear Test*. Os resultados de ângulo de atrito constam na Tabela 2 e como pode ser observar há uma semelhança bem significativa no ângulo de atrito sobretudo para o estado inundado. Os valores de coesão constam na Tabela 3 e apresentaram diferença mais significativa, tendo resultado em resultados menores, para o *BST*, na maioria dos pontos.

Tabela 2 Comparativo de ângulo de atrito obtidos pelos ensaios: BoreHole e Cisalhamento Direto

	Ângulo de Atrito (graus)			
	Cisalhamento Direto		Borehole Shear Test	
	Natural	Inundado	Natural	Inundado
PVg01	38,02	34,4	43,1	32,6
PVg02	42,1	35,8	26,6	35,6
PVg03	54,2	28,8	42,6	35,0
Gsq01	27,0	29,4	36,3	35,6

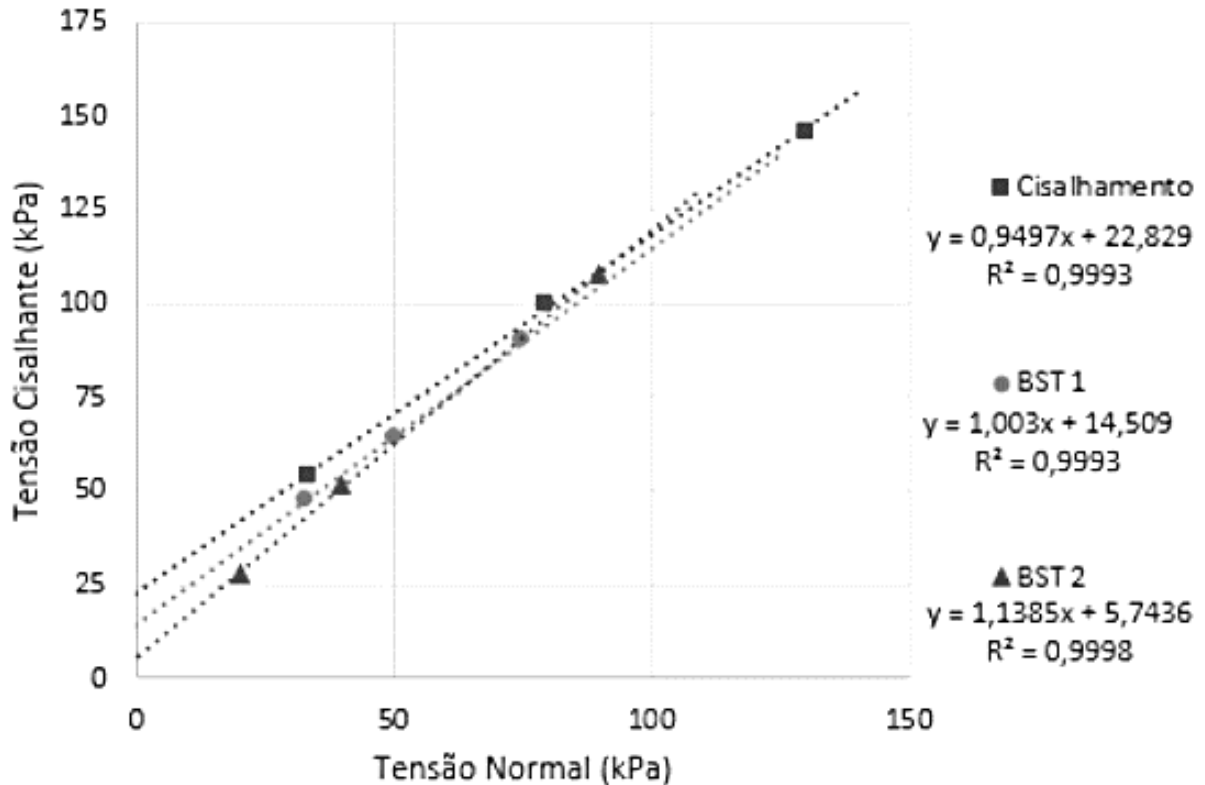
Fonte: Sakamoto et al. (2016)

Tabela 3 Comparativo de coesão obtidos pelos ensaios: BoreHole e Cisalhamento Direto

	Coesão (kPa)			
	Cisalhamento Direto		Borehole Shear Test	
	Natural	Inundado	Natural	Inundado
PVg01	7,39	3,8	21,0	4,0
PVg02	18,4	5,4	9,0	1,0
PVg03	51,3	18,2	13,0	6,0
Gsq01	28,3	5,1	9,0	0,0

Fonte: Sakamoto et al. (2016)

Contessi (2016), realizou uma comparação entre os parâmetros de ângulo de atrito e coesão obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto e do *BST*. Visando uma padronização, uma porção de amostra deformada de um solo residual de granito foi coletado, depois homogeneizado e em seguida compactado. O autor obteve envoltórias de ruptura relativamente próximas (Figura 11), sendo que como nos casos anteriormente abordados, o ângulo de atrito resultou em uma baixa variação, enquanto que a coesão apresentou uma variação significativa.

Figura 11 Comparativo *BST* X Cisalhamento Direto: para solo compactado

Fonte: Contessi, 2016.

Os estudos anteriormente descritos contribuem para comprovar a relação entre os parâmetros de coesão e em especial ângulo de atrito. Embora a diferença exista, ela também é notada ao se comparar estes parâmetros obtidos para um mesmo solo, ao realizar os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial.

Dentre os estudos que compararam a variação entre os ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial, cita-se o estudo de Alias (2014) que, assim como Contessi (2016), avaliou um solo residual de granito remoldado. Neste estudo, Alias (2014) obteve os valores apresentados na Tabela 4, onde observa-se uma diferença bem significativa para a coesão, sobretudo na condição consolidado drenado.

Tabela 4 Comparativo de resistência ao cisalhamento obtidos pelos ensaios: Triaxial e Cisalhamento Direto

	Cisalhamento Direto		Compressão Triaxial	
	C.U.	C.D.	C.U.	C.D.
Ângulo de atrito (°)	26	25	28	27
Coesão (kPa)	5	2	3	15

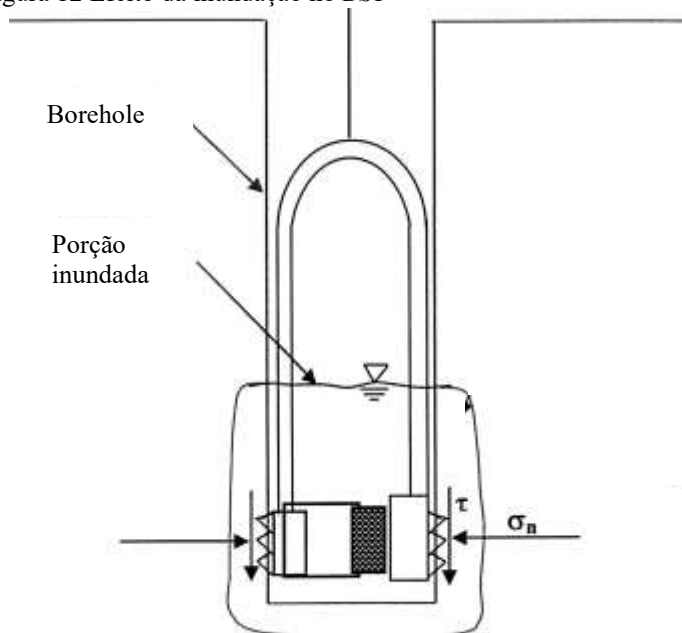
Fonte: Alias (2014)

2.3.1.4 *BST* em Solos Não Saturados

Khoury e Miller (2006) denominou de *Flooding Borehole Shear Test* (FBST) a execução do ensaio na forma inundada, aplicável aos solos não saturados. Para o autor, à medida que o furo é inundado com água, acredita-se que o solo não saturado nas margens se torne praticamente saturado, eliminando o efeito da sucção. A área desta inundação (conforme esquema Figura 12) é atualmente desconhecida. Esta hipótese foi examinada em comparação com os resultados do teste triaxial em vários estágios.

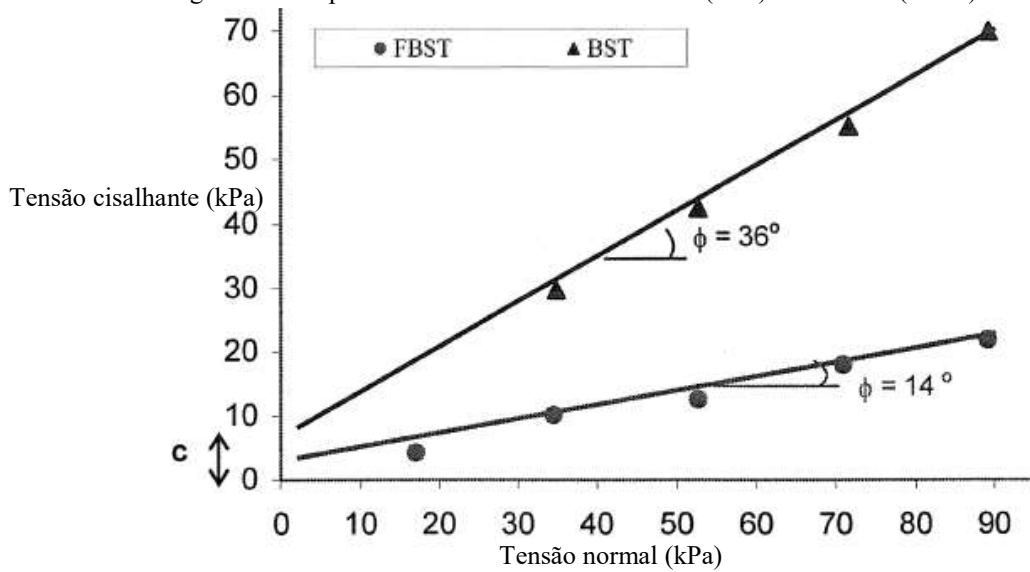
A Figura 13 mostra as envoltórias de ruptura do solo no teor de umidade natural (*BST*) e após inundado (*FBST*), evidenciando a variação da coesão e do ângulo de atrito entre as duas situações. Estes resultados corroboram a influência da sucção em solos saturados, comprovando também que o solo terá sua resistência ao cisalhamento diminuída pela ação da inundação. Contudo, o autor conclui o estudo salientando a importância de novos estudos a respeito do *BST* em solos não saturados.

Figura 12 Efeito da inundação no *BST*



Fonte: Khoury e Miller, 2006.

Figura 13 Comparativo solo não saturado: natural (*BST*) e inundado (*FBST*)



Fonte: Khoury e Miller, 2006.

2.3.1.5 *BST* Inserção do Equipamento na Vertical e na Horizontal

Lutenegger e Hallberg (1981), enfatizam o fato de que o ensaio pode ser realizado em qualquer direção desde que possa ser feito um furo no solo. Em sua pesquisa o *BST* foi usado horizontalmente em cortes de estrada, nas laterais de minas, ou ainda de cabeça para baixo, para avaliar a resistência no teto de um túnel.

Lohnes e Handy (1968), utilizaram o *BST* ao estudar o solo *Loess* da região leste de Iowa e no Tennessee. O estudo buscou avaliar a alta declividade de encostas naturais neste tipo de solo. Baseando-se nos valores de resistência ao cisalhamento obtidos pelo *BST*, foram realizados aproximadamente 36 ensaios, distribuídos em 8 encostas. O ensaio foi realizado de forma vertical e horizontal, sendo encontrados os valores apresentados na Tabela 5, onde é possível notar que os valores de coesão e ângulo de atrito são próximos.

Com base na Tabela 5 é possível constatar que, na maioria dos locais, não houve uma diferença tão significativa nos valores de coesão e ângulo de atrito dos ensaios executados na vertical e na horizontal. Portanto, considerando-se a dificuldade envolvida na perfuração e execução do ensaio na posição horizontal, é justificável que se priorize a execução do ensaio na vertical. Outra questão a se considerar é que com base no estudo, não foi possível comprovar se esta variação é decorrente da heterogeneidade ou da anisotropia do solo.

Tabela 5 Comparativo de ângulo de atrito e coesão para o *BST* executados na vertical e na horizontal

Local	Coesão (kPa)		Ângulo de atrito (°)	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
Sioux City:				
Bluff St., 22	3,45	2,76	24,5	22,3
Perry St., 15	12,41	19,99	27,0	21,4
Dodge St., 17	11,03	8,27	19,6	18,0
Turin Pit, 20	8,27	8,96	24,4	20,0
Loveland section, 33	20,68	17,93	24,3	35,1
Honey Creek, 24	6,89	6,89	22,0	23,2
Average	10,34	11,03	23,6	23,2
S.D	4,83	6,21	2,3	5,2

Fonte: adaptado de Handy (1968)

Os ensaios para a determinação da resistência ao cisalhamento são pontuais, portanto para estimar a ocorrência de deslizamentos e a área de influência, tendo como base estes valores é necessária a utilização uma metodologia ou modelo para a geração do mapa de suscetibilidade.

2.4 MAPEAMENTO DE RISCO A MOVIMENTOS DE MASSA

Para Coutinho e Bandeira (2012, *apud* Mantovani, 2015) o mapa de risco é um instrumento cartográfico que apresenta a distribuição, o tipo e o grau dos riscos geológicos/geotécnicos visando a definição de medidas de prevenção de acidentes. A sua representação pode ser realizada de duas formas:

- Zoneamento de risco: são delimitados setores nos quais, em geral, encontram-se instaladas várias moradias, sendo identificados os processos destrutivos atuantes, as características da área como um todo e o grau de risco do setor. A codificação dos graus de risco pode utilizar números (1, 2, 3...), termos linguísticos (baixo, médio, alto...), cores ou hachuras;
- Cadastramento de risco: o risco é avaliado de forma pontual, moradia por moradia, conforme suas informações específicas.

É importante esclarecer que há uma diferença entre mapa de risco, que devem seguir a metodologia descrita, e mapa de suscetibilidade. Os mapas de risco envolvem um estudo do número de moradias e da população exposta a um determinado possível desastre natural como os deslizamentos. O mapa de risco ainda envolve probabilidade e é mais focado nas áreas onde a ocupação urbana está presente.

2.5 MAPA DE SUSCETIBILIDADE

O mapa de suscetibilidade avalia a possibilidade da ocorrência de um processo ou fenômeno do ponto de vista técnico, sem levar em consideração o risco de morte ou a saúde da população. O mapa de suscetibilidade engloba também as áreas não ocupadas como é o caso das florestas nativas e as áreas de cultivo agrícola, sendo que ambas não apresentam risco eminente à vida humana.

Para Fernandes et al. (2001), o mapa de suscetibilidade está relacionado à determinação das áreas mais suscetíveis à ocorrência de um determinado fenômeno ou à sua probabilidade de ocorrência. Segundo Guimarães et al. (2008), os principais métodos de previsão de áreas suscetíveis a deslizamentos podem ser divididos em quatro grupos de acordo com a maneira como são desenvolvidos, sendo: análise da distribuição dos movimentos de massa no campo ou a partir de mapeamentos geomorfológicos e/ou geotécnicos; ou tendo como base a aplicação de modelos com bases estatísticas ou ainda um modelo matemático.

Einstein (1988, apud Faria, 2011), define que o mapa de suscetibilidade resulta da combinação das características do meio físico como o tipo de solo, a declividade e o clima. Os indicadores presentes em um mapa de suscetibilidade são apresentados em termos qualitativos, indicando, por exemplo, baixa, média ou alta suscetibilidade.

Fell et al. (2013), descrevem o mapa de suscetibilidade a deslizamentos como “uma avaliação quantitativa do tipo, do volume (ou área) e da distribuição espacial de deslizamentos que existem ou potencialmente podem ocorrer em uma área”. Os autores ainda acrescentam que este mapa inclui os deslizamentos que ocorrem na área, sendo que a origem destes deslizamentos poderá ter ocorrido desta área ou de outras áreas.

2.6 MODELOS FÍSICOS OU MATEMÁTICOS

Os modelos físicos ou matemáticos, buscam prever os deslizamentos baseando-se em dados pluviométricos, de relevo, inclinações das encostas, propriedades das bacias hidrográficas, áreas de contribuição dos rios, mecânica dos solos, cobertura e dinâmica de uso e ocupação do solo. Porém, dada a variabilidade de todos estes parâmetros é difícil gerar um modelo que combine todas estas variáveis.

Ahrendt (2005), alerta para o fato de que os modelos simplificados costumam negligenciar o fluxo transiente por meio da zona não saturada e assumir que a velocidade de

infiltração é sempre maior do que o volume da chuva, considerando que qualquer chuva irá recarregar a zona saturada instantaneamente. Para a autora, deve-se buscar modelos mais realísticos ou mais complexos, considerando os efeitos da zona não saturada, o que requer ainda estimativas de porosidade efetiva ou umidade volumétrica, potencial de retenção da água no solo, velocidade de infiltração e condutividade hidráulica saturada e não saturada. De qualquer modo, a maioria dos modelos considera a profundidade de solo constante e condições homogêneas de movimentação da água.

Buscando atender às diferenças de ambiente em todo o mundo, foram desenvolvidos diversos modelos físicos para a determinação dos deslizamentos de encostas, dentre estes modelos pode-se citar:

- *SHALSTAB* - Análise de Estabilidade a Deslizamentos Rasos (Dietrich e Montgomery, 1998),
- *SINMAP* - Mapeamento de Índice de Estabilidade (Pack *et al.*, 1998),
- *TRIGRS* - Análise de Estabilidade de Encostas por Infiltração de Precipitação Transiente e Regionalização de Grade (Baum *et al.*, 2002),
- *CHASM* – Modelo Combinado de Hidrologia e Estabilidade (Collison e Anderson, 1996),
- *GEOTOP-FS* - Modelo Hidrológico Distribuído com Combinação de Água e Balanço de Energia (Rigon, Bertoldi e Over, 2005),
- *dSLAM/IDSSM* - Modelo de Estabilidade por Inclinação Distribuída Fisicamente (Wu e Sidle, 1995),
- *FLaIR* - Previsão de Deslizamento de Terra por Excesso de Precipitação e *SUSHI* - Simulação Saturada Simples para Modelos de Instabilidade de Encostas (Capparelli e Versace, 2011),
- Modelo de transição determinista de deslizamentos rasos, (Lu e Godt, 2008).

Dentre estes modelos o *Shalstab*, o *Sinmap* e o *Trigrs*, foram utilizados em estudos desenvolvidos no Brasil. Dada a maior relevância dos dois primeiros, eles são descritos a seguir.

2.6.1 Shalstab

O *Shalstab* ou Análise de estabilidade a deslizamentos rasos (*Shallow Landslide Stability Analysis*) é um método determinístico originado das formulações apresentadas por Montgomery e Dietrich (1989 e 1994). Pode ser implementado em linguagem *AML (ArcInfo Macro Language)*, o que possibilita a sua utilização em softwares de geoprocessamento do tipo *ArcInfo*.

Para sua formulação, Montgomery e Dietrich (1994) consideraram que o modelo hidrológico se reduz ao cálculo da proporção da água no solo (W) para cada elemento. Considera-se que o elemento é na verdade um quadrado de uma grade que divide a área total, portando o W é calculado pixel a pixel, ou seja, para cada um dos diversos elementos. O W corresponde a proporção do fluxo para cada elemento em determinada precipitação no estado estacionário até a saturação do perfil do solo, e é dado pela equação (2).

$$W = \frac{q \cdot a}{T \cdot b \cdot \text{sen} \theta} \quad (2)$$

Onde:

a = área de contribuição ou área de drenagem que escoar até o elemento,

W = proporção da água no solo, dado pela razão entre a altura da coluna de água no subsolo (h) pela espessura da camada de solo (z);

q = representa a intensidade da chuva (mm),

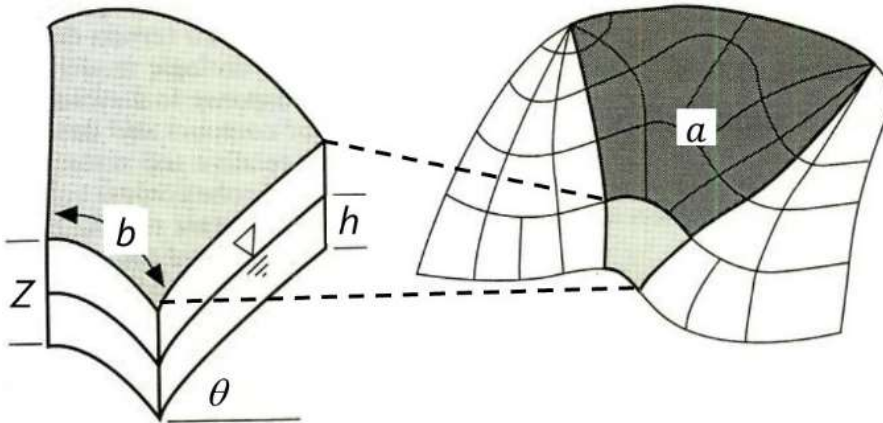
T = transmissividade do solo (m^2/dia), que pode ser dado pela razão entre a condutividade hidráulica saturada e a espessura do solo,

b = comprimento do elemento,

θ = declividade local do elemento medida em graus.

A Figura 14 representa um exemplo de elemento (em cinza claro) com comprimento (b), onde a chuva que precipita sobre a área de contribuição (a), converge em direção a este mesmo elemento. Também estão demonstrados: a declividade real do elemento (θ) profundidade do solo (Z) e a altura da coluna de água no subsolo (h). Este h representa a diferença entre a profundidade do solo e a profundidade do nível d'água

Figura 14 Representação da grade idealizada para o *Shalstab*.



Fonte: Montgomery e Dietrich (1994)

A equação (2) é combinada à equação utilizada para o cálculo de estabilidade encosta infinita conforme a equação (3) (modificada de Montgomery e Dietrich (1994) por Guesser 2016). Considerando que o W pode ser dado pela razão entre h e z , é obtida a equação (4) (modificada de Montgomery e Dietrich (1994) por Guesser 2016).

$$\frac{h}{z} = \frac{c'}{\rho_w \cdot g \cdot z \cdot \cos^2 \theta \cdot \tan \phi'} + \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi'} \right) \quad (3)$$

$$\frac{Q}{T} = \frac{\text{sen} \theta}{\left(\frac{a}{b} \right)} \cdot \left[\frac{c'}{\rho_w \cdot g \cdot z \cdot \cos^2 \theta \cdot \tan \phi'} + \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi'} \right) \right] \quad (4)$$

Onde:

h = altura da coluna de água no subsolo (m);

z = espessura do solo (m);

c' = coesão do solo (kPa);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

ρ_s = densidade do solo (kg/m^3);

ρ_w = densidade da água (kg/m^3);

ϕ' = ângulo de atrito do solo dado em graus;

θ = inclinação da encosta (graus).

Desta forma, o modelo *Shalstab* pode ser definido pela equação (4), onde pode ser constada a necessidade da determinação dos parâmetros do solo: coesão (c'), ângulo de atrito (ϕ') e densidade do solo (ρ_s), bem como a definição da espessura do solo a ser considerada (z). Os valores da área de contribuição (a), comprimento do elemento (b), inclinação da encosta (θ) são definidos com base no relevo, enquanto que os demais valores de densidade da água (ρ_w) e de aceleração da gravidade (g) são constantes.

Para Silva (2006), é importante mencionar que o modelo tem restrições no que diz respeito à sua predição relacionada à presença de afloramentos rochosos, falésias, precipícios, áreas de lençol freático profundo e regiões que apresentem camadas espessas de solo

Pode-se dizer que o *Shalstab* é o modelo físico mais usado no mundo, assim como no Brasil para a análise de suscetibilidade a deslizamentos profundos. Para a capital Florianópolis e para algumas cidades de Santa Catarina, especialmente na porção litorânea, foram realizados uma série de estudos na Universidade Federal de Santa Catarina, sendo que os principais foram desenvolvidos por: Reginatto (2013), Guesser (2013), Sbroglia (2015), Sbroglia et al. (2015), Michel e Kobiyama (2014), Guesser (2016) e Sakamoto et al. (2016). No estado de São Paulo, foram desenvolvidos estudos como os de Guimarães (2000), Vieira (2006) e Prieto et al. (2017).

2.6.2 Sinmap

O *Sinmap - Stability Index MAPping* (Mapeamento de índice de estabilidade) é um *software* implementado como uma barra de *ferramentas Add-in* gratuita para uma plataforma SIG. Embora o *software* seja simples de usar, seus desenvolvedores alertam para a importância do real entendimento da teoria que o constitui e assim evitar uma aplicação incorreta. O usuário deve, portanto, ser experiente com os princípios aplicáveis de engenharia geológica, de geociências de engenharia e do SIG a ser adotado (PACK et al., 2005).

Ainda de acordo com Pack et al. (2005), o *Sinmap* tem algumas semelhanças com os modelos de Wu e Sidle (1995) e o de Dietrich e Montgomery (1998), tendo as seguintes diferenças:

- A metodologia de margem baseada em grade, em vez de contorno é utilizada seguindo o trabalho de Tarboton (1997). Esta escolha é principalmente uma questão de conveniência. Os modelos digitais do terreno baseados em grade são mais comuns e sua análise é mais fácil.
- A coesão é mantida no modelo de estabilidade de encosta infinito. O que pode ser usado para explicar a coesão do solo ou a força da raiz como modelado por Wu e Sidle (1995), ou pode ser definido como zero por um usuário que quer considerar situações sem coesão.
- A incerteza dos parâmetros é incorporada pelo uso de distribuições de probabilidade uniforme e limites inferiores e superiores em parâmetros

incertos. Isto é semelhante à abordagem probabilística da Análise de Estabilidade de Nível I (LISA) desenvolvida por Hammond et al. (1992) para o Serviço Florestal dos EUA. A abordagem SINMAP, portanto, reflete a incerteza real associada à estimativa de parâmetros no mapeamento de estabilidade do solo. Os resultados reduzem-se ao caso determinista (equivalente a Montgomery e Dietrich, 1994), quando os limites de incerteza superior e inferior dos parâmetros são especificados como iguais e a coesão é definida como zero. O intervalo de incerteza do parâmetro de hidratação hidrológica pode, em sentido aproximado, substituir a modelagem dinâmica em uma série de eventos de tempestade usados por Wu e Sidle (1995), sem a necessidade da análise e entrada de dados meteorológicos. Acredita-se que a complexidade e carga computacional adicional de análise de sequências de dados meteorológicos é injustificada.

Com base no exposto, é válido dizer que o *Sinmap* apresenta uma operação mais rápida e simplificada e gera resultados semelhantes ao *Shalstab*. Pack et al. (2005), alertam para as restrições do modelo, sendo que o SINMAP se aplica aos deslizamentos translacionais rasos controlados pela convergência superficial do fluxo de águas subterrâneas. Não se aplica aos deslizamentos profundos, incluindo fluxos de terra profundos. Não se destina a ser utilizado na ausência de informações de campo necessárias para a calibração e é implementado de forma mais lucrativa em conjunto com outros métodos de mapeamento de estabilidade do terreno.

2.6.3 Comparativo Entre os Modelos *Shalstab* e *Sinmap*

No Brasil, o uso do *Sinmap* ainda é bem restrito, tendo sido identificados apenas os estudos de Nery (2011) e de Michel e Kobiyama (2014). O estudo de Michel e Kobiyama (2014) comparou o uso do *Sinmap* com o *Shalstab* para a Bacia do Rio Cunha em Santa Catarina, sendo que para os autores, o *Shalstab* mostrou-se mais adequado a esta bacia, embora a variação entre os resultados não tenha se mostrado muito significativa.

Outros estudos compararam a aplicabilidade dos dois modelos, anteriormente Meisina e Scarabelli (2005) compararam os dois modelos ao avaliar uma região de deslizamentos nos municípios de Santa Giuletta e Redavalle, na província de Pavia, na Itália. O *Sinmap* apresentou a vantagem de permitir levar em consideração os diferentes tipos de solos e suas propriedades

geotécnicas, contudo estudos como o de Sbroglia et al. (2015) implementaram um método para aliar o mapeamento geotécnico ao modelo *Shalstab*.

Pradhan e Kim (2014) confirmaram a adequabilidade do *Shalstab*, sendo que para os autores a vantagem do modelo *Shalstab* é que ele fornece uma precipitação crítica necessária para a ocorrência do deslizamento, enquanto o modelo *Sinmap* calcula um fator de segurança.

2.7 ESTIMATIVA DE DECLIVIDADE COM BASE EM FATOR DE SEGURANÇA POR MEIO DE MODELAGEM DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

No sul do Brasil alguns estudos têm abordado a utilização de softwares de estabilidade de encostas para avaliar a inclinação das encostas. Este método consiste em traçar uma seção padrão em um software de estabilidade de encostas (nestes estudos foram usados o software de estabilidade de encostas como o *Slide*) para as unidades geotécnicas presentes na área de estudo, utilizando-se o ângulo de atrito, a coesão e o peso específico.

Tendo como base os fatores de segurança expostos na Tabela 6, são determinados três ângulos, um para cada uma dos fatores de segurança, que irão corresponder as classes de estabilidade. O ângulo resultante da avaliação da estabilidade é espacializado para cada uma das unidades e depois comparado com a declividade real do terreno baseando-se nas curvas de nível.

Tabela 6 Fatores de segurança para método das seções

Classe de estabilidade	Fator de Segurança
Alta	acima de 1,5
Média	de 1,3 a 1,5
Baixa	de 1,15 a 1,3
Instável	abaixo de 1,15

Fonte: Baseado na Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991.

Esta metodologia foi utilizada por Flores (2017), Sbroglia (2015), Monteiro (2016) e Cruz (2017) e encontra-se em fase de aprimoramento. É importante destacar que o método foi inicialmente desenvolvido com o objetivo de dar um direcionamento as novas encostas (cortes), não sendo totalmente seguro para avaliar encostas naturais. Desta forma, é relevante que se avalie a confiabilidade do método, por meio da comparação do mapa de suscetibilidade resultantes com os locais onde ocorreram deslizamentos.

2.8 SISTEMAS DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS (SIG)

Os Sistemas de Informações Geográficas (SIG) ou *Geographic Information System (GIS)* consistem em *softwares* que associam o banco de dados a informações georreferenciadas. Os SIG's associam informações espaciais e não espaciais, o que permite uma série de análises e possibilidades de integração de dados. Sua aplicação é importante para as mais diversas áreas indo de estudos de geociências e engenharias até áreas de política e saúde. Diversos autores definem o SIG de formas semelhantes, sendo importante citar as seguintes definições:

Um SIG pode ser definido como um sistema destinado à aquisição, armazenamento, manipulação, análise e apresentação de dados referidos espacialmente na superfície terrestre. Portanto, o sistema de informação geográfica é uma particularidade do sistema de informação no sentido amplo. Essa tecnologia automatiza tarefas até então realizadas manualmente e facilita a realização de análises complexas, através da integração de dados de diversas fontes (BRITO e ROSA, 1996).

Sistemas de Informação Geográfica, são sistemas automatizados usados para armazenar, analisar e manipular dados geográficos, ou seja, dados que representam objetos e fenômenos em que a localização geográfica é uma característica inerente à informação e indispensável para analisá-la (ARONOFF, 1989 e BULL, 1994, *apud* CÂMARA et al., 1996).

O SIG é uma ferramenta que oferece a possibilidade de integrar os dados de diferentes fontes e tipos, assim como sua manipulação. As operações de análise espacial e a possibilidade de visualização dos dados em qualquer tempo, durante todo o processo, fizeram do SIG um poderoso aliado tanto para análises espaciais como para tomada de decisões (LOCH, 2006).

Segundo Brito e Rosa (1996), o desenvolvimento dos SIG's teve início na década de 1960, sendo que o primeiro sistema a reunir as características de um SIG foi o *Canadian Geographic Information System* (1964). Em seguida, foram desenvolvidos outros sistemas, onde se destacam os sistemas de *New York Landuse and Natural Resources Information Systems* (1967) e *Minnesota Land Management Information System* (1969).

Nas décadas posteriores ocorreram consideráveis avanços em equipamentos e *softwares*, permitindo o desenvolvimento de sistemas mais eficazes e novas aplicações, popularizando principalmente os *CAD's*, cujo objetivo difere dos SIG's. No início da década de 1980, a evolução da tecnologia foi afetada pelos avanços em hardware e software, com o uso mais efetivo na manipulação das informações geográficas, bem como a ligação entre a base de dados gráfica e alfanumérica (BRITO e ROSA, 1996).

A partir das décadas de 1990 e 2000 houve um avanço significativo com o surgimento dos softwares, aliado à melhoria nos processadores (memória RAM). A evolução

computacional permitiu o uso de imagens de alta resolução, bem como a aplicação de ferramentas de forma mais rápida e precisa.

Em Londres, ainda no século XIX, embora não se utilizasse o termo SIG, um estudo desenvolvido por Snow (1813-1858), identificou em um mapa da cidade os pontos onde estavam localizados os doentes acometidos por cólera. Este mapa possibilitou a identificação da proximidade entre os infectados a um determinado poço. Como consequência, foi possível lacrar o poço em questão, o que contribuiu para a diminuição de novos casos da doença, além de evidenciar a contaminação por meio da água infectada (JOHNSON, 2008). Este estudo, é pioneiro e referência em epidemiologia, ele também ilustra a diversidade das aplicações que os Sistemas de Informações Geográficas proporcionam às diversas áreas científicas.

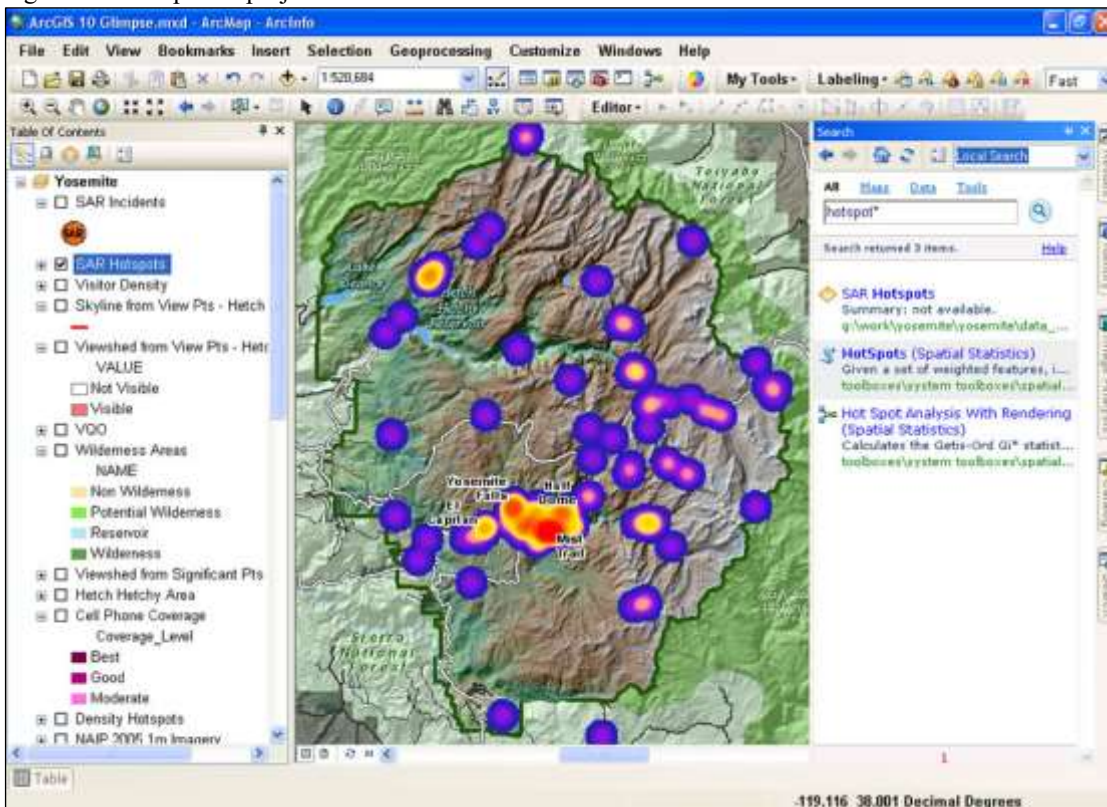
Na engenharia, as ferramentas de um SIG são aplicáveis a diversas áreas, sendo comum seu uso em análises ambientais e de saneamento, implantação de estradas e hidrelétricas, além de planejamento e mobilidade urbana.

2.8.1 Dados de um SIG

Os SIG's operam com arquivos (*layers*) em formato vetorial e matricial, sendo que é possível realizar a conversão entre ambos. Algumas das ferramentas ou processos de análises são possíveis apenas para um destes formatos. Um mapa temático ou projeto de trabalho, é composto pela sobreposição de vários *layers*.

A Figura 15 mostra um exemplo de projeto criado no software de ArcGis, onde dados do tipo vetorial, matricial e *TIN* (*Triangular Irregular Network*), se fundem para gerar um mapa temático.

Figura 15 Exemplo de projeto no ArcGis 10



Fonte: Esri (2010).

2.8.2 Dados Vetoriais

Os dados vetoriais apresentam-se na forma de ponto, linha ou polígono. O formato de arquivo mais comum entre os diversos *SIG's* existentes no mercado é o *shapefile*, ou simplesmente *shape*, porém os diversos softwares disponíveis apresentam também outros formatos que podem ser mais “leves”, possibilitando uma maior agilidade no processamento de dados ou ainda que contenham funções diferenciadas.

A maioria dos *SIG's* não permite que um único arquivo vetorial seja composto por mais de uma forma geométrica (ponto, linha e polígono), no entanto, um mapa pode ser composto pela sobreposição de uma série de *layers* de informações geográficas variadas.

Os dados vetoriais são muito utilizados, por permitirem o atrelamento de dados não espaciais (tabela de atributos), são muito empregados em estudos de engenharia, pois facilitam uma infinidade de ferramentas. A seguir, são descritas cada uma destas formas geométricas de *shapes*, bem como apresentados exemplos de aplicabilidade:

Pontos: dado geográfico que representa apenas a localização, podem ser usados para identificar, furos de sondagens, presença de mobiliários urbanos, pontos cotados e locais de coleta de amostras.

Linhas: além de indicar a localização, o comprimento e a forma, são muito usadas para representar curvas de nível e falhas geológicas. Também são usadas na representação de redes, como as de distribuição de água, energia elétrica, telefone, sistema de trânsito, tratamento de esgoto sanitário e malha hidrográfica.

Polígonos: contêm informações de localização, perímetro e área, normalmente utilizados para delimitar territórios como cidades e estados, também são usados para definir unidades geotécnicas, uso do solo, zoneamento urbano e pedologia.

Os elementos vetoriais possuem tabelas de atributos associadas, onde cada elemento gerado, seja ele um ponto, uma linha ou um polígono, corresponde a uma linha desta tabela. Esta ferramenta permite ao usuário gerar uma série de colunas, onde são apresentadas as mais diversas características para cada um dos inúmeros elementos de um arquivo vetorial.

2.8.3 Dados Matriciais

Os dados matriciais, também denominados de imagens *raster*, normalmente correspondem a imagens de satélite ou aerofotogramétricas, mas podem corresponder a cartas ou mapas escaneados. Miranda (2005), descreve este tipo de dado como um tabuleiro de xadrez ou algo como uma grade regular de células. Esta grade é considerada regular pois impõem limites precisos, sendo que cada célula possui a mesma forma geométrica (normalmente quadrada) e dimensão.

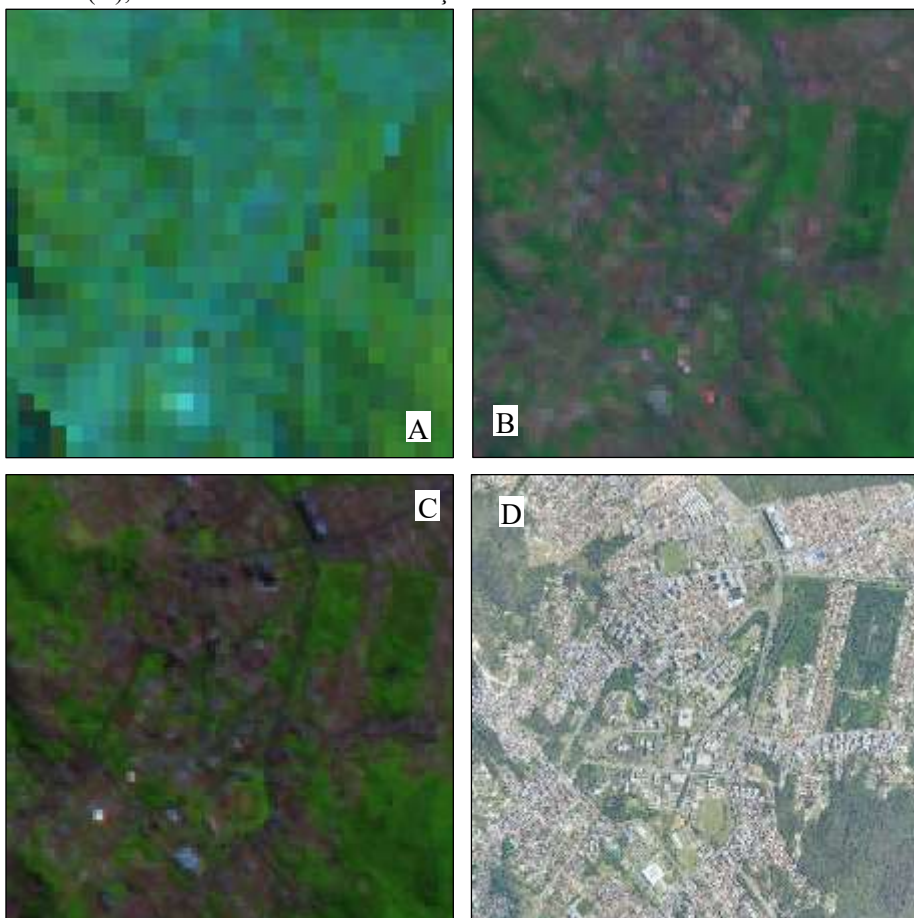
Os dados matriciais se assemelham às fotos e às imagens digitais em geral, sendo que quanto maior o número de pontos ou quadrículas de mesma dimensão, maior a resolução e, portanto, a qualidade da imagem. Por se tratarem de imagens de grandes dimensões, o usual é avaliar o tamanho do pixel ou quadrícula, diferente de imagens de um modo geral, onde se avalia o número de megapixels por polegada quadrada. Por exemplo, uma imagem com pixels de 60cm x 60cm corresponde a uma imagem de excelente qualidade, pois possibilita a identificação de mobiliários urbanos como postes e pontos de ônibus, o que torna as conferências *in loco* desnecessárias em muitos casos.

A qualidade das imagens tem evoluído nos últimos anos, diminuindo seu valor de mercado e facilitando o acesso dos usuários, considerando que muitas vezes são disponibilizadas de forma gratuita, especialmente por órgãos governamentais. Considerando-se as imagens gratuitas, houve também uma evolução na qualidade das imagens disponibilizadas. Na década passada, as imagens obtidas de forma gratuita dispunham de pixels

de 10m x 10m, o que possibilitava uma identificação imprecisa da mancha urbana e do traçado de rios e ruas (desde que aliado ao levantamento de campo e conhecimento da área de estudos). Atualmente no Brasil, é possível encontrar imagens gratuitas com pixels variando entre 2m x 2m a 60cm x 60cm.

Ilustrando esta variação na resolução a Figura 16 apresenta 4 exemplos de imagens de satélite de uma mesma região. Embora não sejam exatamente da mesma data, é possível perceber a variação na identificação de informações. A imagem “A” tem pixels de 8,4m x 8,4m de dimensão, o que possibilita muito precariamente a diferenciação entre áreas urbanas e de floresta. A imagem “B” possui pixels de 3,2m x 3,2m, e a imagem “C” de 2,5m x 2,5m, que assim como a imagem “A”, necessitam na grande maioria das vezes, uma conferência em campo. Por conseguinte, a imagem “D” (39cm x 39cm) permite que o usuário tenha comodidade em realizar uma série de análises diretamente no *software*. A Figura 17 apresenta uma ampliação da imagem D evidenciando esta série de informações passíveis de visualização e identificação.

Figura 16 Comparativo exemplos de imagens com pixels de: 8,4x8,4m (A), 3,2x3,2m(B), 2,5x2,5m(C) e 39x39cm(D), todas em escala de visualização 1:20.000.



Fonte: Elaborado com base em dados disponibilizados por SDS 2012

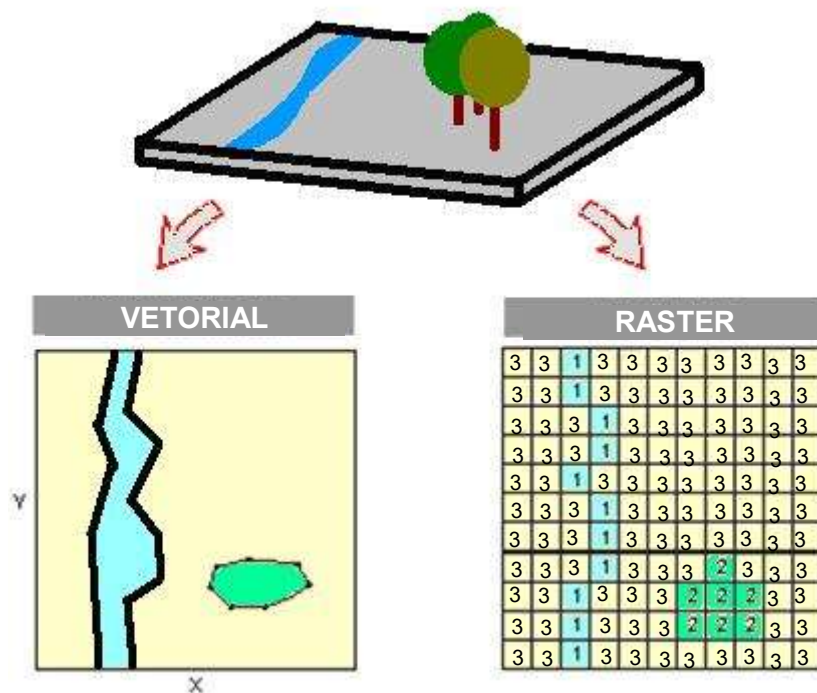
Figura 17 Detalhe de uma ampliação da imagem D visualizada em escala 1:2.500.



Fonte: Elaborado com base em dados disponibilizados por SDS 2012

Por representar a superfície ponto a ponto, os arquivos em formato matricial normalmente resultam em arquivos maiores. A Figura 18 apresenta um esquema comparativo entre os dois métodos de representação matricial e vetorial.

Figura 18 Comparação entre dados vetoriais e matricial.

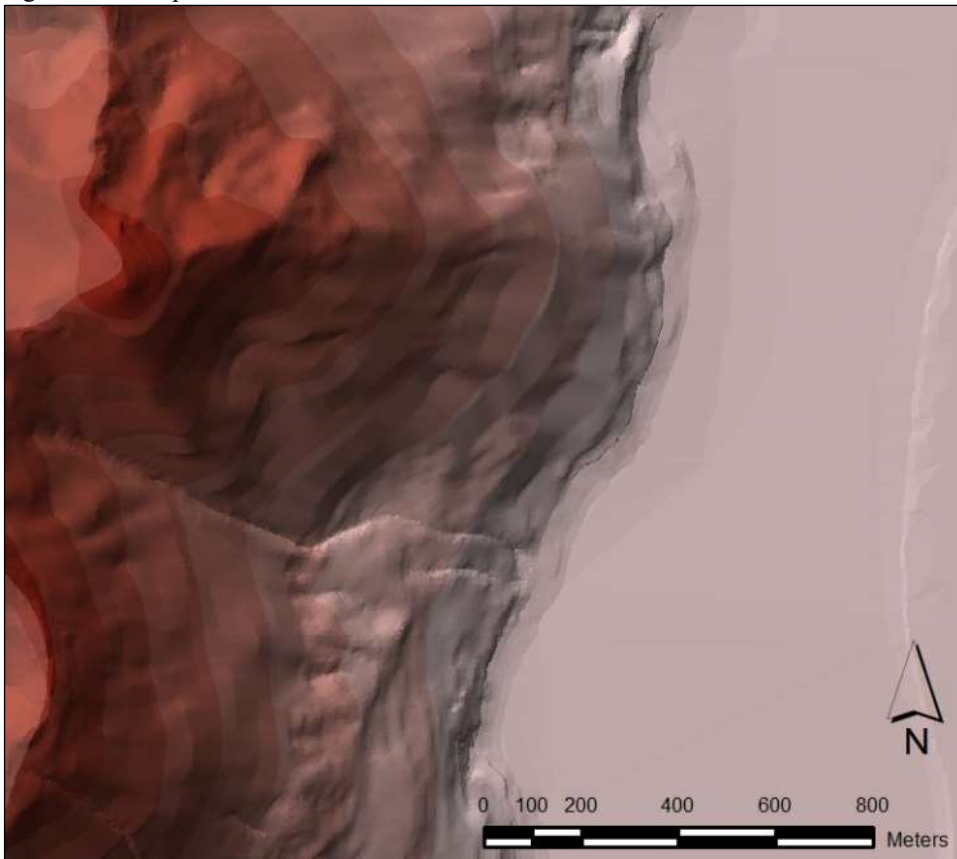


Fonte: Novita (2012).

2.8.3.1 Rede Triangular Irregular (*TIN*)

A Rede Triangular Irregular ou *TIN* (*Triangular Irregular Network*) difere dos dados do tipo vetorial ou matricial, sendo comumente usada para representar a topografia do terreno, neste é mais coerente denomina-la como modelo digital do terreno (MDT). No entanto, é possível aplicá-la à representação de outros fenômenos como som ou temperatura. Para Felgueiras e Câmara (2001), esta rede pode ser definida como “uma representação matemática computacional da distribuição de um fenômeno espacial que ocorre dentro de uma região da superfície terrestre”. A Figura 19 apresenta o exemplo de uma *TIN*, onde é possível visualizar a variação do relevo bem como ter uma estimativa das altitudes.

Figura 19 Exemplo de uma *TIN*



No mapeamento geotécnico, o MDT é utilizado para auxiliar na delimitação entre os solos residuais e os solos sedimentares. O MDT é indispensável para o processamento de dados com base em modelos matemáticos na geração dos mapas de suscetibilidade a deslizamentos, porém em alguns modelos, como é o caso do *Shalstab*, deve ser convertida para o formato raster.

2.9 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

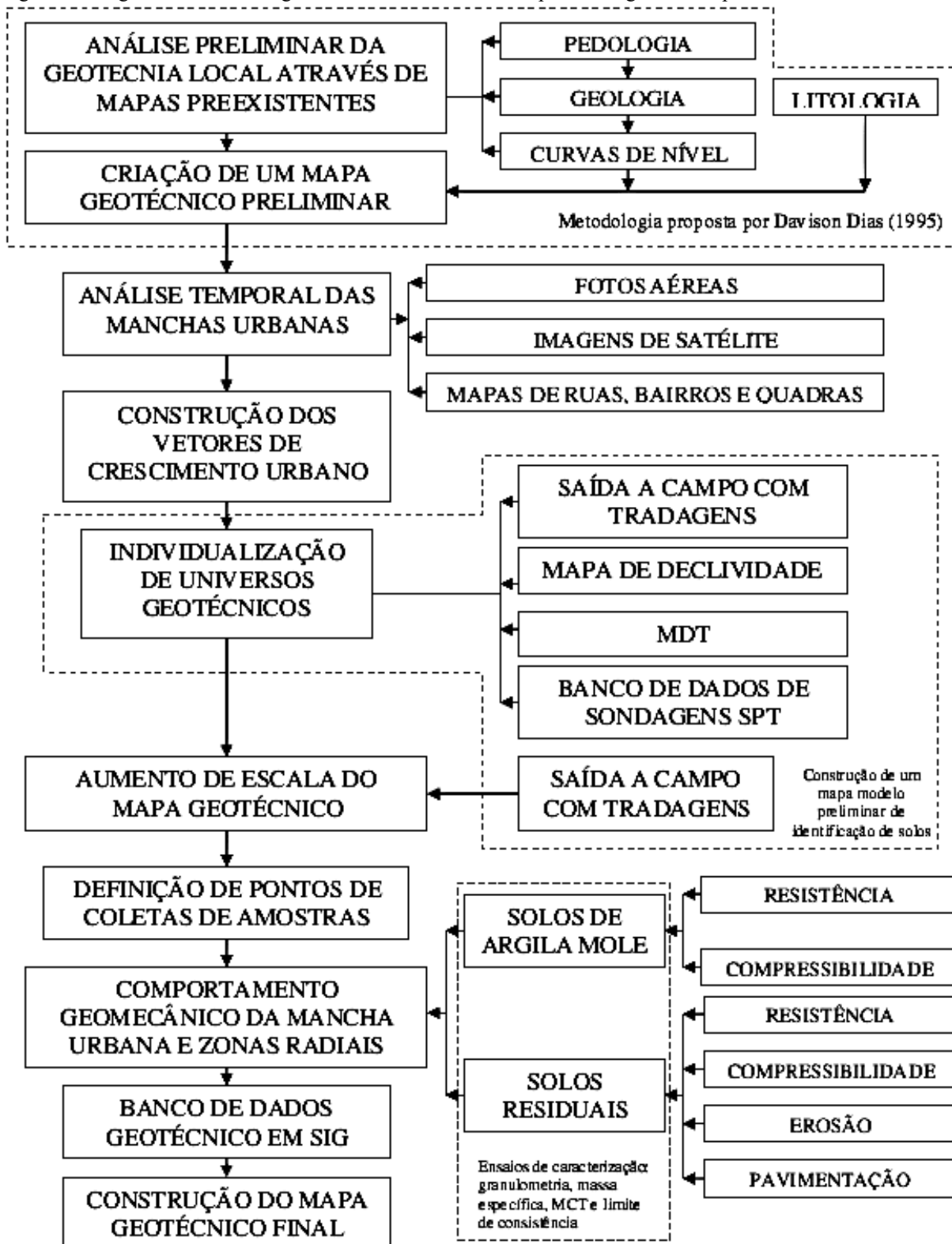
O mapeamento geotécnico corresponde à um mapa de descrição do solo ou rocha sob o aspecto geotécnico. Ele contribui na elaboração de mapas de suscetibilidade e busca estabelecer uma relação do comportamento mecânico do solo com a sua origem e formação. Este mapa é de grande importância para o zoneamento e implantação da infraestrutura urbana. Por meio dele é possível gerar mapas de suscetibilidade à problemas ligados à geotecnia como deslizamentos, a colapsibilidade dos solos e o recalque do solo.

Para Zuquette (2004), o mapeamento geotécnico é o processo de avaliação e descrição, das características dos componentes do meio físico e seu comportamento, de acordo com o uso e ocupação do solo, quando expostos aos processos naturais e induzidos. É caracterizado como um campo de interfaces das diversas áreas de conhecimento com as informações geotécnicas. A eficiência e a adequabilidade dos resultados obtidos a partir do mapeamento geotécnico dependem da metodologia adotada.

O mapeamento geotécnico é definido por Higashi (2006) como sendo uma metodologia de representação das principais características geomecânicas do solo em forma de um mapa. Este mapa pode ser utilizado na previsão do comportamento de determinadas áreas denominadas unidades geotécnicas, permitindo sua aplicação a projetos ambientais e de engenharia.

Para a elaboração de um mapeamento geotécnico é importante reunir cartas de hidrologia, altimetria, divisão política, declividade, e em especial os mapas pedológico e geológico. A partir destes dados, são realizadas as visitas a campo, tendo como base a declividade do terreno, para que se possa identificar melhor a delimitação entre as unidades geotécnicas. Estas etapas resultam em um mapeamento geotécnico de melhor escala, que possibilita a definição de pontos de coleta de amostras para a análise do comportamento mecânico dos solos. Para Higashi (2006), tendo como base a metodologia de Davison Dias (1987), estas etapas seguem o diagrama da Figura 20.

Figura 20 Diagrama da metodologia de desenvolvimento do mapeamento geotécnico para cidades costeiras



Fonte: Higashi (2006).

2.9.1 Metodologia de Davison Dias (1987)

Visando descrever os solos brasileiros do ponto de vista geotécnico, Davison Dias (1995) desenvolveu uma metodologia baseada especialmente na geologia e na pedologia. Para a autora, a pedologia contribui para o estudo das camadas mais superficiais do solo, enquanto que a geologia caracteriza as camadas mais profundas. Para o desenvolvimento do mapeamento geotécnico, segundo esta metodologia, são adotadas as etapas de investigação descritas a seguir:

- **Estudo preliminar**, que consiste na utilização dos levantamentos pedológicos, topográficos e geológicos na previsão dos solos, visando estimar as unidades geotécnicas.
- **Investigação de campo**, realização de sondagens à trado, para a identificação dos diversos perfis de solos e conferência com os mapas geológicos e pedológicos.
- **Identificação das unidades geotécnicas**, tendo como base nos dados anteriores é elaborado o mapa com a delimitação das unidades geotécnicas.
- **Determinação do comportamento mecânico e hidráulico do solo**, nesta etapa, tendo como base o mapa, são coletadas amostras de cada uma das unidades geotécnicas a fim de avaliar o comportamento mecânico e hidráulico destes solos.

De acordo com esta metodologia, para nomear cada unidade geotécnica é necessário unir a classificação geológica à pedológica. A terminologia adotada é composta por letras maiúsculas que correspondem à pedologia, e letras minúsculas que correspondentes à geologia. Para os solos encontrados no sul do Brasil, a Tabela 7 apresenta a simbologia adotada para as diversas geologias encontradas e a Tabela 8 para as diferentes pedologias.

Tabela 7 Simbologia simplificada das classes pedológicas

Simbologia	Classificação	Simbologia	Classificação
A	Aluviais	LV	Latossolo Vermelho-
AQ	Areias Quartzosa	P	Podzóis Indiscriminados
B	Brunizém	PB	Podzólico Bruno-
BV	Brunizém Vértico	PE	Podzólico Vermelho-
C	Cambissolo	PL	Planossolo
CB	Cambissolo Bruno	PLP	Planossolo Plíntico
GH	Glei	PLV	Planossolo Vértico
HO	Solo Orgânico	PT	Plintossolo
LA	Latossolo Amarelo Litólico	PV	Podzólico Vermelho-
LB	Latossolo Bruno	TB	Terra Bruna-Estruturada
LBC	Latossolo Bruno Câmbico	TBR	Terra Bruna-Roxa
LBR	Latossolo Bruno-Roxo	TBV	Terra Bruna Podzólica
LE	Latossolo Vermelho-	TR	Terra Roxa Estruturada
LR	Latossolo Roxo	V	Vertissolo

Fonte: Davison Dias, 2001

Tabela 8 Geologia simplificada

Simbologia	Classificação	Simbologia	Classificação
a	Arenito	g	Granito
ag	Argilito	gd	Granitóide
an	Andesito	gl	Granulito
ar	Ardósia	gn	Gnaisse
b	Basalto	ma	Mármore
br	Brecha	p	Pelito
c	Conglomerado	q	Quartzito
ca	Calcáreo	r	Riolito
cm	Complexo metamórfico	s	Siltito
cr	Carvão	si	Sienito
d	Diorito	sq	Sedimentos quaternários
da	Dacito	st	Sedimentos terciários
f	Folhelho	x	Xisto

Fonte: Davison Dias, 2001

O mapa geológico traz as informações da rocha de origem, sua microestrutura, composição química e características físicas do solo. A pedologia, por sua vez, descreve a distribuição dos horizontes de solo, fornecendo uma noção da espessura, bem como a presença ou ausência de cada um dos horizontes, a profundidade média até a rocha alterada e sua e a profundidade do nível d'água.

2.9.1.1 Pedologia e parâmetros geotécnicos

De acordo com Davison Dias (1987), os levantamentos pedológicos possibilitam uma estimativa do tipo de solo que será solicitado em um problema de engenharia. A pedologia fornece informações do grau de saturação, profundidade do lençol freático, macroestrutura, presença de minerais expansivos, características de drenagem, granulometria, plasticidade, presença de solos lateríticos e saprolíticos, porosidade entre outras.

Os levantamentos pedológicos dão características dos horizontes, tipos de solos e material consolidado. Os Latossolos e alguns Podzólicos Vermelho-Amarelo tem horizonte B enquadrados com comportamento laterítico. A autora descreve que os Solos Lateríticos perderam todas as evidências mineralógicas e estruturais da rocha matriz, deste modo denominá-los como solos residuais pode acarretar problemas de classificação genética.

Os Gleis por sua vez apresentam valores de N_{spt} muito baixos, sendo em geral argilas moles, saturadas, impermeáveis, podem apresentar horizontes mais profundos arenosos e resistentes.

2.10 CARACTERÍSTICAS GENÉTICAS DOS SOLOS TROPICAIS DE ENCOSTAS

Tanto na geologia quanto na pedologia os solos são divididos em dois grandes grupos: os solos transportados (sedimentares, aluvionares, coluvionares e eólicos) e os solos residuais (alteração de rocha). Para Vargas (1977 apud Massad, 2016), os solos podem ser classificados da seguinte forma:

- **Residuais**, jovem (saprolíticos) e maduros
- **Transportados**, coluviões (tálus), aluviões (fluviais, litorâneos e deltaicos), sedimentos (quaternários, terciários), eólicos (dunas)
- **Orgânicos**, areias ou argilas orgânicas e turfas.
- **Evoluídos pedologicamente**, solos porosos, lateritas.

Os solos residuais ou de alteração de rochas, são formados no próprio local por meio da decomposição da rocha. Estes solos têm suas características ligadas a natureza da rocha matriz, o clima, a topografia, condições de drenagem e processos orgânicos.

Os solos transportados são aqueles formados por material transportado e depositado, não sendo possível identificar a rocha ou a combinação de rochas que os formou. Dentre os solos transportados estão os coluvionares, coluvião, colúvio ou tálus sua ocorrência está ligada

ao transporte por meio de deslizamentos, portanto encontram-se no pé das encostas. Podem conter blocos de rocha misturado ao solo e muitas vezes são difíceis de ser distinguidos dos rolos residuais (MASSAD, 2016).

Os solos sedimentares ou aluviões são compostos de sedimentos transportados por ação da erosão, presentes em baixadas, margens de rios, leques aluviais entre outros. Os solos aluvionares e sedimentares podem conter muita matéria orgânica, húmus e carapaças de animais marinhos, desta forma originando solos orgânicos (MASSAD, 2016).

Os solos lateríticos, são bem drenados e sofrem com a lixiviação de sílica e bases. Podem ser sedimentares ou residuais bastando que sejam bem drenados e estejam presentes em local de clima úmido e quente.

Como o estudo priorizou a suscetibilidade a deslizamentos de encostas, foi utilizado o termo “**solos de encosta**”, visto que as encostas não são compostas exclusivamente por solos residuais. Convém definir que foram estudados os diversos tipos de solos predispostos a sofrer deslizamentos como é o caso dos solos coluvionares. Os solos que não foram avaliados por, normalmente, não estarem propensos a problemas de deslizamentos foram denominados como “**solos de plano**”. Os afloramentos rochosos não foram estudados devido a sua necessidade de análise mais pontual dada as características específicas das fraturas de rochas.

2.11 STANDARD PENETRATION TEST

O *Standard Penetration Test (SPT)* é o método de investigação do subsolo mais utilizado no Brasil e provavelmente no mundo todo. A principal informação fornecida por este ensaio é o número de golpes (*N_{spt}*) necessários para a cravação do amostrador padrão.

Os equipamentos e os procedimentos de ensaio são descritos na NBR 6484 (ABNT 2001), e incluem informações de textura (por análise tátil visual), nível d'água e cor para cada uma das camadas. A Tabela 9 apresenta uma a designação dos solos para os grupos de solos argilosos e arenosos baseando-se no *N_{spt}* e na descrição da textura.

Tabela 9 Estados de compactidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

Fonte: ABNT, 2001.

2.12 CARACTERIZAÇÃO DO RELEVO

Em pesquisas que envolvam técnicas de mapeamento geotécnico é importante determinar a inclinação do terreno, uma vez que a formação dos solos está intimamente ligada a uma sequência topográfica. Além disso, tendo como base uma maior resolução da declividade, é possível melhorar a escala dos mapas de solos, facilitando assim a delimitação mais exata dos polígonos que formam as unidades geotécnicas, especialmente quando se trata da delimitação entre solos residuais e sedimentares.

A declividade do terreno resulta do percentual entre altura e a profundidade da base de uma determinada “rampa”. Para a aplicação em solos, a EMBRAPA (2007) classifica as inclinações como:

Plano: superfície de topografia horizontal, onde os desnivelamentos são muito pequenos, com declividades variáveis de 0 a 3%;

Suave ondulado: superfície de topografia pouco movimentada, constituída por conjuntos de colinas (elevações de altitudes relativas até 100 m), apresentando declives suaves, predominantemente variáveis entre 3 e 8%;

Ondulado: superfície de topografia pouco movimentada, constituída por conjunto de colinas, apresentando declives moderados, predominantemente variáveis de 8 a 20%;

Forte ondulado: superfície de topografia pouco movimentada, formada por morros (elevações de 100 a 200 m de altitudes relativas) e, raramente, colinas, com declives fortes, predominantemente variáveis de 20 a 45%;

Montanhoso: superfície de topografia vigorosa, com predomínio de formas acidentadas usualmente constituída por morros, montanhas e maciços montanhosos, apresentando desnivelamentos relativamente grandes (superiores a 200 metros) e declives fortes ou muito fortes, predominantemente variáveis de 45 a 75%;

Escarpado: Superfícies muito íngremes, com vertentes de declives muito fortes, que ultrapassam 75%.

Convém destacar que esta é uma classificação que pretende apenas caracterizar a área de estudos, não havendo uma relação direta com a formação dos solos, portanto não se pode usá-la como fator norteador do mapeamento geotécnico.

2.13 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

A área escolhida para o desenvolvimento do presente estudo é a região insular da cidade de Florianópolis, capital do estado de Santa Catarina, situado ao sul do Brasil, na região leste, delimitada pelo Oceano Atlântico, conforme ilustra a Figura 21. A área total da ilha é de aproximadamente 420km², porém descontadas as áreas da Lagoa da Conceição e da Lagoa do Peri, tem-se um total 395km² de área solo considerada no presente estudo.

2.13.1 Clima

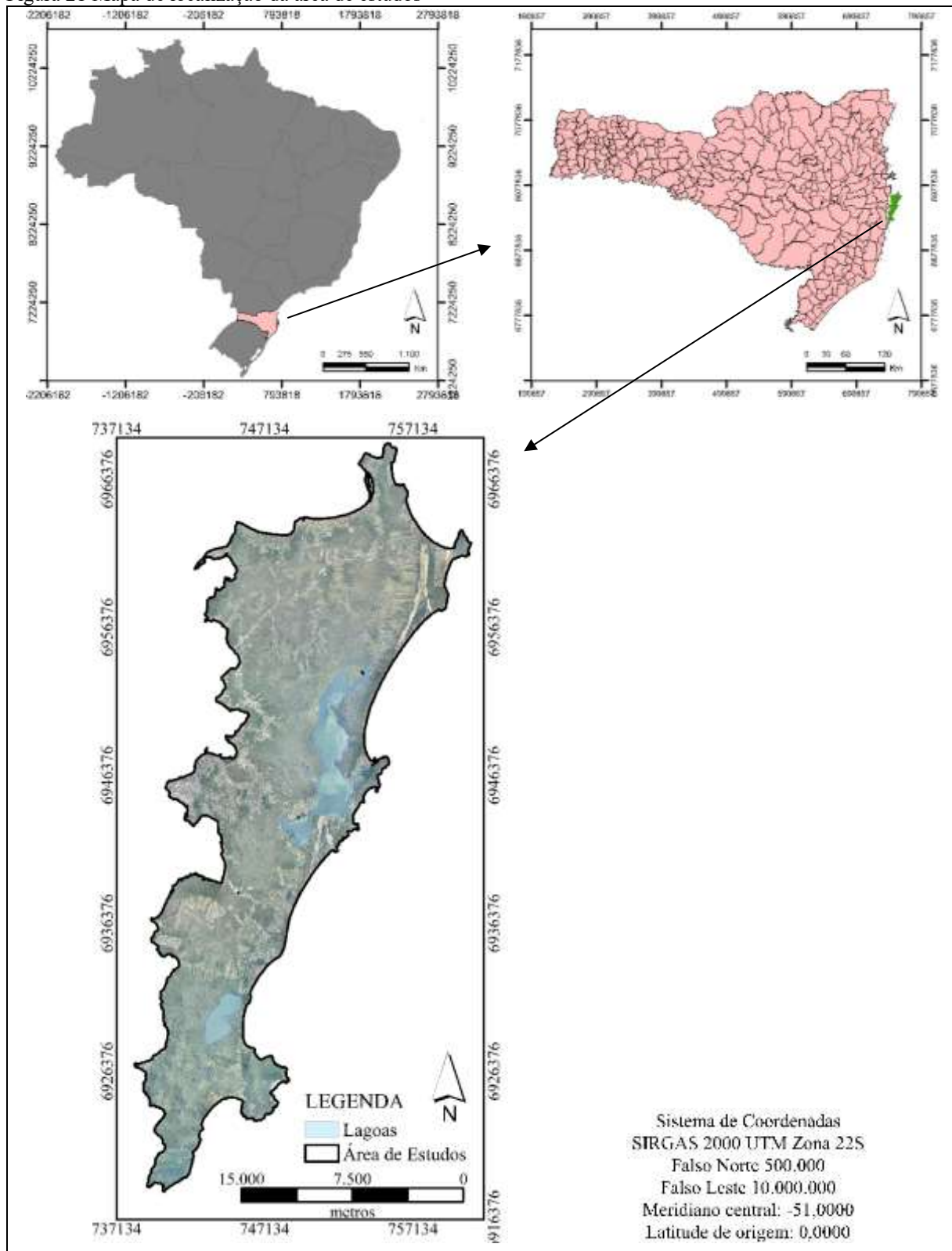
O clima da região é subtropical, com verão e inverno bem definidos como em toda a região sul do Brasil. De acordo com Odreski (2012), para a classificação de Köppen, o clima é do tipo mesotérmico úmido de zona intermediária subtropical. A Tabela 10 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta as principais características climatológicas para a cidade de Florianópolis.

Tabela 10 Características climáticas de Florianópolis

Mês	Temperatura (mm)			Precipitação (mm)		Dias de chuva	Umidade relativa (%)	Ventos	
	méd.	máx.	min.	total	máx. em 24h			velocidade (m/s)	direção
Jan	24,5	38,2	10	196,7	56,8	14,8	80,9	3,5	N
Fev	24,6	38,8	14,8	186,7	58,8	14,6	81,5	3,6	N
Mar	24,1	36,9	10,2	170	52,8	14,2	81,7	3,4	N
Abr	21,8	35,4	7,7	128,8	40,2	11,2	81,6	3,1	N
Mai	19,4	33,5	3,3	107,2	46,5	8,9	82,4	2,8	N
Jun	17,4	32	1,7	85,2	29,5	8,4	83,3	2,9	N
Jul	16,3	32,7	1,4	82,6	30	8,8	83,1	3,1	N
Ago	16,8	35	1,3	94,3	32	9,1	82,5	3,6	N
Set	17,8	32,9	4,9	117,1	37,6	11,6	82,8	3,8	N
Out	19,4	32,5	7,8	132,4	39,6	12,8	81,4	4,1	N
Nov	21,2	37,5	9,4	131,8	46,5	12,5	79,6	4,2	N
Dez	23	38,2	12,5	141,9	46,3	13,1	79,5	4	N

Fonte: EPAGRI (2007) apud Odreski (2012).

Figura 21 Mapa de localização da área de estudos



Fonte: Elaborados pela a autora com base em Júnior (2013), IBGE (2007/2014) e SDS (2012).

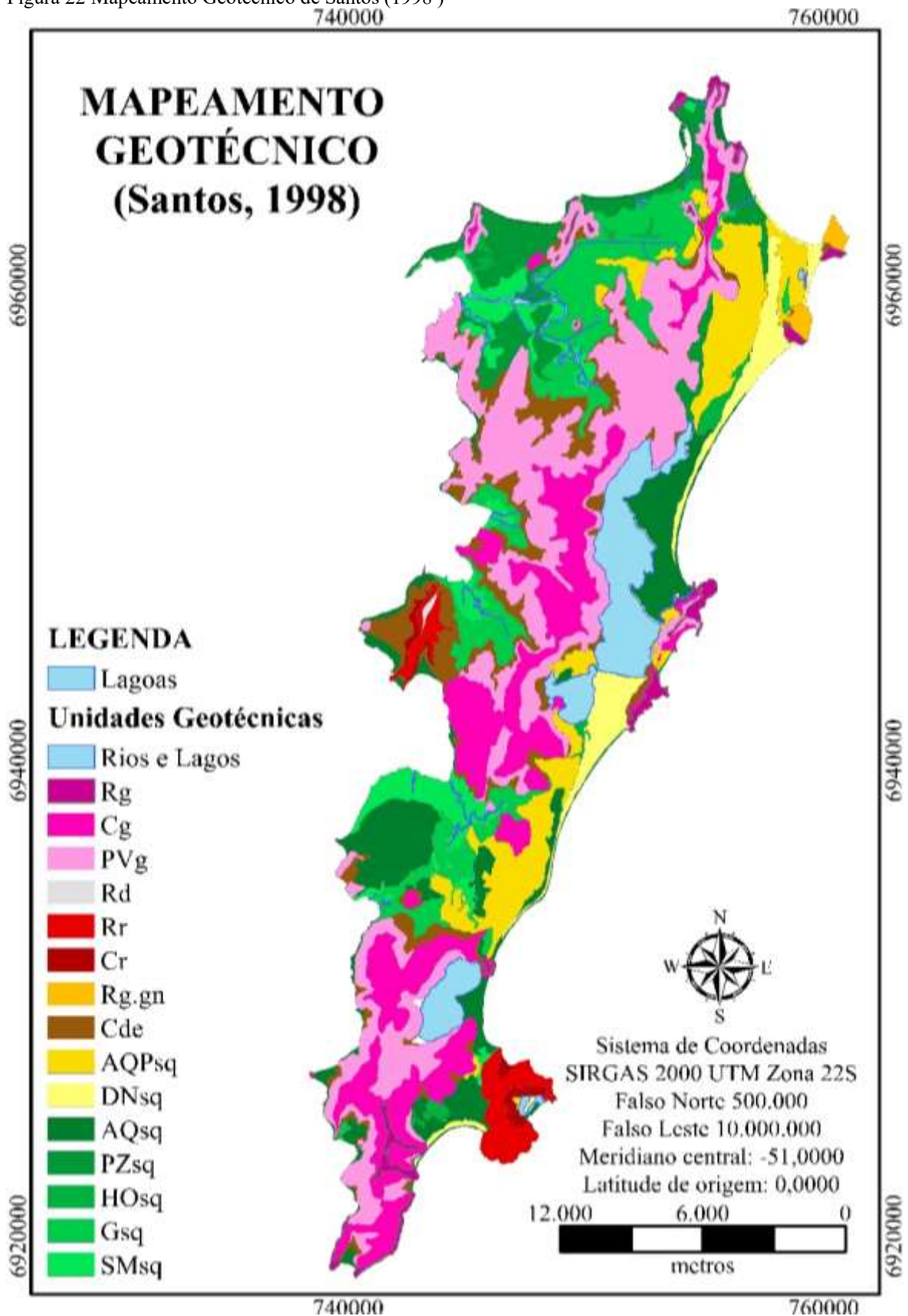
2.13.2 Unidades Geotécnicas de Florianópolis

As unidades geotécnicas do município de Florianópolis foram estudadas por Santos (1997), tendo resultado em um mapeamento geotécnico na escala 1:25.000, conforme a Figura 22 onde estão presentes as seguintes unidades geotécnicas:

- PVg: Podzólico Vermelho-Amarelo substrato granito
- PVd: Podzólico Vermelho-Amarelo substrato diabásio (*)
- Cde: Cambissolo substrato depósito de encostas
- Cg: Cambissolo substrato granito
- Pde: Plintossolo substrato depósito de encostas (*)
- Rg: Litossolos de substrato granito
- Rr: Litossolos de substrato riolito
- Rd: Litossolos de substrato diabásio
- ARg: Afloramento Rochoso de substrato granito(*)
- AQrd: Areia Quartzosa substrato rampas de dispersão ou AQPsq: Areia Quartzosa Podzolizada de substrato sedimentos quaternários
- AQsq: Areia Quartzosa substrato sedimentos quaternários
- DNsq: Dunas substrato sedimentos quaternários
- PZsq: Podzol Hidromórfico o substrato sedimentos quaternários
- Gsq: Gleissolo substrato sedimentos quaternários
- HOsq: Solos Orgânicos substrato sedimentos quaternários
- SMSq: Solos Moles substrato sedimentos quaternários

*estas unidades são apenas citadas por Santos (1997) no texto, mas no mapa final elas foram agrupadas a outras, sendo que a unidade Cde inclui a Pde, e a unidade ARg está inclusa na Rg.

Figura 22 Mapeamento Geotécnico de Santos (1998)



Fonte: Elaborado pela autora com base nos shapex de Santos (1998).

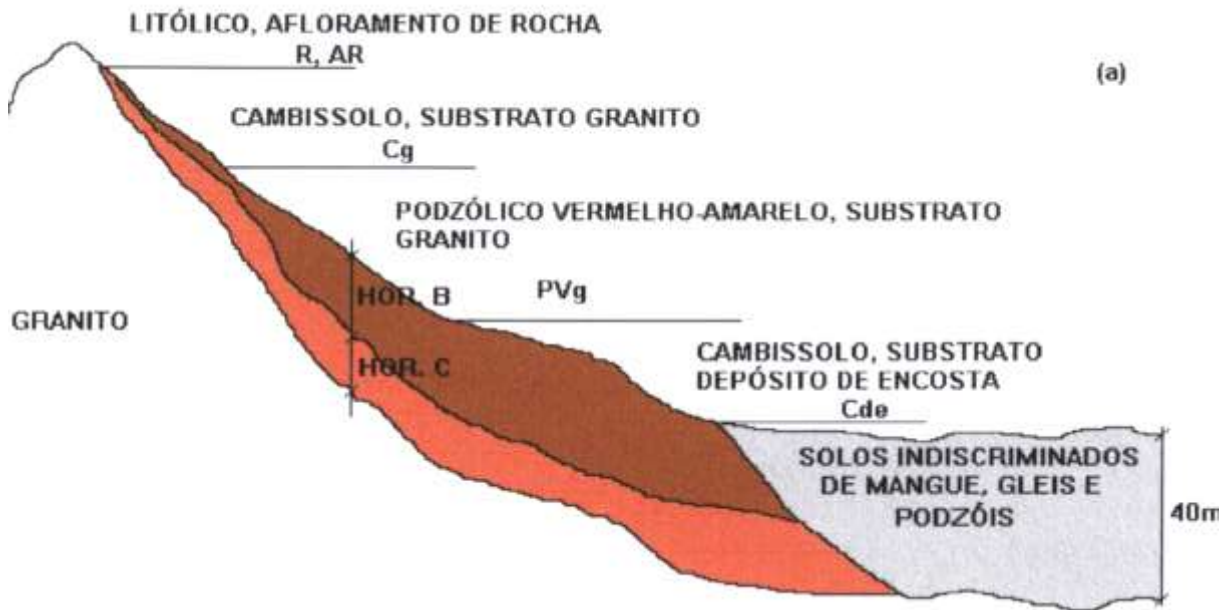
Para Santos (1997), os solos ocorrem em uma determinada ordem no relevo, o que é denominado toposequência. Em regiões não urbanizadas, onde há ausência de cortes e aterros, a toposequência é facilmente observada, sendo possível identificar a variação dos diferentes tipos de solos de acordo com o relevo.

A Figura 23 apresenta a toposequência mais observada, pela autora, localizada na região oeste da ilha, onde foi possível identificar a presença das unidades Rg, Rr e Rd, que são caracterizadas por afloramentos rochosos ou horizonte A diretamente sobre a rocha. Descendo do relevo escarpado ao ondulado, observam-se as unidades formadas por Cambissolos Cg, Cr e Cd, caracterizados por um horizonte B pouco desenvolvido, com menos de 50cm de profundidade. Mais abaixo, onde o relevo é levemente mais suave, existem as unidades PVg, PVd e PVr, que possuem o horizonte B mais desenvolvido. As unidades Cde (Cambissolo depósito de encostas) situam-se na transição entre o morro e a planície, quando os fatores pedogenéticos não permitem um maior desenvolvimento do horizonte B. Nos depósitos, onde a sazonalidade do nível d'água favorece a formação de plintita em quantidade suficiente para que se forme um horizonte B plíntico, tem-se o Pde ou Cde (SANTOS, 1997).

A Figura 24, refere-se a toposequência do leste da ilha, no entanto, a autora não repetiu (no desenho) a sequência de unidades que vão do Rg ao PVg. Descendo o morro encontra-se, após a unidade PVg, a unidade AQPsq, seguida pela AQsq nas áreas mais planas. Nas áreas planas ocorrem os Gleis, solos moles ou Orgânicos assim como as Dunas e as Areias Marinhas.

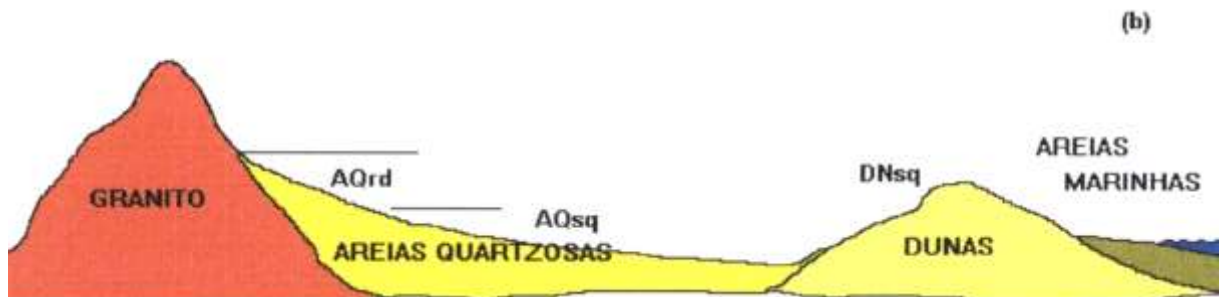
Os solos estudados por Santos (1997) e aqui mencionados, são descritos nos itens a seguir. Como este estudo destina-se ao melhoramento do mapeamento geotécnico e a elaboração do mapa de suscetibilidade a deslizamento de encostas, é importante uma descrição mais detalhada dos solos residuais para o mapa de suscetibilidade. Desta forma, os solos sedimentares são descritos visando apenas melhorar a delimitação das unidades geotécnicas. A descrição dos solos residuais servirá de base também para o mapa de suscetibilidade e como comparativo para os ensaios de cisalhamento de campo.

Figura 23 Toposequência do Oeste da Ilha



Santos (1997)

Figura 24 Toposequência do Leste da Ilha



Santos (1997)

2.13.3 Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Ilha

A unidade geotécnica Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito 1 (granito ilha) foi a mais estudada por Santos (1997) (unidade onde foram coletadas mais amostras), por tratar-se do tipo de solo onde a ocupação urbana resultou em mais problemas ligados a estabilidade, além de ser a unidade geotécnica predominante. Os resultados obtidos pelos ensaios de resistência ao cisalhamento direto, se mostraram bem variáveis conforme pode ser visto na Tabela 11.

Tabela 11 Resistencia a cisalhamento para o PVg1

Ref.	Horizonte	Prof. (m)	Natural		Inundado	
			Coesão (kN/m ²)	Ângulo de atrito (graus)	Coesão (kN/m ²)	Ângulo de atrito (graus)
G1	B	0,65	92,3	27	16	32
G1	C	2,00	17,9	36	0	35
G3	B	4,00	8,9	42	-	-
G3	C	6,00	25,6	37	-	-
G12	C	5,00	-	-	7	32
G13	C	3,00	-	-	0	30
G16	C	3,00	-	-	7	39
G23	C	4,00	-	-	2	39
G25	C	4,00	-	-	3,2	41

Fonte: Santos (1997)

O solo desta unidade apresenta os horizontes A, B, C, RA e R. O horizonte A é arenoso em tons de marrom claro e espessura 80cm. O horizonte B tem coloração vermelho amarelada e espessura entre 1m e 3m. O horizonte C apresenta cores rosadas amareladas, minerais primários detectáveis, espessuras que chegam a 25m, com presença de matações e blocos de rocha (SANTOS, 1997).

2.13.4 Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Itacorubi

A unidade geotécnica Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Itacorubi, é descrita como solos de alteração que apresentam uma textura média, e mais escuros que o granito Ilha (PVgi). São solos mais argilosos, mais plásticos e mais espessos (o perfil de solo chega a 20m) (SANTOS, 1997).

A sequência dos horizontes desta unidade é A, B, BC, C, RA e R, sendo os horizontes A e B pouco espessos. Até 1m de profundidade o solo apresenta-se como muito consistente, plástico, pegajoso e de cor vermelha. O horizonte BC apresenta fragmentos grandes de rocha e tem cor mais clara (SANTOS, 1997).

2.13.5 Cambissolo de substrato granito

A unidade geotécnica Cambissolo de substrato granito, é descrita como solos minerais não hidromórficos, bem drenados. Apresentam sequência de horizonte A e B incipientes (menor que 0,5m), C pouco espesso e R. Tem textura variada e apresenta argila de baixa atividade em função do material de origem. Apresenta grande número de matações dispersos em seu meio,

sendo este o causador dos principais problemas geotécnicos desta unidade. Ocorrem próximos aos topos de morro em um relevo montanhoso que impede a formação do horizonte B (SANTOS, 1997).

2.13.6 Cambissolo de substrato depósito de encostas

A unidade Cambissolo de substrato depósito de encostas é uma classe de solos minerais não hidromórficos, onde a drenagem varia de acentuada a insuficiente. Os horizontes A e B (incipiente) não contém plintita. O horizonte B pode apresentar argila de atividade alta, caso o material de origem seja o diabásio. Embora não seja um solo Hidromórfico pode apresentar glei (profundidades superiores a 60cm) (SANTOS, 1997).

Quanto ao relevo, estão localizados na transição entre planícies e morros. A textura varia de acordo com o material de origem e da energia de transporte das partículas, sendo que quanto maior a energia, maior o diâmetro das partículas. Para a análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, foram obtidas amostras indeformadas de dois locais, e submetidas ao ensaio de cisalhamento direto. O ponto localizado na região do túnel da Beiramar Sul resultou em 4,0 kN/m² de coesão e 30° de ângulo de atrito. O ponto localizado no ponto do Lamim (região de Canasviera próxima a Jurerê Leste) resultou em 9,1kN/m² de coesão e 34° de ângulo de atrito (SANTOS, 1997).

2.14 RELATOS DE DESLIZAMENTOS EM FLORIANÓPOLIS

Com base em dados de desastres naturais da Defesa Civil do Município de Florianópolis, Azevedo (2018) georreferenciou todos os pontos de registros envolvendo movimentos de massa. Foram registrados 1847 dados de eventos ocorridos de janeiro de 2012 a junho de 2018.

Os dados de Azevedo (2018) foram cadastrados com uso de uma ferramenta automática que identificou os cadastros com as palavras chaves: risco, deslizamento, queda de muro e rocha. Para a determinação da localização da ocorrência também foi utilizada uma ferramenta automática. Com base neste estudo é possível constatar que, em muitos casos a ocorrência de deslizamentos está ligada à ocupação irregular e áreas habitadas pela população mais carente, como é o caso do Maciço do Morro da Cruz.

Alguns autores desenvolveram estudos em locais onde anteriormente haviam ocorrido deslizamentos, a fim de definir melhor as causas, ou estabelecer parâmetros do comportamento do solo da região, é o caso dos estudos de Boehl (2011), Massocco (2017), Nunes (2017), Pecapedra (2016) e Bim (2015).

3. MATERIAIS E MÉTODO

Este capítulo destina-se a apresentar o método adotado, bem como materiais, equipamentos e softwares utilizados para o desenvolvimento deste estudo. As etapas seguiram o diagrama apresentado na Figura 25, sendo que cada uma delas encontra-se detalhada nos itens a seguir.

3.1 LEVANTAMENTO DE DADOS PREEXISTENTES

Para o desenvolvimento deste estudo, inicialmente, foi realizada uma pesquisa com o objetivo de obter dados cartográficos, mapas e resultados de ensaios geotécnicos relacionados ao município de Florianópolis. Dentre os dados cartográficos, priorizaram-se aqueles relacionados ao relevo, geologia, pedologia, litologia, geotecnia, hidrografia, delimitações de bairros e imagens de satélite ou aerofotogrametria.

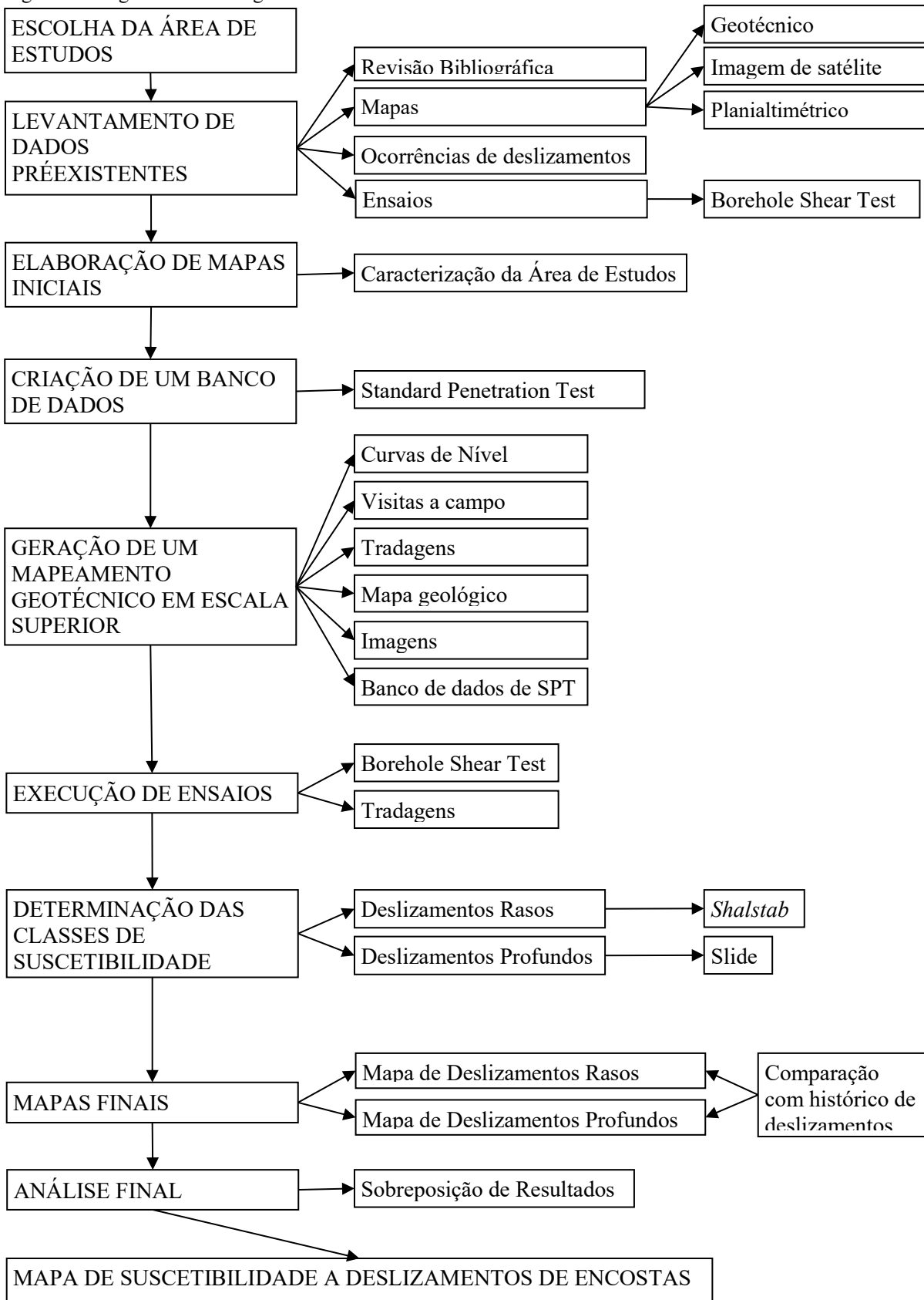
3.1.1 Dados Cartográficos de Estudos Anteriores

Para a geração de mapas e processamento foi utilizado o SIG ArcGis. Para tanto, foram obtidos juntos aos autores os dados em formato *shape*, listados na Tabela 12.

Tabela 12 Mapas para base de dados

Ano	Autor	Mapa	Escala
1997	Santos	Geotécnico – Florianópolis	1:25.000
2012	SDS	Aerofotogrametria	1:10.000
2018	SDS	Cursos d'água	1:10.000
2012	SDS	Altimétrico (curvas de nível)	1:10.000
2012	SDS	Modelo Digital do Terreno	1:10.000
2014	Christ	Geotécnico da Bacia Hidrográfica da Lagoa da Conceição	1:10.000
2018	Azevedo	Pontos de deslizamento	1:10.000

Figura 25 Diagrama metodológico



3.1.2 Levantamento de Dados Geotécnicos de Estudos Anteriores para a Área de Estudos

No que se refere aos estudos anteriores, buscaram-se resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento obtidos por intermédio do *Borehole Shear Test*. Também foram levantados relatos de ocorrência de deslizamentos de encostas ocorridos na área de estudos para compor o banco de dados. Os ensaios de *SPT* foram gentilmente cedidos por empresas de sondagem que atual.

3.2 ANÁLISE DO RELEVO

Para dar suporte à análise dos mapas de suscetibilidade, com auxílio de um SIG, tendo como base o modelo digital do terreno da SDS (2012), foram gerados: o mapa e a curva hipsométrica e o mapa de inclinações. As inclinações foram classificadas de acordo com os percentuais estabelecidos pela Embrapa (2007), conforme o apontado no item 2.12. Estes dois mapas auxiliaram na melhoria do mapeamento geotécnico.

3.3 GERAÇÃO DE UM BANCO DE DADOS DE *STANDARD PENETRATION TEST*

Diversos laudos de sondagens *SPT* realizados entre os anos de 1997 e 2017, foram avaliados e cadastrados. Como este ensaio apresenta uma diversidade de informações, foi necessário estruturar um banco de dados e definir uma metodologia para o cadastramento destas informações.

O primeiro passo para o cadastramento destes dados é a identificação do local onde foi executado cada ensaio. A identificação dos locais apresentou muita dificuldade, considerando que comumente as sondagens são executadas antes da construção das edificações, então muitas vezes trata-se de um prédio ou condomínio sem nome e ou sem número. Para esta etapa foi aceita uma margem de erro de localização do ponto de até 30m. No entanto, alguns ensaios foram descartados devido a impossibilidade de determinação exata do local onde foi realizado o ensaio.

Para a manipulação dos dados o software escolhido foi o ArcGis. Nele foi gerado um shape com diversas colunas na tabela de atributos. As seis primeiras colunas foram preenchidas com os seguintes dados de cada laudo de sondagem:

- Identificação, nome da pessoa que cadastrou o laudo, seguido de um número. Esta mesma identificação foi anotada no laudo impresso ou como nome do arquivo ou pasta em formato .docx ou .xlsx, a fim de facilitar eventuais consultas posteriores.
- Nome da empresa que executou e cedeu o ensaio.
- Número de furos de sondagem referente ao laudo.
- Profundidade do impenetrável. Para laudos de ensaios executados até o impenetrável foi inserido o valor obtido, do contrário atribuir o valor 1000.
- Profundidade de paralização para laudos que foram paralisados antes de atingir o impenetrável (quando o ensaio não era executado até o impenetrável atribuiu-se o valor 1000 nesta coluna).
- Profundidade do nível d'água, menor valor obtido no laudo (quando não havia a informação foi atribuído o valor 1000 nesta coluna).
- Profundidade do nível d'água após 24h, menor valor obtido no laudo (quando não havia a informação foi atribuído o valor 1000 nesta coluna).
- Data do ensaio.

Para preencher as demais colunas da tabela de atributos foi escolhido o furo de sondagem que apresentasse a maior profundidade de execução. Quando haviam, em um mesmo laudo de sondagem, dois ou mais furos com características bem distintas, foram cadastrados os dois furos com a maior diferença entre si, pois neste local provavelmente está localizada a delimitação entre duas unidades geotécnicas. Foram cadastrados os valores de N_{spt} , textura e cor para as diversas camadas da sondagem.

A Tabela 13 mostra como exemplo uma parte da tabela de atributos correspondente a uma parte dos dados de N_{spt} cadastrados. A Tabela 14 mostra outra parte da tabela onde estão presentes: o nível d'água, o impenetrável, o número de sondagens do laudo, uma das colunas da textura e uma de cor.

Tabela 13 Tabela de Atributos: Nspt 1 a 14

Nspt1	Nspt2	Nspt3	Nspt4	Nspt5	Nspt6	Nspt7	Nspt8	Nspt9	Nspt10	Nspt11
7	8	6	4	3	3	2	3	8	8	7
4	15	13	5	4	4	3	4	0	0	0
3	18	6	8	9	12	8	19	34	28	43
4	14	13	18	19	24	25	36	35	35	46
0	3	2	4	1	1	4	3	26	6	13
21	34	17	10	5	4	33	0	0	0	0

Fonte: a autora.

Tabela 14 Tabela de Atributos: nível d'água, impenetrável, número de furos de sondagens no terreno, textura e cor.

Nível agu	Impenetrav	Nsondag	Textura1	Cor1
0	1000	30	Argila pouco arenosa (areia fina)	Preto
0	1000	30	Argila pouco arenosa (areia fina)	Preto
0	1000	30	Argila pouco arenosa (areia fina)	Cinza escuro
0	1,15	2	Aterro silte arenoso	Marrom escuro
0	8,3	3	Lamina da agua	Lamina da agua
0,1	20,33	5	Areia fina	Marrom escuro

Fonte: a autora.

3.4 GERAÇÃO DE UM MAPEAMENTO GEOTÉCNICO EM MELHOR ESCALA

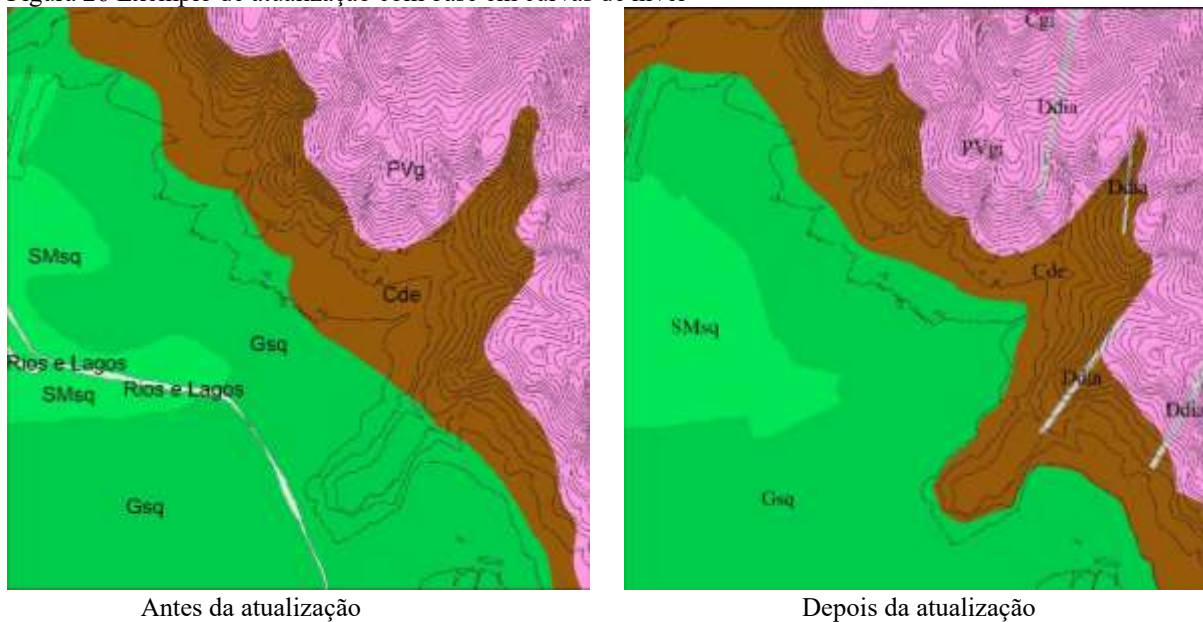
Para a geração de um mapeamento geotécnico com escala superior ao de Santos (1997), que foi gerado na escala 1:25.000, foram utilizados o mapa de curvas de nível na escala 1:10.000 (de 1 em 1m), avaliação tátil visual de solos coletados por meio de sondagens *in loco*, um mapa geológico, imagens de satélite e o banco de dados *SPT*. Todos estes dados e a forma como foram utilizados estão descritos nos itens a seguir.

3.4.1 Melhoramento com Base em Curvas de Nível de Melhor Resolução

Tendo em vista que a formação dos solos é influenciada pelo relevo, é possível avaliar por meio do SIG, se o contorno das unidades geotécnicas está adequado às curvas de nível. O limite entre os solos residuais e solos sedimentares é facilmente identificável com base nas curvas de nível e identificação *in situ*.

A Figura 26 mostra um exemplo de local onde o mapa foi atualizado com base em curvas de nível, onde evidencia-se uma alteração na unidade Cambissolo de substrato depósito de encostas (em marrom). Esta mudança baseia-se na mudança de inclinação observada pela maior distância entre as curvas de nível na unidade Gleissolo de substrato sedimentos quaternários (em verde médio) aliada à identificação *in situ*.

Figura 26 Exemplo de atualização com base em curvas de nível



3.4.2 Execução de Tradagens In Loco

As tradagens consistiram na escavação de furos com o auxílio do trado de 6,5cm de diâmetro e entre 0,30m e 1,20 m de profundidade. Estas tradagens possibilitaram a identificação de locais, por exemplo, que no mapa constavam como Areia Quartzosa Podzolizada de substrato sedimentos quaternários (AQPsq) ou como Areia Quartzosa de substrato sedimentos quaternários (AQsq), mas em campo foram identificados como Gleissolo de substrato sedimentos quaternários.

Algumas destas identificações aconteceram em locais onde se buscava realizar o ensaio *BST*, em Areias Quartzosas e, ao efetuar a tradagem *in loco*, constatou-se a presença de solo arenoso nos primeiros 20 ou 30cm, e em seguida foi constatada a presença de argila mole de cor acinzentada, compatível com a unidade Gleissolo de substrato sedimentos quaternários.

As demais tradagens visaram definir a cota de transição entre os solos de plano e os solos de encostas, ou residuais e sedimentares, o que conforme a metodologia descrita por Higashi (2006), exposta no diagrama da Figura 20, contribui para a delimitação das unidades geotécnicas. Desta forma, após uma avaliação em SIG, comparando o mapeamento geotécnico com as curvas de nível (conforme o item 3.4.1), foram identificados locais onde era necessário realizar as alterações cabíveis.

3.4.3 Atualização com Base em Imagens

Alguns tipos de solo são identificáveis por meio de avaliação visual de imagens aerofotogramétrica (ou de satélite) e com auxílio da plataforma *street view do google maps* ou ainda por observação da superfície *in loco*, o que permitiu a identificação das seguintes unidades geotécnicas:

- Litossolo: foram delimitados observando-se os locais onde a presença de afloramentos rochosos é visível e a vegetação menos densa (conforme exemplo da Figura 27).
- Dunas: nas áreas previamente delimitadas por Santos (1997) foi reavaliada a delimitação baseando-se na coloração e na vegetação típica de Duna (conforme exemplo da Figura 28).
- Mangue ou solos orgânicos: é possível identificar a delimitação entre estas unidades e as de solos de encostas, baseando-se na cor mais escura, presença de vegetação típica e a proximidade aos rios e lagos (conforme o exemplo da Figura 29).

Figura 27 Exemplo de litossolo no bairro Ingleses (SC 403), identificado por meio do *google street view*.



Figura 28 Exemplo de atualização das Dunas com base em imagem



Figura 29 Exemplo de atualização dos Mangues com base em imagem



3.4.4 Atualização com Base no Mapa Geológico

O mapa de Tomazzoli e Pellerin (2015) contendo as diversas unidades geológicas existentes na Ilha de Santa Catarina, conforme o mapa da Figura 30, foi avaliado e comparado ao mapeamento geotécnico. Desta forma, as unidades geotécnicas tiveram as seguintes alterações:

- Inclusão dos quatro tipos de Diques sendo adotadas as seguintes nomenclaturas Dan (Dique de andesito), Ddia (Dique de diabásio), Dda (Dique de dacito) e Dr (Dique de riolito).
- Inclusão da formação Granito São Pedro de Alcantara.
- Alteração da delimitação das formações Granito Itacorubi e Granito Ilha.

Figura 30 Mapa Geológico da Ilha de Santa Catarina



Fonte: Tomazzoli e Pellerin (2015)

3.5 AVALIAÇÕES E MELHORAMENTO DO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO COM BASE NO BANCO DE DADOS DE SPT

Um total de 511 pontos de sondagens SPT, foram cadastrados para a Ilha de Santa Catarina. Dentre todos estes pontos foram avaliadas as características de: consistência, cor e profundidades de nível d'água e impenetrável presentes em cada unidade de solos de encostas. Quando era observado que um ponto apresentava características muito distintas dos demais pontos da mesma unidade, e encontrava-se próximo a borda da unidade, era avaliada a necessidade de adequação.

3.5.1 Avaliação do Nível D'água

Para avaliar o nível d'água foi considerada apenas a informação da profundidade quando determinada após 24hs. Para tanto, as profundidades foram divididas em intervalos de metro a metro, e determinados os percentuais para o número de pontos de cada intervalo relativo ao grupo de solo correspondente (de plano ou de encosta).

Em uma primeira análise, o pressuposto de que o nível d'água é mais superficial em solos de plano e mais profundo em solos de encostas, não se mostrou tão evidente. Buscando uma justificativa para esta possível incompatibilidade, avaliou-se a distância entre estes pontos e a malha hidrográfica (rios, lagos e nível do mar). Nesta etapa, foram testadas as distâncias de 50m, 150m, 200m, 250m e 300m.

3.5.2 Avaliação do Impenetrável

Para avaliar o impenetrável foi usado o mesmo método adotado para a análise do nível d'água. Porém por se tratar de uma característica com maior variação, os intervalos de profundidades adotados foram a cada 2m.

3.5.3 Avaliação da Presença de “Solo Mole”

A presença de camadas de Argila Mole, Argila Muito Mole, Silte Argiloso Mole ou Silte Argiloso Muito Mole pode indicar que o ponto pertence a uma unidade de solos de plano. Considerando que o mapeamento geotécnico é gerado com base também no mapa pedológico, que avalia uma profundidade provavelmente inferior a 3m, avaliar as três primeiras camadas

seria suficiente. Para avaliar esta hipótese, foram inseridas três colunas, para cada uma das três primeiras camadas do ensaio, referentes a presença de solos moles (classificados como argila mole, argila muito mole, silte argiloso mole e silte argiloso muito mole, de acordo com a Tabela 9, citada anteriormente). Depois foram inseridas mais três colunas, onde a classificação de solos moles de cada camada recebeu um valor numérico, sendo utilizados os valores a seguir:

- 1 para os Siltes Argilosos Moles ou Argilas Moles.
- 2 para as Argilas Muito Moles ou Siltes Argilosos Muito Moles.
- Zero para as demais consistências de solos.
- 100 para as camadas sem informação (quando a sondagem foi interrompida na segunda ou terceira camada).
- 1000 para as camadas onde foi encontrado aterro.

Uma última coluna foi inserida para que fosse realizado o somatório destas três colunas. Esta avaliação permitiu identificar pontos com a presença de aterros, pontos que não continham camadas de solos moles e quando haviam camadas de solos moles dar uma noção da intensidade.

3.5.4 Avaliação das Cores Típicas

Embora a literatura não aborde especificamente grupos de cores para solos de plano e de encostas ou para solos sedimentares e residuais, estudos como o de Santos (1998), Higashi (2006), demonstraram uma tendência destes dois grupos de solos apresentarem determinadas colorações. Para avaliar esta hipótese, cada camada de cada ponto foi classificada de acordo com a coloração em: cores tipicamente sedimentares, cores tipicamente residuais e cores sem classificação definida, descritas a seguir:

- **Cores tipicamente presentes em solos sedimentares:** cores frias, preto, tons de cinza, tons esverdeados e azulados.
- **Cores tipicamente presentes em solos residuais:** cores quentes, amareladas ou tons de amarelo, tons de vermelho, rosa e as cores não homogêneas que continham na descrição termos como: manchas, pintas, variegado, mosqueado e/ou tigrado.
- **Cores sem classificação definida:** são cores que não se enquadram nas descritas anteriormente, pois podem representar ambos os tipos de solos. Incluem-se: tons de branco, ocre, bege e marrom. As exceções ocorrem quando

uma destas cores estiver acompanhada de cores típicas de solos residuais e sedimentares, como é o caso de: bege amarelado, branco esverdeado, marrom com manchas vermelhas.

Para avaliar estas classificações por intermédio do SIG, foi incluída para cada camada uma coluna onde cada ponto foi classificado em uma destas 3 classes. Depois de classificadas, atribuíram-se valores para cada uma destas classificações, sendo:

- 1, para as cores tipicamente presentes em solos sedimentares.
- 1000, para as cores tipicamente presentes em solos residuais.
- 0, para cores sem classificação definida.

Com a classificação das cores de cada camada de cada ponto, foi inserida uma coluna que somou o valor das cores de todas as camadas de cada ponto. Esta coluna permitiu identificar o número de camadas com cores típicas de solos residuais ou sedimentares. O primeiro dígito (para os que resultarem até 9099) ou os dois primeiros (quando o valor é superior à 9099) representam o número de camadas com cores típicas de solos residuais e os dois últimos representam as cores típicas de solos residuais. Para ficar mais claro, citam-se 3 exemplos:

- Um ponto que tenha resultado em 1022 (é composto por 1 camada de cor de solo residual e 22 camadas de solos com cor de sedimentar),
- Um ponto que resultou em 15001 (é composto por 15 camadas de cor de solos residual e 1 camada de cor de solo sedimentar, um ponto que somou 5 (é composto por 5 camadas de solo sedimentar e nenhuma de solo residual),
- Um ponto que somou 13000 (é composto por 13 camadas de cor de solo residual).

Foi criada uma coluna com o número de camadas com as cores de solos residuais e uma coluna com o número de camadas residuais. Para concluir esta análise, as camadas foram divididas em três grupos:

- Pontos onde predominam camadas com cor de solo sedimentar.
- Pontos onde predominam camadas com cor de solo residual.
- Pontos que possuem o mesmo número de camadas dos dois grupos de cores de solo (residual e sedimentar) ou todas as camadas são de cores sem classificação definida.

Depois de classificado cada ponto, este foi comparado ao grupo de solo onde estava localizado. Os pontos com incompatibilidades, ou seja, pontos em local de solo plano e com cor de solo residual ou pontos em local de solos de encostas e com cor de solo sedimentar,

foram avaliados individualmente. Para esta avaliação, os pontos foram divididos em classes de acordo com a distância até o grupo oposto, a fim de facilitar a avaliação global.

3.6 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Depois de finalizada a elaboração do mapeamento geotécnico, avaliaram-se as unidades geotécnicas localizadas no universo geotécnico denominado de solos de elevação. Dentre estas unidades, algumas não foram submetidas ao ensaio para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, por apresentarem área pouco significativa, estarem presentes em área de preservação, ou apresentarem a ocupação urbana pouco significativa.

O principal tipo de ensaio utilizado, para a geração do mapa de suscetibilidade de encostas, na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, foi o *Borehole Shear Test*.

3.6.1 Execução em Campo do BST

A escolha de cada local para a execução deste ensaio priorizou a facilidade de acesso, sendo os terrenos públicos, baldios ou de propriedade da UFSC os mais visados. Para a definição dos pontos de realização dos ensaios, inicialmente, foi realizado um BST em cada unidade geotécnica. Em seguida, objetivou-se realizar mais pontos nas unidades de maior área, levando em consideração também os BST realizados por outros autores, bem como a ocupação urbana em cada unidade. Foram executados 23 ensaios BST (alguns em coautoria) e utilizados 3 resultados obtidos por Sakamoto et al. (2016), totalizando 26 ensaios distribuídos nas unidades a seguir:

- Litossolo de substrato granito Ilha (Rgi): 2 pontos.
- Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Itacorubi (PVgt): 1 ponto.
- Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Ilha (PVgi): 6 pontos.
- Diques de diabásio: 2 pontos.
- Cambissolo de substrato granito Itacorubi (Cgt): 1 ponto.
- Cambissolo de substrato granito Ilha (Cg): 4 pontos.
- Cambissolo depósito de encostas (Cde): 7 pontos.

- Areia Quartzosa Podzolizada de substrato sedimentos quaternários (AQPsq): 3 pontos.

Devido à dificuldade de acesso, bem como o fato de representarem menor área, as unidades Rd, Cr, Rr e Rg não foram estudadas. O estudo de Santos (1997), determinou que estas unidades têm área de 0,29km² (0,07% em relação a área total de estudos), 2,88km² (0,71% em relação a área total de estudos), 9,67km² (2,38% em relação a área total de estudos) e 9,26km² (2,28% em relação a área total de estudos), respectivamente. Outra justificativa para a não realização destes ensaios é que estas áreas apresentam alta declividade o que as tornam áreas de preservação permanente de acordo com a legislação brasileira (BRASIL, 1979).

A unidade DNsq, de área 15,86km² (3,9%), também não foi analisada, pois trata-se de uma área de preservação permanente, conforme a Lei nº 12.651, de 25 de maio de 2012.

As unidades geotécnicas AQsq, PZsq, AQsq, Gsq e HOsq, não foram analisadas pois tratam-se de solos de plano, portanto não estão propensas a sofrer deslizamentos.

Para a execução do ensaio em cada um dos pontos de estudo, foi necessário que fosse escavado, com a ajuda de um trado, um furo de aproximadamente 7cm de diâmetro, até a profundidade desejada (entre 0,50m e 1,20m). Em seguida, o equipamento era instalado (Figura 31) e, com o intuito de realizar o ensaio na condição inundada, o furo era preenchido com água até aproximadamente a superfície. Foram aguardados 5min para solos mais argilosos ou 10 min para os solos arenosos, conforme mencionado no 2.3.1.4 pelos desenvolvedores do ensaio. De acordo com a necessidade (baixa do nível d'água), era acrescido água de forma a manter as placas de cisalhamento submersas, sendo este acréscimo necessário apenas em solos mais arenosos como a unidade AQPsq, por exemplo.

Para a aplicação da tensão normal predeterminada (20, 40, 60 ou 80kPa), foi utilizada a bomba manual (conforme ilustra a Figura 32), a fim de gerar uma tensão perpendicular ao plano de ruptura. O tempo de consolidação aguardado para a primeira tensão normal (20kPa) foi de 15min, e para as tensões seguintes 5min.

Figura 31 Instalação do *Borehole Shear Test*

Figura 32 Utilização da bomba manual



Depois de aguardada a consolidação do solo avaliado, era então determinada a tensão cisalhante. Para tanto era rotacionada uma manivela (conforme ilustra a Figura 33) à uma velocidade de 2 giros por segundo, de forma a aplicar a tensão progressivamente. O valor desta tensão era controlado por meio do indicador até que fosse atingida a maior tensão de cisalhamento correspondente a cada estágio do ensaio. O valor máximo obtido corresponde à tensão cisalhante, correspondente a tensão normal adotada.

Sempre que era finalizada a determinação da tensão cisalhante, a pressão era liberada, para que as placas de cisalhamento fossem limpas, garantindo melhor aderência com o solo, e a cabeça de cisalhamento era rotacionada no interior do furo, a fim de avaliar uma nova superfície de ruptura. Os procedimentos descritos anteriormente eram repetidos para os 4 estágios de tensão, sendo as tensões normais adotadas de 20, 40, 60 e 80kPa.

Figura 33 Aplicação da tensão cisalhante



Fonte: a autora

Com base nos dados obtidos em campo, as tensões cisalhantes e as tensões normais correspondentes foram inseridas em um gráfico, permitindo que fosse traçada a envoltória de ruptura e então determinados os valores de coesão e ângulo de atrito.

3.7 PROCESSAMENTO COMPUTACIONAL DE DADOS

Além do banco de dados citado anteriormente, o processamento dos mapas finais foi dividido nas etapas de construção do mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais e mapa de suscetibilidade a deslizamentos translacionais. Em seguida, os mapas foram unificados a fim de contemplar a suscetibilidade aos dois tipos de deslizamentos.

3.7.1 Análise dos Dados de Ocorrência de Deslizamentos

Como mencionado na revisão bibliográfica, Azevedo (2018) cadastrou 1847 pontos de eventos ocorridos de janeiro de 2012 a junho de 2018. Para o presente estudo foi realizada uma triagem, onde apenas os pontos que continham a denominação “deslizamento” ou “deslizamento envolvendo rocha”, foram selecionados para posterior contribuição na análise dos mapas finais.

Esta triagem é justificada pelo fato de que muitos pontos citam muro ou risco, e o cadastro muitas vezes não foi realizado por um profissional de engenharia. Desta forma, não se pode atestar que o risco realmente existe e que o muro tenha sido projetado e executado por um engenheiro. Em áreas de ocupação ilegal, é muito comum que os muros de contenção sejam executados de forma incorreta, subdimensionados ou sem a adequada instalação de drenos. Os pontos que se encontravam fora da área de estudos (porção continental de Florianópolis) também foram removidos.

Para finalizar esta triagem, os pontos de deslizamentos foram comparados ao mapeamento geotécnico (para remover pontos que estavam em solos de plano) e ao modelo digital do terreno.

3.7.2 Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Translacionais

Para a geração do mapa de suscetibilidade a deslizamentos translacionais, os dados de ensaios *BST*, *SPT* e densidade do solo, o mapeamento geotécnico e o relevo foram processados por intermédio do SIG com base no modelo matemático *Shalstab*. O processamento deste modelo foi realizado por intermédio do software (ArcGis 10.1) por meio da ferramenta *ASA* desenvolvida por Porath et al. (2017) e descrito por Sbroglia et al. (2017).

Os dados de entrada para esta ferramenta são o modelo digital do terreno e os parâmetros do solo: coesão, ângulo de atrito, profundidade do solo e a densidade. Os parâmetros de coesão e ângulo de atrito foram os obtidos com o uso do BoreHole Shear Test, as densidades do solo foram as obtidas por Christ (2014), e as espessuras do solo utilizadas foram as profundidades do impenetrável, obtidas nos ensaios de *SPT* que foram cadastradas no banco de dados.

Tendo em vista que o banco de dados de SPT resultou em 511 pontos, e foram executados 26 ensaios de BST, são muitas as possibilidades para a variação da utilização destes parâmetros no processamento do modelo matemático (*Shalstab*), por meio do SIG. Desta forma, visando avaliar a influência de cada parâmetro, foram processadas 48 simulações, indo de situações muito seguras à menos seguras.

Tendo como base os resultados obtidos por meio do BST, os parâmetros de resistência ao cisalhamento variaram da seguinte forma:

- Polígonos de Thiessen ¹ para cada uma das unidades geotécnicas ou o único valor (quando foi realizado um único ensaio naquela unidade), conforme a Figura 34.
- Valor mínimo obtido em cada uma das unidades geotécnicas ou o único valor (quando foi realizado um único ensaio naquela unidade) conforme a Figura 35.
- Valor médio para cada uma das unidades geotécnicas ou o único valor (quando foi realizado um único ensaio naquela unidade), conforme a Figura 36.

¹ Também denominados como polígonos de Voronoy, consiste na delimitação de áreas de influência para dados de pontos. Seu traçado baseia-se na distância média entre o ponto e os pontos vizinhos.

Figura 34 Parâmetros de cisalhamento com base em polígonos de Thiessen.

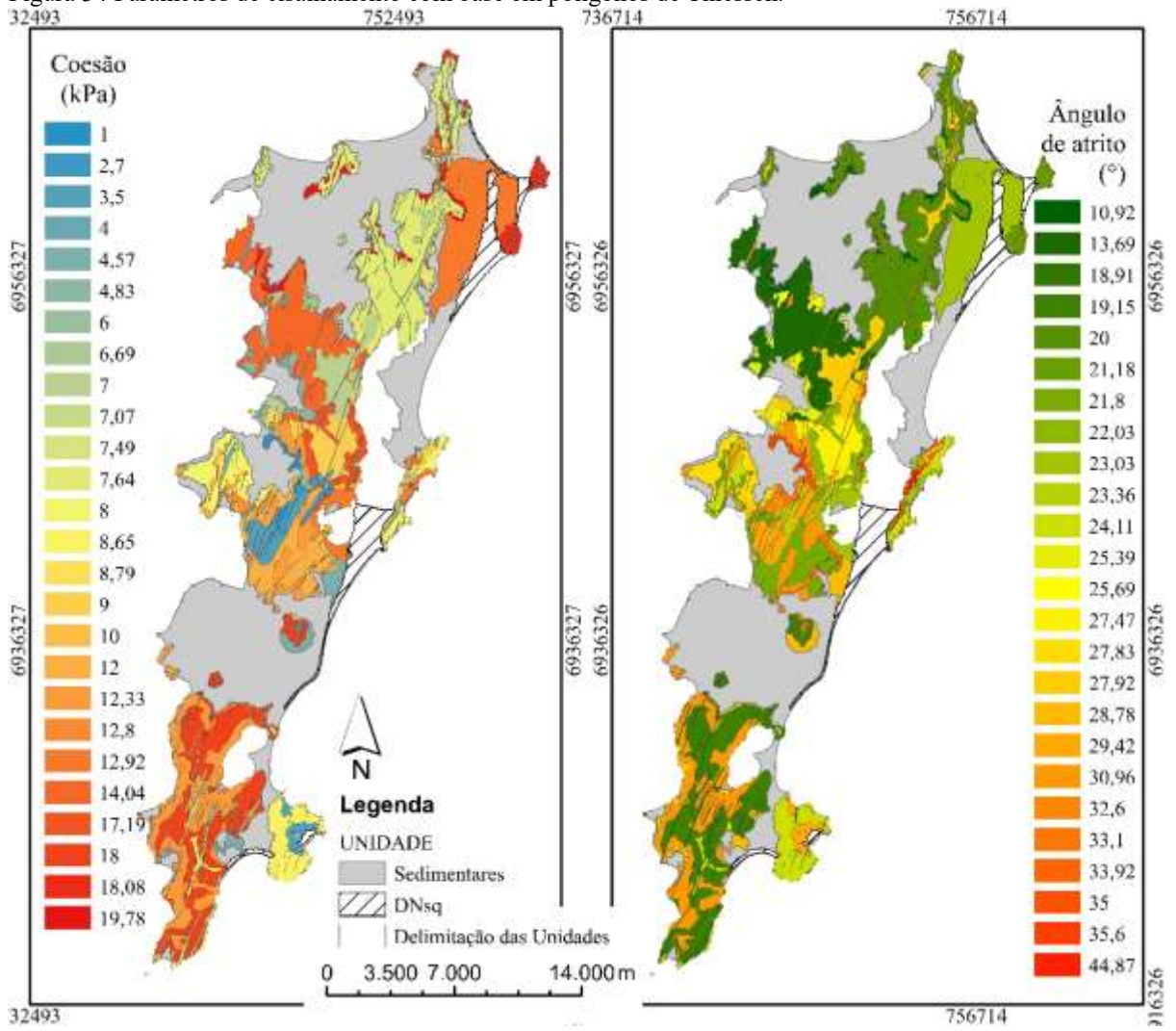
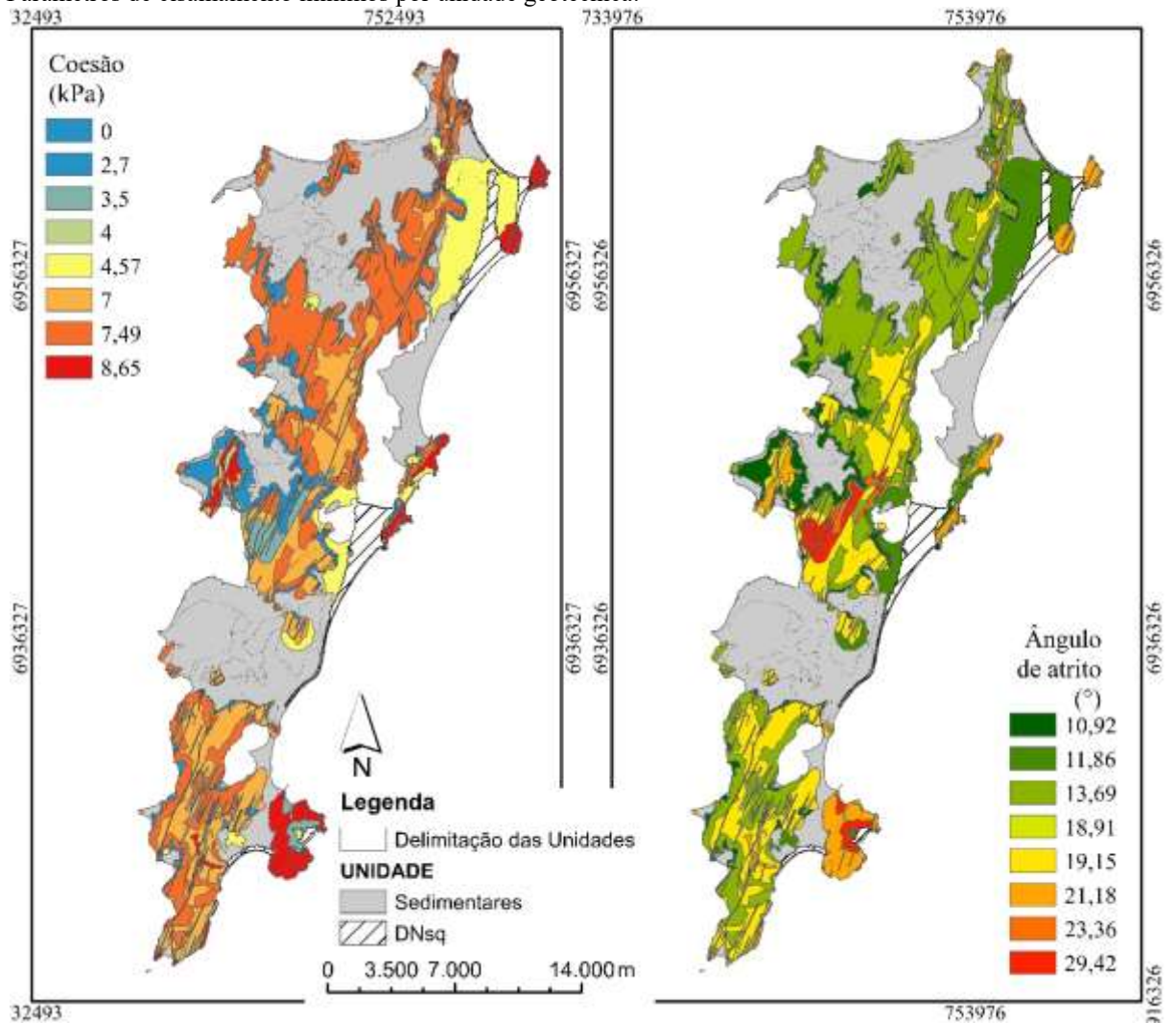


Figura 35 Parâmetros de cisalhamento mínimos por unidade geotécnica.



Para a densidade do solo foram utilizadas as seguintes variações:

- Densidade do solo saturado de cada uma das unidades geotécnicas (conforme a Tabela 15).
- Valor único sendo a média das densidades das unidades que resultou em 17kN/m^3 .
- Valor único máximo, sendo a densidade comum as rochas da região em torno de 27kN/m^3 . Este dado serviu apenas para avaliar a necessidade da coleta de amostras indeformadas, pois conforme mencionado o ensaio BST não utiliza amostras indeformadas, e pretendia se avaliar a real necessidade da coleta destas amostras para o processamento no modelo Shalstab.

Figura 36 Parâmetros de cisalhamento médios por unidade geotécnica.

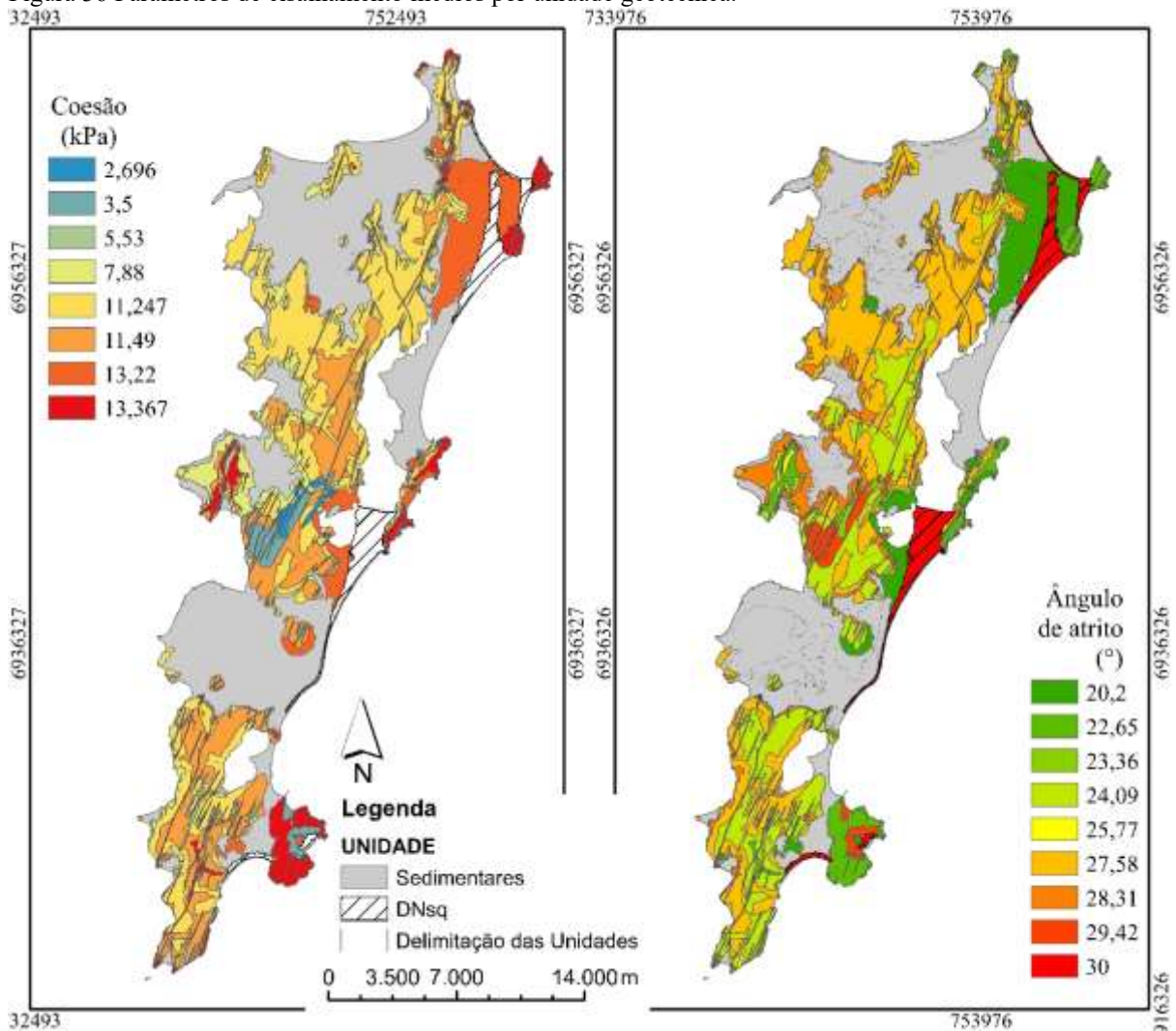


Tabela 15 Valores de densidade para as unidades

Unidades Geotécnicas	Densidade saturada do solo (kN/m ³)
Rgi, Rg.gn, Rgt, Rr, Cgt, Cr, Cgi, Cg.gn, Cgsp, Ddia, Dan, Dda, Dr	15,8
PVgt, PVgi, PVg.gn, PVgsp	16,3
Cde	19,30
AQPsq e DNsq	15,3

Para a profundidade do solo, foram utilizados os 311 pontos de SPT que continham informação do impenetrável, tendo sido adotadas as seguintes variações:

- Maior valor para toda a área.
- Maior valor obtido em cada uma das unidades geotécnicas.
- Média de cada uma das unidades geotécnicas.

- Interpolação: triangulação de Delaunay²

A Tabela 17 demonstra as variações das 48 simulações analisadas neste estudo. A simulação 1 foi gerada com um grau de segurança excessivamente conservador. Foram adotados os menores valores de coesão e ângulo de atrito, e o maior valor de profundidade e densidade do solo. O objetivo desta simulação, assim como as simulações 2 e 3, foi de avaliar a influência destes parâmetros, e nortear a escolha entre as demais simulações.

Considerando o fato de que 11 das unidades geotécnicas apresentaram área pouco significativa, como abordado no item 3.6.1 e/ou apresentam alta dificuldade de acesso, a área de cada uma destas 11 unidades de solos de encostas foram agrupadas a estas 8 unidades (Tabela 16), considerando a similaridade de comportamento geotécnico. Desta forma a AQPsq inclui a unidade DNSq, a unidade Cgi inclui as unidades Cg.gn, Cgsp e Cr; a unidade Ddia inclui as unidades Dan, Dda e Dr; a unidade PVgi inclui as unidades PVg.gn e PVgsp e a unidade Rgi inclui as unidades Rg.gn e Rgt.

Tabela 16 Parâmetros utilizados no processamento de dados no modelo *Shalstab*.

Unidade geotécnica	Coesão (kN/m ³)		Ângulo de atrito (°)		γ_{nat} (g/m ³)	Z (m)	
	média	mínima	médio	mínimo		máximo	médio
PVgi	11,25	7,49	27,58	13,69	16,3	16,65	7,34
Cde	7,89	0	28,31	10,92	19,1	40,11	13,45
Rgi	13,37	8,65	22,65	21,18	19,1	1	1
AQPsq	13,23	4,57	20,32	11,86	15,3	32,45	18,31
Cgi	11,5	7	24,09	19,15	15,8	24,4	10
Ddia	5,53	4	25,77	18,91	15,8	14,82	6,48
PVgt	2,7	2,7	23,36	23,36	16,3	16,65	7,34
Cgt	3,5	3,5	29,42	29,42	15,8	24,4	10
Média fixa	9,38		26,33		17		
Máximo fixo					27	47	

² Método de interpolação, comumente utilizado para o traçado das curvas de nível, que prioriza a criação de triângulos com ângulos mais próximos a regulares.

Tabela 17 Descrição dos valores adotados para cada uma das simulações

Simulação	Coesão e ângulo de atrito	Profundidade do impenetrável	Densidade do solo
1	Menor das unidades	Fixo maior valor	Fixo maior valor
2	Menor das unidades	Fixo maior valor	Fixa média
3	Menor das unidades	Fixo maior valor	Valores das unidades
4	Menor das unidades	Maior valor da unidade	Fixo maior valor
5	Menor das unidades	Maior valor da unidade	Fixa média
6	Menor das unidades	Maior valor da unidade	Valores das unidades
7	Menor das unidades	Média da unidade	Fixo maior valor
8	Menor das unidades	Média da unidade	Fixa média
9	Menor das unidades	Média da unidade	Valores das unidades
10	Menor das unidades	Interpolação	Fixo maior valor
11	Menor das unidades	Interpolação	Fixa média
12	Menor das unidades	Interpolação	Valores das unidades
13	Médias das unidades	Fixo maior valor	Fixo maior valor
14	Médias das unidades	Fixo maior valor	Fixa média
15	Médias das unidades	Fixo maior valor	Valores das unidades
16	Médias das unidades	Maior valor da unidade	Fixo maior valor
17	Médias das unidades	Maior valor da unidade	Fixa média
18	Médias das unidades	Maior valor da unidade	Valores das unidades
19	Médias das unidades	Média da unidade	Fixo maior valor
20	Médias das unidades	Média da unidade	Fixa média
21	Médias das unidades	Média da unidade	Valores das unidades
22	Médias das unidades	Interpolação	Fixo maior valor
23	Médias das unidades	Interpolação	Fixa média
24	Médias das unidades	Interpolação	Valores das unidades
25	Fixo média geral	Fixo maior valor	Fixo maior valor
26	Fixo média geral	Fixo maior valor	Fixa média
27	Fixo média geral	Fixo maior valor	Valores das unidades
28	Fixo média geral	Maior valor da unidade	Fixo maior valor
29	Fixo média geral	Maior valor da unidade	Fixa média
30	Fixo média geral	Maior valor da unidade	Valores das unidades
31	Fixo média geral	Média da unidade	Fixo maior valor
32	Fixo média geral	Média da unidade	Fixa média
33	Fixo média geral	Média da unidade	Valores das unidades
34	Fixo média geral	Interpolação	Fixo maior valor
35	Fixo média geral	Interpolação	Fixa média
36	Fixo média geral	Interpolação	Valores das unidades
37	Polígonos de Thiessem	Fixo maior valor	Fixo maior valor
38	Polígonos de Thiessem	Fixo maior valor	Fixa média
39	Polígonos de Thiessem	Fixo maior valor	Valores das unidades
40	Polígonos de Thiessem	Maior valor da unidade	Fixo maior valor
41	Polígonos de Thiessem	Maior valor da unidade	Fixa média
42	Polígonos de Thiessem	Maior valor da unidade	Valores das unidades
43	Polígonos de Thiessem	Média da unidade	Fixo maior valor
44	Polígonos de Thiessem	Média da unidade	Fixa média
45	Polígonos de Thiessem	Média da unidade	Valores das unidades
46	Polígonos de Thiessem	Interpolação	Fixo maior valor
47	Polígonos de Thiessem	Interpolação	Fixa média
48	Polígonos de Thiessem	Interpolação	Valores das unidades

3.7.2.1 Análise das Simulações do Shalstab

Para melhor avaliar a influência dos parâmetros de resistência, profundidade do impenetrável e densidade do solo, foram gerados gráficos com grupos de simulações onde apenas um destes três parâmetros variou e os demais eram mantidos constantes. Esta análise permitiu direcionar o estudo para a escolha de 6 simulações mais adequadas. Depois de determinadas as simulações que se mostraram mais adequadas, realizaram-se comparações com a declividade e com os pontos de deslizamento.

A comparação com a declividade visou avaliar a compatibilidade entre as classes de suscetibilidade e a declividade real do terreno. Supõem-se que as áreas de declividade muito baixa (inferior a 15°) presentes na classe de suscetibilidade 1 (maior suscetibilidade a deslizamentos) provavelmente sejam incompatíveis com a realidade. Outra provável incompatibilidade, são as áreas de declividade muito alta (superior a 30°) presentes em classe de suscetibilidade 7 (menor suscetibilidade a deslizamentos).

Uma última análise para a escolha da melhor simulação foi a comparação com os dados de deslizamentos de encostas ocorridos na área de estudos e fornecidos por Azevedo (2018). Para escolher a simulação mais adequada dentre estas 6, as áreas de suscetibilidade, de cada simulação, foram comparadas com os pontos de deslizamentos incidentes. Para tanto, foi utilizada uma ferramenta (*extract value to points*) que extrai o valor de cada pixel (classe de suscetibilidade). Assim, foi possível determinar em qual classe cada ponto de deslizamento estava localizado em cada uma destas 6 simulações. Este procedimento possibilitou determinar em quais simulações havia uma maior coincidência entre a classe de suscetibilidade 1 (pior situação) com os locais onde ocorreram deslizamentos e assim escolher entre as simulações. Neste processo, os pontos de deslizamentos localizados nas classes com menor suscetibilidade a deslizamentos (entre 5 e 7), foram considerados incoerentes.

3.7.3 Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Rotacionais

Para o desenvolvimento do mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais, foi utilizada a metodologia sugerida por Sbroglia (2015), com algumas modificações nos intervalos adotados para os fatores de segurança. Além dos intervalos de fatores de segurança, utilizados anteriormente pela autora, que são definidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (1991), abordados no (item 2.7), foram calculados os ângulos das encostas também para fatores

de segurança menores, iniciando pelo valor 1, até 1,5. A Tabela 18 compara os fatores de segurança usados pela autora com os que foram inicialmente utilizados no presente estudo, que dividem a área em 9 classes denominadas “classes teste”.

Tabela 18 Classes de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais

Intervalo do fator de segurança	Classes teste	Classe sugeridas por Sbroglia (2015), com base na ABNT (1991)
menor que 1	9	Instável
de 1 a 1,05	8	
de 1,05 a 1,1	7	
de 1,1 a 1,15	6	
de 1,15 a 1,2	5	Baixa suscetibilidade
de 1,2 a 1,25	4	
de 1,25 a 1,3	3	Média estabilidade
de 1,3 a 1,5	2	
maior que 1,5	1	Alta estabilidade

Para a determinação dos ângulos das encostas, para os diversos fatores de segurança, foi utilizado o *software Slide*, tendo como base o método de análise de Bishop. Considerando os diversos parâmetros de entrada, obtidos para cada uma das unidades geotécnicas, foram gerados 10 cenários, onde variou-se a coesão e o ângulo de atrito (valores médios e os mínimos por unidade geotécnica), a densidade saturada (também de acordo com as unidades), e para o nível d'água a média geral (com base no Banco de Dados) e as profundidades de 0 a 3m, conforme a Tabela 19.

Tabela 19 Parâmetros utilizados para a determinação dos fatores de segurança

Unidade	Coesão (kN/m ³)		Ângulo de atrito (°)		γ_{nat} (kN/m ³)	Profundidade do nível d'água (m)
	média	mínima	médio	mínimo		
PVgi	11,25	7,49	27,58	13,69	16,3	0; 1; 2; 2,7 e 3
Cde	7,89	0	28,31	10,92	19,1	0; 1; 2; 2,7 e 3
Rgi	13,37	8,65	22,65	21,18	19,1	0; 1; 2; 2,7 e 3
AQPsq	13,23	4,57	20,32	11,86	15,3	0; 1; 2; 2,7 e 3
Cgi	11,5	7	24,09	19,15	15,8	0; 1; 2; 2,7 e 3
Ddia	5,53	4	25,77	18,91	15,8	0; 1; 2; 2,7 e 3
PVgt	2,7		23,36		16,3	0; 1; 2; 2,7 e 3
Cgt	3,5		29,42		15,8	0; 1; 2; 2,7 e 3

Assim como para os parâmetros usados nas simulações do Shalstab (item 3.7.2.1), algumas unidades foram agrupadas a outras, sendo que a AQPsq inclui a unidade DNSq, a unidade Cgi inclui as unidades Cg.gn, Cgsp e Cr; a unidade Ddia inclui as unidades Dan, Dda

e Dr; a unidade PVgi inclui as unidades PVg.gn e PVgsp e a unidade Rgi inclui as unidades Rg.gn e Rgt.

O cálculo da inclinação das encostas resultou nos valores expostos na Tabela 20 até a Tabela 29. Tendo em vista que a metodologia pré-sugerida adotava apenas os ângulos obtidos para os fatores de segurança 1,15, 1,3 e 1,5 (ABNT, 1991), e considerando que abaixo de 1,15 o terreno era classificado como instável, convencionou-se, no presente estudo, que as áreas com inclinações inferiores a 10° e classificadas como instáveis não estariam coerentes. Desta forma, não foram gerados mapas para os cenários que utilizam os parâmetros mínimos de resistência ao cisalhamento.

Tabela 20 Inclinações obtidas para o nível d'água 0 e parâmetros de resistência ao cisalhamento médios obtidos para as unidades.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	17,42	19,03	15,39	13,96	15,51	14,20	12,32	14,86
1,05	16,73	18,27	14,75	13,37	14,87	13,62	11,80	14,26
1,1	16,09	17,56	14,17	12,83	14,29	13,08	11,32	13,70
1,15	15,50	16,91	13,63	12,33	13,75	12,60	10,89	13,19
1,2	14,95	16,30	13,13	11,87	13,25	12,14	10,48	12,72
1,25	14,44	15,74	12,67	11,44	12,79	11,72	10,11	12,28
1,3	13,97	15,22	12,24	11,047	12,36	11,33	9,761	11,87
1,5	12,36	13,44	10,79	9,71	10,91	10,01	8,60	10,49

Tabela 21 Inclinações obtidas para o nível d'água 0 e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	9,72	5,30	13,30	7,33	11,87	10,58	12,32	14,86
1,05	9,29	5,06	12,75	7,01	11,35	10,12	11,80	14,26
1,1	8,90	4,84	12,24	6,71	10,88	9,71	11,32	13,70
1,15	8,55	4,64	11,78	6,44	10,44	9,32	10,89	13,19
1,2	8,22	4,45	11,35	6,18	10,04	8,97	10,48	12,72
1,25	7,92	4,28	10,95	5,95	9,67	8,64	10,11	12,28
1,3	7,63	4,13	10,58	5,74	9,33	8,34	9,761	11,87
1,5	6,69	3,60	9,33	5,01	8,17	7,32	8,60	10,49

Tabela 22 Inclinações obtidas para o nível d'água 1m e parâmetros de resistência ao cisalhamento médios obtidos para as unidades geotécnicas.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	18,89	20,50	16,57	15,00	16,68	15,91	14,11	17,03
1,05	18,13	19,70	15,88	14,36	16,00	15,26	13,53	16,35
1,1	17,44	18,95	15,25	13,79	15,38	14,66	13,00	15,73
1,15	16,80	18,26	14,67	13,26	14,80	14,11	12,50	15,16
1,2	16,20	17,62	14,13	12,77	14,27	13,60	12,05	14,63
1,25	15,65	17,02	13,63	12,31	13,78	13,13	11,63	14,14
1,3	15,14	16,47	13,17	11,89	13,32	12,69	11,24	13,68
1,5	13,39	14,57	11,60	10,46	11,76	11,20	9,91	12,11

Tabela 23 Inclinações obtidas para o nível d'água 1m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	10,49	7,18	14,44	8,06	12,90	11,88	14,11	17,03
1,05	10,02	6,86	13,84	7,70	12,37	11,37	13,53	16,35
1,1	9,60	6,56	13,29	7,36	11,87	10,90	13,00	15,73
1,15	9,20	6,29	12,78	7,06	11,42	10,47	12,50	15,16
1,2	8,83	6,03	12,32	6,78	11,00	10,08	12,05	14,63
1,25	8,50	5,80	11,88	6,52	10,61	9,71	11,63	14,14
1,3	8,19	5,59	11,48	6,28	10,25	9,37	11,24	13,68
1,5	7,15	4,87	10,12	5,48	9,02	8,22	9,91	12,11

Tabela 24 Inclinações obtidas para o nível d'água 2m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	20,08	21,79	17,63	16,01	17,90	17,15	15,46	18,70
1,05	19,30	20,94	16,91	15,34	17,17	16,46	14,83	17,96
1,1	18,57	20,15	16,25	14,73	16,50	15,83	14,24	17,28
1,15	17,90	19,42	15,63	14,17	15,88	15,25	13,71	16,65
1,2	17,27	18,75	15,07	13,65	15,31	14,70	13,21	16,06
1,25	16,68	18,11	14,54	13,17	14,78	14,20	12,75	15,52
1,3	16,14	17,53	14,05	12,72	14,28	13,73	12,32	15,02
1,5	14,29	15,52	12,39	11,20	12,60	12,14	10,86	13,30

Tabela 25 Inclinações obtidas para o nível d'água 2m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	11,15	7,98	15,52	8,73	13,88	12,87	15,46	18,70
1,05	10,65	7,62	14,87	8,33	13,30	12,33	14,83	17,96
1,1	10,19	7,29	14,28	7,97	12,76	11,84	14,24	17,28
1,15	9,78	6,99	13,736	7,64	12,28	11,39	13,71	16,65
1,2	9,39	6,71	13,23	7,34	11,82	10,97	13,21	16,06
1,25	9,04	6,45	12,76	7,06	11,40	10,58	12,75	15,52
1,3	8,71	6,21	12,33	6,80	11,01	10,22	12,32	15,02
1,5	7,61	5,42	10,86	5,93	9,69	9,00	10,86	13,30

Tabela 26 Inclinações obtidas para o nível d'água 2,7m e e parâmetros de resistência ao cisalhamento médios obtidos para as unidades geotécnicas.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	21,00	22,45	18,41	16,72	18,72	18,04	16,27	19,56
1,05	20,17	21,58	17,66	16,03	17,96	17,31	15,60	18,80
1,1	19,40	20,78	16,96	15,39	17,26	16,64	15,00	18,09
1,15	18,70	20,04	16,32	14,80	16,61	16,02	14,42	17,44
1,2	18,04	19,35	15,73	14,25	16,01	15,45	13,90	16,84
1,25	17,43	18,71	15,18	13,75	15,45	14,92	13,41	16,27
1,3	16,86	18,11	14,66	13,28	14,93	14,42	12,95	15,75
1,5	14,92	16,06	12,92	11,69	13,17	12,74	11,42	13,97

Tabela 27 Inclinações obtidas para o nível d'água 2,7m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	11,60	8,43	16,24	9,17	14,54	13,60	16,27	19,56
1,05	11,09	8,05	15,57	8,75	13,93	13,01	15,60	18,80
1,1	10,62	7,70	14,95	8,37	13,37	12,47	15,00	18,09
1,15	10,19	7,38	14,37	8,03	12,85	11,98	14,42	17,44
1,2	9,80	7,09	13,84	7,71	12,38	11,53	13,90	16,84
1,25	9,43	6,82	13,35	7,41	11,93	11,10	13,41	16,27
1,3	9,09	6,57	12,90	7,14	11,52	10,71	12,95	15,75
1,5	7,96	5,73	11,35	6,23	10,14	9,40	11,42	13,97

Tabela 28 Inclinações obtidas para o nível d'água 3m e e parâmetros de resistência ao cisalhamento médios obtidos para as unidades geotécnicas.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	21,37	22,93	18,74	17,02	19,06	18,39	16,60	19,96
1,05	20,52	22,03	17,97	16,32	18,29	17,65	15,90	19,18
1,1	19,75	21,21	17,26	15,66	17,57	16,97	15,27	18,46
1,15	19,03	20,44	16,61	15,06	16,91	16,34	14,70	17,80
1,2	18,36	19,73	16,00	14,51	16,30	15,75	14,16	17,18
1,25	17,74	19,07	15,44	13,99	15,73	15,21	13,66	16,61
1,3	17,16	18,45	14,92	13,51	15,20	14,71	13,20	16,07
1,5	15,18	16,34	13,14	11,89	13,41	12,99	11,64	14,25

Tabela 29 Inclinações obtidas para o nível d'água 3m e parâmetros de resistência ao cisalhamento mínimos obtidos para as unidades.

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	11,80	8,60	16,55	9,35	14,81	13,93	16,60	19,96
1,05	11,27	8,21	15,86	8,92	14,18	13,32	15,90	19,18
1,1	10,80	7,86	15,23	8,54	13,61	12,76	15,27	18,46
1,15	10,36	7,53	14,64	8,19	13,09	12,25	14,70	17,80
1,2	9,96	7,24	14,10	7,86	12,60	11,78	14,16	17,18
1,25	9,59	6,96	13,60	7,56	12,15	11,34	13,66	16,61
1,3	9,24	6,71	13,14	7,28	11,73	10,93	13,20	16,07
1,5	8,09	5,85	11,56	6,35	10,32	9,56	11,64	14,25

Os mapas de suscetibilidades, a deslizamentos rotacionais, considerando a variação dos fatores de segurança, resultaram em grandes áreas para a classe mais suscetível (fator de segurança inferior a 1), sobretudo se comparadas à classe mais suscetível, resultante das simulações obtidas por meio do processamento do modelo *Shalstab*. Embora trate-se de metodologias que envolvam tipos de deslizamentos diferentes, não há uma justificativa para que o mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais tenha um nível de segurança mais conservador que o mapa resultante do modelo *Shalstab*, sobretudo considerando-se que os mapas de suscetibilidade objetivam o direcionamento ao uso e ocupação do solo.

Tendo em vista as baixas inclinações, foi adotado o cenário que utiliza o nível d'água a 3m de profundidade, aproximadamente a média geral (2,7m) das profundidades obtidas no banco de dados. A Tabela 30 traz as informações de fator de segurança dos intervalos iniciais, para as 9 classes, denominadas “teste”, as classes utilizadas por Sbroglia (2015), as áreas e os pontos de ocorrência de deslizamentos de cada uma destas 9 classes e as classes sugeridas e utilizadas no presente estudo. A escolha das classes sugeridas levou em consideração a área de cada uma das 9 classes, os intervalos de fator de segurança e a ocorrência de deslizamentos.

Tabela 30 Áreas e deslizamentos de acordo com os fatores de segurança

Fator de segurança	Área		Deslizamentos		Classes (Sbroglia, 2015)	Classes	
	(km ²)	(%)	(qtd)	(%)		Teste*	Sugeridas
inferior a 1	169,32	43,12	89	75,424	instável	9	muito instável (E)
1 a 1,05	2,52	0,64	6	5,0847	instável	8	instável (D)
1,05 a 1,1	2,20	0,56	3	2,5424	instável	7	instável (D)
1,1 a 1,15	1,95	0,50	1	0,8475	instável	6	média estabilidade (C)
1,15 a 1,2	1,83	0,47	2	1,6949	baixa suscetibilidade	5	média estabilidade (C)
1,2 a 1,25	1,62	0,41	3	2,5424	baixa suscetibilidade	4	média estabilidade (C)
1,25 a 1,3	1,45	0,37	4	3,3898	baixa suscetibilidade	3	estável (B)
1,3 a 1,5	4,65	1,18	7	5,9322	média estabilidade	2	estável (B)
superior a 1,5	207,17	52,76	3	2,5424	alta estabilidade	1	altamente estável (A)

*denominação usada durante o desenvolvimento da análise

3.8 MAPA DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS DE ENCOSTAS TRANSLACIONAIS E ROTACIONAIS

Para a definição do mapa final de suscetibilidade a deslizamentos de encostas foram cruzadas as informações obtidas dos mapeamentos a deslizamentos rasos e profundos. O mapa de deslizamentos translacionais foi adaptado para três classes, sendo que a classe mais suscetível (classe 1) e a classe menos suscetível (classe 7) foram mantidas, enquanto que as classes intermediárias foram unificadas. O mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais também foi dividido em 3 classes, onde também foram mantidas as classes de maior e menor suscetibilidade e unidas as classes intermediárias. Para o processamento no *software* adotaram-se múltiplos de 10 para as classes de suscetibilidade rotacionais, 10, 20 e 30 sendo 30 as áreas mais suscetíveis, e para as classes translacionais adotaram-se os valores de 1 a 3, sendo 3 a pior situação, estes valores foram adotados para facilitar o processo de soma. A sobreposição dos mapas consistiu na soma das classes, de cada um dos mapas de suscetibilidade, para cada pixel da área de estudos. Assim, o pixel que somou o valor 11 corresponde a classe menos suscetível

e o que somou 33 corresponde a classe de maior suscetibilidade para ambos os tipos de deslizamentos.

A terminologia final adotada é composta por um numeral que varia de 1 (menos suscetível) a 3 (mais suscetível) relativo aos deslizamentos translacionais e uma letra que vai de A à C, relativa aos deslizamentos profundos. Como trata-se de suscetibilidade e para não gerar dúvidas, foi adotado o termo “grau”, pois a terminologia dos deslizamentos rasos foi invertida, conforme exposto no parágrafo anterior, indo da melhor situação (1 e A) para a pior (3 e C) e não mais da pior para a melhor. As áreas com menor suscetibilidade a deslizamentos são denominadas de grau 1A e as áreas mais suscetíveis como grau 3C.

3.9 DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS PARA O MAPA DE DESLIZAMENTOS

Por diferentes particularidades, algumas das unidades delimitadas no mapa de suscetibilidade a deslizamentos não foram estudadas, sendo estas razões descritas a seguir:

- Os solos de plano Gsq (Gleis de sedimentos quaternários), HOsq, PZsq, AQsq e SMsq, referem-se a áreas planas e, embora sejam apresentados no mapa e processados do modelo Shalstab, não estão suscetíveis a deslizamentos, desta forma, não foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento.
- Nas unidades Rg (Litossolos de substrato granito), Rr (Litossolos de substrato riolito) e Rd (Litossolos de substrato diabásio), foi estudada apenas a camada superficial de solo (aproximadamente 1m de espessura). É importante destacar que nestas unidades a ocorrência de quedas ou deslizamentos de blocos, é o tipo de movimento de massa mais comum. Contudo dada a complexidade das fraturas, estes tipos de movimento de massa não foram contemplados no presente estudo.
- A unidade DNsq (Dunas de substratos sedimentos quaternários), por se tratar de uma área de preservação permanente, não foi estudada. Contudo para facilitar o processamento dos dados foram utilizados os parâmetros da unidade AQPsq.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Com base na revisão bibliográfica, foi desenvolvida a metodologia exposta e obtidos os resultados descritos a seguir. A atualização do mapeamento geotécnico está dividida em duas fases, a primeira refere-se às alterações iniciais com base na imagem de satélite e mapeamentos mais recentes elaborados por outros autores. A segunda fase está descrita juntamente com os resultados do banco de dados de sondagens SPT. Os itens de mapas de deslizamentos encontram-se organizados conforme exposto anteriormente no capítulo de Materiais e Método.

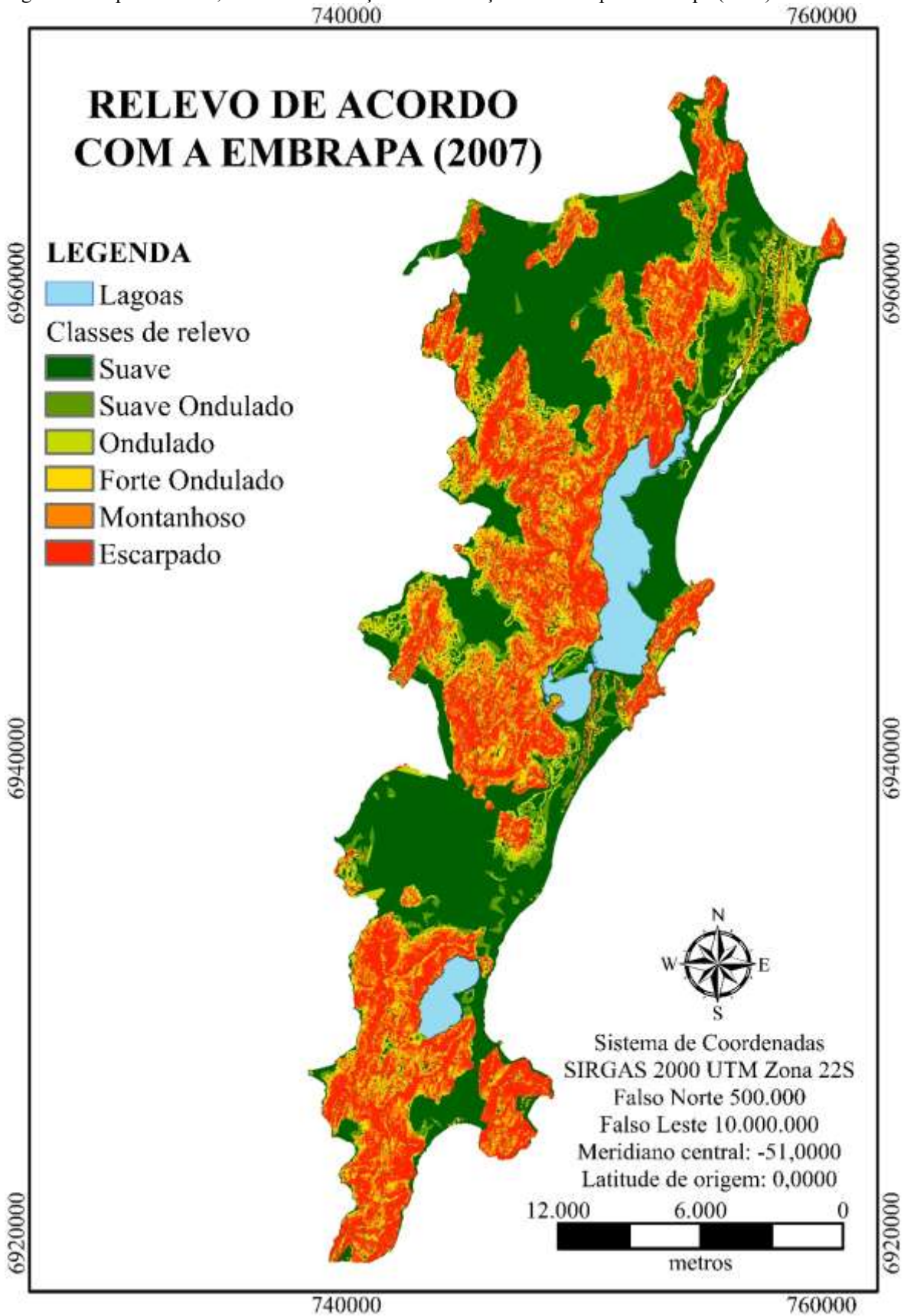
4.1 MAPAS DE RELEVO

Com base na classificação da Embrapa (2007), foi obtido o mapa da Figura 37. As áreas correspondentes a cada uma destas classes constam na Tabela 31. Nesta tabela é possível notar que o relevo plano está presente em maior área, seguido pela classe escarpado e a menor área é representada pelo relevo suave ondulado.

Tabela 31 Áreas de acordo com as classes de inclinações definida pela Embrapa (2007).

Relevo ou classe de inclinação	Inclinação	Área (km ²)	Área (%)
Plano	Até 3%	171,23	42,89
Suave ondulado	Entre 3 e 8%	16,94	4,24
Ondulado	Entre 8 e 20%	17,50	4,38
Forte ondulado	Entre 20 e 45%	37,24	9,33
Montanhoso	Entre 45 e 75%	61,38	15,38
Escarpado	Superior a 75%	94,95	23,78

Figura 37 Mapa do relevo, com as classificações de inclinações definida pela Embrapa (2007)



Ao analisar o relevo por meio da hipsometria, obteve-se a curva das áreas entre as curvas de nível acumuladas presentes na Figura 38, os intervalos de 10m de altitude obtidos constam no mapa da Figura 39. A média ponderada obtida relacionando as inclinações com as áreas resultou em 71,7m de altitude, a mediana resultou em 8,5m, a altitude máxima observada foi de 520m e a mínima foi o nível do mar.

A análise do relevo com base na hipsometria e nas inclinações estabelecidas pela Embrapa (2007), indicam que a área de estudos apresenta predomínio de inclinações planas com baixas altitudes, seguido por inclinações e altitudes maiores. Ambos os mapas indicam que os relevos e altitudes intermediárias estão presentes em menor área, o que poderá ser um indicativo de que a transição entre inclinações intermediárias (relevo suave ondulado, ondulado e forte ondulado) e inclinações maiores (relevo montanhoso ou escarpado), estejam mais propensos aos movimentos de massa, especialmente os translacionais. Esta possibilidade advém do fato de que a água da chuva que precipita nos terrenos com inclinações maiores escoam com maior velocidade até chegar nos terrenos de inclinações intermediárias onde ocorre a desaceleração do fluxo d'água. Esta desaceleração resulta em um maior acúmulo d'água, especialmente nesta transição, entre os terrenos de inclinação intermediária e maior.

Figura 38 Curva hipsométrica da Ilha de Santa Catarina.

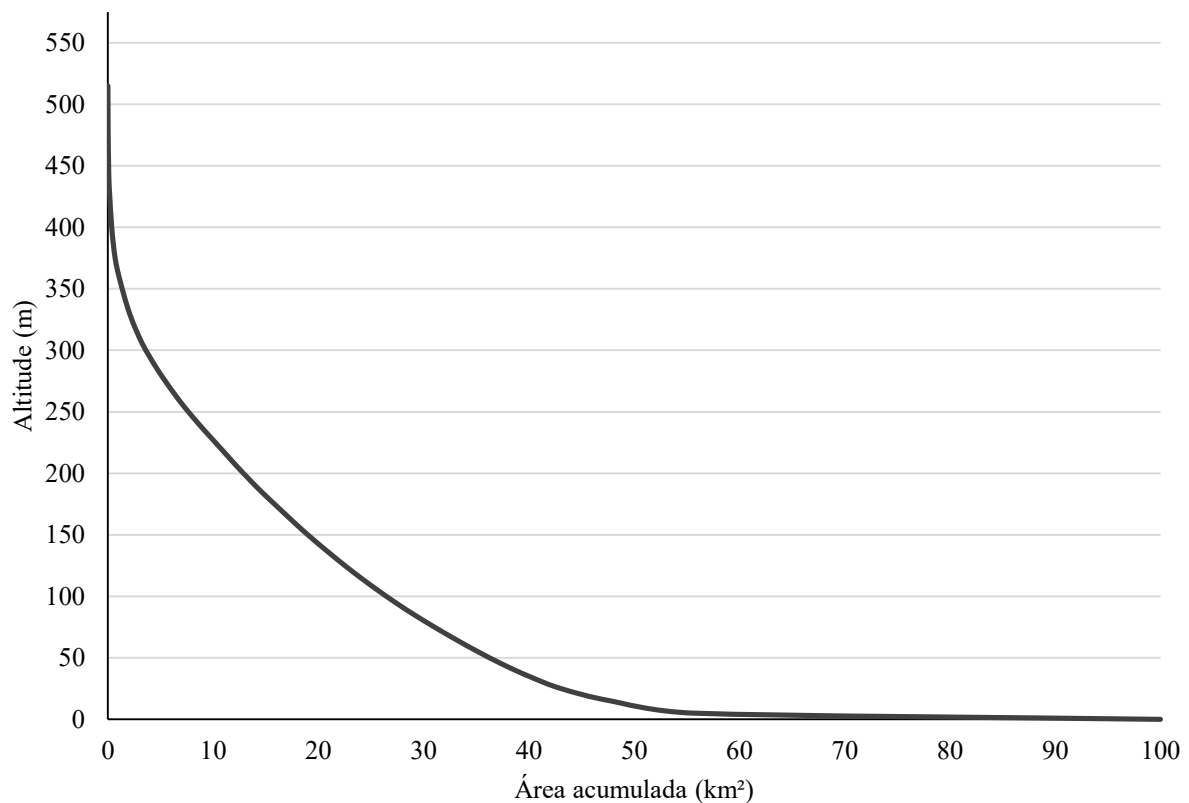
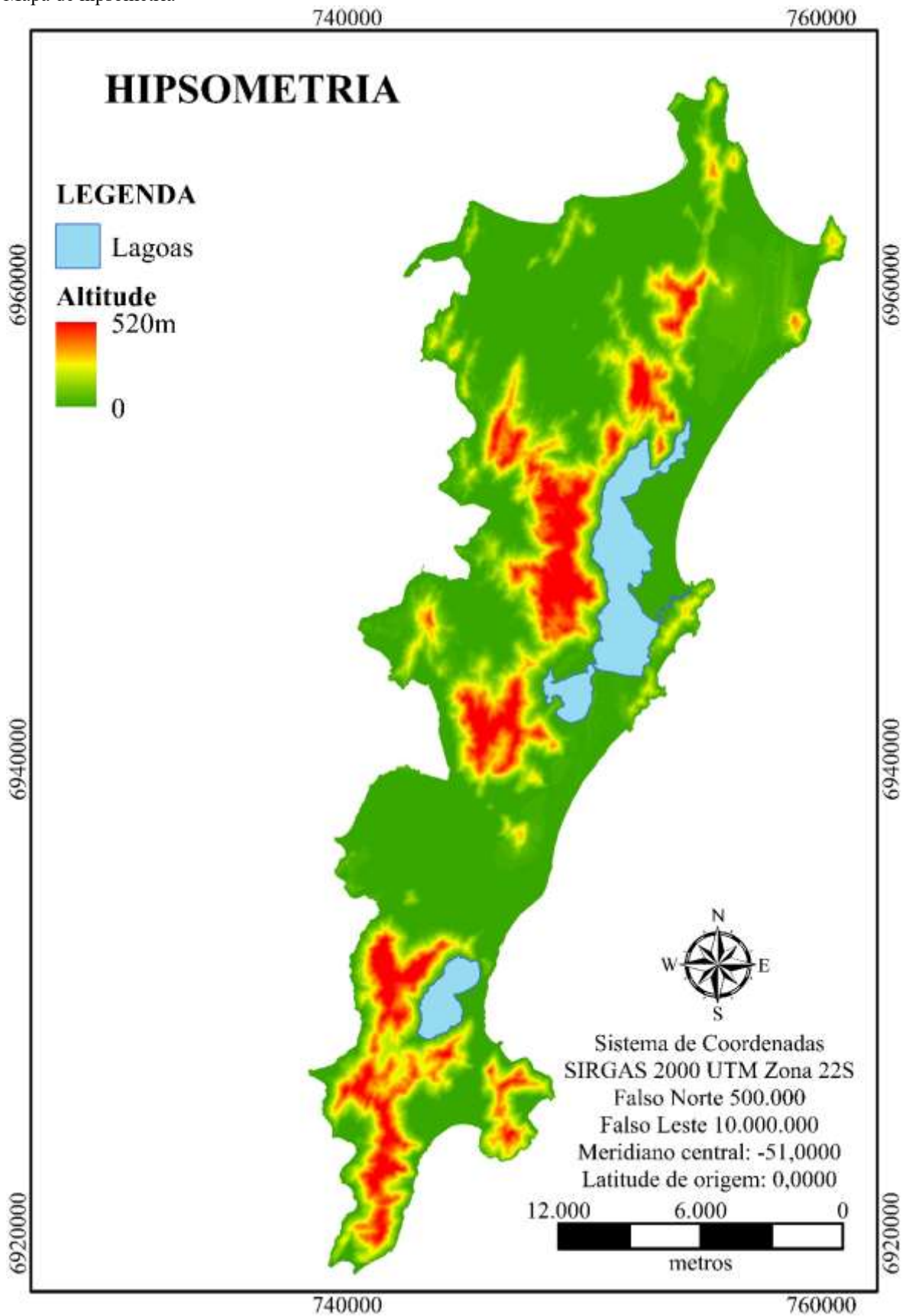


Figura 39 Mapa de hipsometria



4.2 FASE 1: MELHORAMENTO DO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

Para proporcionar uma maior organização dos dados e entendimento ao leitor, esta primeira fase incluiu o melhoramento com base em: curvas de nível de melhor resolução, execução de tradagens *in loco*, imagens de satélite e o mapa geológico de Tomazzoli e Pellerin (2015). A Figura 40 apresenta o mapeamento geotécnico resultante da fase 1, com base na metodologia descrita nos itens supracitados. Nele estão presentes as 25 unidades geotécnicas que permanecem também na fase 2.

4.3 FASE 2: MELHORAMENTO DO MAPEAMENTO GEOTÉCNICO COM BASE NO BANCO DE DADOS

A Figura 41 mostra a localização de todos os 511 pontos de sondagens SPT cadastrados de acordo com a metodologia descrita no item 3.3. A Tabela 32 apresenta o número de sondagens SPT cadastrados em cada uma das unidades geotécnicas. Das unidades geotécnicas presentes no mapa, 13 unidades (Cgsp, Cgt, Cr, Dan, Dda, Dr, PVg.gn, PVgsp, PVgt, Rg.gn, Rgi, Rgt e Rr) não apresentaram pontos de sondagem SPT.

Tabela 32 Relação entre pontos de SPT e o Mapeamento Geotécnico Fase 1

Grupo de Solo	Solos de Encostas (202 pontos de SPT) 39,5%							Solos de Plano (309 pontos de SPT) 60,5%				
Unidade Geotécnica	AQPsq	Cde	Cg.gn	Cgi	Ddia	DNsq	PVgi	AQsq	Gsq	HOSq	PZsq	SMSq
Número de SPT's	26	131	0	10	6	9	20	106	101	0	75	27
(%)	5,1	25,6	0	2	1,2	1,8	3,9	20,7	19,7	0	14,7	5,3

Figura 40 Mapeamento Geotécnico Fase 1

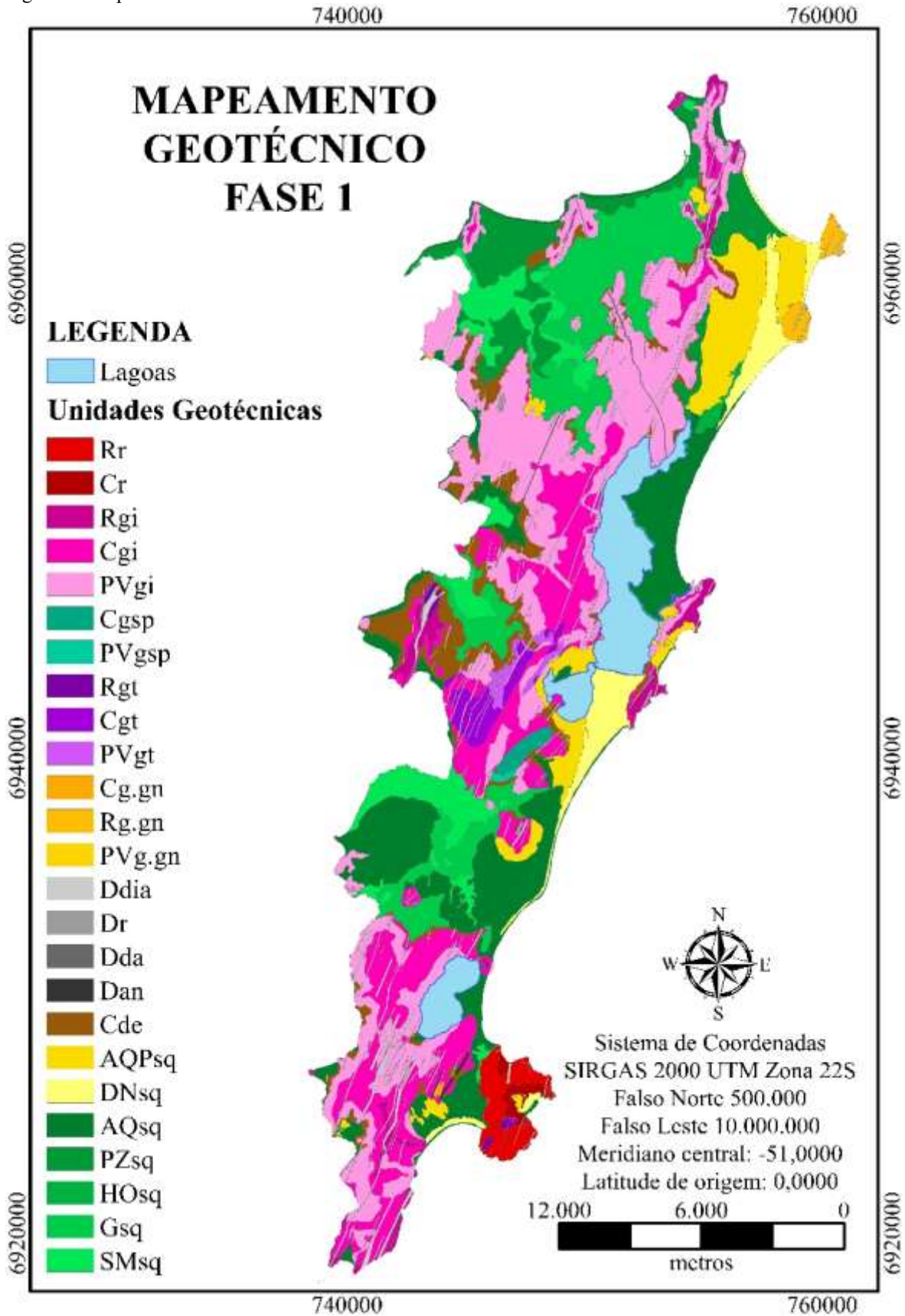
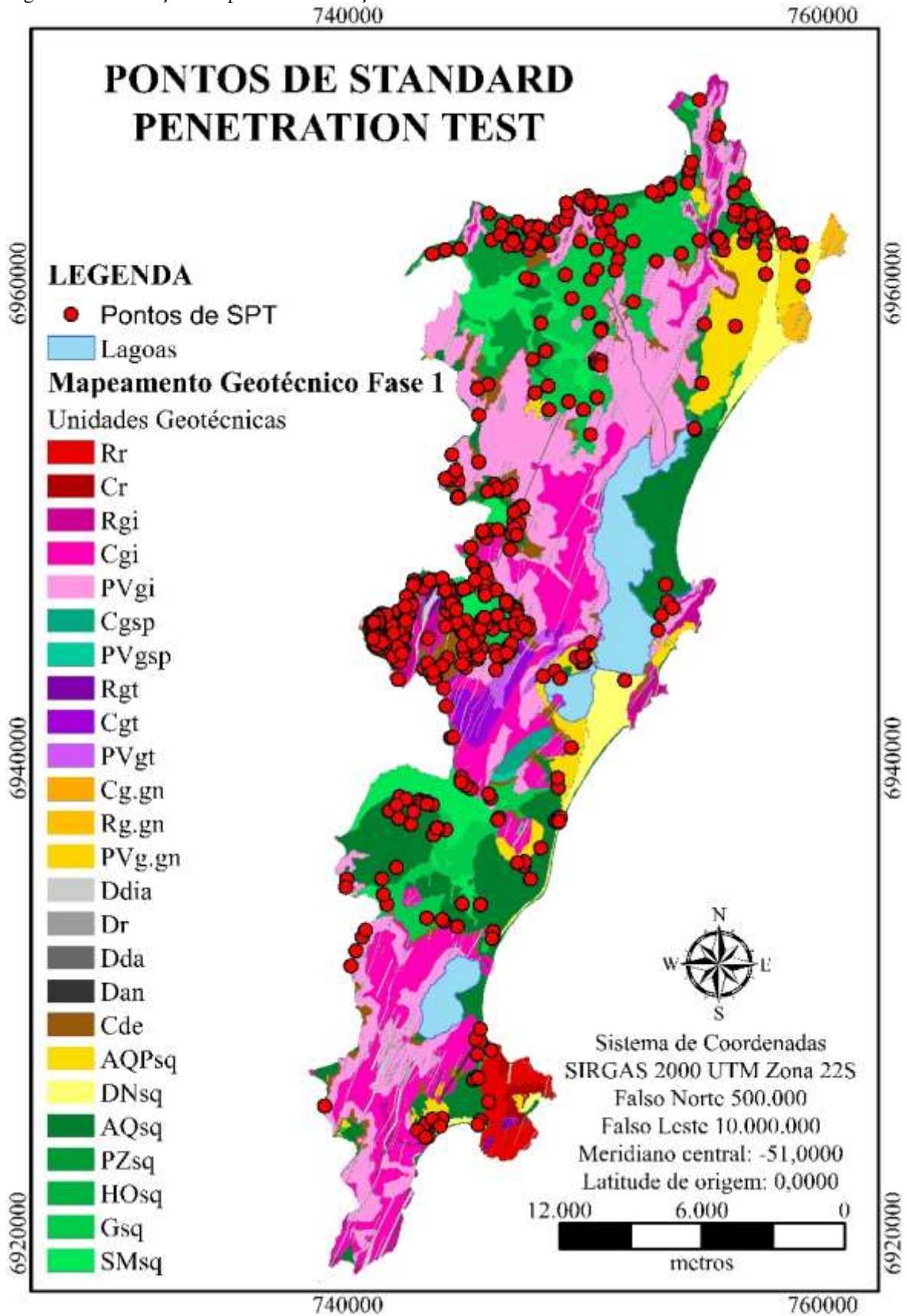


Figura 41 Localização dos pontos de execução de Standard Penetration Test



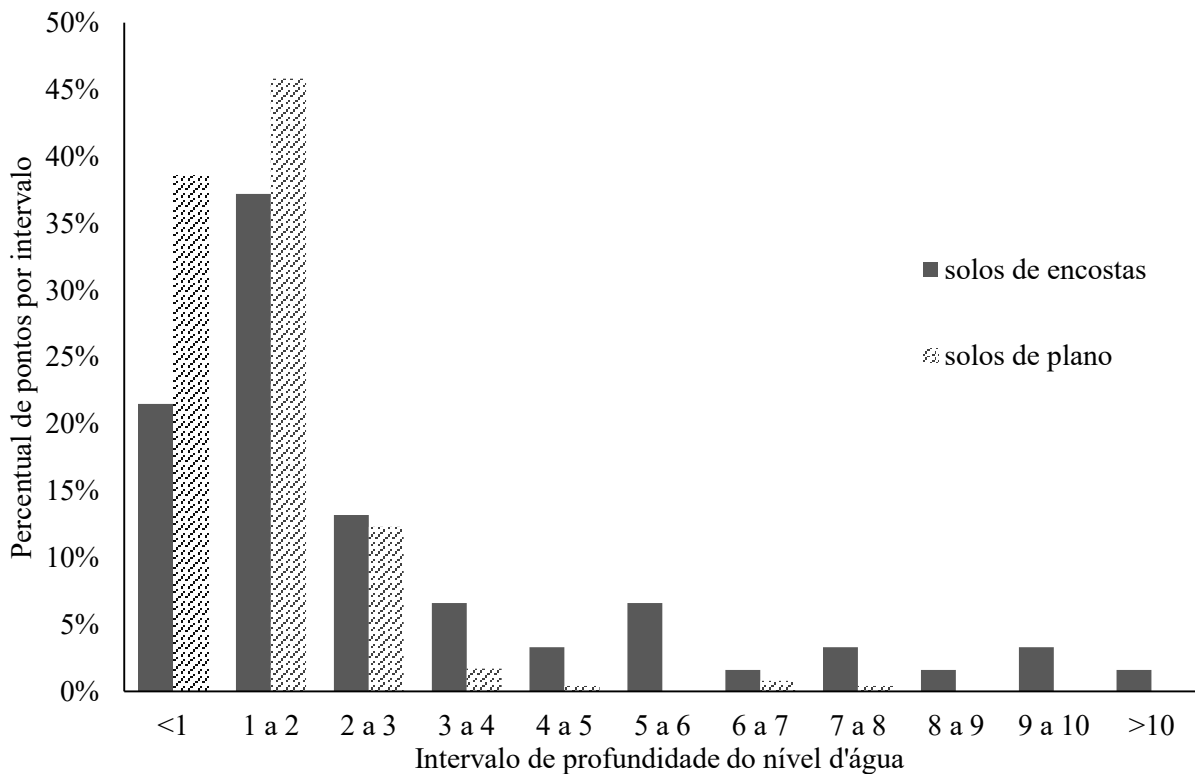
4.3.1 Resultados da Avaliação do Nível d'Água

Dos 511 pontos de SPT, 154 pontos não continham informação de nível d'água. Para os 357 pontos que contém informação da profundidade do nível d'água (vide mapa da Figura 43), os valores variaram de 0 a 10,5m, e a média de todos os valores resultou em 1,76m. Nos tópicos a seguir são expostas observações de acordo com os grupos de solos:

- 33,9% (121 pontos) estão localizados em solos de encostas, os valores variaram de 0 a 10,5m e a média foi de 2,64m.
- 66,1% (236 pontos) estão localizados em solos de plano, os valores variaram de 0 a 7,84m e a média foi de 1,32m.

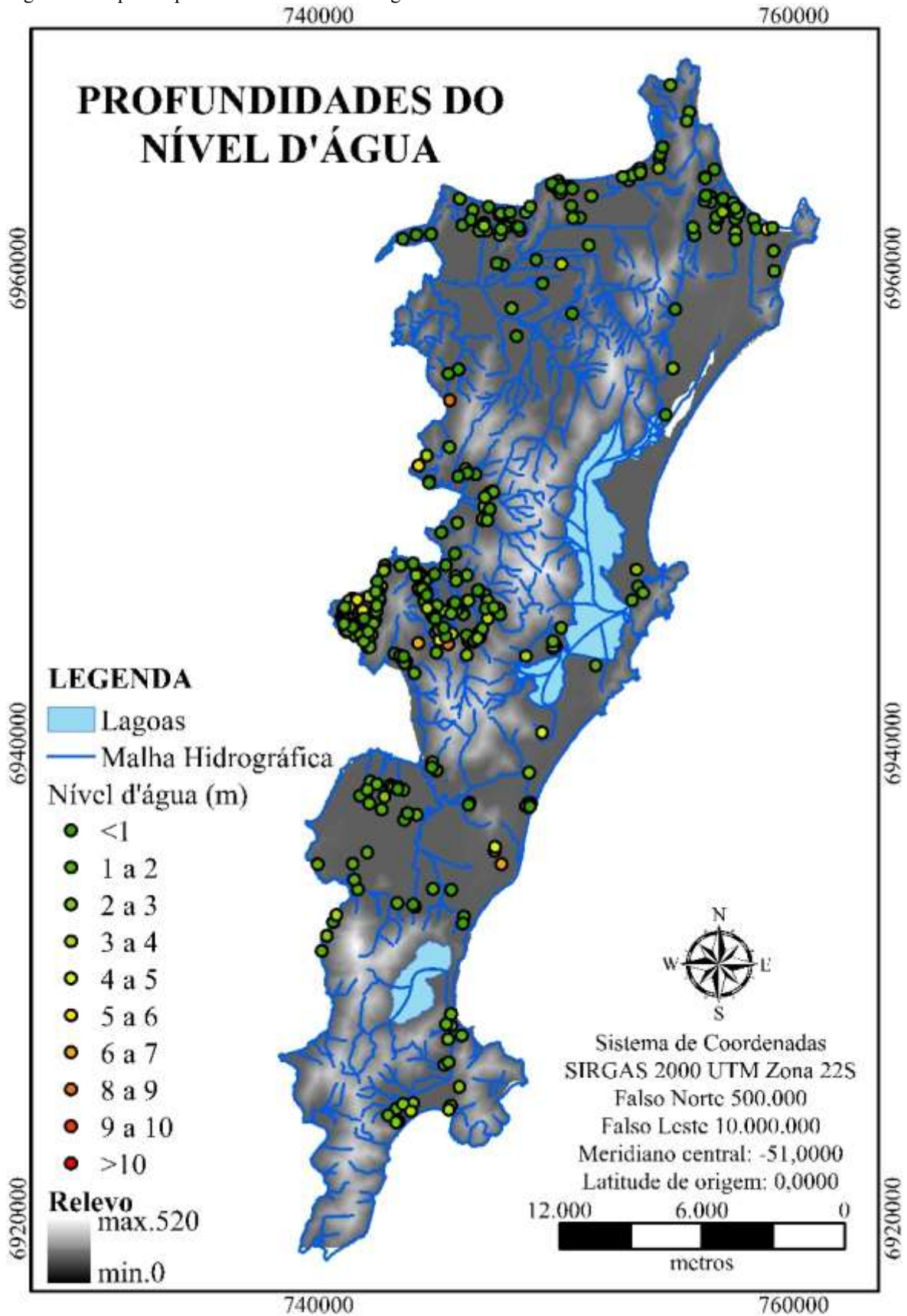
O gráfico da Figura 42 compara o nível d'água com os grupos de solo (de plano ou de encosta). Neste gráfico fica claro que ambos os grupos tendem a ter a profundidade do nível d'água até 2m, sendo que neste intervalo (<2m) os solos de plano predominam e a partir desta profundidade ocorre uma maior incidência em solos de encostas. Dos 4m de profundidade em diante os pontos em solos de plano são praticamente inexistentes.

Figura 42 Gráfico de percentuais relativos intervalos de profundidade do nível d'água de acordo com os grupos de solos.



*os intervalos incluem sempre o primeiro número, por exemplo o intervalo 1 a 2 (inclui o 1 e não inclui o 2).

Figura 43 Mapa das profundidades do nível d'água



De forma geral, era pressuposto, que os solos de plano apresentassem o nível d'água a uma menor profundidade, sendo esta tendência notada no gráfico da Figura 42. Os quatro pontos com o nível d'água superior a 4m, presentes na área do grupo de solos de plano, poderiam ser um indicativo de que estes pontos, na verdade, poderiam pertencer ao grupo de solos de encostas. A Tabela 33 traz um comparativo das características observadas em cada um destes 4 pontos, para determinar se eles eram solos de planos ou solos de encostas. Os pontos 155 e 189 estão bem próximos aos solos de encostas, porém estão localizados em terreno de baixa inclinação. Uma justificativa para esta constatação seria estarem localizados muito distantes (mais de 500m) da malha hidrográfica, o que foi observado nos pontos 239 e 172. Quando observado o impenetrável, nota-se que ele se encontra a uma profundidade supostamente adequada aos solos de plano, o que será avaliado nos itens subsequentes. Outro fator que contribuiu para a não alteração na unidade geotécnica destes pontos, é o fato de que se encontram na unidade AQsq e apresentam predominância de areia, sendo que os pontos 239, 172 e 155 apresentaram areia ou silte arenoso em todas as camadas.

Tabela 33 Pontos de solos de plano com a profundidade do nível d'água acima de 4m.

Ponto	239	172	155	189
Unidade	AQsq	AQsq	AQsq	AQsq
Nível d'água	4,3	6,25	6,5	7,84
Distância de solos de encostas (m)	63	847	4	17
Inclinação (graus)	4,3	1,2	0	13,3
Distância da malha hidrográfica (m)	840,57	714	30	178
Impenetrável	24,26	20,15	17,3	27,15
Relação camadas de areia ou silte arenoso com total de camadas*	24/24	20/20	17/17	14/27

*número de camadas compostas por areia ou silte arenoso, sobre o número total de acamadas do ensaio

Embora o pressuposto, de que solos de plano apresentem nível d'água mais superficial e solos de encosta o nível d'água presente-se em maior profundidade, tenha se confirmado, aparentemente esta tendência não se mostrou tão evidente. Para avaliar mais detalhadamente esta tendência, foi analisada a relação do nível d'água com a proximidade da malha hidrográfica. Foi avaliada a relação entre os grupos de solo e o nível d'água, de acordo com a distância até a malha hidrográfica. Assim, observou-se que, ao avaliar individualmente os pontos com a distância da malha hidrográfica até 200m, e os pontos com a distância superior a 200m, obteve-se uma melhor correlação, portanto foram avaliados conforme exposto a seguir.

4.3.1.1 Resultados para os Pontos com Distância até 200m de Rios, Lagos e Mar

Dos 357 pontos com informação do nível d'água após 24h, 197 pontos estão localizados a uma distância inferior a 200m da malha hidrográfica, a profundidade do nível d'água, variou de 0 a 9,3m, e a média de todos os valores resultou em 1,56m, os valores se dividem em:

- 27,4% (54 pontos) localizados em solos de encostas, onde os valores variaram de 0 a 9,3m, e a média é de 2,1m.
- 72,6% (143 pontos) estão localizados em solos de plano, os valores variaram de 0 a 7,84m, e a média foi de 1,35m.

4.3.1.2 Resultados para os Pontos com Distância Superior a 200m de Rios, Lagos e Mar

Dos 357 pontos com informação do nível d'água após 24h, 160 pontos estão localizados a uma distância superior a 200m da malha hidrográfica, a profundidade do nível d'água variou de 0 a 10,5m, e a média de todos os valores resultou em 2,02m. Nos tópicos a seguir são expostas observações de acordo com os grupos de solos:

- 41,9% (67 pontos) estão localizados em solos de encostas, os valores variaram de 0 a 10,5m, e a média foi de 3,1m.
- 58,1% (93 pontos) estão localizados em solos de plano, os valores variaram de 0 a 6,25m, e a média foi de 1,24m.

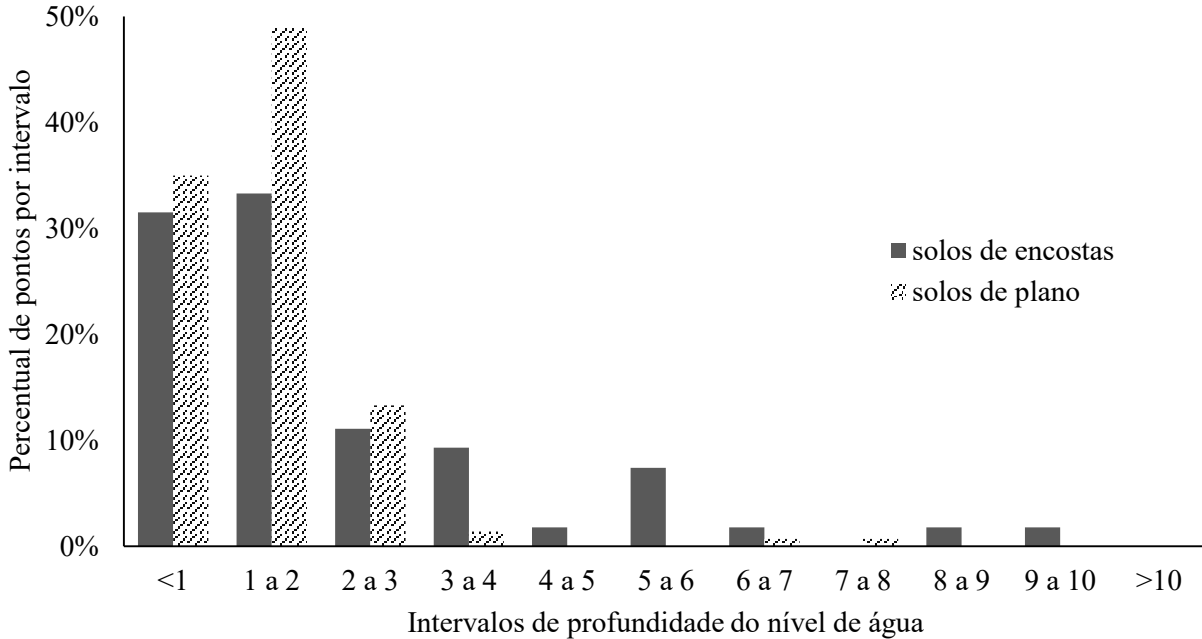
4.3.1.3 Comparativo entre os Resultados Obtidos para as Distâncias Maiores e Menores de 200m da Malha Hidrográfica

Os gráficos da Figura 44 (item 4.3.1.1) e da Figura 45 (item 4.3.1.2) representam a relação entre os grupos de solo e o nível d'água, para a distância até 200m (Figura 44) e superior a 200m (Figura 45).

- Ao observar o intervalo de até 1m de profundidade do nível d'água fica mais evidente a predominância de solos de plano quando a distância até a malha hidrográfica é superior a 200m.
- Os percentuais de pontos de solos de encostas com profundidade até 1m, é significativamente maior quando a distância é de até 200m.

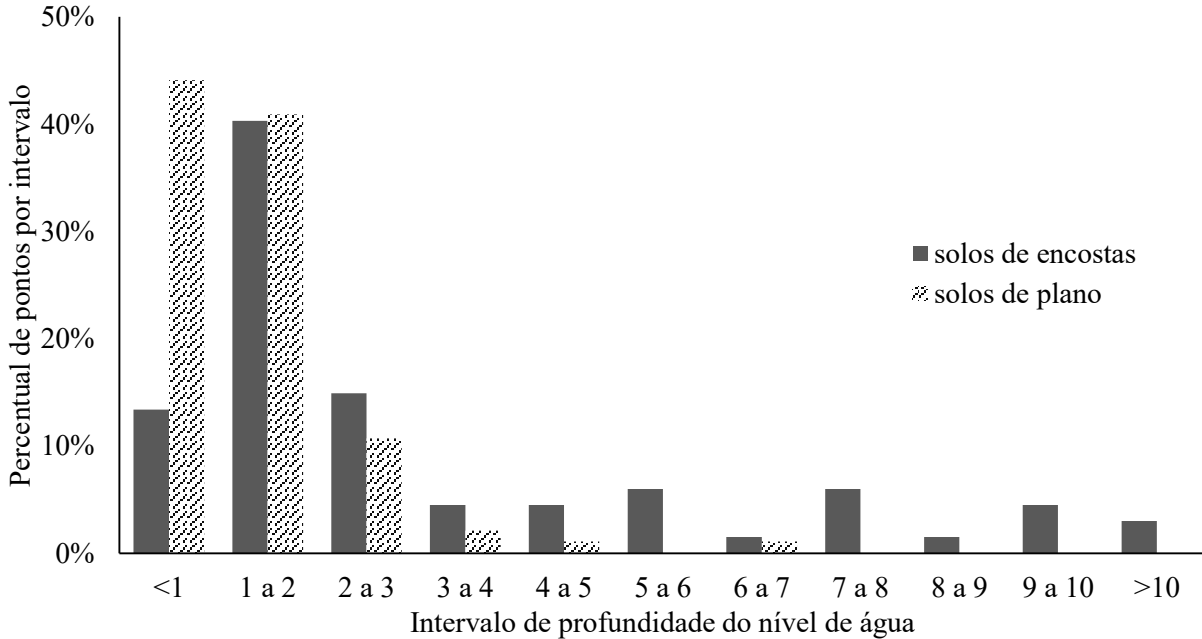
- A incidência de solos de encostas em profundidades superiores a 3m, é maior quando a distância da malha hidrográfica é superior a 200m.

Figura 44 Gráfico de percentuais relativos aos intervalos de profundidade do nível d'água para os pontos com distância inferior a 200m da malha hidrográfica.



*os intervalos incluem sempre o primeiro número, por exemplo o intervalo 1 a 2 (inclui o 1 e não inclui o 2)

Figura 45 Gráfico de percentuais relativos aos intervalos de profundidade do nível d'água para os pontos com distância superior a 200m da malha hidrográfica.



*os intervalos incluem sempre o primeiro número, por exemplo o intervalo 1 a 2 (inclui o 1 e não inclui o 2)

4.3.2 Resultados da Avaliação do Impenetrável

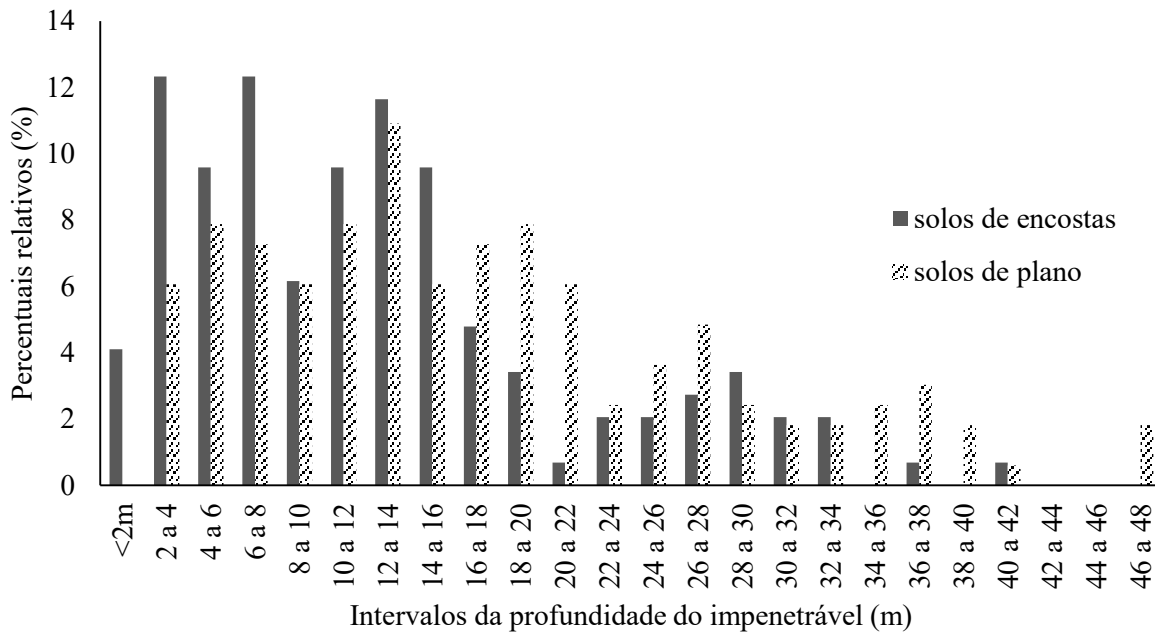
Dos 511 pontos de SPT, 200 pontos não continham informação da profundidade do impenetrável (muitas vezes a pedido do cliente a sondagem é interrompida antes). Para os 311 pontos que contém informação da profundidade do impenetrável, os valores variaram de 0,9 a 47,15m, e a média de todos os valores resultou em 14,97m. Nos tópicos a seguir são expostas observações de acordo com os grupos de solos:

- 46,9% (146 pontos) estão localizados em solos de encostas, os valores variaram de 0,9 a 40,11m, e a média foi de 12,5m.
- 53% (165 pontos) estão localizados em solos de plano, os valores variaram de 2 a 47,15m, e a média foi de 17,16m.

O gráfico da Figura 47 indica os percentuais e compara as possibilidades que cada grupo de solo esteve presente em cada intervalo de profundidade. Todos os pontos com profundidade até 2m, por exemplo, estavam presentes em unidades de solos de encostas. Em alguns dos intervalos com maior profundidade (34 a 36, 38 a 40 e 46 a 48m), observou-se a presença somente de pontos em solos de plano.

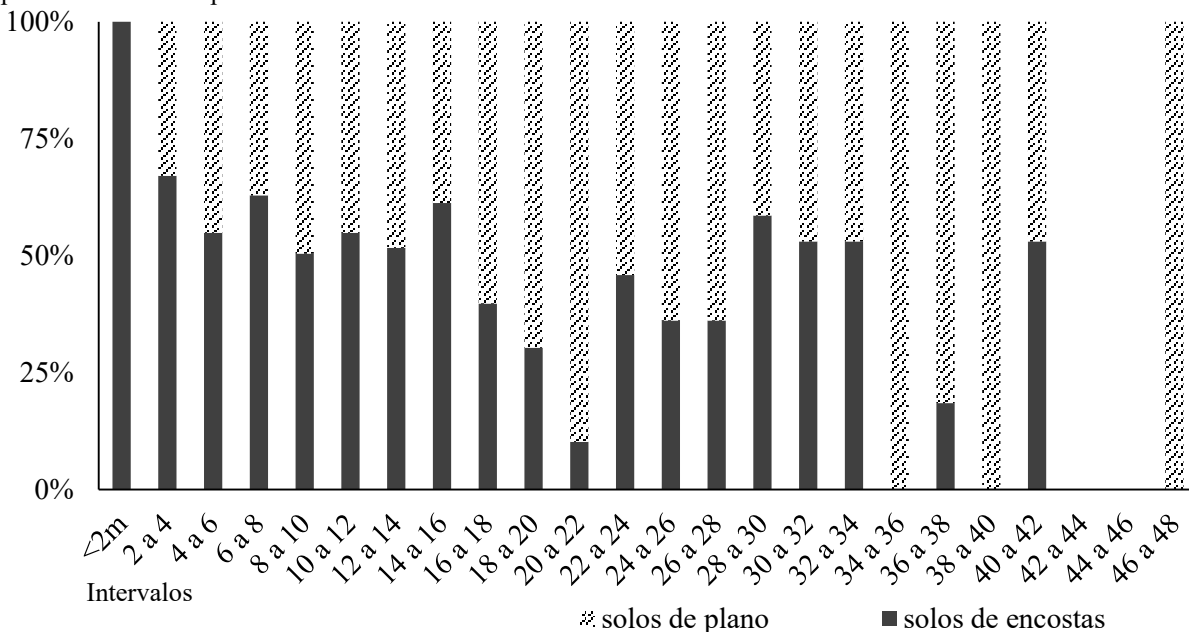
Ambos os gráficos (Figura 46 e Figura 47) sugerem que os pontos localizados em solos de encostas, com a profundidade do impenetrável superior a 30m indicam tratar-se de solos de plano. Estes 8 pontos foram avaliados, sendo que 6 deles estão bem próximos entre si, pertencem a unidade Cde e encontram-se na região central de Florianópolis (conforme ilustra a Figura 48).

Figura 46 Gráfico de percentuais relativos aos intervalos de profundidade do impenetrável para os dois grupos de solos



*os intervalos incluem sempre o primeiro número, por exemplo o intervalo 1 a 2 (inclui o 1 e não inclui o 2)

Figura 47 Gráfico comparativo da presença (percentual) de cada grupo de solo de acordo com os intervalos de profundidade do impenetrável.



*os intervalos incluem sempre o primeiro número, por exemplo o intervalo 1 a 2 (inclui o 1 e não inclui o 2)

A Figura 48 traz um destaque da área onde estão localizados estes 6 pontos (ícones em destaque) e os demais pontos da mesma região. Por meio da Figura 48 é possível observar que esta região tem a profundidade do impenetrável bem variável e apenas um destes pontos (FID 442) localiza-se muito próximo à uma unidade de solo de plano (AQsq). Os pontos em vermelho

referem-se àqueles em que a profundidade é superior a 30m e os pontos em amarelo a profundidades inferiores a 30m.

Figura 48 Solos de encostas com o impenetrável superior a 30m.

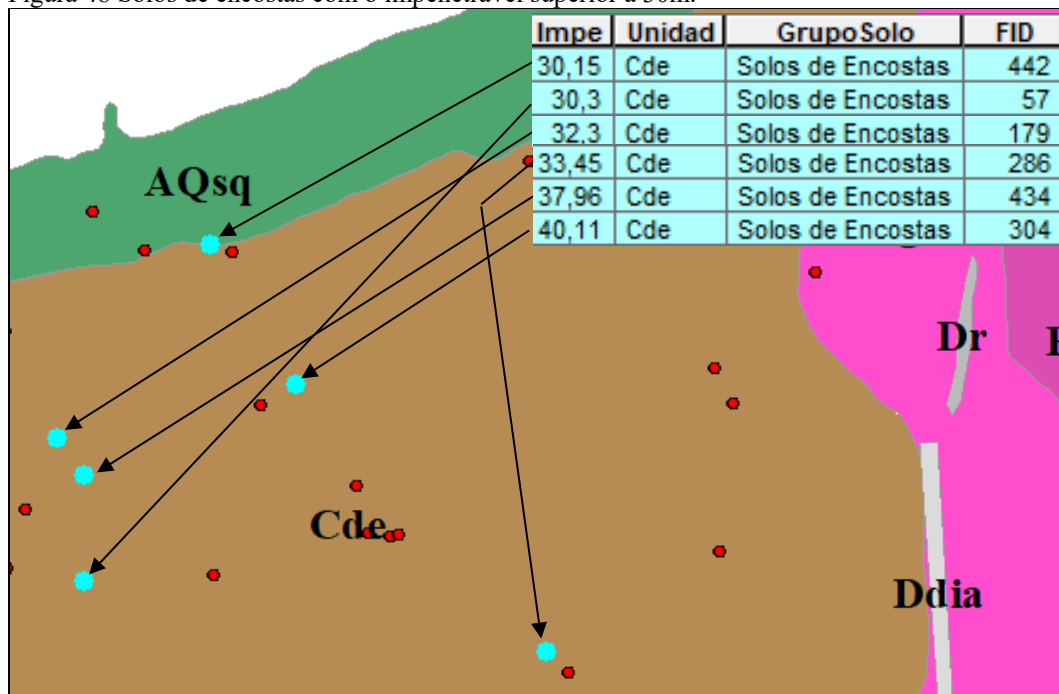
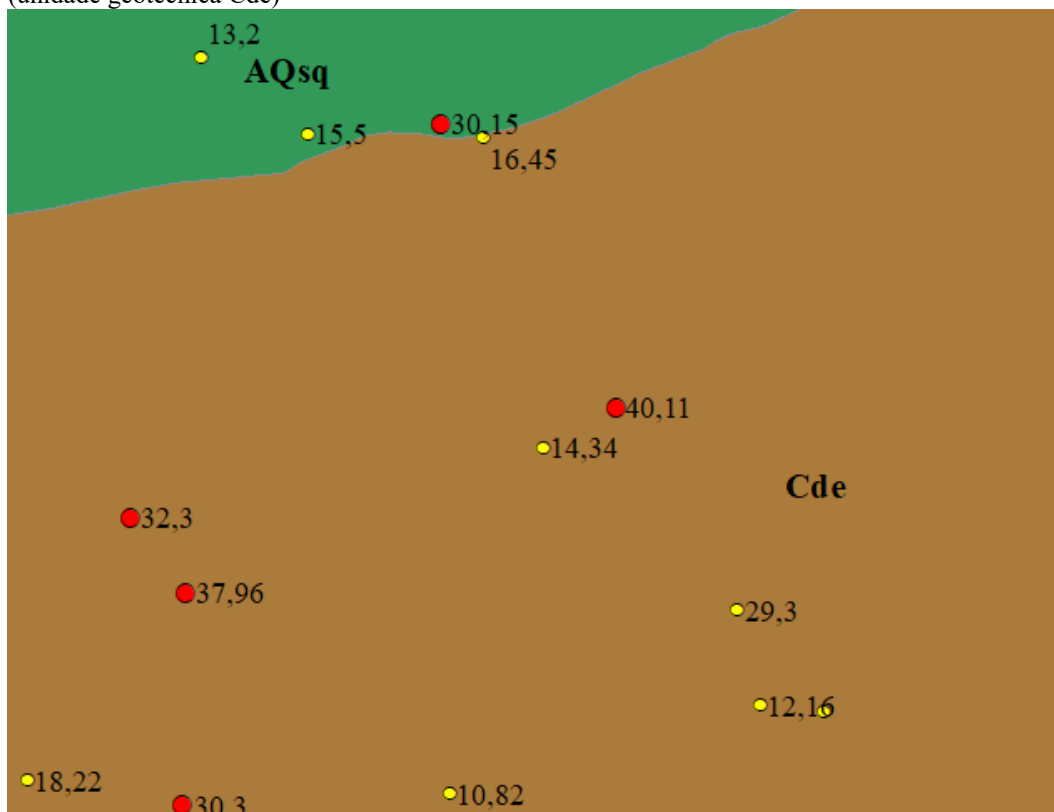


Figura 49 Destaque dos pontos com mais de 30m profundidade do impenetrável localizado em solos de encostas (unidade geotécnica Cde)

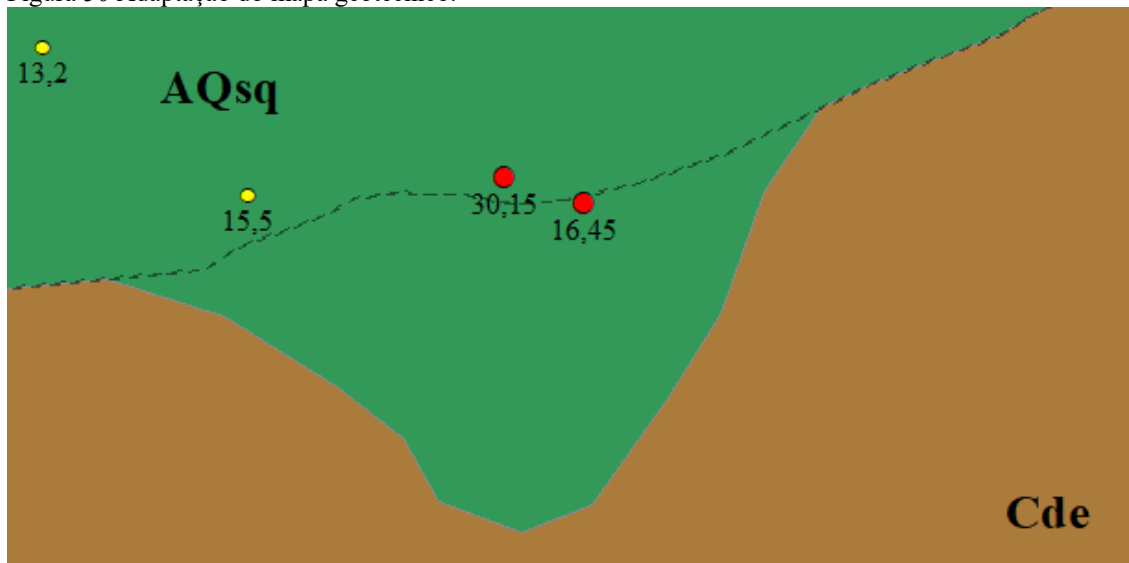


O ponto 442, que apresentou a profundidade do impenetrável 30,15m e está bem próximo da borda, é o mais arenoso (entre estes 6 pontos). Este ponto é composto por solo de areia até a camada 4 e as demais camadas são compostas por silte arenoso o que é bem característico da unidade AQsq, assim como sua inclinação de 1°, desta forma, ele foi alterado para solos de plano.

O ponto que está localizado ao lado esquerdo do ponto 442 na Figura 49, também foi analisado pois apresenta cota altimétrica e inclinação semelhantes, sendo constatado que ele é composto por areia até a 8ª camada, depois tem 2 camadas de argila muito mole, e as demais são de silte arenoso (camadas intermediárias de solos moles é característica de solos sedimentares).

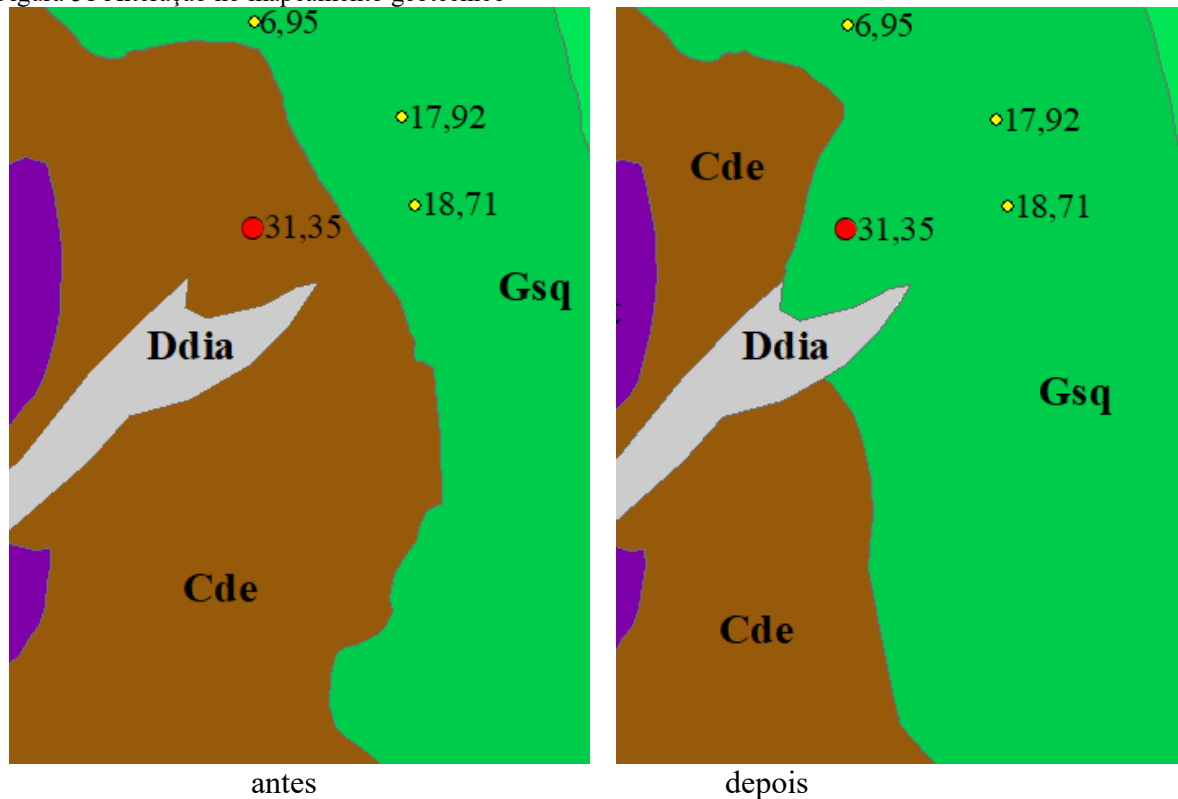
A Figura 50 mostra estes dois pontos destacados em vermelho, em marrom e verde estão as unidades AQsq e Cde. A linha tracejada mostra o traçado do mapeamento geotécnico anterior.

Figura 50 Adaptação do mapa geotécnico.



O ponto 507 localizado próximo à penitenciária de Florianópolis permitiu esclarecer uma região complexa, devido aos aterros e cortes executados para a construção do elevado que liga a Av. Beiramar à rodovia SC 401. Ao avaliar a consistência, foi notada a seguinte sequência de camadas: silte arenoso pouco compacto nas 3 primeiras camadas de solo, seguido por 3 camadas de silte arenoso fofo, 1 camada de argila mole, 3 camadas de silte arenoso fofo e as demais camadas variando entre silte arenoso medianamente compacto e compacto. A Figura 51 demonstra como ficou esta alteração no mapa geotécnico.

Figura 51 Alteração no mapeamento geotécnico



O ponto 271 também localiza-se próximo à uma região onde existem aterros. Este ponto é mais arenoso e estava classificado como AQP_{sq}, porém ao avaliá-lo, pôde-se constatar que se tratava da unidade AQ_{sq}. As características observadas foram as cores variando entre bege e cinza que diferem da unidade AQP_{sq}, que além do bege, apresenta tons de vermelho, laranja e amarelo. Esta coloração se deve à presença de óxidos de ferro, conforme estudado por Christ (2014).

Foi avaliado se os pontos de solos de plano com profundidades do impenetrável menores, iniciando pelo menor valor, poderiam pertencer aos solos de encostas. O ponto 109 que continha a menor profundidade (2m) foi removido por apresentar dados insuficientes.

Três pontos com 2,34m; 2,45m e 2,5m pertencem a uma mesma campanha de sondagem e encontram-se localizados na unidade G_{sq}, próximos à unidade C_{de}. Avaliando o mapa altimétrico e as declividades, parece tratar-se de um solo de plano, contudo ao consultar os laudos do local foi constatado que os três pertencem a um mesmo terreno com aproximadamente 6.000m², além destes pontos, outros 20 furos indicam profundidades de, no máximo 2,7m. A Figura 52 mostra esta área com os três pontos (e respectivas profundidades do impenetrável), as três unidades (G_{sq}, C_{de} e C_{gi}), e o relevo ao fundo (cores mais escuras para as cotas planialtimétricas menores). Além destes três pontos, haviam outros três que estão

localizados na região entre as cotas de 5 e 10m de altitude. Estes pontos foram avaliados e constatou-se que se tratavam de solos de encostas, e o mapeamento geotécnico foi alterado conforme a Figura 53.

Figura 52 Pontos com características de solos de encostas localizados em solos planos.

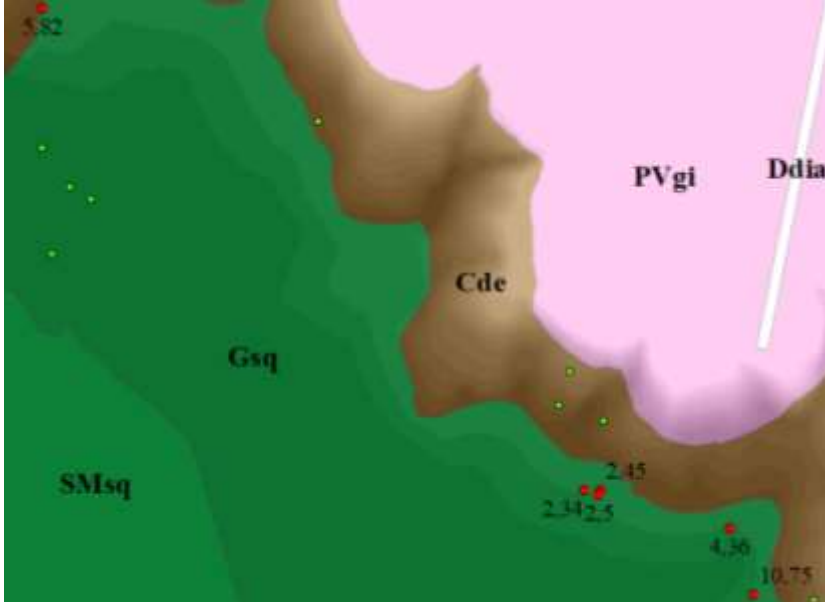
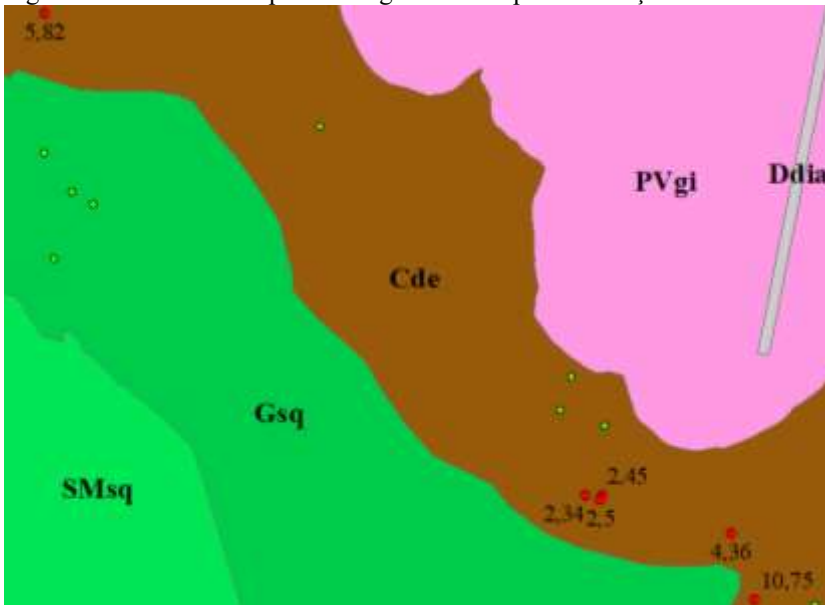


Figura 53 Detalhe do mapeamento geotécnico após a alteração.



Outros 14 pontos também necessitaram de avaliação, sendo listados na Tabela 34. A avaliação do impenetrável foi interrompida na profundidade de 6m, pois a necessidade de mudança na unidade e grupo de solo de cada ponto e as adaptações no mapeamento geotécnico foram se tornando menos frequentes.

Tabela 34 Pontos com baixa profundidade do impenetrável locados em solos de plano

Impenetrável (m)	Unidade anterior	Unidade nova	Nível d'água	Justificativa para a mudança ou não de unidade
2,45	AQsq	AQsq*	0,9	declividade: 0°; textura: somente areias; cor: 1 de cinza esverdeado e 1 de castanho amarelado
2,5	AQsq	Cde	0,75	declividade: 9°; textura: mais argilosas; cor: marrom clara
3,55	AQsq	AQsq*	0	declividade: 0°; textura: varia entre silte e areia; cor: 1 camada de variegado, 1 camada de branco e 1 camada de cinza
3,59	Gsq	Gsq*	Não informado	declividade: 0°; textura: argilas moles ou muito moles; cor: cinza e cinza esverdeado
3,74	Gsq	Cde	0,8	declividade: 2° textura: silte arenoso de pouco compacto a compacto; cor: variegado
4,3	Gsq	Gsq*	SI	declividade: 0° textura: 2 de argila mole, 1 de 1 de argila média e 1 a de areia compacta cor: marrom e avermelhado
4,86	Gsq	Gsq*	0,2	declividade: 1,9° textura: silte arenoso cor: 1 de marrom e 2 de cinza
4,95	AQsq	Cde	1,17	declividade: 0°; textura: silte arenoso fofo ou pouco compacto; cor: variegado; provavelmente houve um corte neste local
5,1	AQsq	AQsq*	Não informado	declividade: 0°; textura: argila mole, média e dura; cor: 1 de cinza escuro e 2 de variegado
5,45	AQsq	AQsq	1,5	declividade: 0° textura: somente areias cor: cinza e cinza escuro
5,45	AQsq	AQsq*		declividade: 0°; textura: somente areias; cor: cinza e cinza escuro;
5,5	Gsq	Gsq*	Não informado	declividade: 0°; textura: siltes arenosos e areias compactas cor: 2 de cinza escuro e 2 de variegado
5,85	AQsq	Gsq		declividade: 0°; textura: somente siltes arenosos cor: variegado
Não informado, mas contém 8 camadas de Nspt	Gsq	AQPsq	1,3	declividade: 5°; textura: mais arenosa cor: bege e amarelado

*Unidades mantidas

4.3.3 Resultado da Avaliação da Presença de Solos Moles nas 3 Primeiras Camadas de SPT

Dos 505 pontos que restaram, ao avaliar a presença de camadas de Aterro, Argila Mole, Argila Muito Mole, Silte Argiloso Mole ou Silte Argiloso Muito Mole (conforme descrito no item 3.5.3), foi possível constatar que:

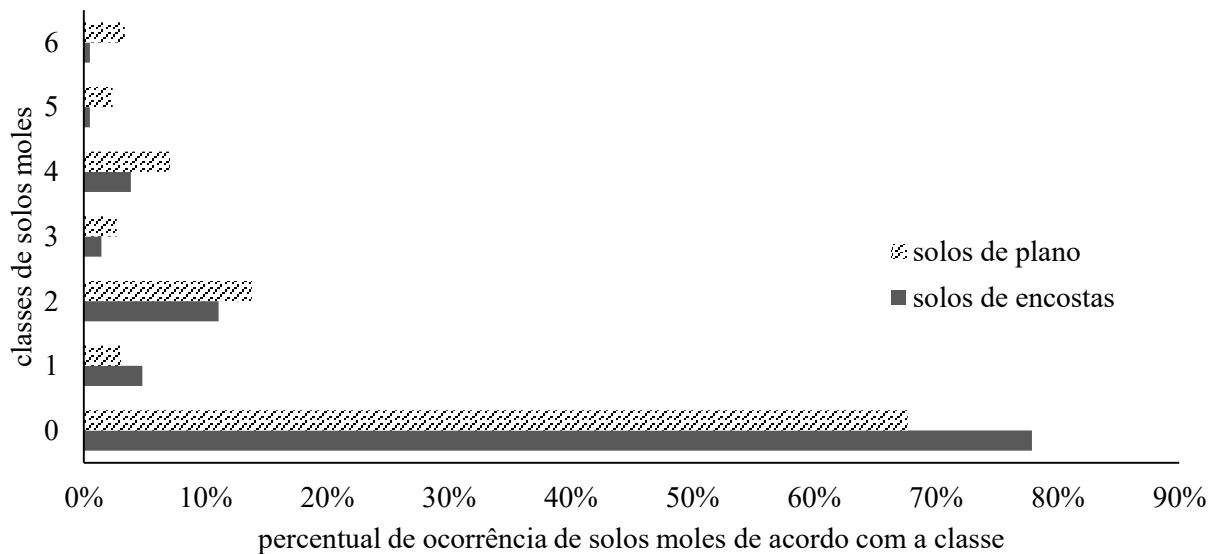
- 41,2% (208 pontos) encontram-se em solos de encostas, sendo que 22,12% (46 pontos) indicaram a presença de solos moles variando a “classe” de 1 à 6.
- 58,8% (297 pontos) localizam-se em solos de plano, sendo que 32,3% (96 pontos) indicaram a presença de solos moles. Podendo apresentar no mínimo uma única camada de argila ou silte argiloso mole (classe 1) e no máximo as 3 camadas de argila ou silte argiloso muito mole (classe 6).
- A Tabela 35 e o gráfico da Figura 54 apresentam as classes de solos moles de acordo com os grupos de solos.
- Os aterros estão presentes em 22,11% (43 pontos) de solos planos e em 13,54% (13 pontos) dos solos de encostas. O número de pontos e os percentuais relativos para cada quantidade de camada de aterro estão expostos na Tabela 36.

Tabela 35 Classes de solos moles nas 3 camadas mais superficiais.

Classes*	Solos de encosta		Solos de plano	
	Pontos	(%)	Pontos	(%)
0	162	77,88	201	67,68
1	10	4,81	9	3,03
2	23	11,06	41	13,80
3	3	1,44	8	2,69
4	8	3,85	21	7,07
5	1	0,48	7	2,36
6	1	0,48	10	3,37

* Lembrando que, 0 indica a ausência de solos moles e 6 indica que todas as camadas foram classificadas como solos muito moles.

Figura 54 Gráfico de distribuição das classes de solos moles para os dois grupos de solos.



* 0 indica a ausência de solos moles, 1 indica uma camada de solo mole e 6 indica que todas as camadas foram classificadas como solos muito moles.

Tabela 36 Camadas de aterro de cada grupo de solos.

Número de camadas de aterro	Solos de Plano		Solos de Encostas	
	Pontos	(%)	Pontos	(%)
1	24	55,81	8	61,54
2	10	23,26	4	30,77
3	9	20,93	1	7,69

Ao observar o gráfico da Figura 54, fica evidente que os números pares tem maior frequência que os ímpares, o que pode ser justificado pela possibilidade de ser mais comum existirem 2 ou 3 camadas de mesma consistência, do que camadas de consistências diferentes. Observa-se também, neste gráfico, que de maneira geral, na área de estudos, é mais frequente a não ocorrência de camadas de solos moles, para ambos os grupos de solos, sendo esta informação prevista para os solos de encostas, mas não para os solos de plano.

Ao observar mais detalhadamente os solos de plano que somaram zero (sem presença de solos moles), constatou-se o predomínio da unidade AQsq, seguido da unidade PZsq e da unidade SMsq. É aceitável que as unidades AQsq e PZsq não apresentem solos moles nas primeiras camadas, mas é tecnicamente improvável que a unidade de Solos de Mangue de sedimentos quaternários (SMsq) não apresente solos moles, nestas camadas mais superficiais. Avaliou-se a possibilidade de estarem localizadas em algum local de aterro ou quando nem todas as camadas foram avaliadas (ensaio interrompido), porém ainda restaram 11 pontos localizados na unidade SMsq. Estes 11 pontos foram inicialmente avaliados quanto a proximidade com outra unidade geotécnica e quanto a inclinação do terreno conforme segue:

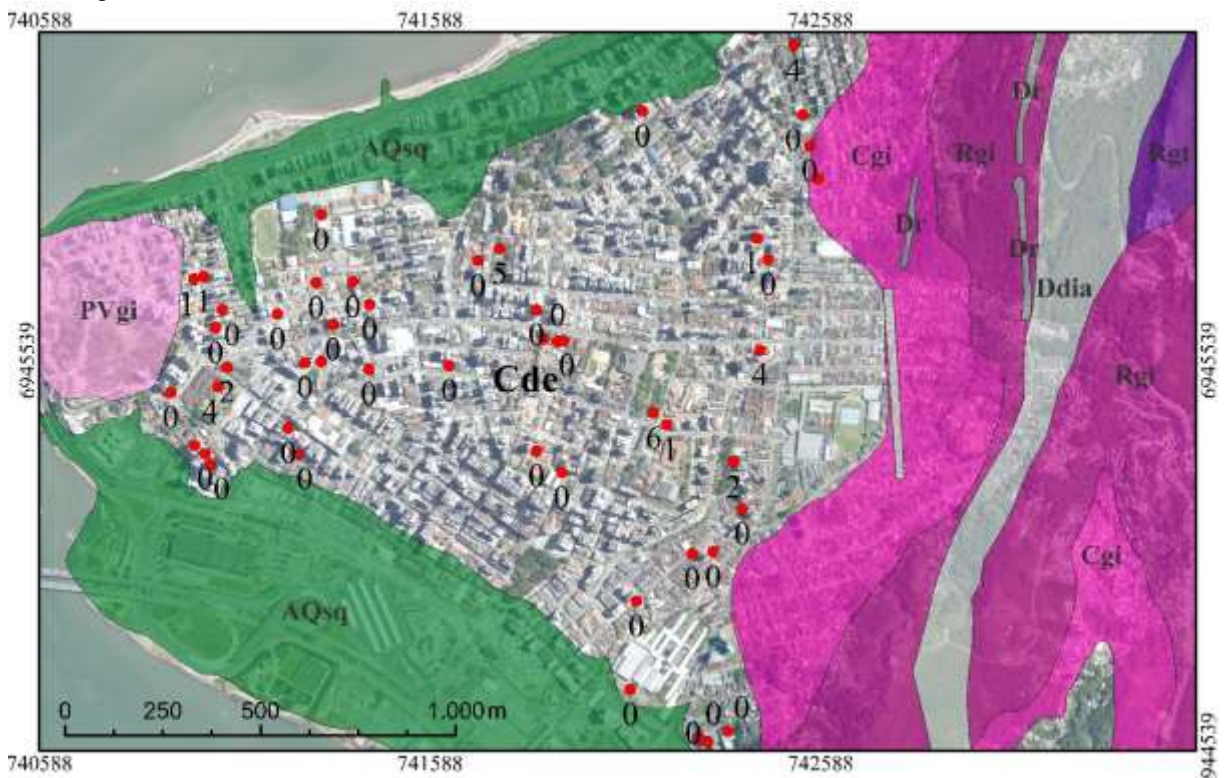
- Um dos pontos encontrava-se a 23m da unidade Cgi. Assim, o mapa foi alterado para que este ponto ficasse dentro da unidade Cgi.
- Em uma pequena área isolada de 0,15km² haviam 4 pontos, toda a área foi convertida na unidade vizinha AQsq. Todos apresentavam predominância de areia.
- Um ponto que indicava SMSq era na verdade AQsq. Este ponto contribuiu para uma melhor visualização da coloração da unidade SMSq por meio da imagem de satélite, permitindo melhorar a delimitação.
- Dois pontos indicavam SMSq e foram convertidos em PZsq, adaptando o mapeamento geotécnico.
- Por meio da imagem foi possível identificar que dois pontos pertenciam unidade vizinha Cde.
- Um ponto e mais 3 pontos vizinhos foram convertidos em Gsq.

Quanto aos solos de encostas, imaginava-se que fossem observadas apenas as classes zero ou 1, no máximo 2 ou 3. Contudo, como pôde ser observado na Tabela 35, 13 pontos resultaram em classe 3 ou mais. Estes pontos foram avaliados e resultaram no exposto a seguir:

- O único ponto que resultou em classe 6, está localizado na unidade Cde, na mesma região central, demonstrada na da Figura 49 (página 117), onde foram observadas variações bem significativas nas profundidades do impenetrável e do nível d'água. Foi avaliado se poderia tratar-se de um erro de cadastro, o que também não se justificou, desta forma o ponto foi mantido na unidade Cde. Esta região de 2,8km², contém 59 pontos (conforme ilustra a Figura 55) as classes variam de 0 a 6, sendo:
 - 77,7% (46 pontos) na classe 0;
 - 8,5% (5 pontos) na classe 1;
 - 3,4% (2 pontos) na classe 2;
 - 1,7% (1 ponto) na classe 3;
 - 5,1% (3 pontos) na classe 4;
 - 1,7% (1 ponto) na classe 5;
 - 1,7% (1 ponto) na classe 6.
- Um dos pontos que estava na unidade PVgi foi alterado para Gsq por apresentar mais características de solos de plano. O outro ponto foi mantido PVgi.

- Um dos pontos que estava na unidade Cgi foi alterado para AQsq, e o outro para Cde, por apresentarem proximidade e características destas unidades.
- Conforme mencionado por Santos (1998) no item 2.13.6 (página 71) foi comprovado que a unidade Cde apresenta camadas intermediárias de Glei a profundidades superiores à 0,60m.

Figura 55 Variação das classes de solos moles nas 3 camadas mais superficiais na região central de Florianópolis.



4.3.4 Resultados da Avaliação das Cores Típicas

Ao avaliar as cores de cada camada dos 505 pontos, e dividi-las nos 3 grupos de cores (sedimentar, residual e indefinidas), foram obtidos os resultados da Tabela 37 para cada grupo de solo. Conforme abordado anteriormente, os solos de plano, normalmente, são sedimentares e os solos de encostas são, na maioria das vezes, de origem residual. Na área de estudos a unidade AQPsq é eólico e a unidade Cde são coluvionar, no entanto, as duas apresentam coloração (tons de vermelho, laranja e amarelo) compatível com os solos residuais.

Na Tabela 37, observa-se que, para ambos os grupos de solos, a compatibilidade entre solos de plano e cores de solos sedimentares e a compatibilidade entre solos de encostas e cores de solos residuais, é de aproximadamente 70%. Para ambos os grupos, a incompatibilidade

entre os grupos de solos (de plano e de encostas) e as classes de cor (sedimentar e residual) é semelhante (em torno de 20%). O número de pontos incompatíveis encontra-se em negrito, sendo estes pontos avaliados pela proximidade com o outro grupo de solo compatível com a cor, seguido da declividade. A Tabela 39 divide estes pontos incompatíveis de acordo com o intervalo de distância até o outro grupo de solos.

Tabela 37 Quantitativo de classes de cor para cada grupo de solo.

Classe de cor	Solos de Plano		Solos de Encostas	
	Pontos	(%)	Pontos	(%)
Indefinida	29	9,83	23	10,95
Sedimentar	206	69,83	43	20,48
Residual	60	20,34	144	68,57

Tabela 38 Distância entre os pontos com incompatibilidades (grupo de solo e as classes de cor) e a linha de transição entre os dois grupos de solos.

Distância até o outro grupo de solos	Solos de plano		Solos de encostas	
	Pontos	(%)	Pontos	(%)
até 50m	17	28,33	13	56,52
50 à 100m	16	26,67	5	21,74
100 à 150m	27	45	3	13,04
superior à 150m	-	-	2	8,70

A Tabela 39 mostra um exemplo onde os pontos que pertencem ao grupo de solos planos (GrupoSolo), tem cor residual (CorFim) e estão localizados a até 50m dos solos de encostas. Para facilitar a identificação dos solos que apresentassem a possibilidade de serem de unidades de encostas, tem-se as colunas de avaliação conforme abordado nos itens anteriores. A ordem delas prioriza a presença de solos moles nas 3 primeiras camadas (A_Mol123), seguida pela profundidade do impenetrável (Impenetrav) e nível de água após 24hs (Nagua24). A última coluna (AvaliaCor) foi inserida para facilitar o processo de avaliação, nesta etapa foram inseridos os intervalos de distância até o grupo de solos de encostas.

Tabela 39 Tabela de atributos para avaliação dos pontos com incompatibilidades.

Unidade	GrupoSolo	CorFim	A Mol123	Impenetrav	Nagua24	AvaliaCor
Cde	Solos de Encostas	Sedimentar	1000	3,11	1000	até 50m
Cde	Solos de Encostas	Sedimentar	1000	3,52	1,49	até 50m
Cde	Solos de Encostas	Sedimentar	100	3	1000	até 50m
Ddia	Solos de Encostas	Sedimentar	2	1000	2,78	até 50m
AQPsq	Solos de Encostas	Sedimentar	2	1000	2,1	até 50m
Cde	Solos de Encostas	Sedimentar	0	5,3	1000	até 50m
Cde	Solos de Encostas	Sedimentar	0	6,74	0,69	até 50m
DNsq	Solos de Encostas	Sedimentar	0	9,45	0,1	até 50m
Cgi	Solos de Encostas	Sedimentar	0	13,45	1000	até 50m
Cde	Solos de Encostas	Sedimentar	0	14,32	1	até 50m
DNsq	Solos de Encostas	Sedimentar	0	19,19	2,19	até 50m
AQPsq	Solos de Encostas	Sedimentar	0	1000	1,72	até 50m
DNsq	Solos de Encostas	Sedimentar	0	1000	0,9	até 50m

Ao avaliar os pontos que continham incompatibilidades entre a cor final predominante e o grupo de solo que lhes estava atribuído, observou-se que:

- Dentre os pontos que apresentaram a incompatibilidade de cor, e estavam localizados, a uma distância de até 50m, da divisa entre os solos de plano e de encostas, na maioria dos casos, foram classificados no grupo de solo incorreto, não havendo necessidade de adaptação do mapeamento geotécnico.
- Nos pontos em que a distância é superior à 50m, as demais características justificavam a escolha do grupo do solo.
- A denominação “variegado” está presente também em solos sedimentares, sobretudo nas unidades AQsq e Gsq. Nos solos de plano, foram muito observadas as alternâncias de cores nas camadas.
- O cinza é a cor que mais gera dúvidas, sobretudo quando pretende-se distinguir a unidade Cde de algumas unidades de solos de plano, pois ambas podem apresentar camadas de Gleis. Nestas unidades foram levadas em consideração as demais características citadas.
- Os pontos que continham o valor 1000 (não determinado por meio do ensaio) para o impenetrável, muitas vezes, não continham a profundidade de paralisação, sendo necessário avaliar por meio do número de camadas de Nspt. Por exemplo, se o ponto contém 10 camadas poderá ser solo de plano, mas se tiver mais de 15 camadas é bem mais provável que seja um solo de plano.

4.4 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DEFINITIVO

O mapeamento geotécnico final encontra-se na

Grupo de Solo	Unidade	Áreas (km ²)	Área (%)
Solos de Encostas (63,2%)	AQPsq	28,6	7,3
	Cde	21,1	5,4
	Cg.gn	0,2	0,1
	Cgi	57,3	14,6
	Cgsp	1,8	0,5
	Cgt	5	1,3
	Cr	1,7	0,4
	Dan	0,4	0,1
	Dda	0,8	0,2
	Ddia	10,7	2,7
	DNsq	14,9	3,8
	Dr	0,5	0,1
	PVg.gn	0,1	0,0
	PVgi	85,9	21,8
	PVgsp	0,3	0,1
	PVgt	2,3	0,6
	Rg.gn	2,6	0,7
	Rgi	7,3	1,9
	Rgt	0,7	0,2
	Rr	6,7	1,7
Solos de Plano (36,8%)	AQsq	52,6	13,4
	Gsq	42,3	10,7
	HOsq	1,1	0,3
	PZsq	24	6,1
	SMsq	24,8	6,3

Figura 56 e as áreas de cada uma das unidades geotécnicas na Tabela 40. A área total das unidades de solos de encostas resultou em 248,9km² (63,2%) e a das unidades de solo de plano em 144,8km² (36,8%). Dentre os solos de encostas, o PVgi é a unidade com maior área, seguida pelo Cgi. Estas unidades somadas ocupam mais da metade da área dos solos de encostas. Dentre os solos de plano, a unidade com maior área é a AQsq, seguida pelo Gsq. Estas unidades somadas ocupam mais de 60% dos solos de plano.

Algumas das unidades de solos de encostas possuem área inferior à 1km², é o caso das unidades Cg.gn, do Dda, do Dr, do Dan, do PVg.gn, do PVgsp e do Rgt. Além destas, outras 3 unidades (Cgsp, do Cr e do PVgt) resultaram em valores inferiores a 1% da área dos solos de encostas. Do total de 20 unidades geotécnicas, 10 delas apresentaram área pouco significativa.

Tabela 40 Áreas das Unidades Geotécnicas Finais.

Grupo de Solo	Unidade	Áreas (km ²)	Área (%)
Solos de Encostas (63,2%)	AQPsq	28,6	7,3
	Cde	21,1	5,4
	Cg.gn	0,2	0,1
	Cgi	57,3	14,6
	Cgsp	1,8	0,5
	Cgt	5	1,3
	Cr	1,7	0,4
	Dan	0,4	0,1
	Dda	0,8	0,2
	Ddia	10,7	2,7
	DNsq	14,9	3,8
	Dr	0,5	0,1
	PVg.gn	0,1	0,0
	PVgi	85,9	21,8
	PVgsp	0,3	0,1
	PVgt	2,3	0,6
	Rg.gn	2,6	0,7
	Rgi	7,3	1,9
	Rgt	0,7	0,2
	Rr	6,7	1,7
Solos de Plano (36,8%)	AQsq	52,6	13,4
	Gsq	42,3	10,7
	HOsq	1,1	0,3
	PZsq	24	6,1
	SMSq	24,8	6,3

Figura 56 Mapeamento Geotécnico Final

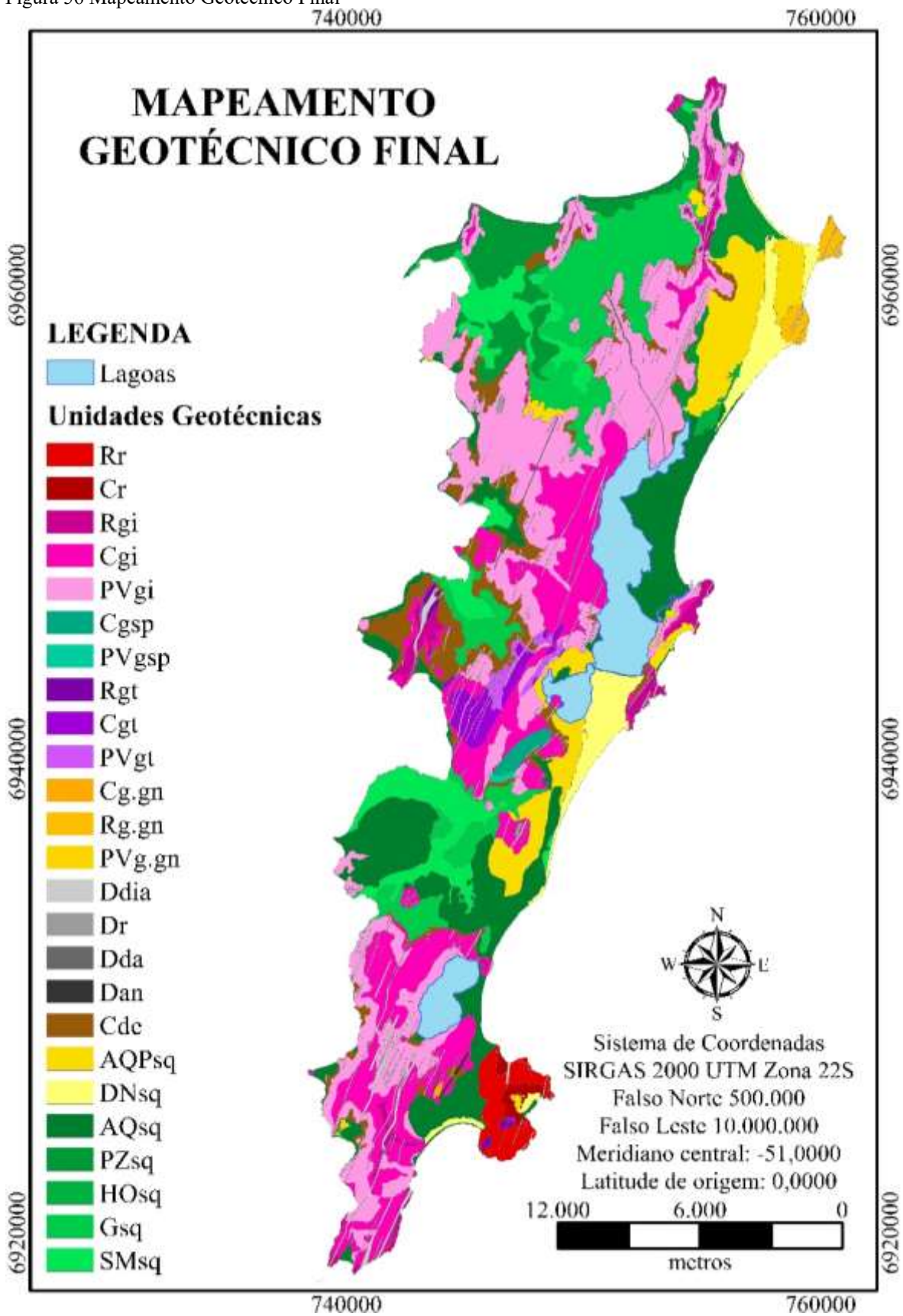
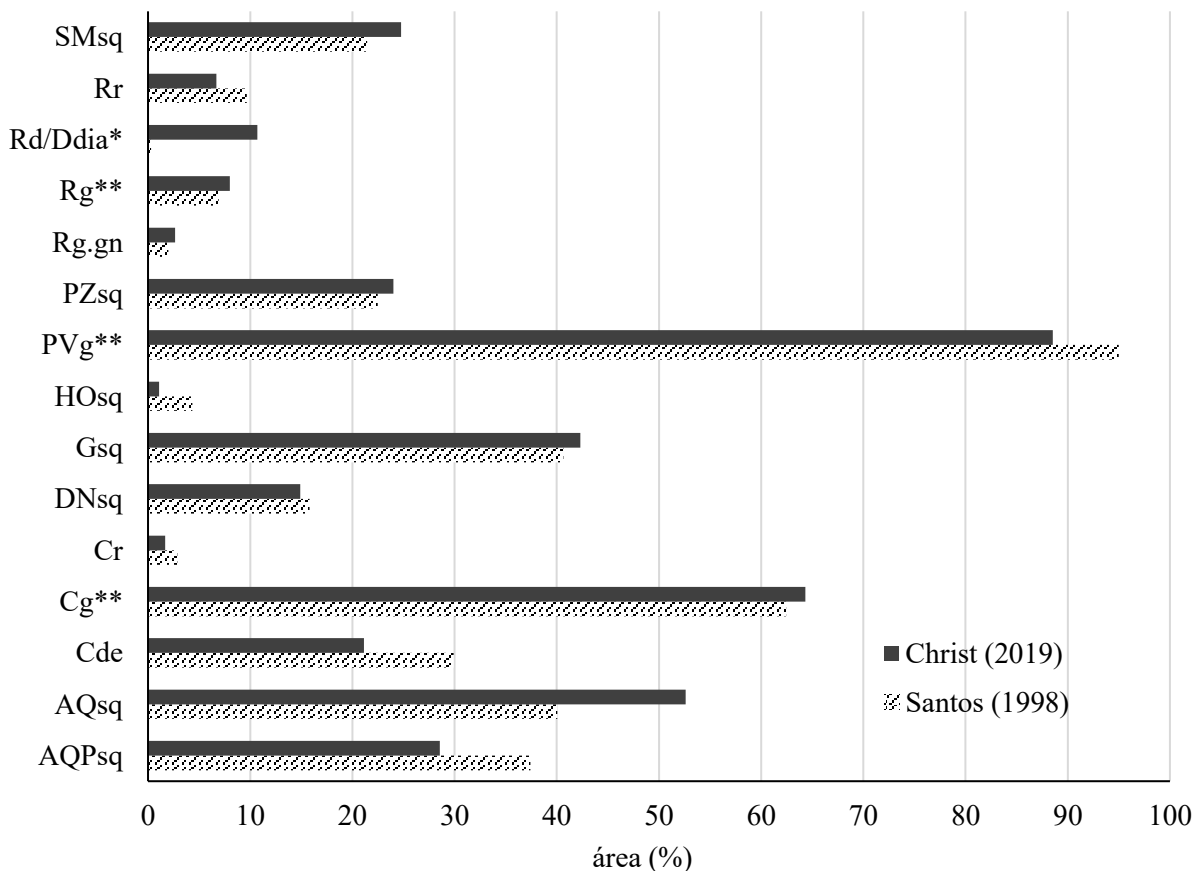


Tabela 41 Siglas e nomes das unidades geotécnicas da área de estudos

Sigla	Nome completo da unidade
Rr	Litossolo de substrato riolito
Cr	Cambissolo de substrato riolito
Rgi	Litossolo de substrato granito Ilha
Cgi	Cambissolo de substrato granito Ilha
PVgi	Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Ilha
Cgsp	Cambissolo de substrato granito São Pedro de Alcântara
PVgsp	Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito São Pedro de Alcântara
Rgt	Litossolo de substrato granito Itacorubi
Cgt	Cambissolo de substrato granito Itacorubi
PVgt	Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito Itacorubi
Cg.gn	Cambissolo de substrato granito gnaisse
Rg.gn	Litossolo de substrato granito gnaisse
Ddia	Diques de diabásio
Dr	Diques de riolito
Dda	Diques de dacito
Dan	Diques de andesito
Cde	Cambissolo de substrato depósito de encostas
AQPsq	Areia Quartzosa Podzolizada de substrato sedimentos quaternários
AQsq	Areia Quartzosa substrato sedimentos quaternários
DNsq	Dunas substrato sedimentos quaternários
PZsq	Podzol Hidromórfico o substrato sedimentos quaternários
HOsq	Solos Orgânicos substrato sedimentos quaternários
Gsq	Gleissolo substrato sedimentos quaternários
SMsq	Solos Moles substrato sedimentos quaternários

O gráfico da Figura 57 compara as áreas das unidades geotécnicas obtidas no presente estudo com as obtidas por Santos (1998), embora algumas unidades tenham sido inclusas (Ddia, Dan, Dda e Dr), e outras divididas. Como mencionado anteriormente, as unidades que antes continham o substrato granito, foram divididas em três tipos de granito (o Ilha, o Itacorubi e o São Pedro de Alcântara).

Figura 57 Gráfico comparativo entre as áreas do mapeamento geotécnico final e o de Santos (1998)



*A unidades Rd de Santos (1998) é compatível com a unidade Ddia. **Unidades que no mapa atual o substrato granito se divide em três tipos, portanto foram comparados ao somatórios para as litologias Cambissolo, Podzólico Vermelho-Amarelo e Litossolos.

Com as modificações no mapeamento geotécnico a unidade AQsq teve um aumento significativo (31,3%) e a unidade AQPsq uma redução significativa (23,7%). Estas unidades superficialmente podem ser confundidas. Porém, a AQPsq, tem coloração bege que tende ao vermelho, amarelo ou laranja, enquanto a AQsq tem coloração bege tendendo ao cinza. A unidade Cde também diminuiu significativamente (29,3%), o que provavelmente se deve a uma melhor análise no mapa de declividades.

4.5 RESULTADO DE BOREHOLE SHEAR TEST

Os ensaios de *Borehole Shear Test* foram realizados em 26 pontos, sendo que 9 foram executados em parceria (com uma dissertação e um trabalho de conclusão de curso), 3 são de estudos de outro autor, e 14 foram realizados no presente estudo. A Tabela 42 detalha as fontes de dados, número de pontos e unidade geotécnica, e fornece alguns detalhes de como o ensaio

foi realizado. Para os pontos em que o ensaio foi realizado como inundado e na umidade natural, foram adotados apenas os valores de ensaios inundados.

Tabela 42 *Borehole Shear Test*

Número de pontos	Unidades geotécnicas*	Fonte do dado	Particularidades do ensaio
14	Rgi PVgt PVgi Ddia Cgi Cde AQPsq	A autora	Acima do lençol freático, e inundado, até 1,2m de profundidade.
6	PVgi Cgt Cgi Cde Rgi	Coautoria com Caramz (2017)	Acima do lençol freático, na umidade natural e inundado, até 1,2m de profundidade.
3	Cgi Cde PVgi	Coautoria com Costella (2018)	Acima do lençol freático, inundado, até 1,2m de profundidade.
3	Cde Ddia	Sakamoto et al. (2015)	Acima do lençol freático, inundado, aproximadamente 70cm de profundidade.

*Estas unidades geotécnicas são as adotadas pelos autores contudo no decorrer deste estudo algumas delas foram alteradas.

O mapa da Figura 58 apresenta a localização dos pontos de execução do BST e a Tabela 43 o número de pontos de acordo com a unidade geotécnica. Para uma melhor visualização dos pontos, a Figura 59 traz em destaque a área mais urbanizada da Ilha, onde estão localizados mais pontos de execução do BST. Ao comparar estes dois mapas, é possível notar que no presente estudo, buscou distribuir melhor espacialmente os pontos de análise, sendo executados mais ensaios na região norte e sul.

Figura 58 Pontos de execução do BST.

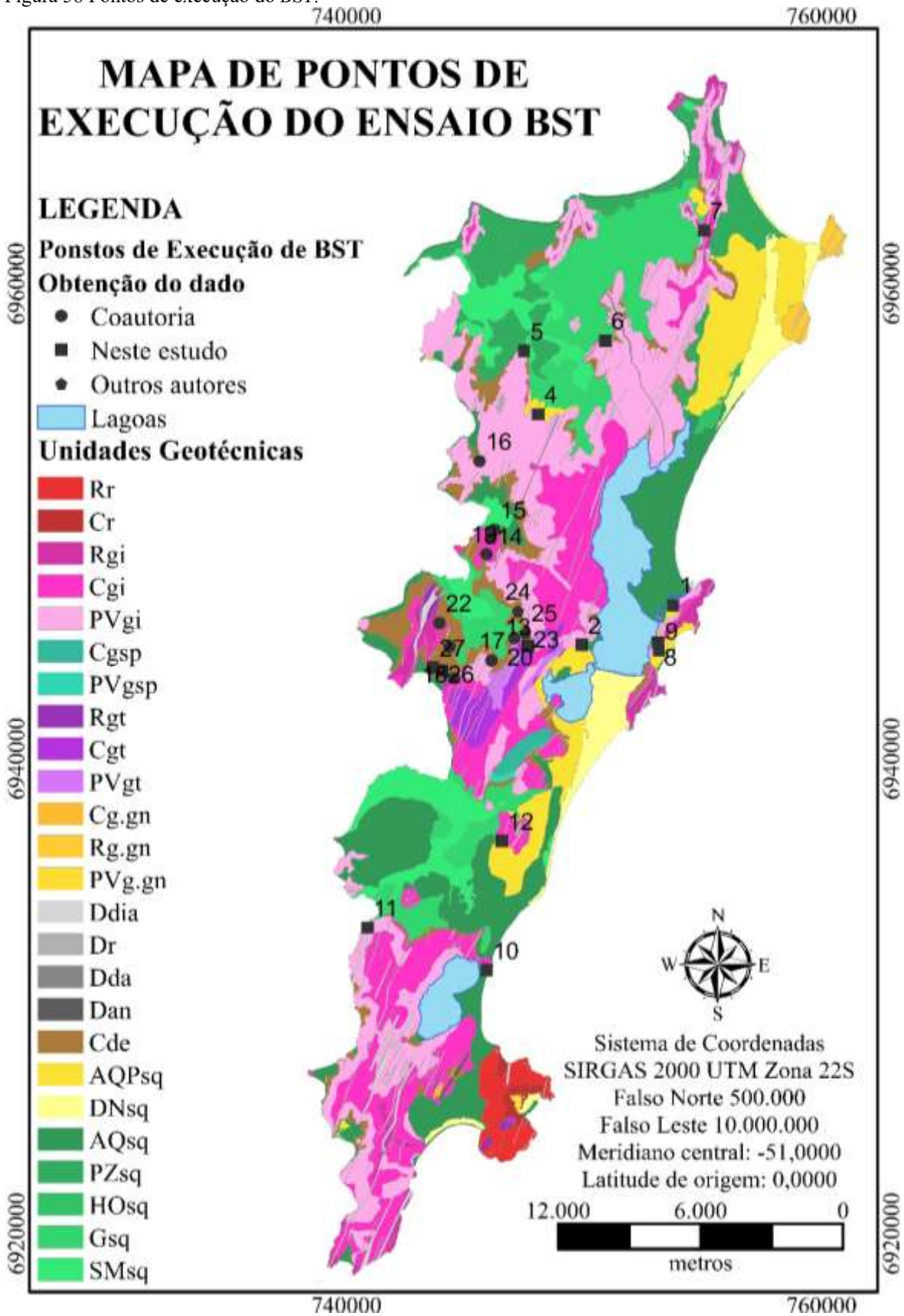


Figura 59 Destaque da área mais urbanizada, e com o maior número de pontos de execução do BST.

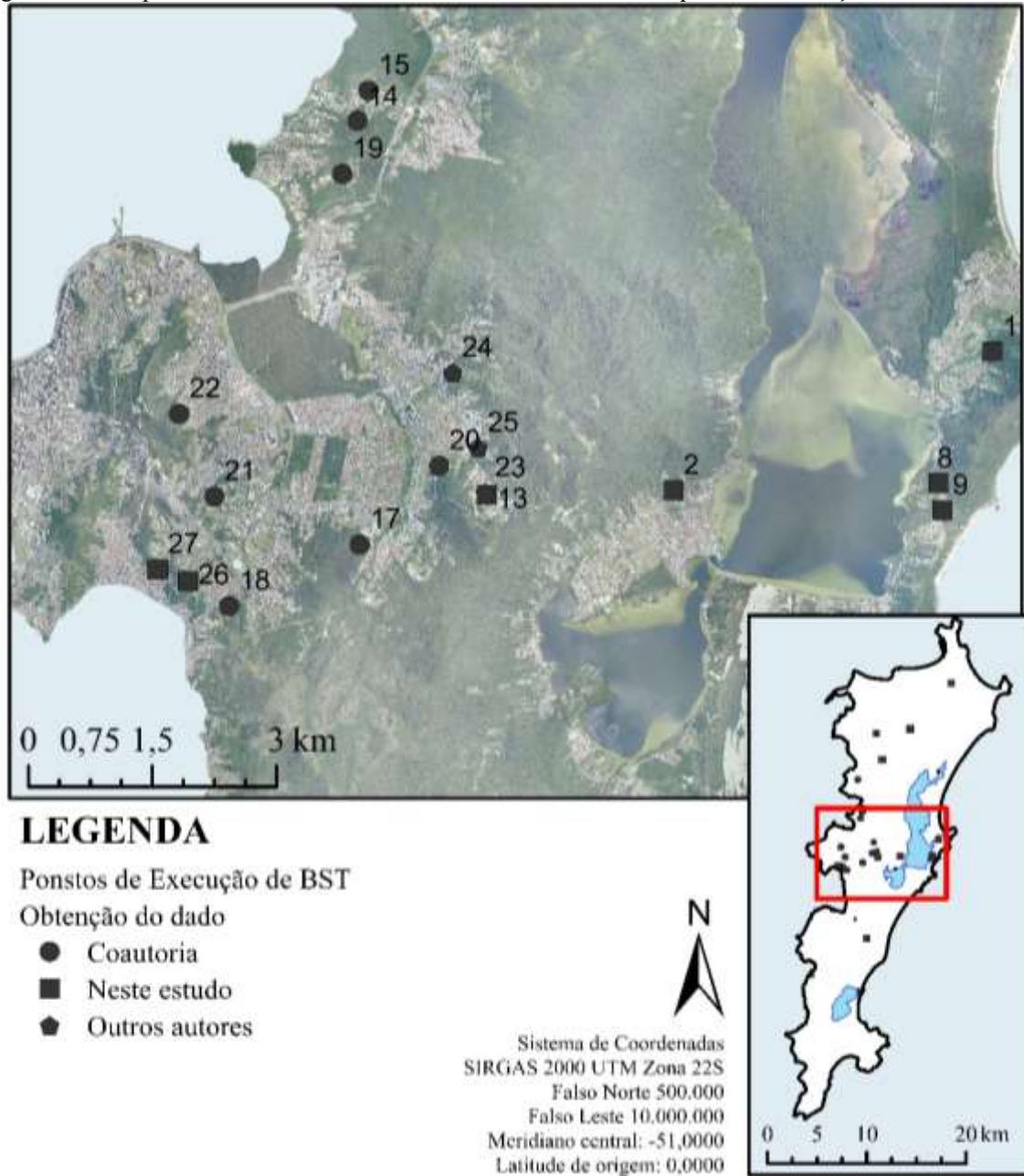


Tabela 43 Número de pontos de execução do BST de acordo com as unidades geotécnicas

Unidade	Número de pontos de execução do BST	Área (m ²)*
AQPsq	3	28,6
Cde	7	21,1
Cgi	4	57,3
Cgt	1	5,0
Ddia	2	10,7
PVgi	6	85,9
PVgt	1	2,3
Rgi	2	7,3

*mesmas áreas obtidas no mapeamento geotécnico, na Tabela 40.

O gráfico da Figura 60 apresenta a envoltória de cada ponto onde foi executado o BST. Neste gráfico é possível notar que a maioria dos valores de coesão encontra-se no intervalo de 5 e 10 kPa. A menor coesão (1kPa), foi obtida na unidade Cde (ponto 24) e a maior (19,78kPa) na unidade PVgi (ponto 5). O ensaio do ponto 8, na unidade PVgi, apresentou o ângulo de atrito (44,87kPa) significativamente acima dos demais, o menor valor (10,92°) também foi obtido na unidade PVgi demonstrando que a unidade tem alta variabilidade deste parâmetro. Todos os valores de coesão e ângulo de atrito constam na Tabela 44.

Figura 60 Envoltórias de ruptura

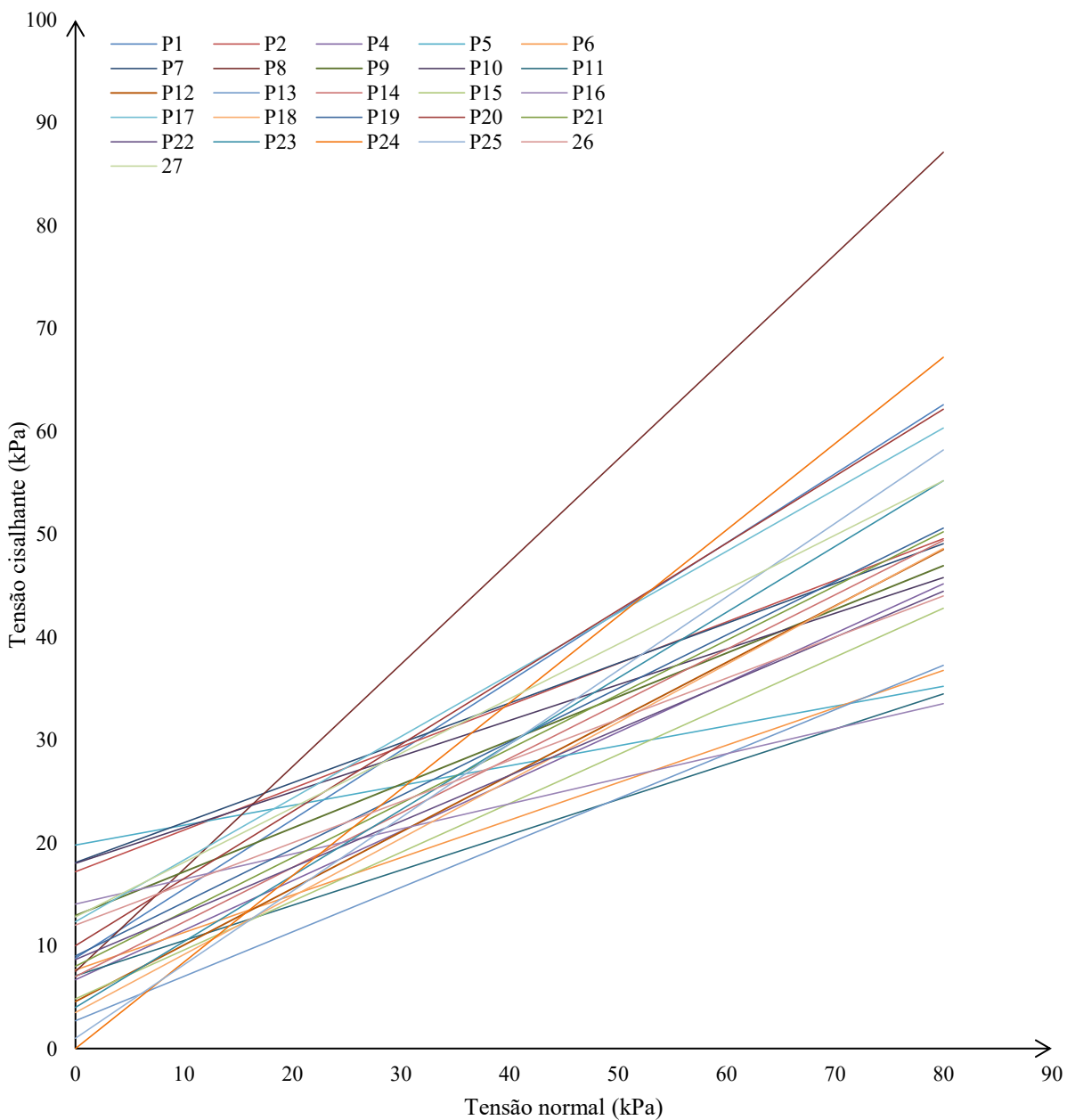


Tabela 44 Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por meio do BST

Ponto	Unidade Geotécnica	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito
P1	PVgi	8,79	33,92
P2	PVgi	17,19	22,03
P4	AQPsq	6,69	25,69
P5	PVgi	19,78	10,92
P6	PVgi	7,64	20,00
P7	Rgi	18,08	21,18
P8	PVgi	7,49	44,87
P9	AQPsq	21,88	11,87
P10	Cgi	18,00	19,15
P11	Ddia	7,07	18,91
P12	AQPsq	4,57	28,78
P13	PVgt	2,70	23,36
P14	Cgi	7,00	27,92
P15	Cde	4,83	25,39
P16	PVgi	14,04	13,69
P17	PVgi	12,33	30,96
P18	Cgt	3,5	29,42
P19	Cgi	9,00	27,47
P20	Cde	10	33,1
P21	Cde	8,00	27,83
P22	Rgi	8,65	24,11
P23	Ddia	4,0	32,62
P24	Cde	0,00	40,03
P25	Cde	1,00	35,56
P26	Cgi	12,00	21,80
P27	Cde	12,80	27,92

O gráfico da Figura 61 divide as envoltórias de ruptura de acordo com as unidades geotécnicas, assim, é possível observar que:

- A unidade PVgi, em destaque no gráfico da Figura 62, resultou em parâmetros de coesão e ângulo de atrito, bem variáveis, o que provavelmente se deve ao fato de que a unidade apresenta textura mais heterogênea com presença constante de matações. Esta heterogeneidade foi também descrita por Santos (1997), assim como a variação nos parâmetros de resistência ao cisalhamento (no item 2.13.6), que de acordo com a autora esta seria principal causa dos problemas de instabilidade de encostas nesta unidade.
- A unidade Cde (Figura 63) apresentou variação mais significativa na coesão que no ângulo de atrito, o que vai em consenso com o obtido por Santos (1997), conforme o item 2.13.6.

- Ao comparar os resultados das duas unidades geotécnicas, com maior número de pontos de execução do BST, a unidade PVgi e a unidade Cde (gráficos da Figura 62 e da Figura 63), é possível notar que, embora tenham sido realizados um número próximo de pontos execução do BST (6 para a unidade Cde e 7 para a unidade PVgi), a unidade PVgi apresentou uma variação muito significativa no ângulo de atrito, enquanto que a unidade Cde apresentou maior variação na coesão.
- Na unidade Cgi, nota-se que o ponto 10 apresenta valor de coesão e ângulo de atrito menos próximo dos demais pontos de execução da mesma unidade (Figura 64).
- A unidade AQPsq teve variação mais significativa na coesão, enquanto que o ângulo de atrito teve variação pouco significativa (Figura 65).

Figura 61 Envoltórias de ruptura destacadas por unidades geotécnicas.

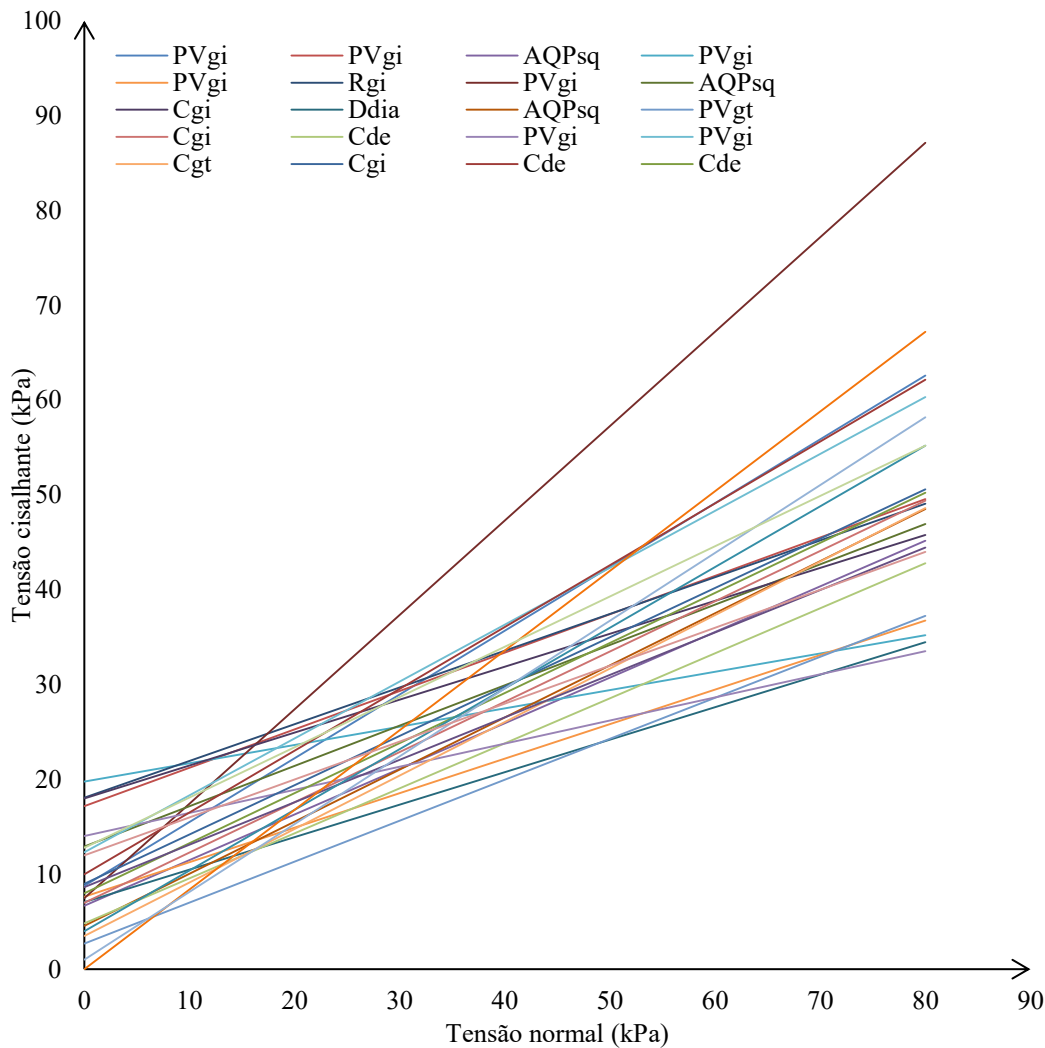


Figura 62 Envoltórias de ruptura obtidas por meio do BST para a unidade PVgi.

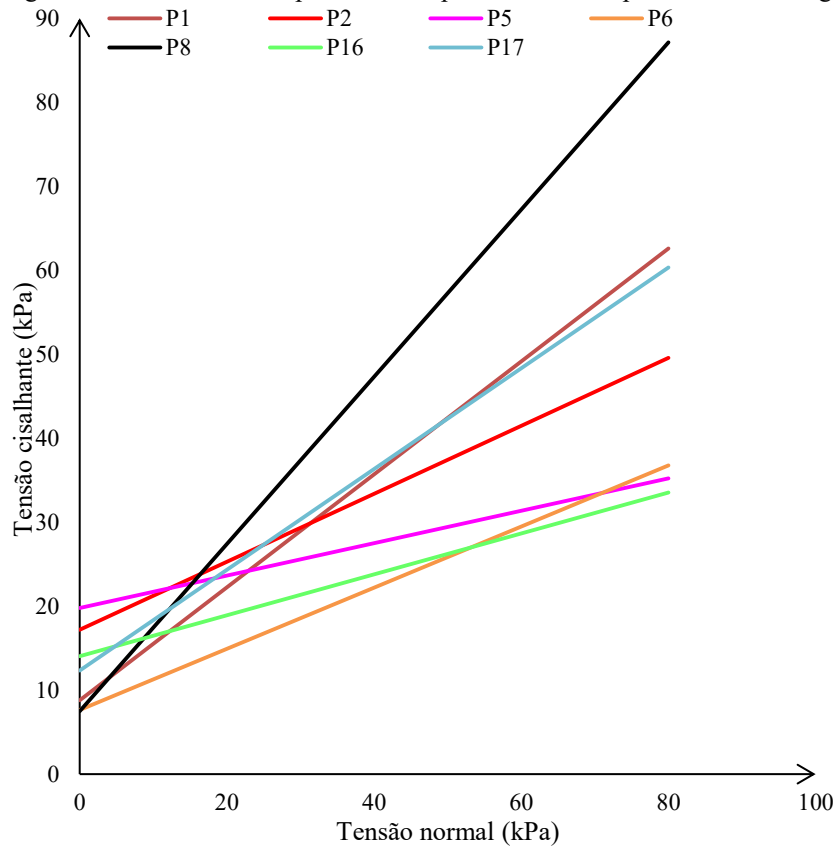


Figura 63 Envoltórias de ruptura obtidas por meio do BST para a unidade Cde.

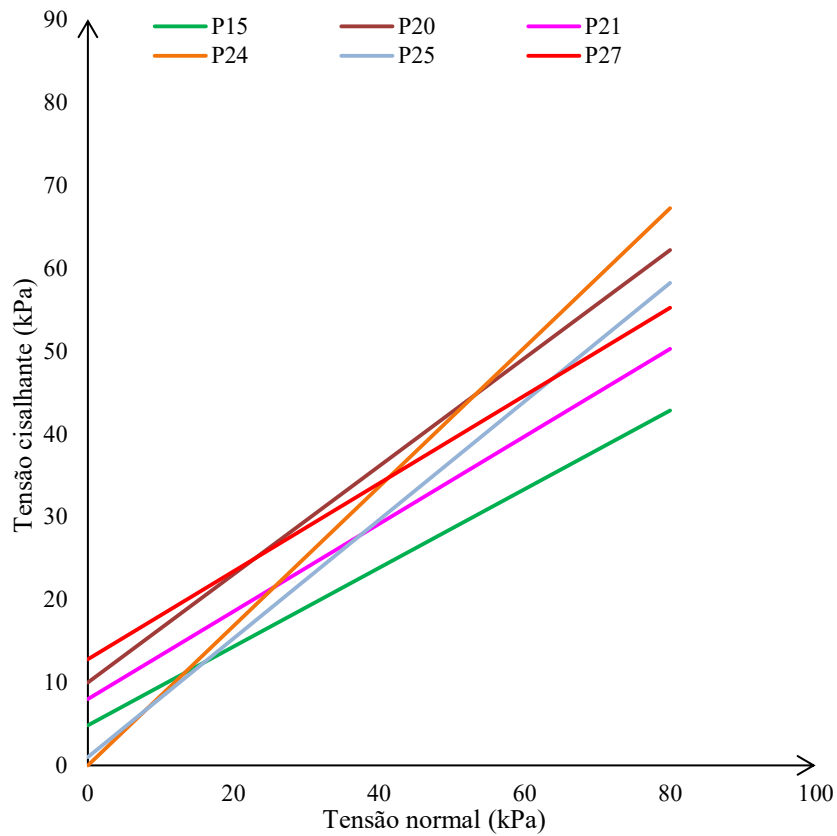


Figura 64 Envoltórias de ruptura obtidas por meio do BST para a unidade Cgi.

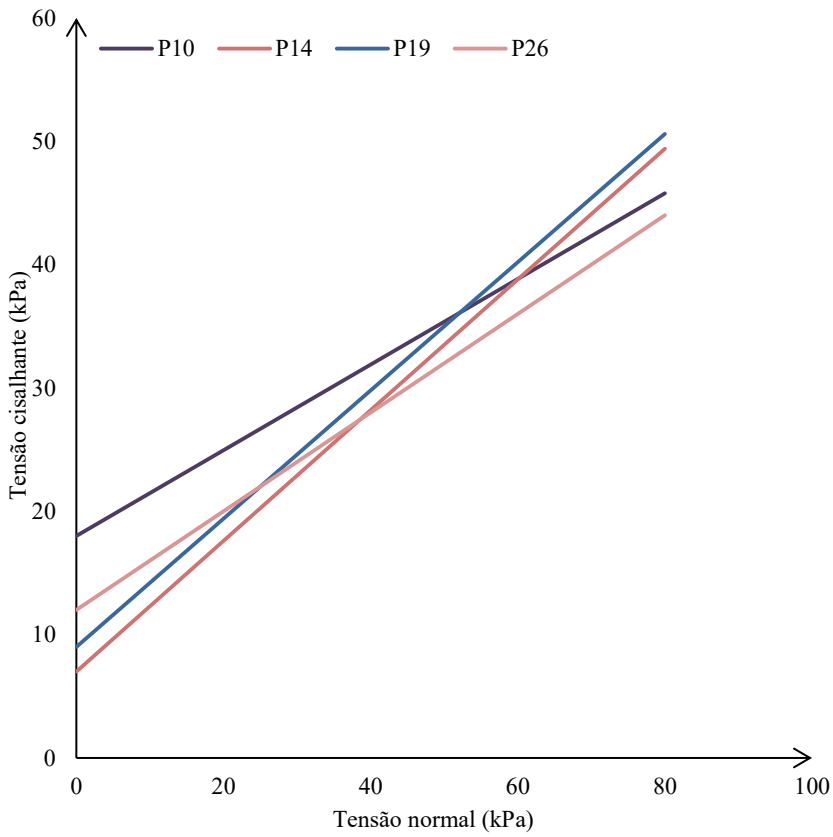
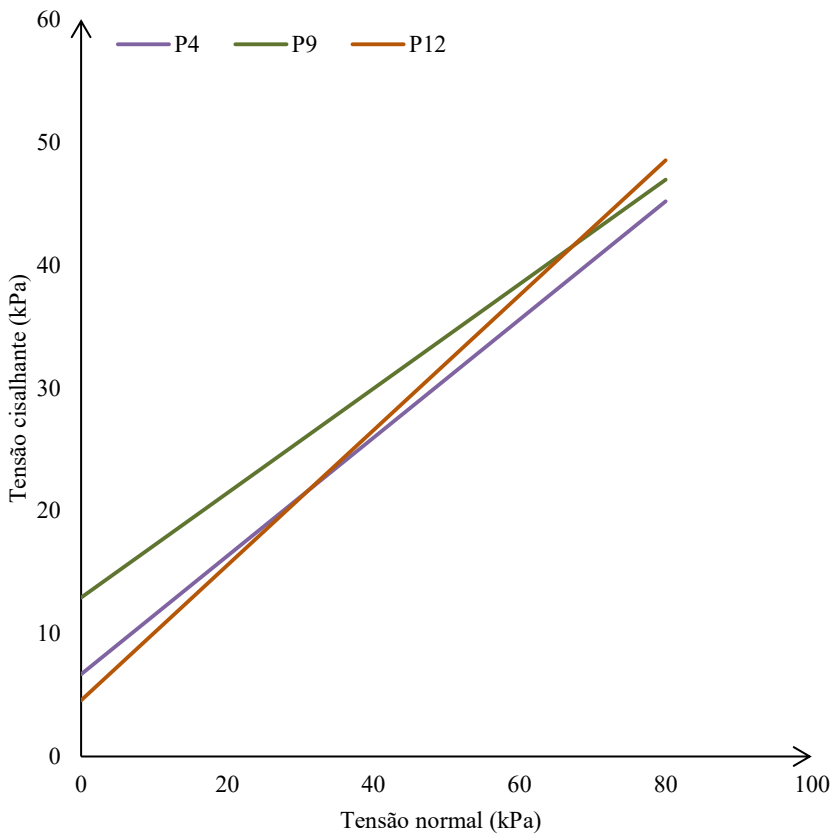


Figura 65 Envoltórias de ruptura obtidas por meio do BST para a unidade AQPsq.



4.6 PROCESSAMENTO DE DADOS POR MEIO DO MODELO SHALSTAB

Tendo em vista as situações expostas na Tabela 17, as simulações resultaram em 48 mapas, onde as áreas estão distribuídas conforme exposto nos gráficos da Figura 66 à Figura 69. Cada uma das colunas representa uma das simulações e as cores correspondem aos percentuais de áreas para cada uma das 7 classes, lembrando que a classe 7 é a menos suscetível. O gráfico da Figura 70 representa a área da classe de maior suscetibilidade a deslizamentos translacionais (classe 1) de cada simulação. Com base nestes gráficos é possível observar que:

- As simulações 1, 2 e 3 apresentaram as maiores áreas da classe 1 (maior suscetibilidade a deslizamentos), visto que para gerá-las foram utilizados os menores valores de coesão e ângulo de atrito e a profundidade do impenetrável mais profunda observada em toda a área de estudos. A densidade dos solos não se mostrou tão influente nestas três simulações.
- As menores áreas para a classe 1 correspondem às simulações 22, 23 e 24, onde foram utilizadas as médias dos valores de coesão e ângulo de atrito para cada uma das unidades e a profundidade do impenetrável interpolada.
- A Figura 71 mostra os mapas das simulações mais seguras (1, 2 e 3) e as menos seguras (22, 23 e 24).
- Comparando as áreas da classe de maior suscetibilidade, da simulação 1 (valores mínimos de coesão e ângulo de atrito, profundidade do impenetrável fixa de 47m, densidade do solo fixa em 27kN/m³), com as da simulação 13 (valores médios de coesão e ângulo de atrito para cada unidade, profundidade do impenetrável fixa de 47m, densidade do solo fixa de 27kN/m³), nota-se uma variação bem significativa de **134,03km²** para **40,33km²**, o que comprova a influência dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito no modelo *Shalstab*.

A influência dos parâmetros de entrada do *Shalstab* é melhor avaliada nos itens a seguir.

Figura 66 Distribuição das áreas (%) das classes de suscetibilidade para as simulações 1 a 12.

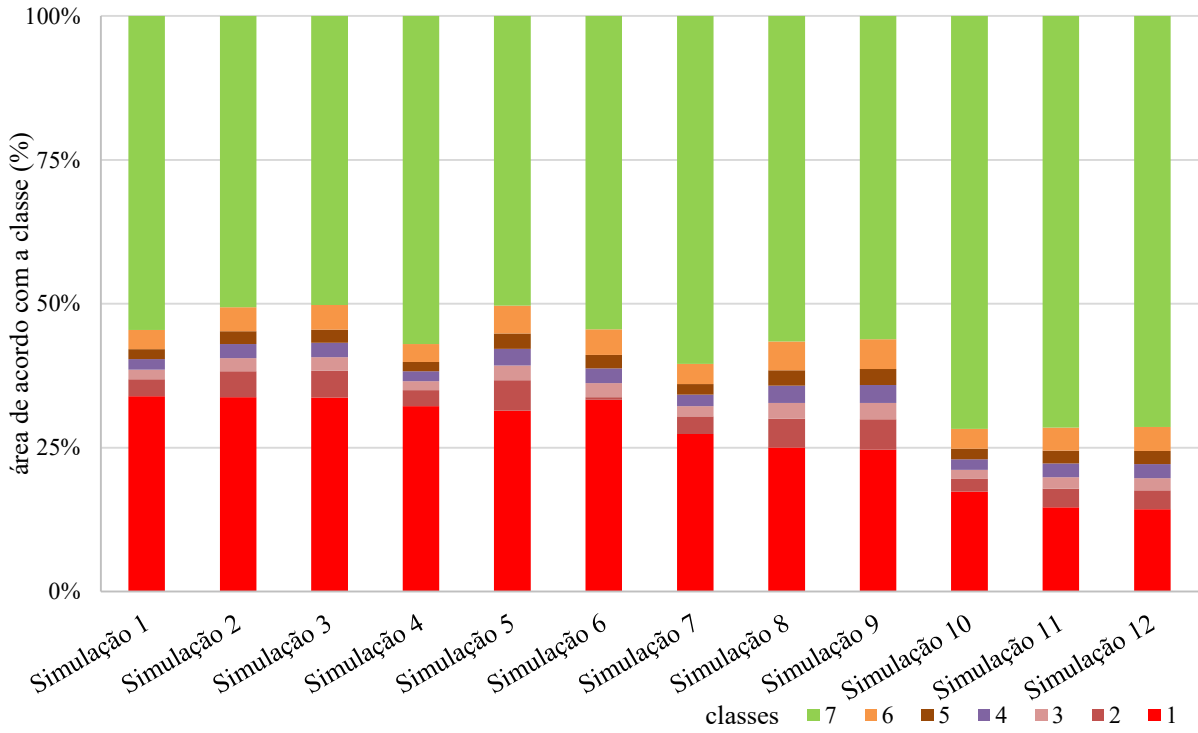


Figura 67 Distribuição das áreas (%) das classes de suscetibilidade para as simulações 13 a 24.

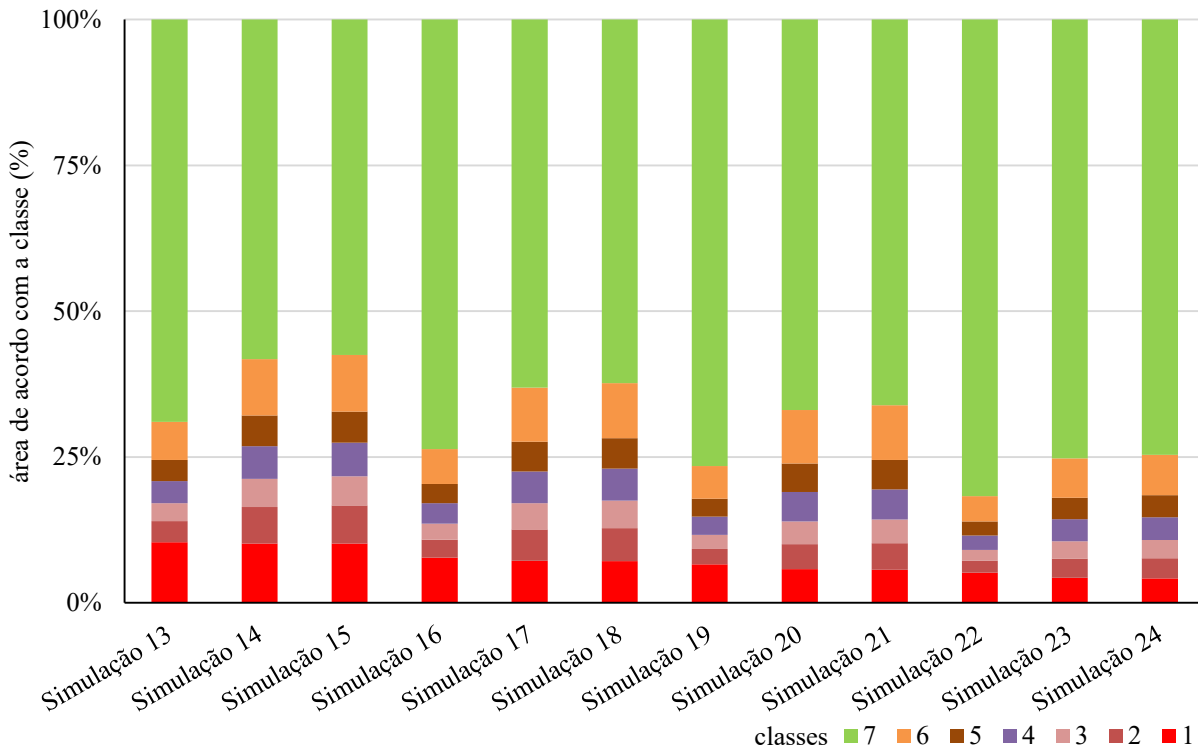


Figura 68 Distribuição das áreas (%) das classes de suscetibilidade para as simulações 25 a 36.

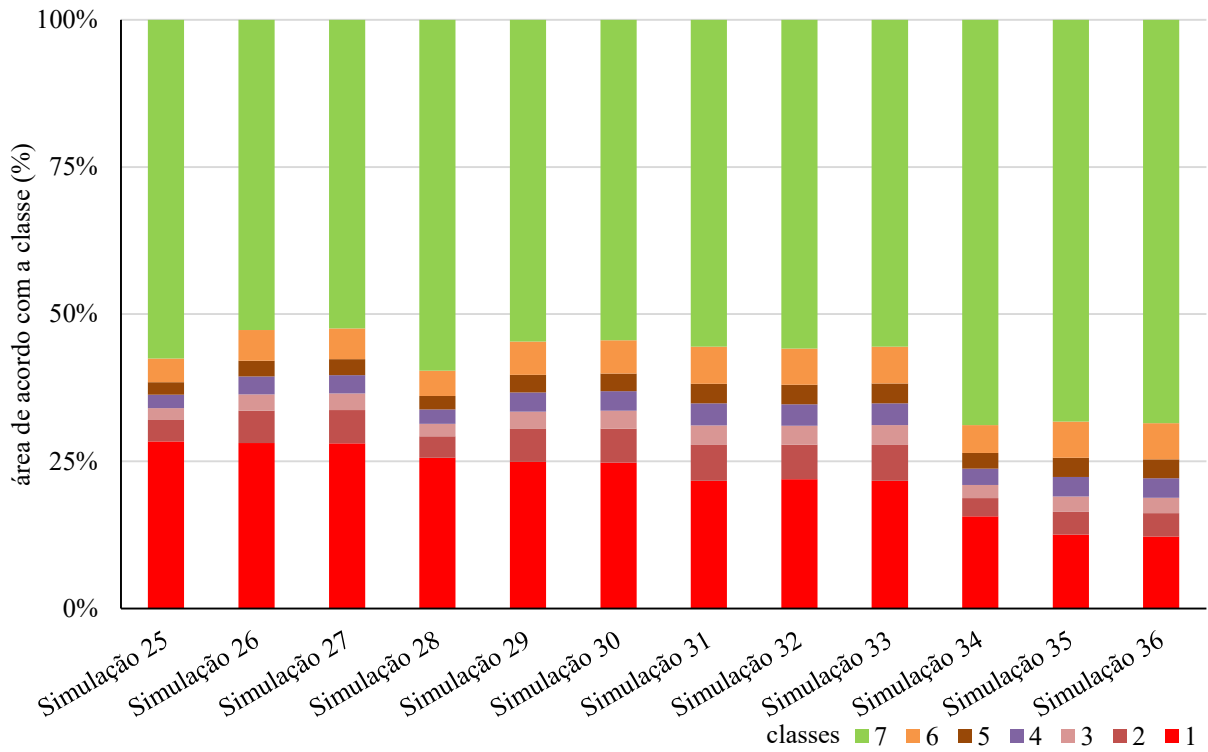


Figura 69 Distribuição das áreas (%) das classes de suscetibilidade para as simulações 37 a 48.

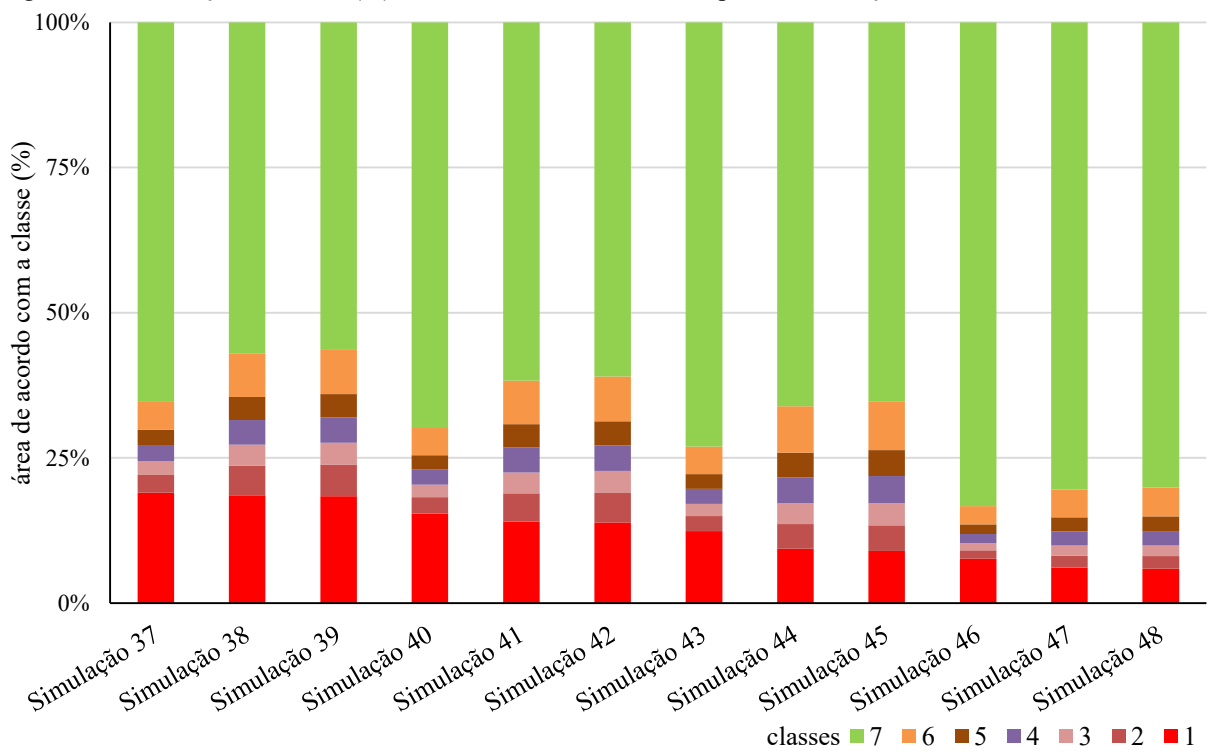


Figura 70 Áreas da classe de maior suscetibilidade de todas as simulações.

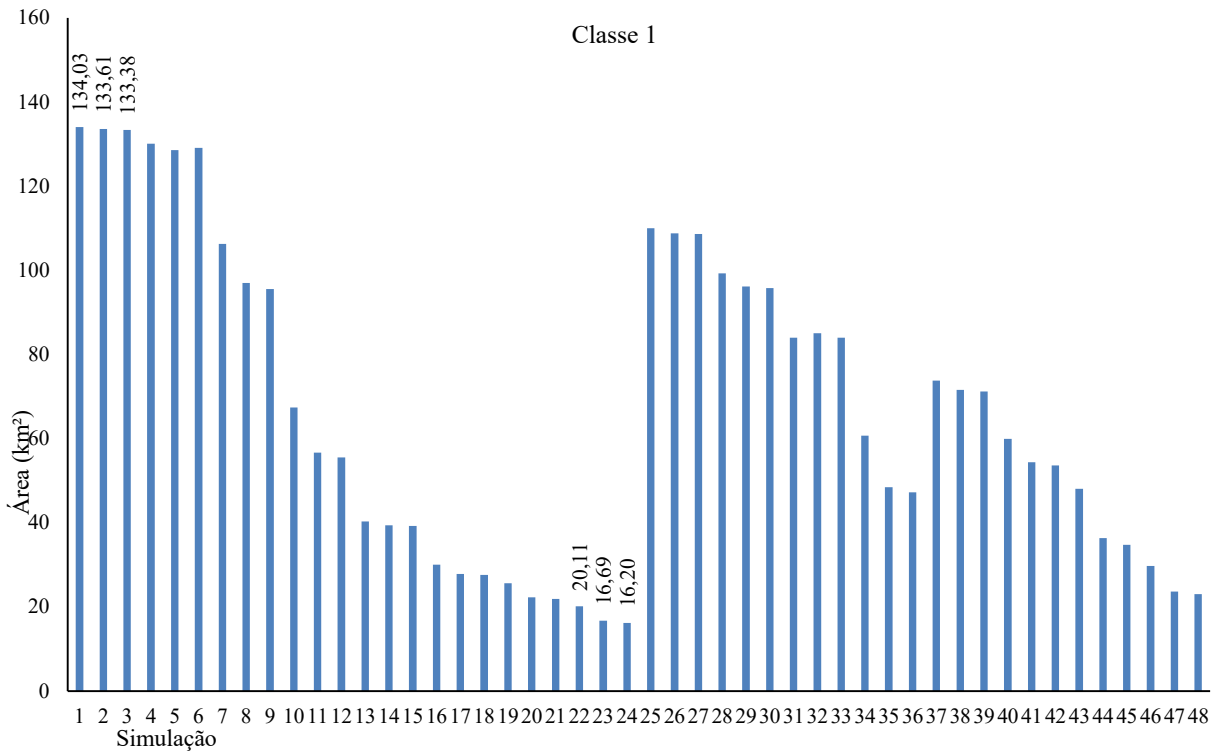
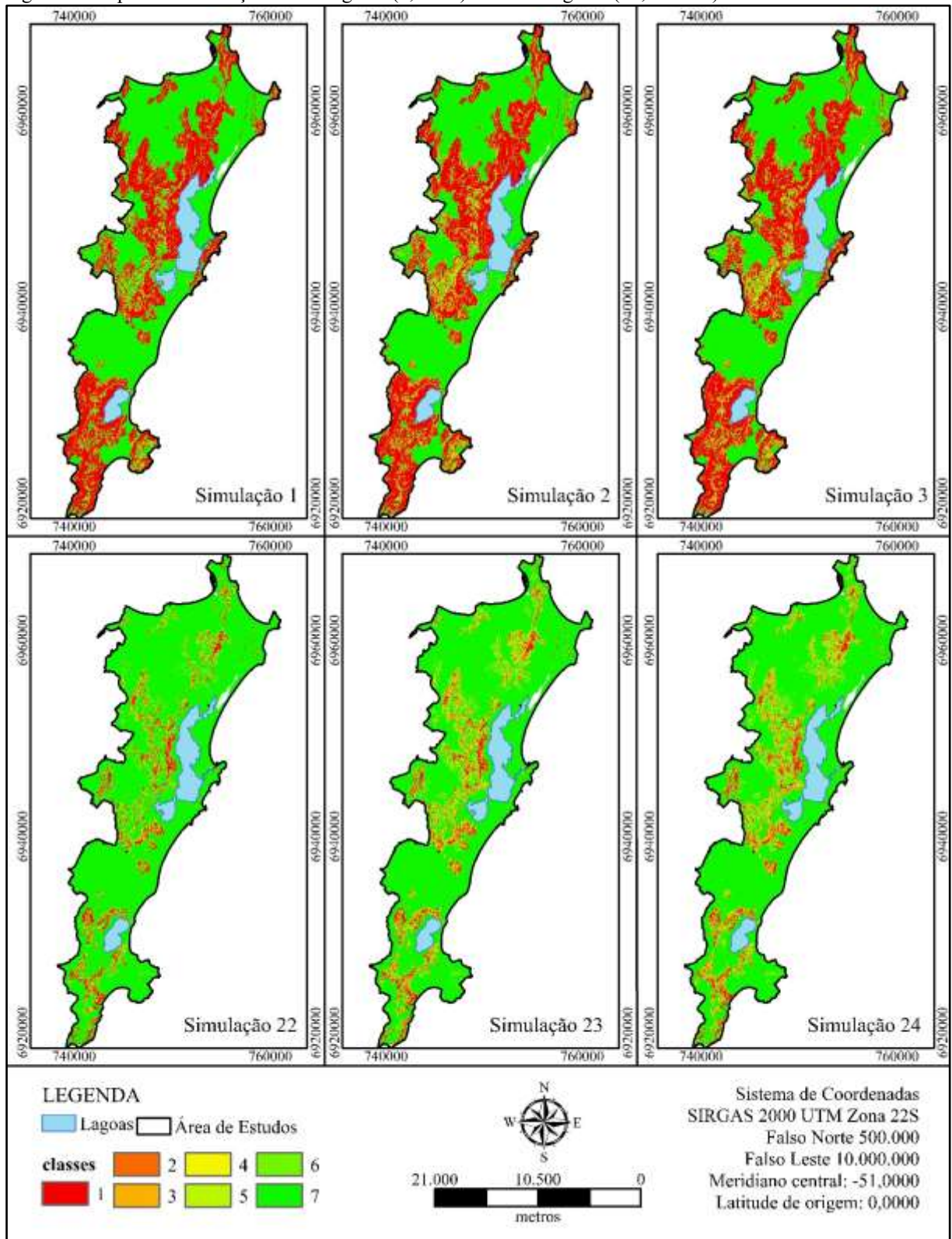


Figura 71 Mapas das simulações mais seguras (1, 2 e 3) e menos seguras (22, 23 e 24).



4.6.1 Análise da Influência da Densidade do Solo

Para analisar a influência da densidade do solo, as simulações foram divididas em grupos com os mesmos parâmetros de resistência ao cisalhamento e profundidade do impenetrável. Variando-se apenas a densidade do solo, tem-se os gráficos da Figura 72 até a Figura 87, sendo que por meio destes é possível constatar que:

- A área da classe 7 (menor suscetibilidade a deslizamentos) é sempre maior nas simulações onde foi usada a maior densidade observada em toda a área de estudos. Comparando as simulações onde foi usada a média da densidade 17kN/m^3 , para a maioria das unidades com as simulações onde foram usadas as densidades das unidades, observa-se uma variação muito baixa (menos de 1,5%) na classe 7. Este dado demonstrou que é mais coerente utilizar as densidades obtidas nas unidades ou a média.
- A classe 1 (maior suscetibilidade a deslizamentos) resultou em maior área nas simulações onde foi utilizada a maior densidade do solo de toda a área de estudos (fixa 27kN/m^3), sendo que este aumento chegou a até 27,7%. Este dado comprova o pressuposto de que maior densidade resultaria em um mapa com fator de segurança bem elevado, no entanto, a utilização da densidade 27kN/m^3 vai muito além da realidade, o que inicialmente serviria apenas como uma base comparativa.
- Analisando a área da classe 1 nas simulações onde foram usadas as densidades das unidades e onde foi usada a média geral de 17kN/m^3 em toda a área de estudos, houve uma variação de no máximo 4,4%.

Com base nestas informações, pode-se dizer que é mais coerente utilizar simulações com as densidades de 17kN/m^3 , ou as densidades das unidades geotécnicas. Estes resultados comprovaram a necessidade de coletas de amostras indeformadas, para o processamento no modelo Shalstab. Contudo, a necessidade de vários pontos com a variação deste parâmetro não se mostrou tão necessária.

Figura 72 Menores parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada uma das unidades estudadas e a profundidade do impenetrável máxima de 47m

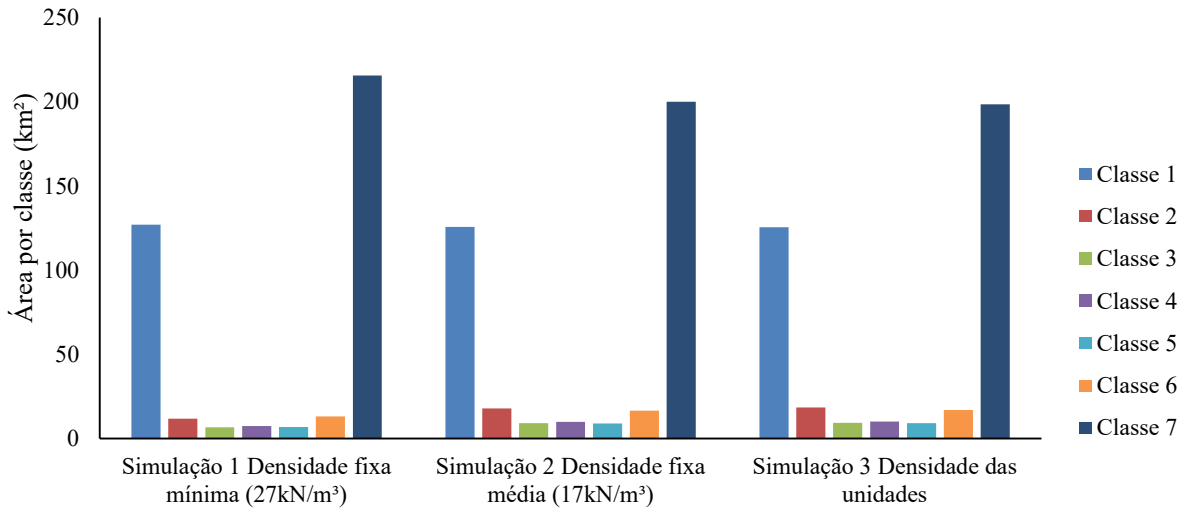


Figura 73 Menores parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e maior profundidade do impenetrável para cada unidade

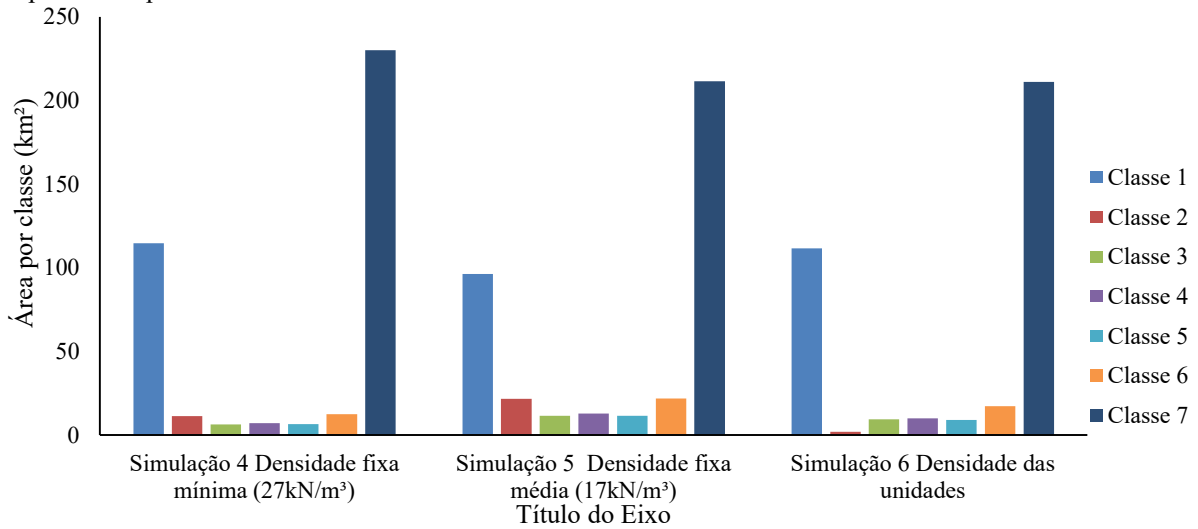


Figura 74 Menores parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e média do impenetrável de cada unidade

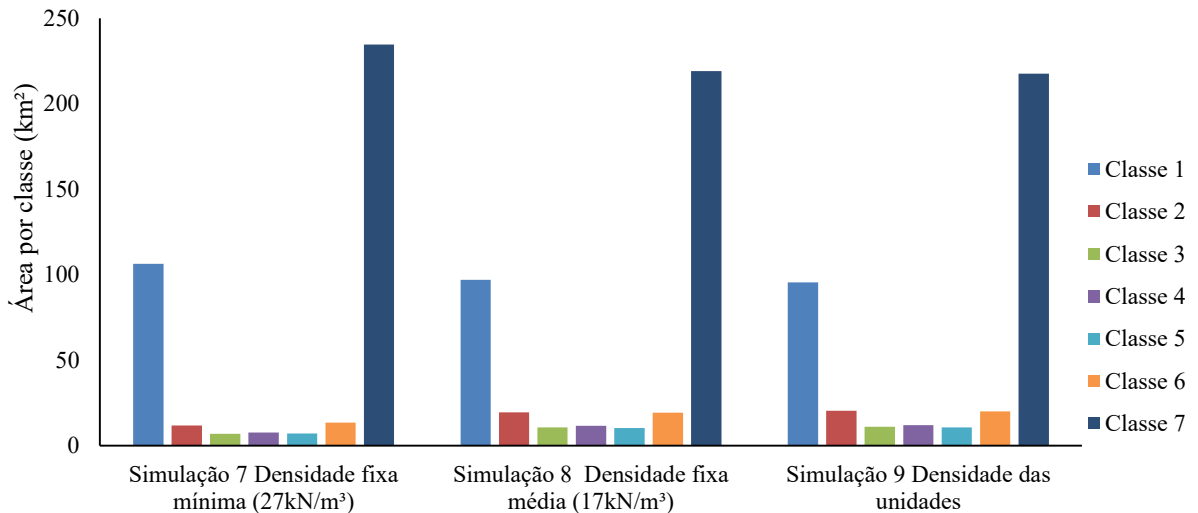


Figura 75 Menores parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e interpolação da profundidade do impenetrável

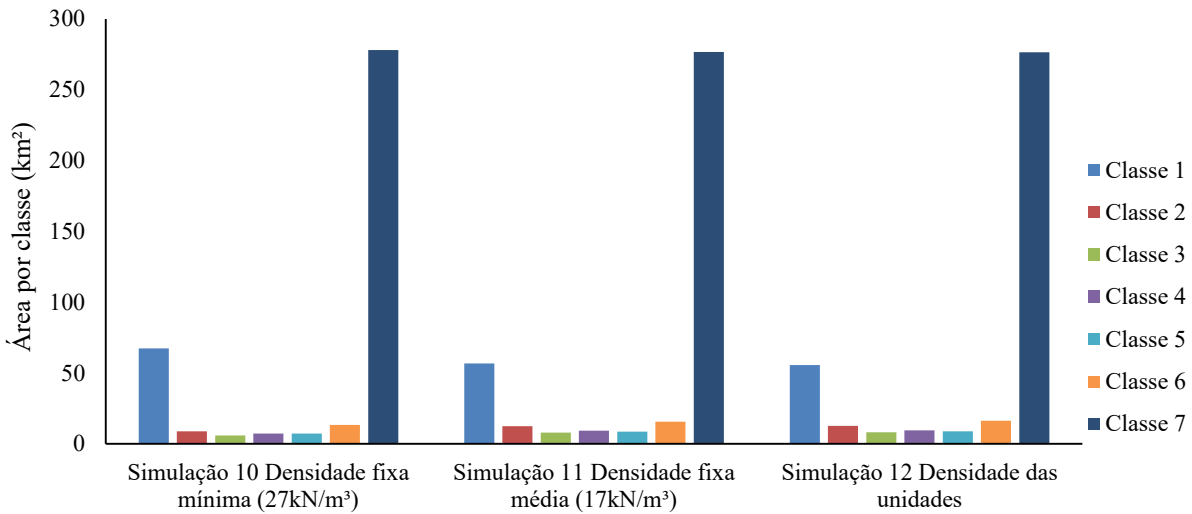


Figura 76 Médias parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e profundidade do impenetrável máxima de 47m

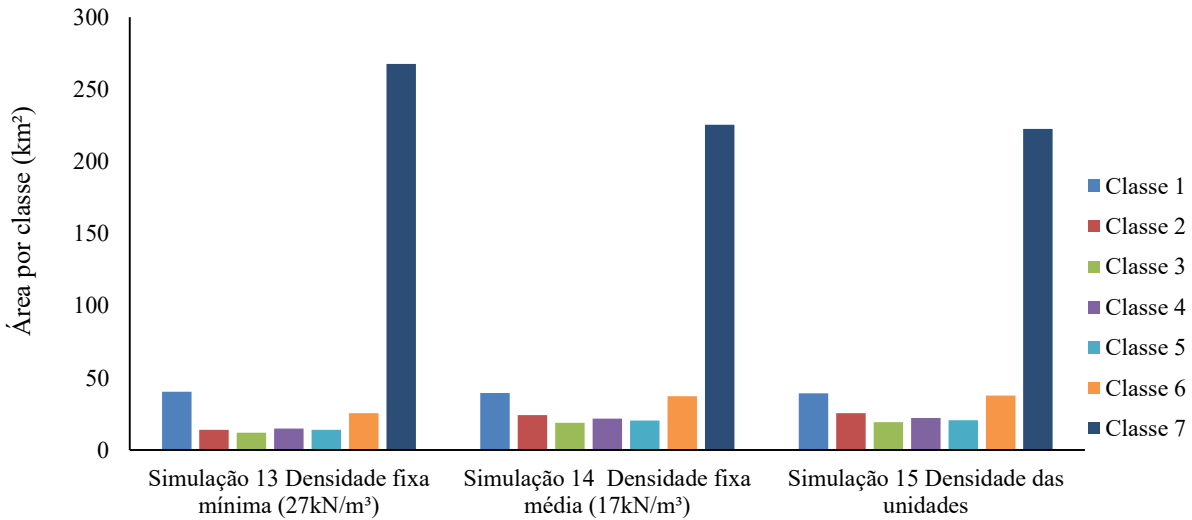


Figura 77 Médias dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e maior profundidade do impenetrável de cada unidade

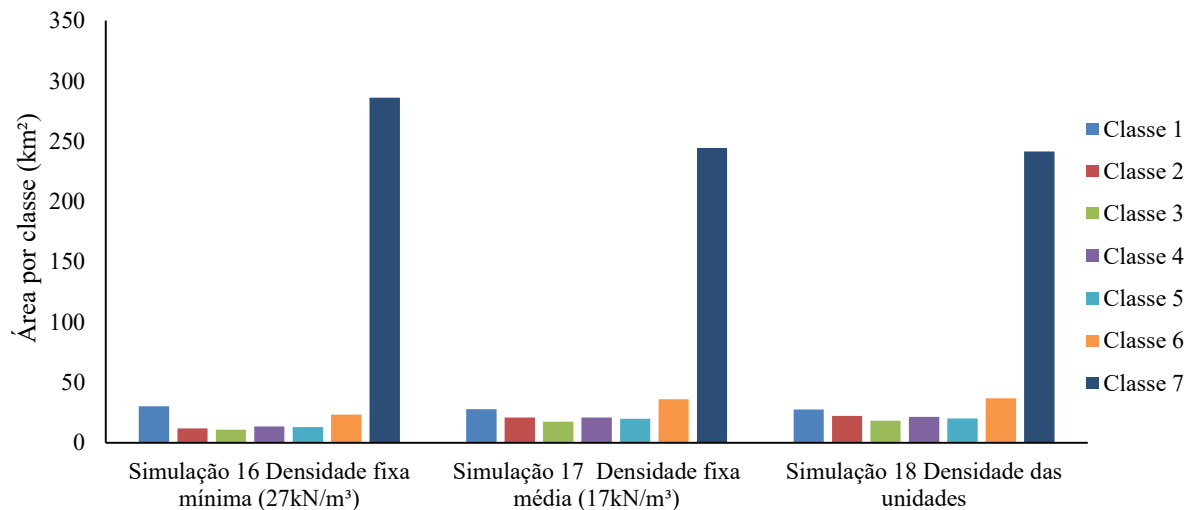


Figura 78 Médias dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e média do impenetrável de cada unidade

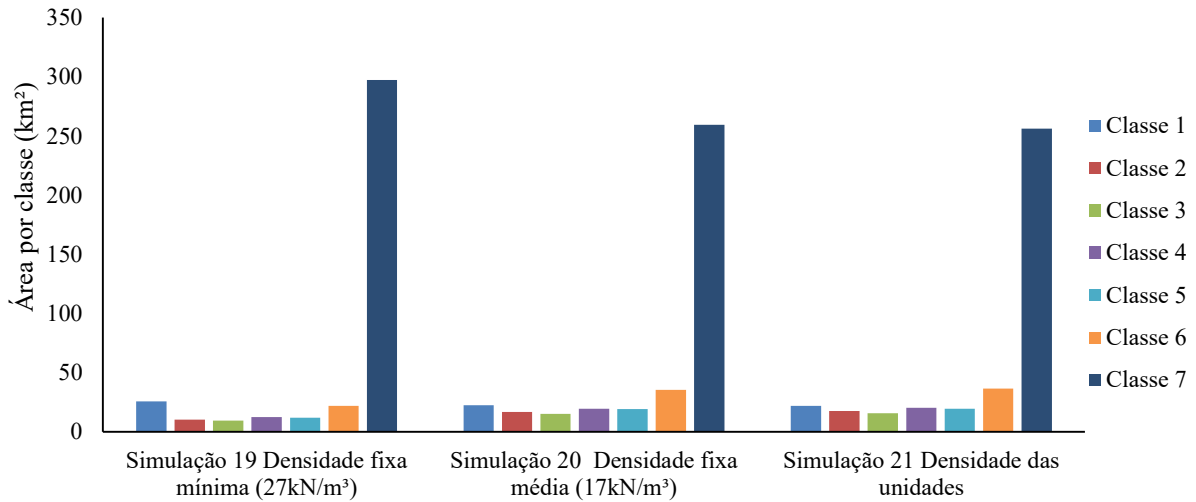


Figura 79 Médias dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e profundidade do impenetrável interpolada

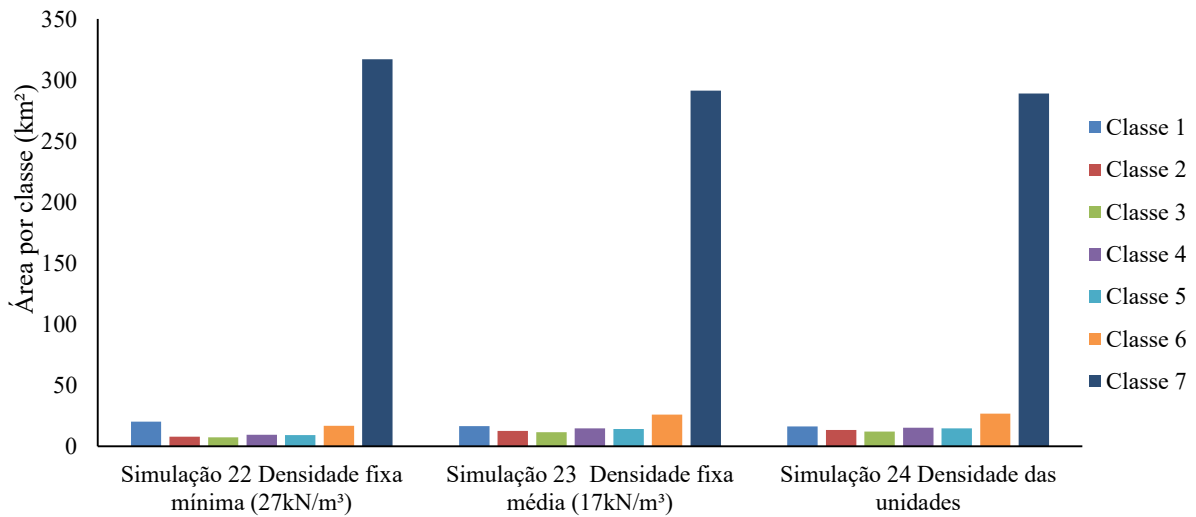


Figura 80 Média geral dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e profundidade do impenetrável máxima (47m)

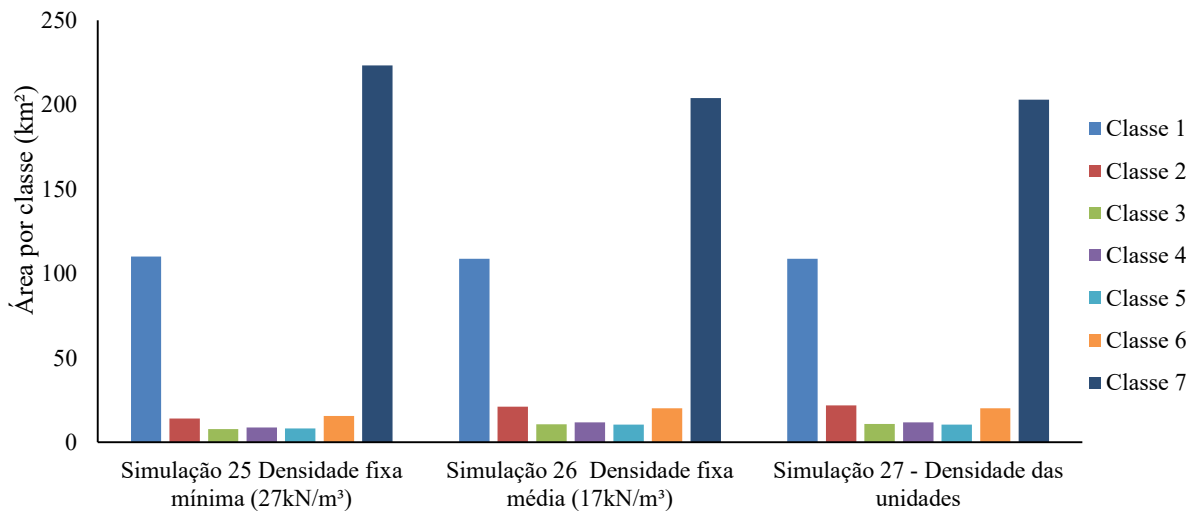


Figura 81 Média geral dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e maior profundidade do impenetrável para cada unidade

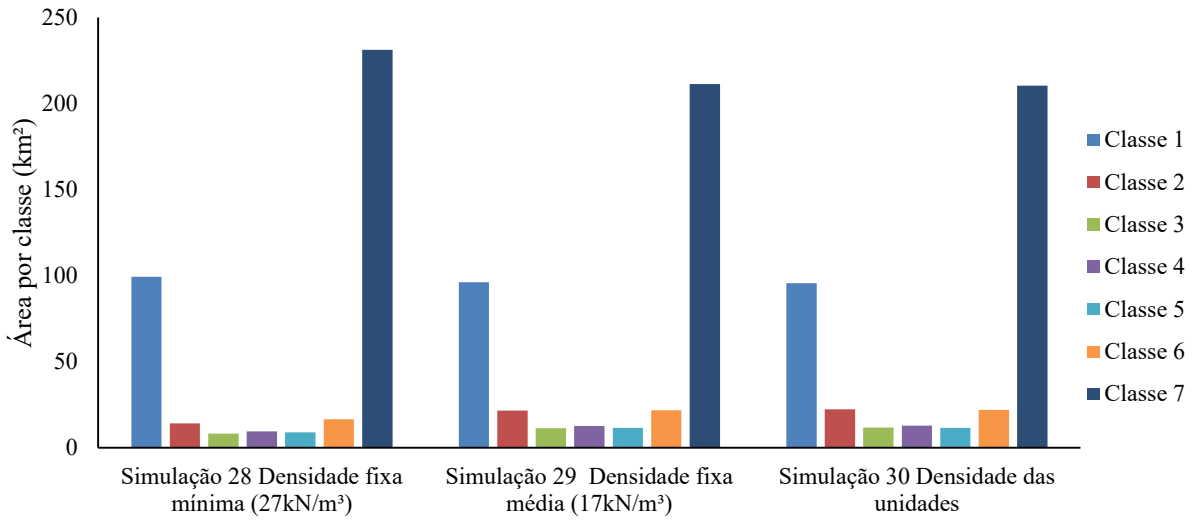


Figura 82 Média geral dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e média do impenetrável de cada unidade.

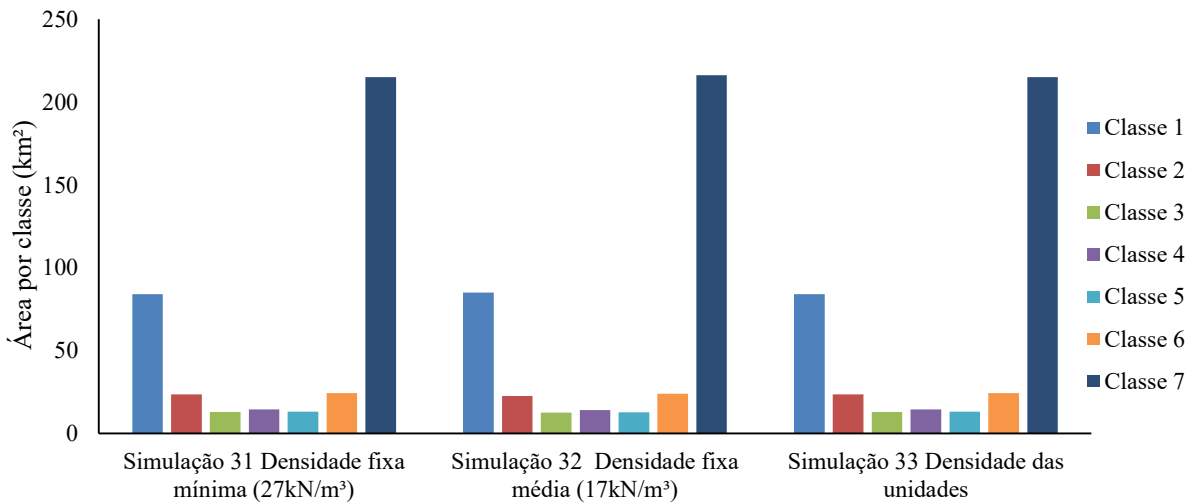


Figura 83 Média geral dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e interpolação da profundidade do impenetrável.

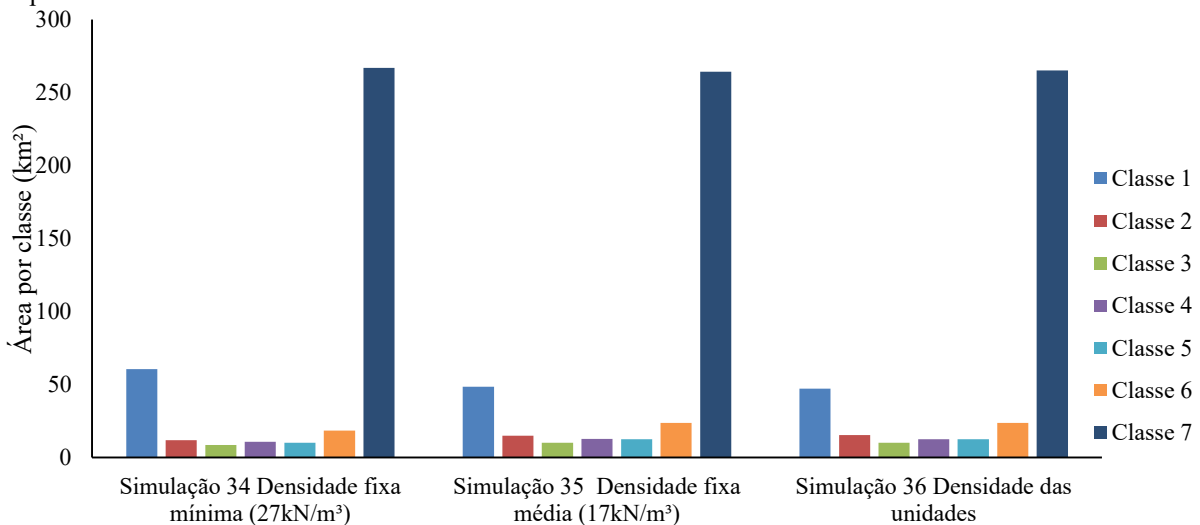


Figura 84 Polígonos de Thiessen dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e profundidade do impenetrável máxima (47)

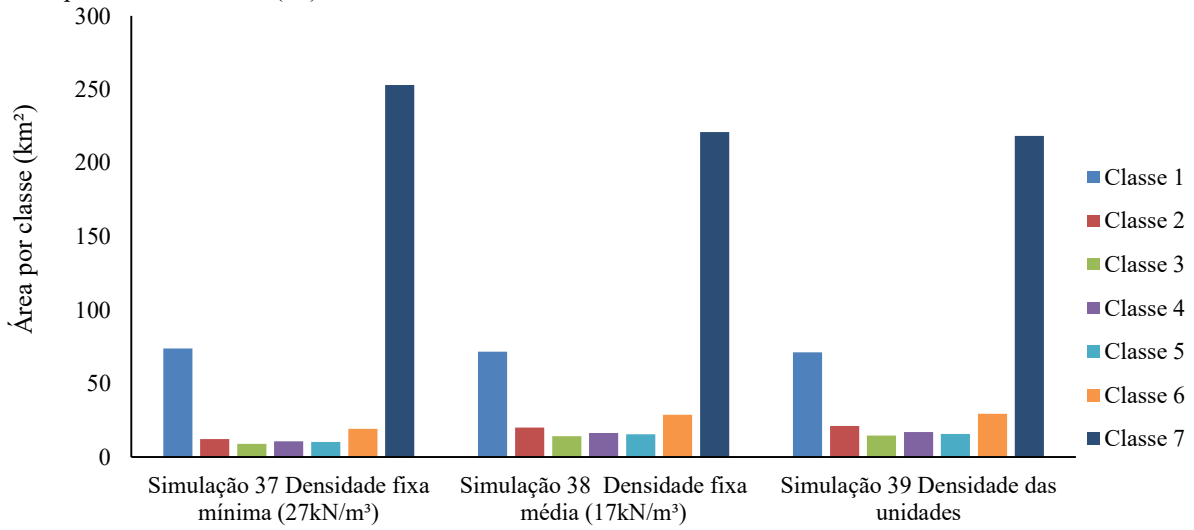


Figura 85 Polígonos de Thiessen dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e maior profundidade do impenetrável de cada unidade

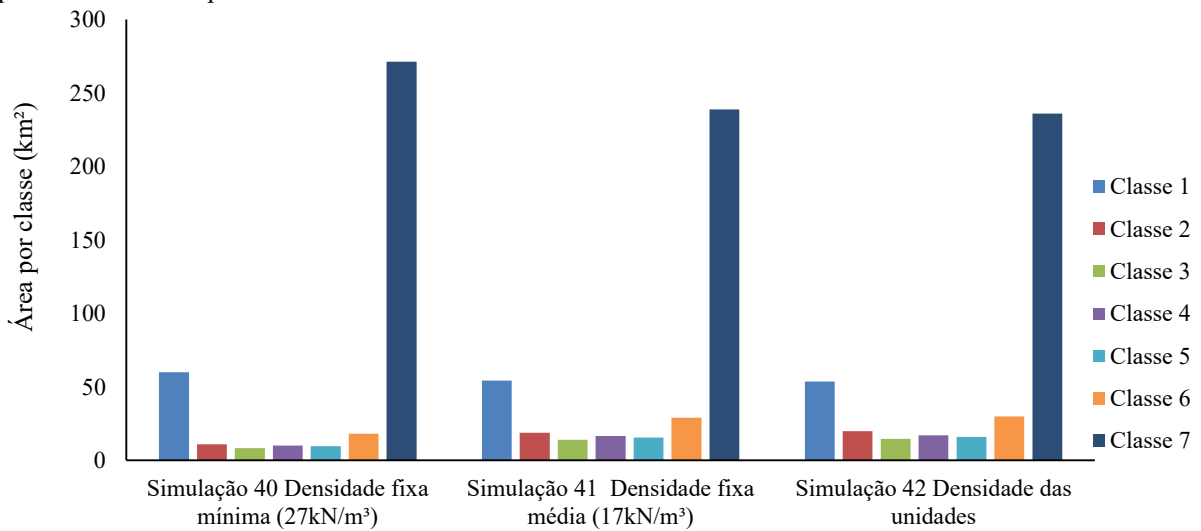


Figura 86 Polígonos de Thiessen dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e média do impenetrável de cada unidade

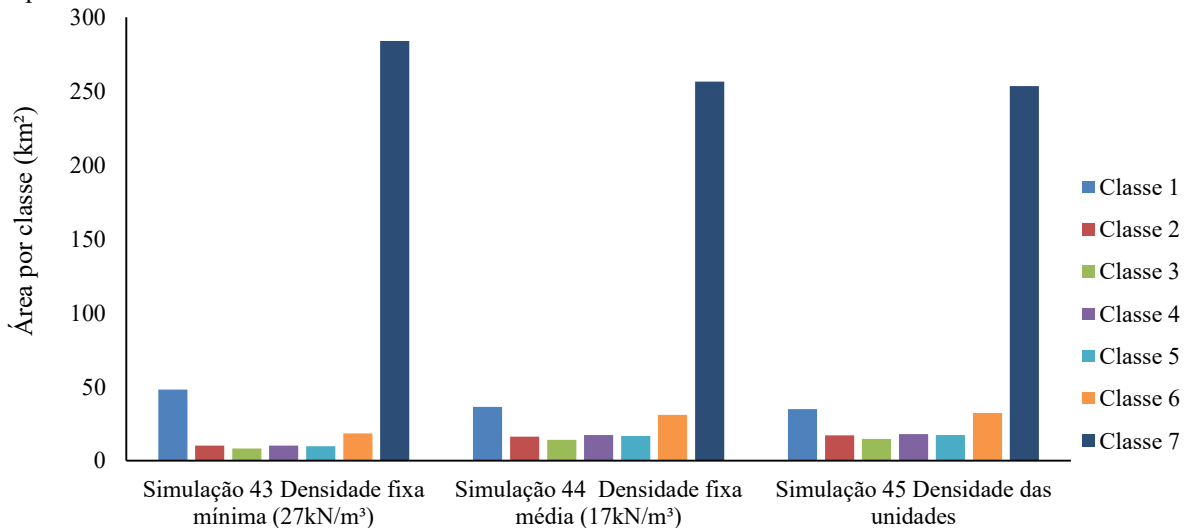
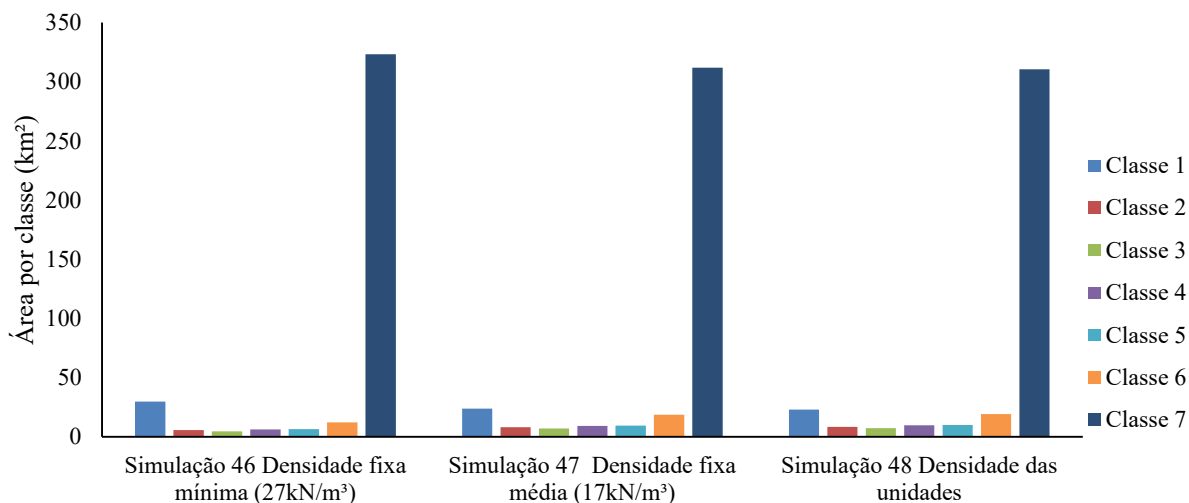


Figura 87 Polígonos de Thiessen dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade e interpolação da profundidade do impenetrável



4.6.2 Análise da Influência da Profundidade do Impenetrável

Para analisar a influência da profundidade do impenetrável as simulações foram divididas em grupos com os mesmos parâmetros de resistência ao cisalhamento e densidade do solo. Variando-se apenas a profundidade do impenetrável, são apresentados os gráficos da Figura 88 à Figura 99, sendo que por meio destes é possível constatar que:

- A classe 7 (menor suscetibilidade a deslizamentos) resultou em maior área nas simulações onde foi utilizada a interpolação dos dados da profundidade do impenetrável e em menor área onde foi utilizada a cota máxima do impenetrável obtida para a área de estudos, chegando a uma variação de até 208%. Este dado demonstrou que a profundidade do impenetrável exerce influência significativa nos resultados das simulações.
- A classe 1 (maior suscetibilidade a deslizamentos) resultou em maior área nas simulações onde a profundidade do impenetrável utilizada foi a máxima.
- A classe 1 resultou em até 42% maior nas simulações onde foi usada a maior profundidade do impenetrável de cada unidade que, nas simulações onde foi usada a interpolação das profundidades do impenetrável.
- A interpolação da profundidade do impenetrável não apresentou resultados coerentes. Estas incoerências resultaram do baixo número de pontos com informação da profundidade do impenetrável e especialmente a maneira como estão distribuídos. Conforme mencionado anteriormente, a grande maioria dos pontos está localizada em terreno plano.

Com base nestas informações pode-se dizer que é mais coerente utilizar simulações com a **maior profundidade do impenetrável de cada unidade**, visto que elas proporcionam uma margem de segurança aceitável (sem exageros). Conforme previsto, a utilização da maior profundidade do impenetrável de toda a área de estudos resultou em um mapa “excessivamente seguro”, tendo sido utilizado apenas como um dado comparativo para as demais simulações. Utilizar a cota do impenetrável interpolada seria considerar os resultados dos ensaios como absolutamente seguro, o que não é indicado em estudos geotécnicos, dada a dificuldade em determinar a variabilidade dos parâmetros dos solos.

Figura 88 Menores valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade 27 kN/m³ para todas as unidades.

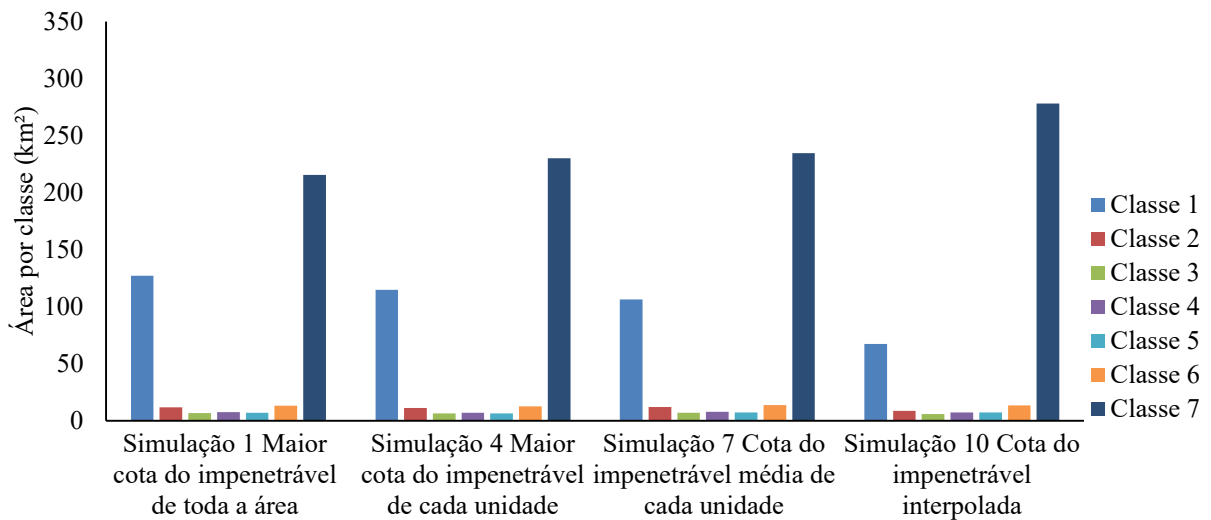


Figura 89 Menores valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade

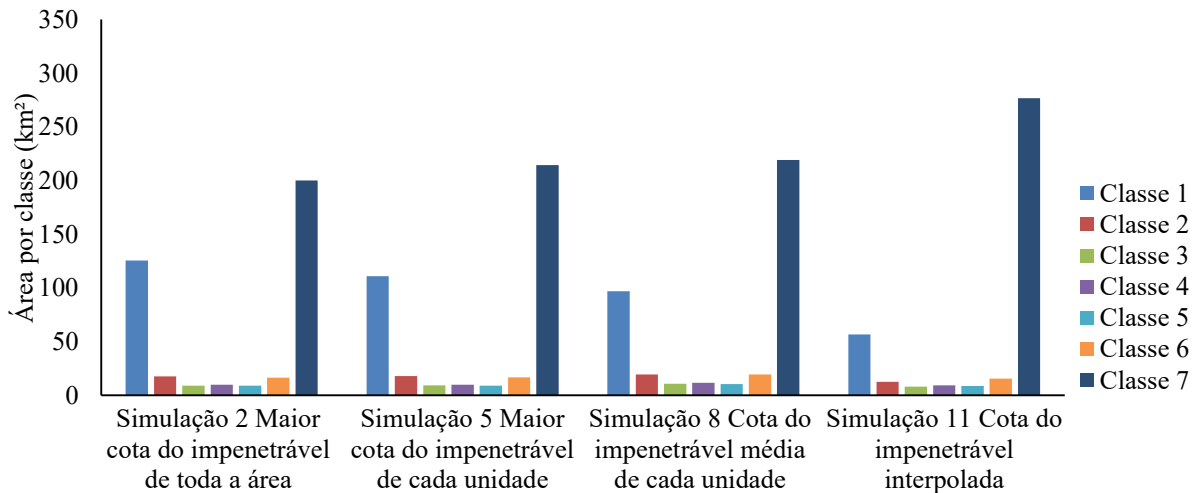


Figura 90 Menores valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e valores de densidade de cada unidade

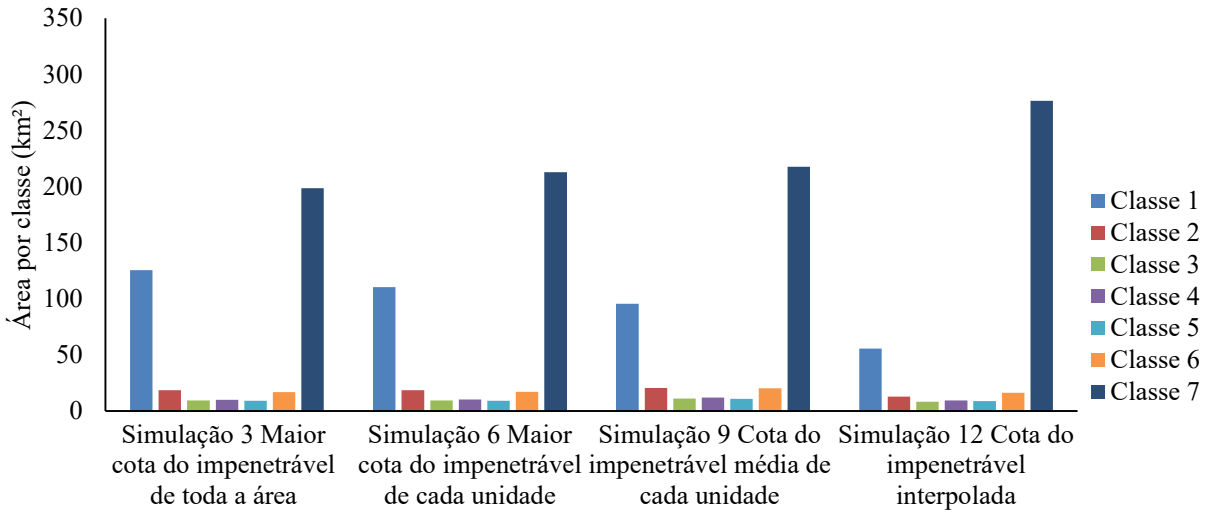


Figura 91 Médias dos valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade de 27 kN/m³ para todas as unidades.

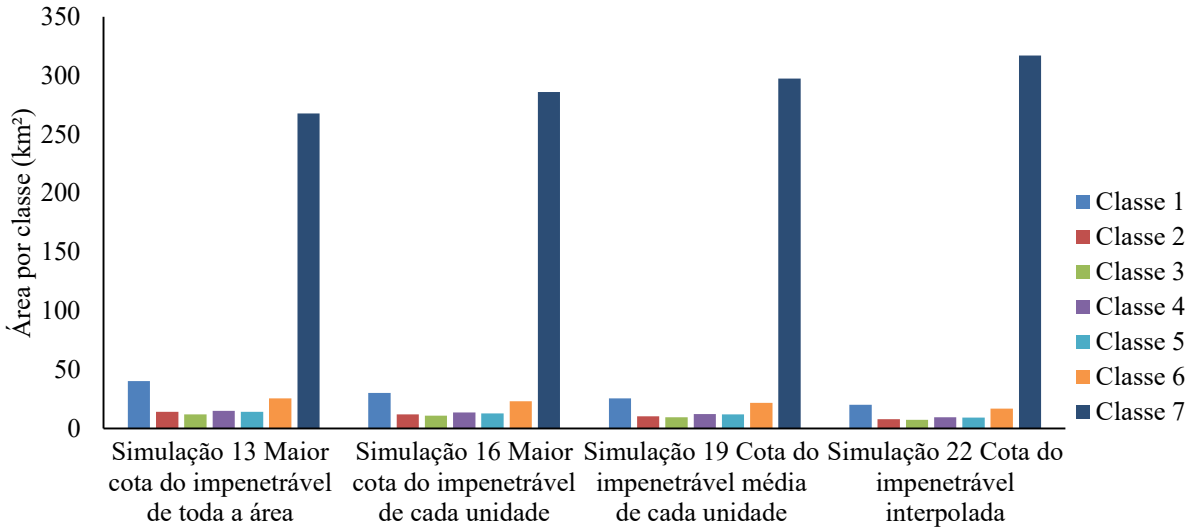


Figura 92 Médias dos valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade do solo 17kN/m³ para todas as unidades

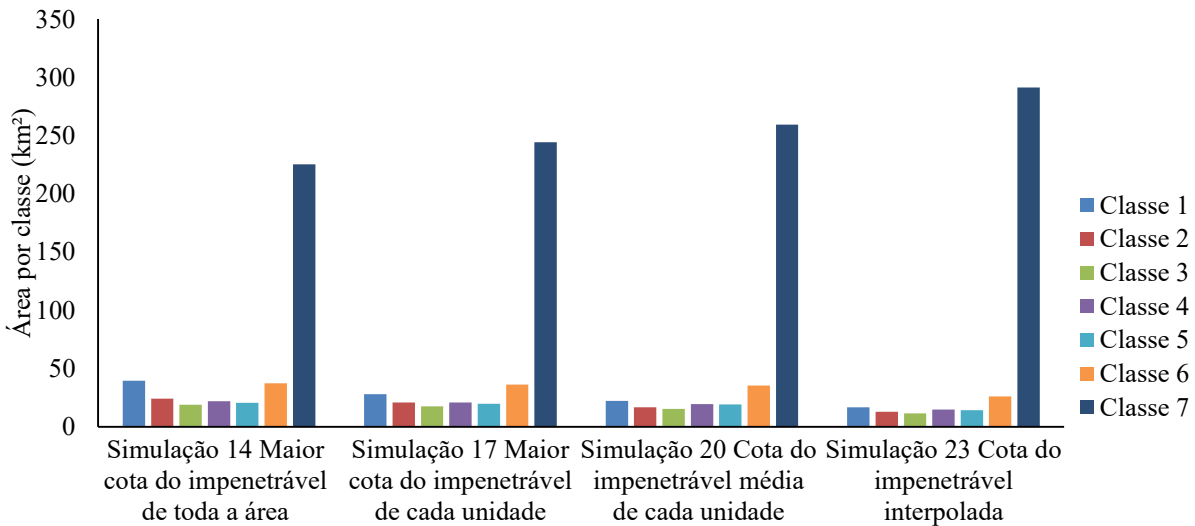


Figura 93 Médias dos valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e valores de densidade de cada unidade

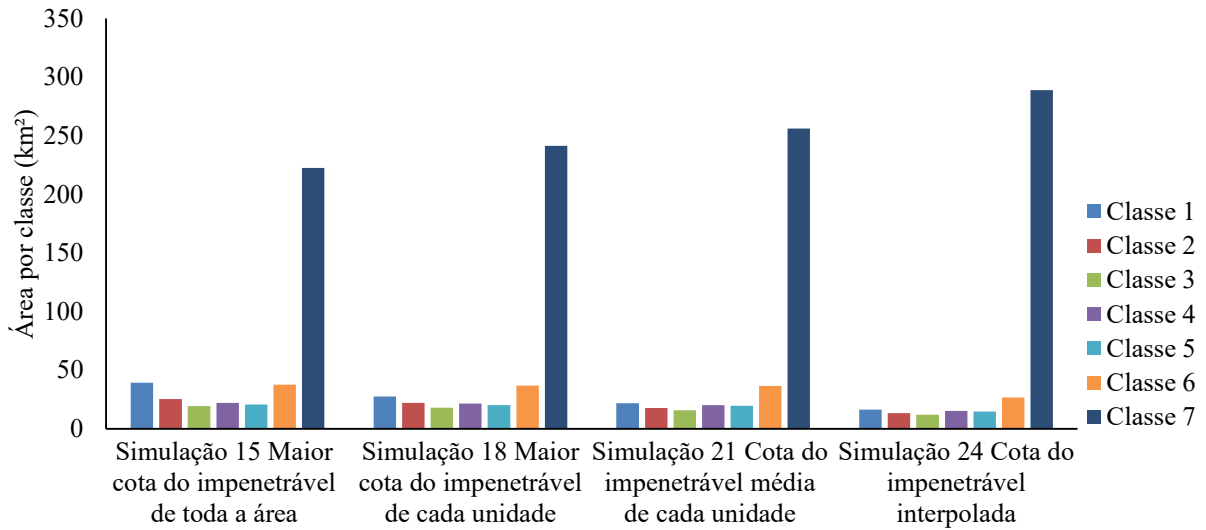


Figura 94 Médias dos valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade de 27 kN/m³ para todas as unidades.

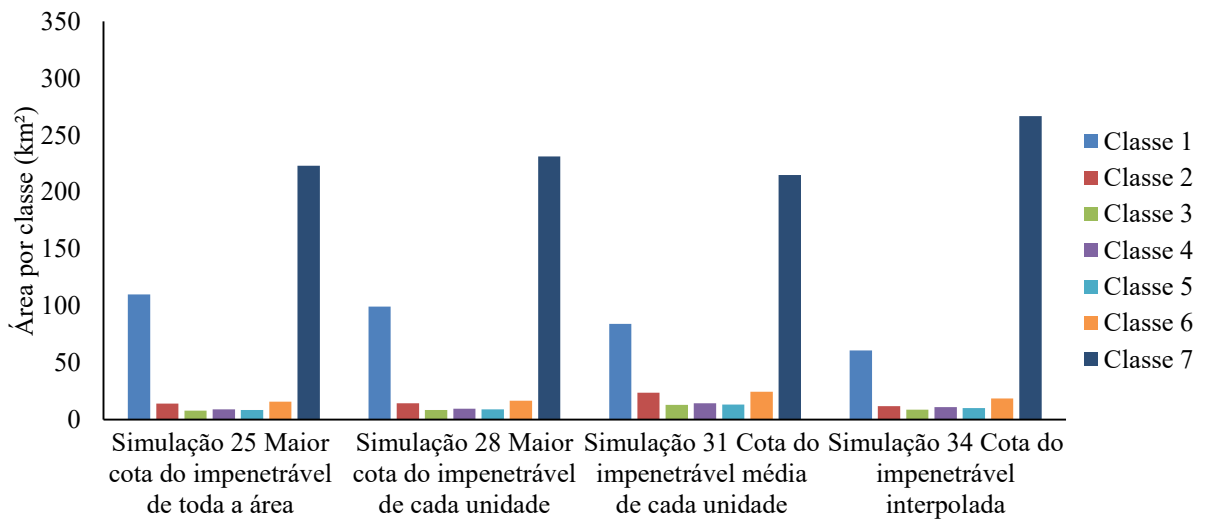


Figura 95 Média geral de coesão e ângulo de atrito e densidade do solo média de 17kN/m³ para todas as unidades

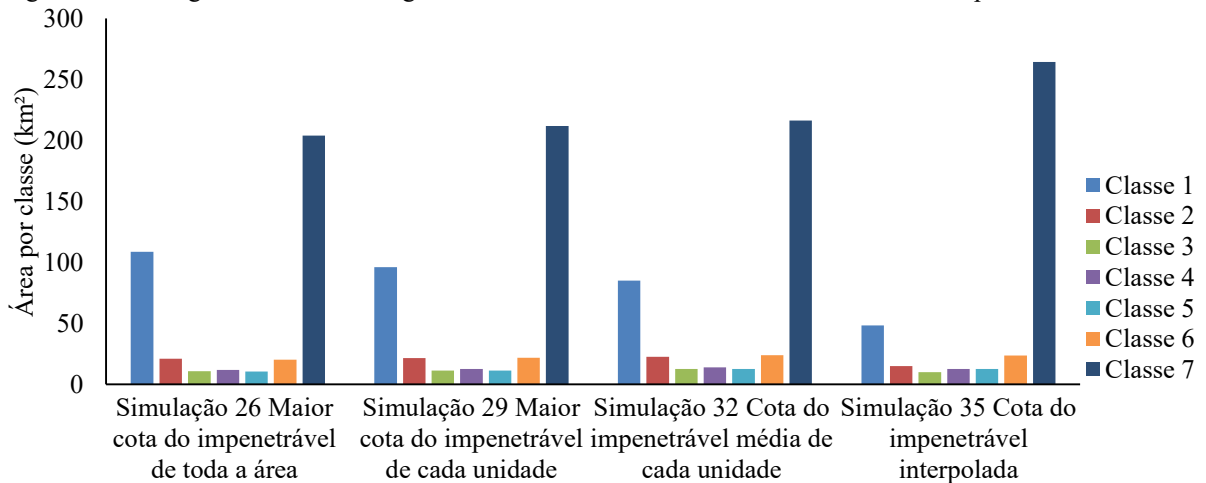


Figura 96 Média geral de coesão e ângulo de atrito e valores de densidade de cada unidade.

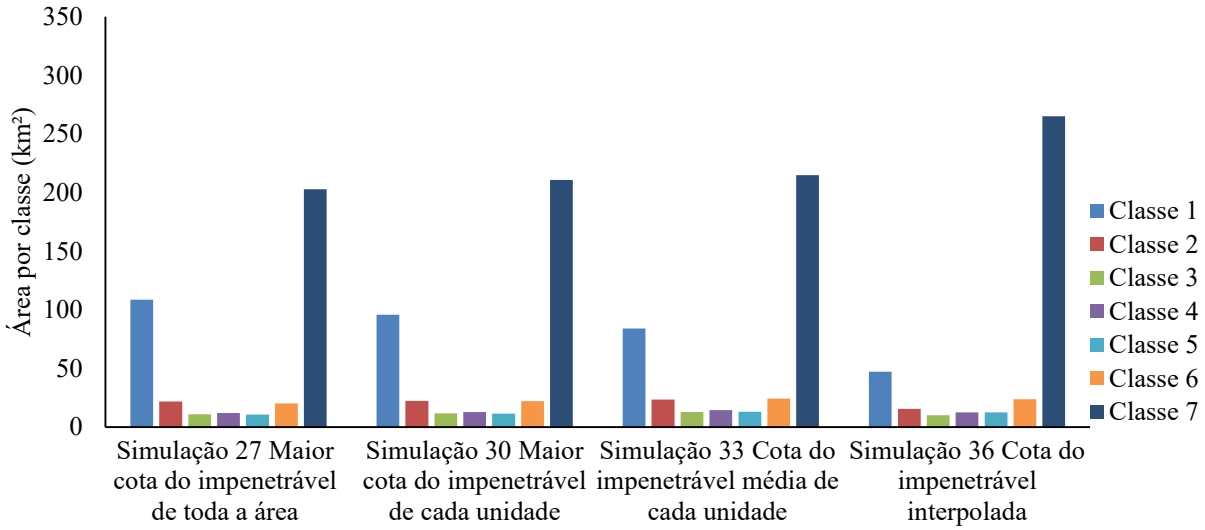


Figura 97 Polígonos de Thiessen para coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade de 27kN/m³ para todas as unidades.

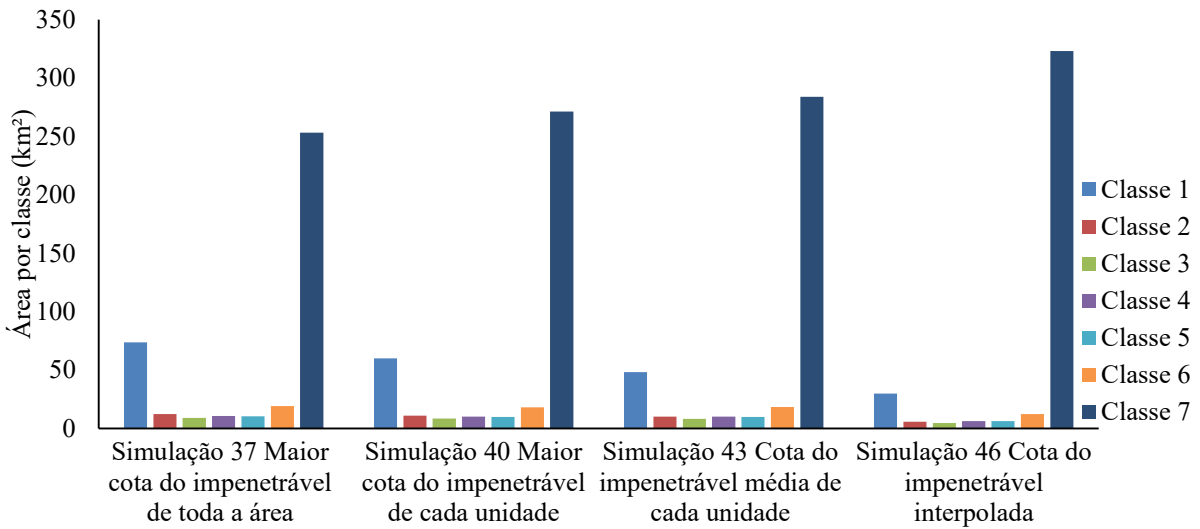


Figura 98 Polígonos de Thiessen para coesão e ângulo de atrito de cada unidade e densidade média de 17kN/m³ para todas as unidades

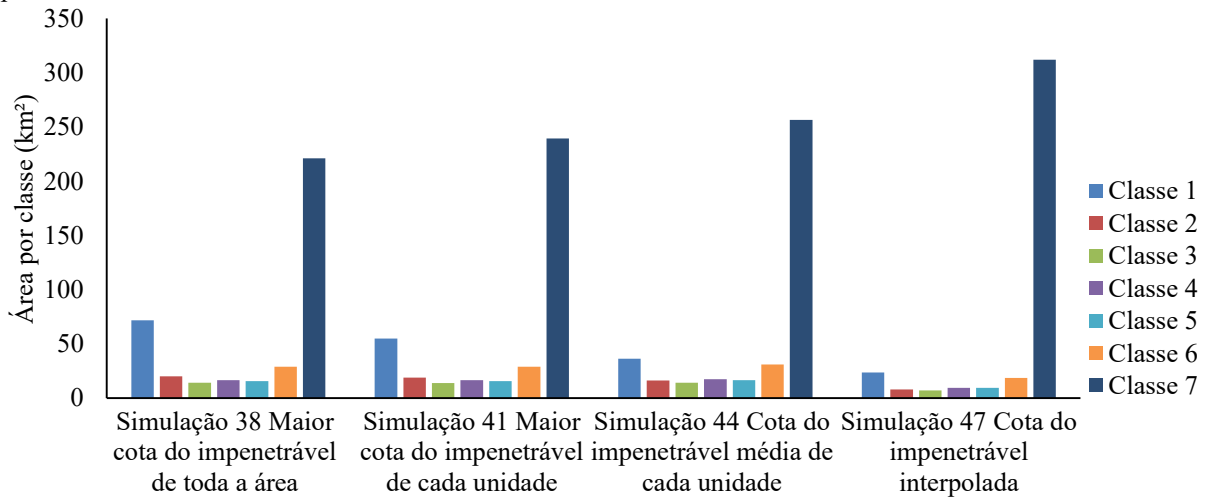
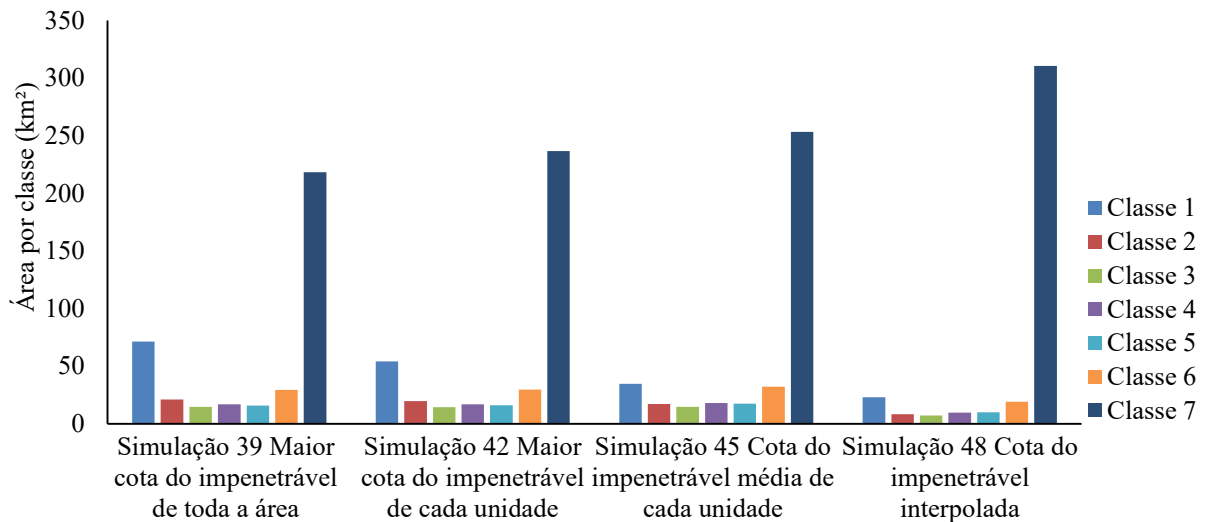


Figura 99 Polígonos de Thiessen para coesão e ângulo de atrito de cada unidade e valores de densidade de cada unidade



4.6.3 Análise da Influência dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Para analisar a influência dos parâmetros de resistência as simulações foram divididas em grupos com a mesma profundidade do impenetrável e densidade do solo. Variando-se apenas os parâmetros de resistência ao cisalhamento, os resultados são apresentados os gráficos da Figura 100 até a Figura 111, sendo que por meio destes é possível constatar que:

- A classe 7 (menor suscetibilidade a deslizamentos) resultou em maior área nas simulações onde foi utilizada a média de cada unidade ou os polígonos de Thiessen para cada unidade dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Em menor área onde foram utilizadas a média geral ou o menor valor de cada unidade, para os parâmetros de resistência ao cisalhamento.
- A classe 1 (maior suscetibilidade a deslizamentos) resultou em maior área nas simulações onde foram utilizados os menores valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Em menor área nas simulações onde foram usados os parâmetros de resistência ao cisalhamento médios para cada unidade, sendo que a variação chegou a até 77%.
- De uma maneira geral, a classe 1 é maior nas simulações onde foi usada a média geral, do que nas simulações onde foram usados os polígonos de Thiessen.

Com base nestas informações pode-se dizer que, a variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento exerce influência significativa nos resultados das simulações.

Tendo em vista a importância deste parâmetro, optou-se por avaliar mais detalhadamente os **menores valores por unidade, a média geral dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e os polígonos de Thiessen.**

Figura 100 Maior profundidade do impenetrável e maior densidade do solo

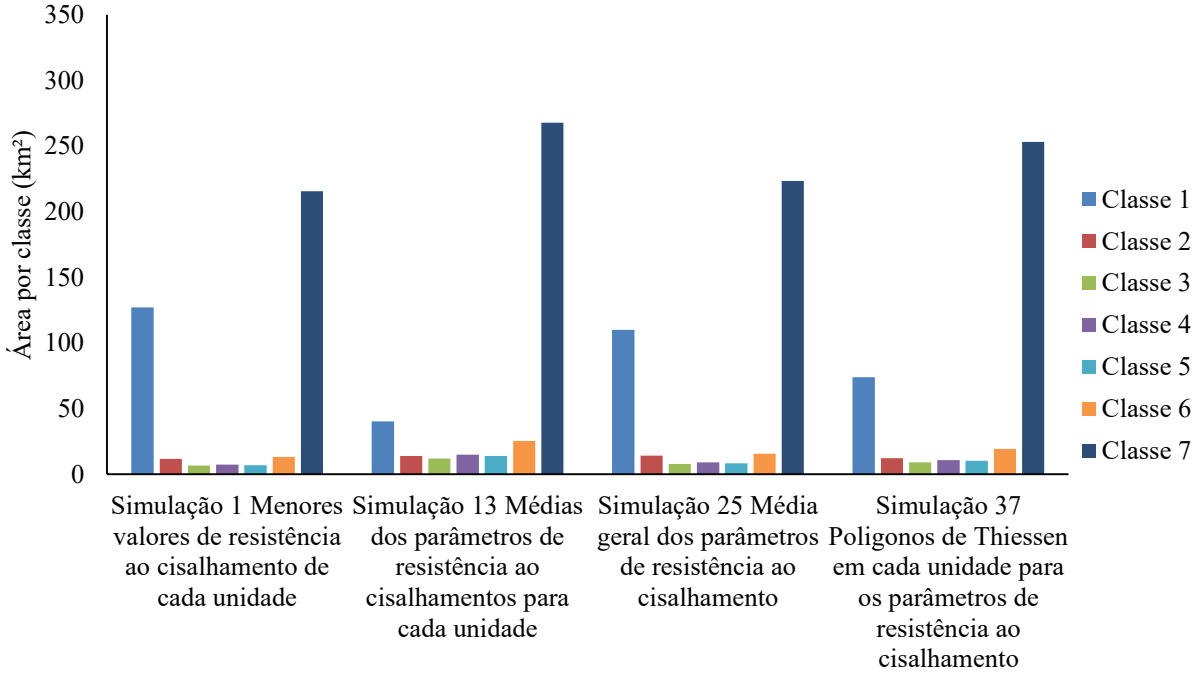


Figura 101 Maior profundidade do impenetrável e densidade média de 17kN/m³ para todas as unidades

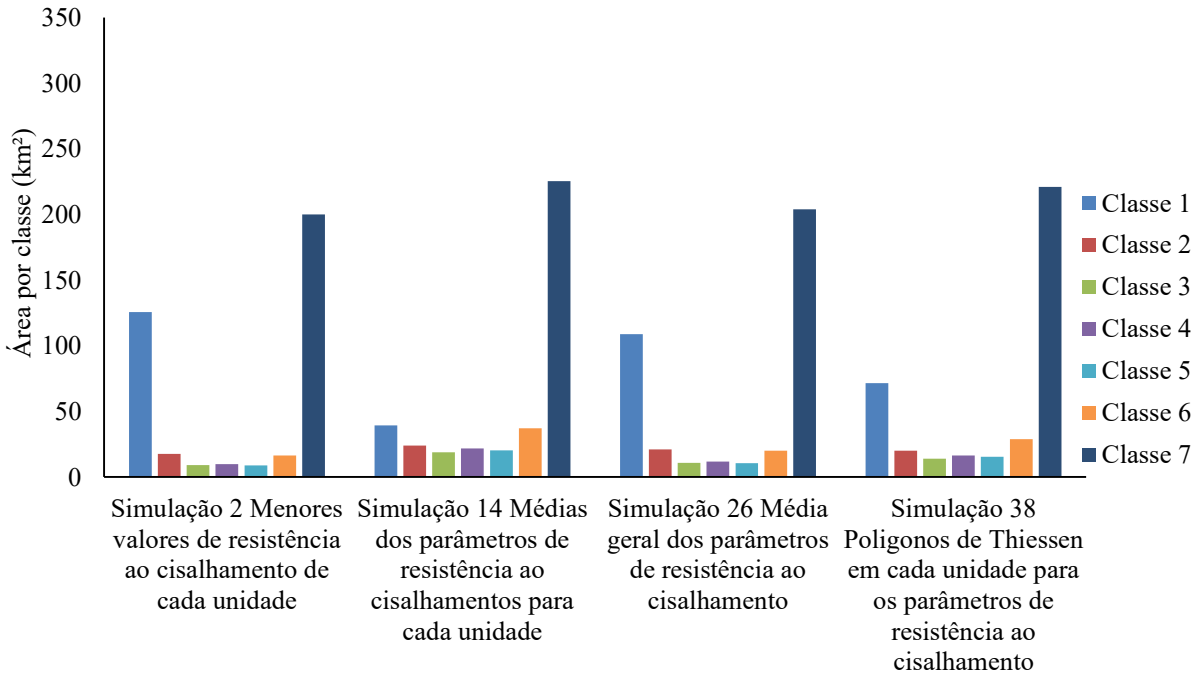


Figura 102 Maior profundidade do impenetrável e densidade das unidades

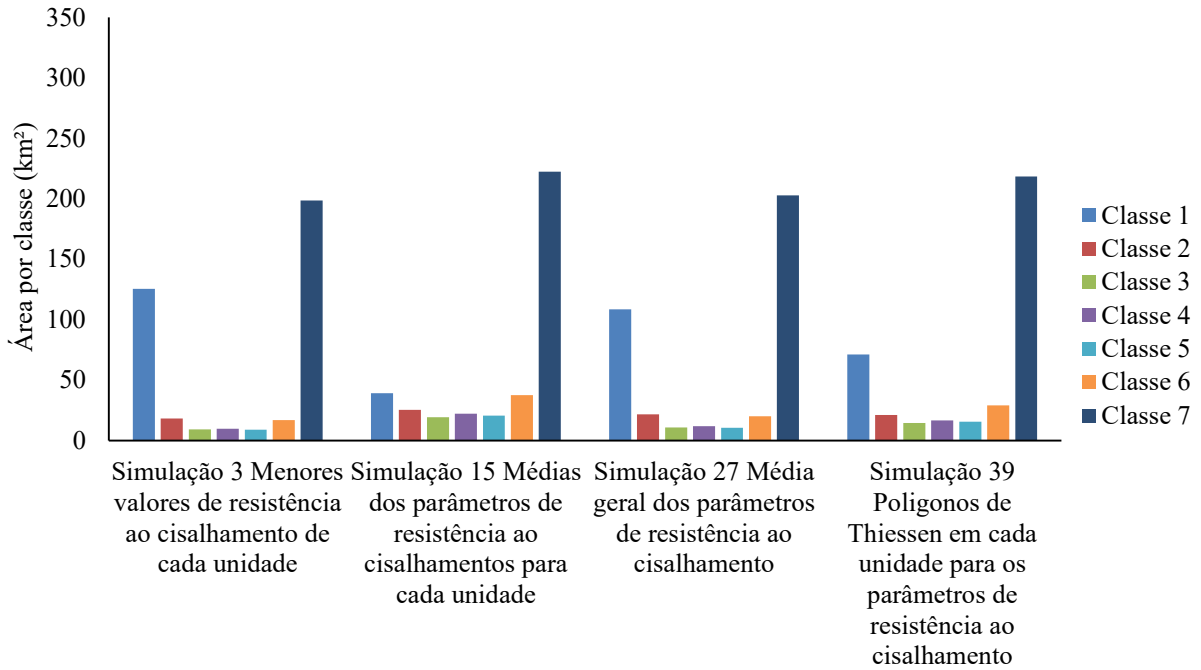


Figura 103 Maior profundidade do impenetrável da unidade e maior densidade do solo

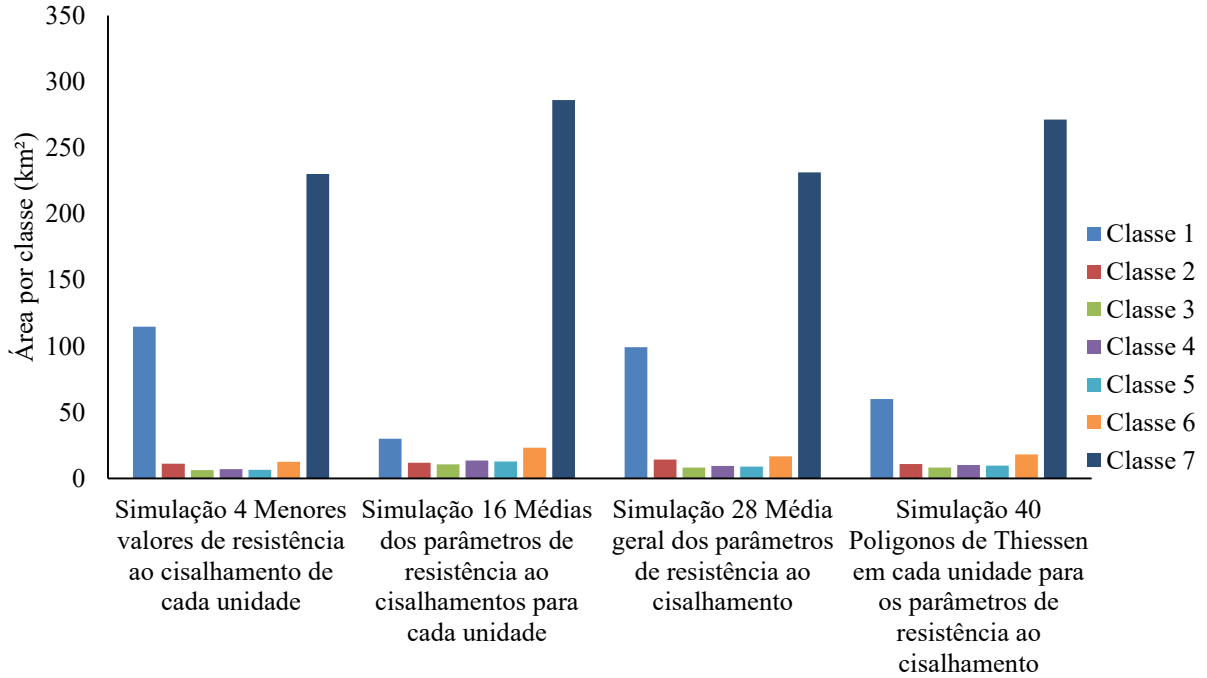


Figura 104 Maior profundidade do impenetrável e densidade média de 17kN/m³ para todas as unidades.

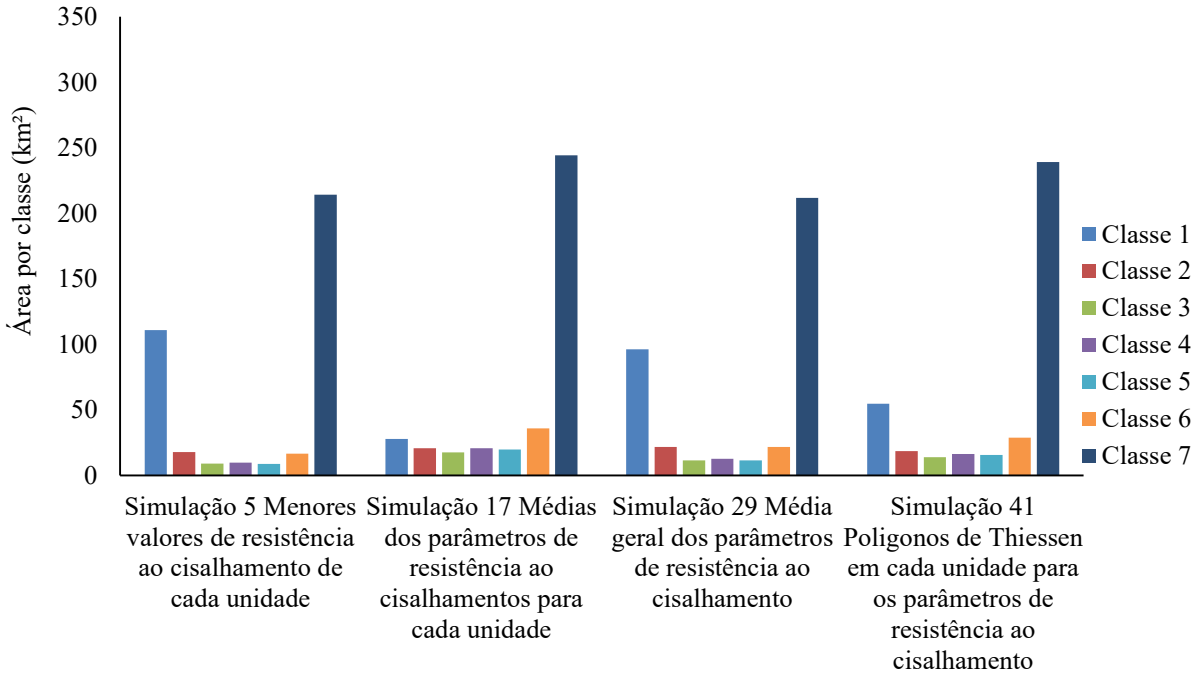


Figura 105 Maior profundidade do impenetrável e densidade do solo das unidades

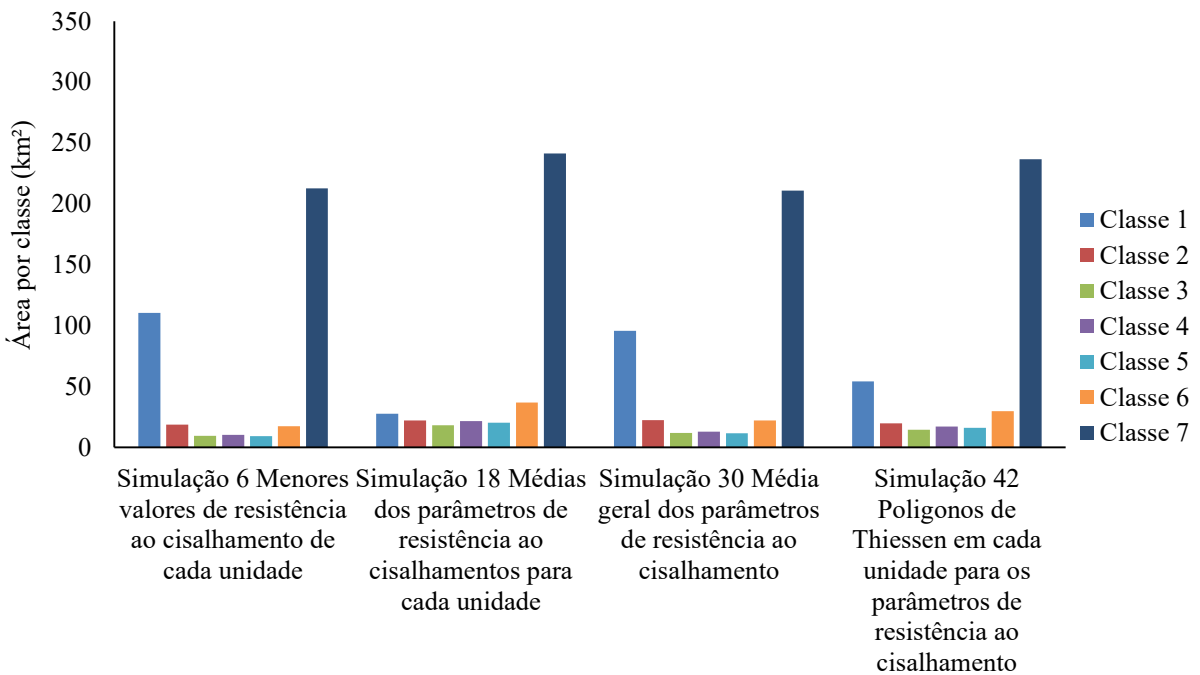


Figura 106 Profundidade do impenetrável média da unidade e maior densidade do solo

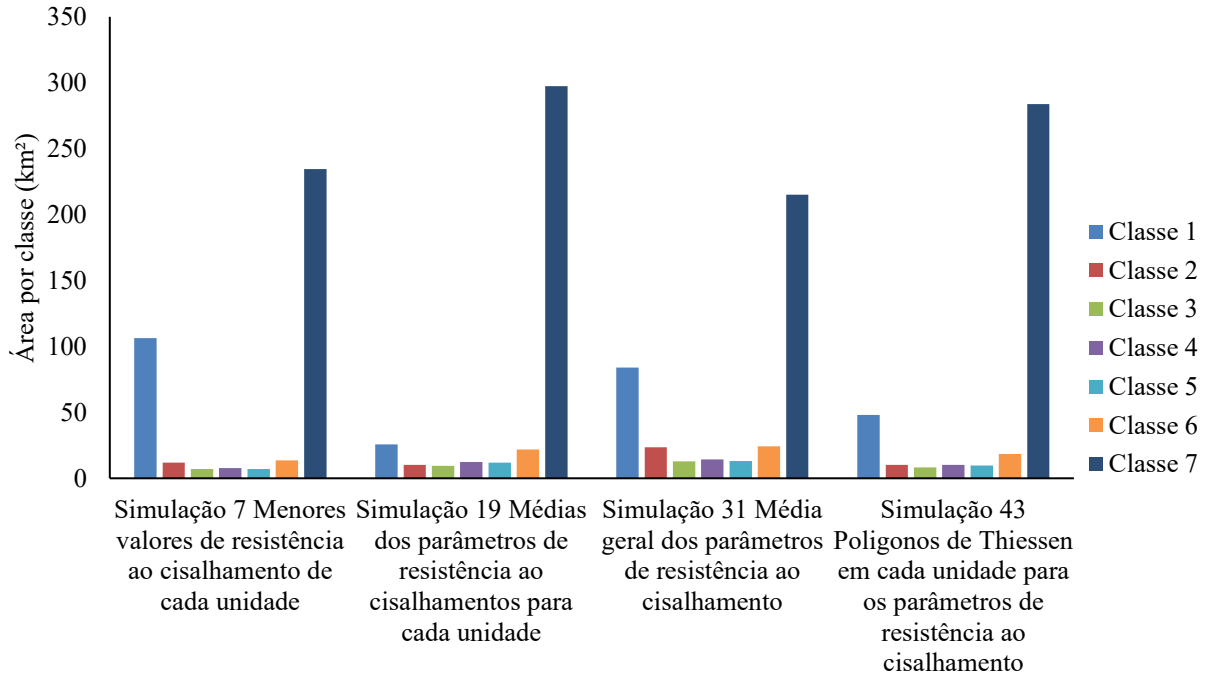


Figura 107 Profundidade do impenetrável média da unidade e média da densidade do solo

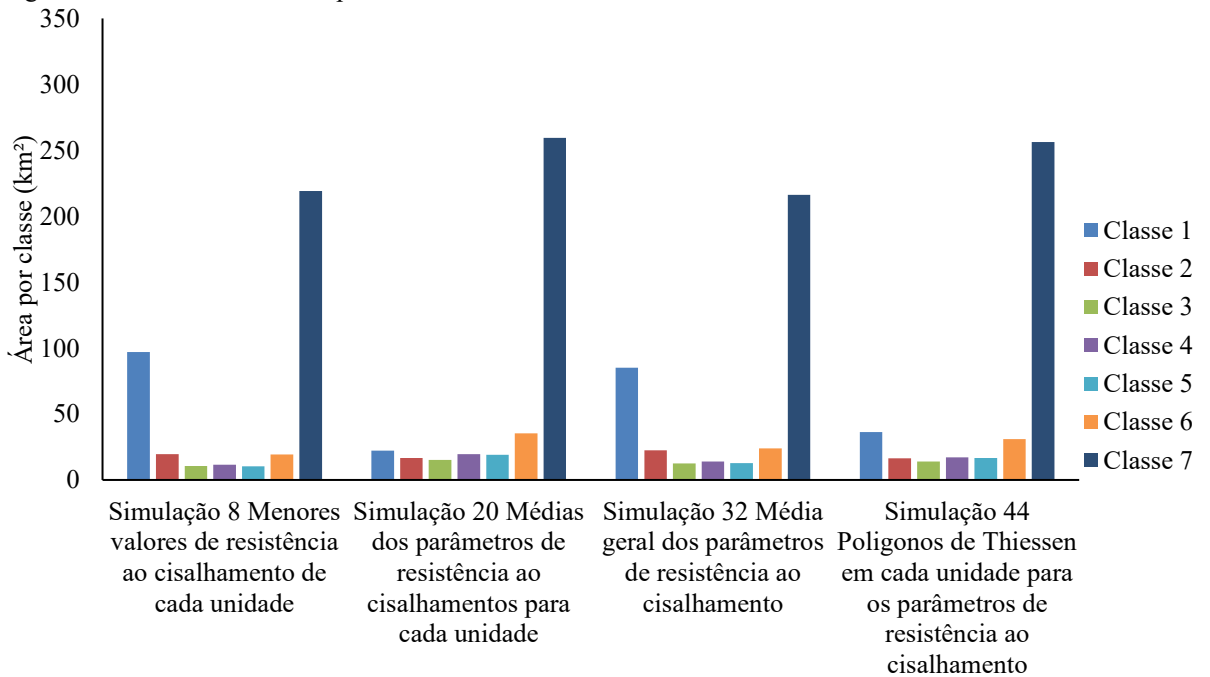


Figura 108 Profundidade do impenetrável média da unidade e densidade das unidades

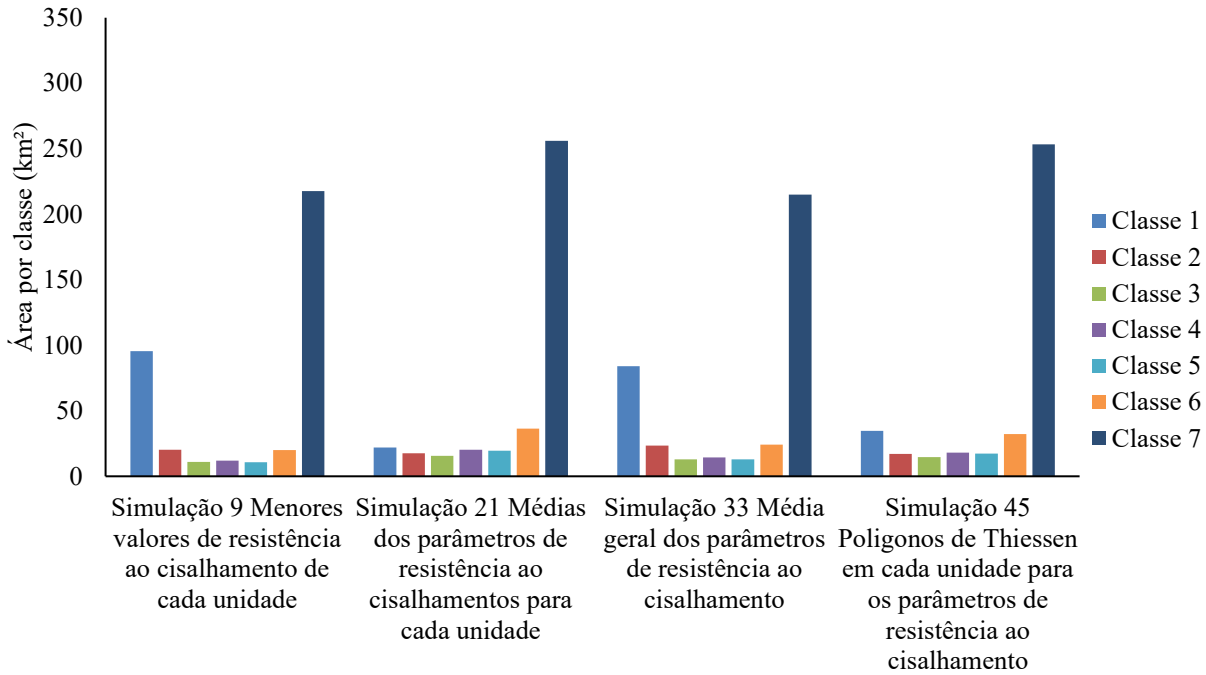


Figura 109 Profundidade do impenetrável da unidade e maior densidade do solo

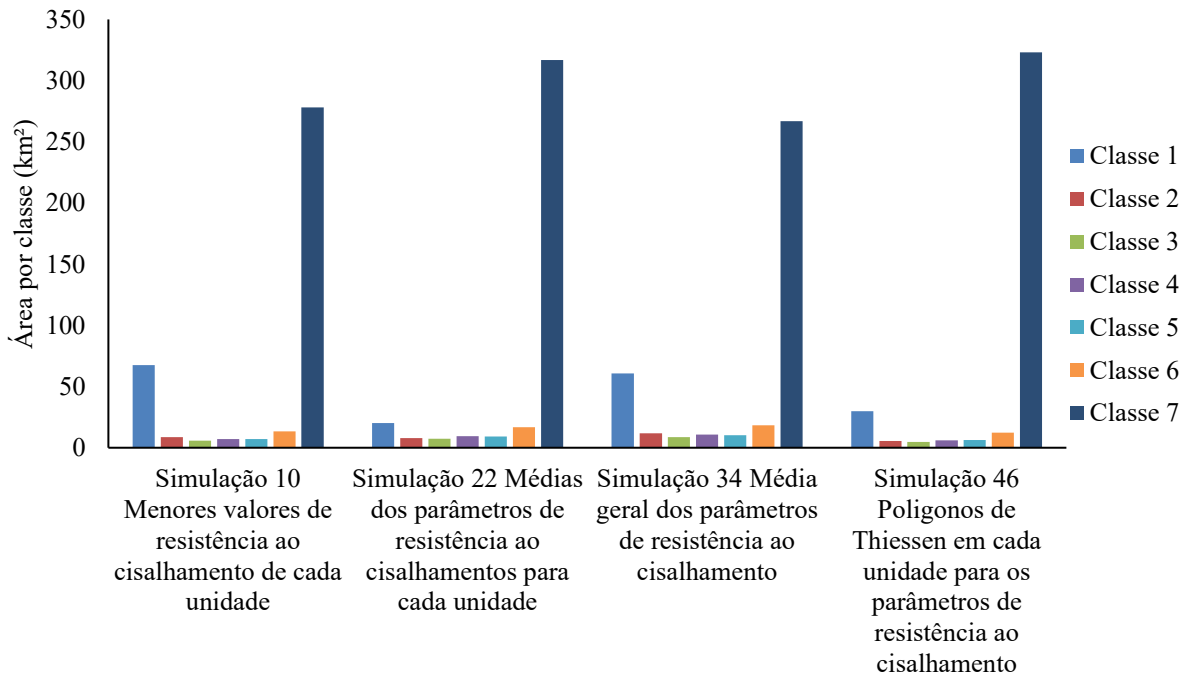


Figura 110 Profundidade do impenetrável interpolada e densidade média de 17kN/m³ para todas as unidades

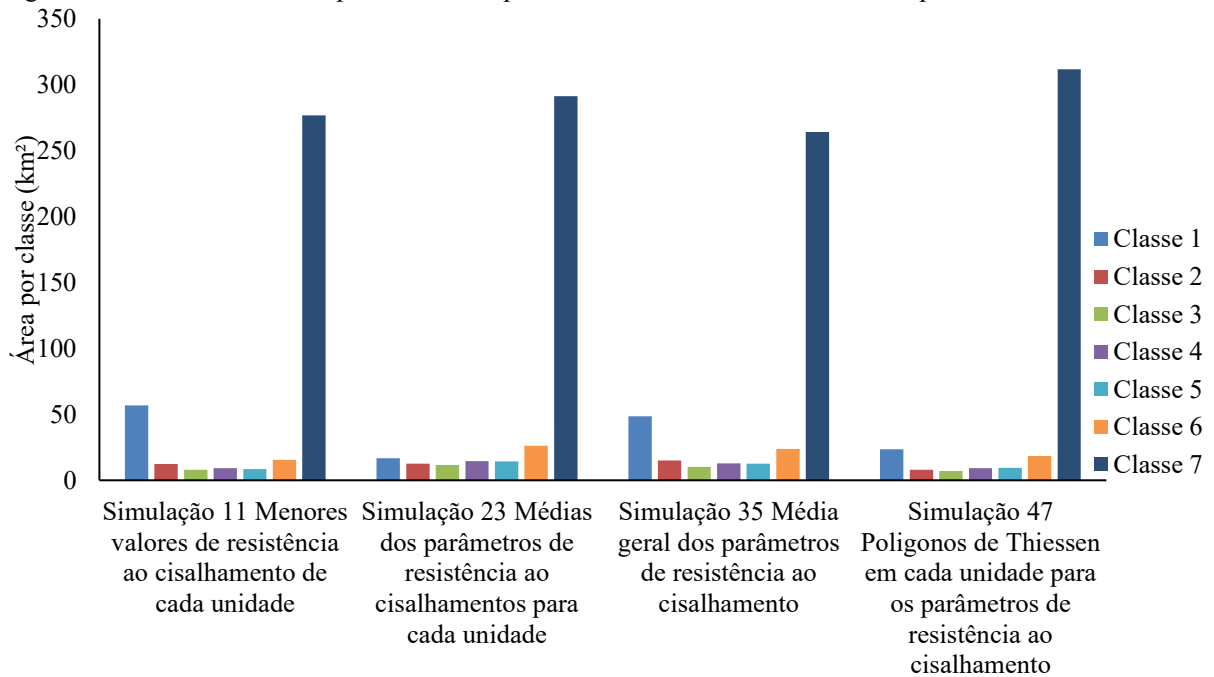
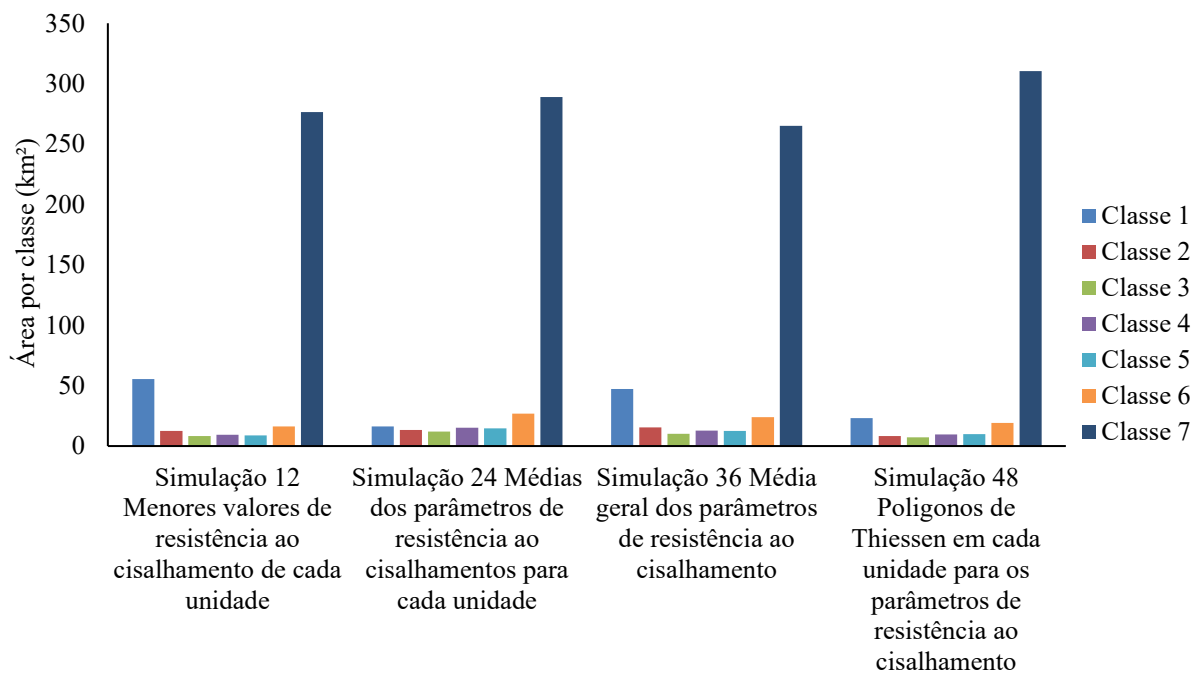


Figura 111 Profundidade do impenetrável interpolada e valores das unidades de densidade do solo



4.6.4 Escolha de uma das Simulações do Shalstab

Baseada nas informações dos itens anteriores, foram avaliadas 6 simulações conforme Tabela 45. O gráfico da Figura 112 e o mapa da Figura 113 mostram cada uma destas simulações e a área relativa a cada uma das classes de suscetibilidade, com bases neste gráfico foi possível observar que:

- Analisando unicamente a classe 1 do mais seguro (maior área) para o menos seguro (menor área) tem-se a seguinte ordem: S.5, S.29, S.6, S.30, S.41 e S.42. Sendo que as simulações 5, 6 e 29 tem uma variação bem pouco significativa (em torno de 1%).
- Analisando somente a classe 7 do mais seguro (menor área) para o menos seguro (maior área) tem-se: S29, S6, S42, S41, S5 e S30.

Com base nesta análise é possível dizer que a simulação 29 é a mais segura entre estas, e a simulação 6 seria a segunda opção.

Tabela 45 Simulações pré-escolhidas

Simulação	Coesão e ângulo de atrito	Profundidade do impenetrável	Densidade do solo
5	Menor das unidades	Maior valor da unidade	Fixa média geral
6	Menor das unidades	Maior valor da unidade	Valores das unidades
29	Fixo média geral	Maior valor da unidade	Fixa média geral
30	Fixo média geral	Maior valor da unidade	Valores das unidades
41	Polígonos de Thiessem	Maior valor da unidade	Fixa média geral
42	Polígonos de Thiessem	Maior valor da unidade	Valores das unidades

Figura 112 Distribuição das classes de suscetibilidade para as simulações pré-escolhidas

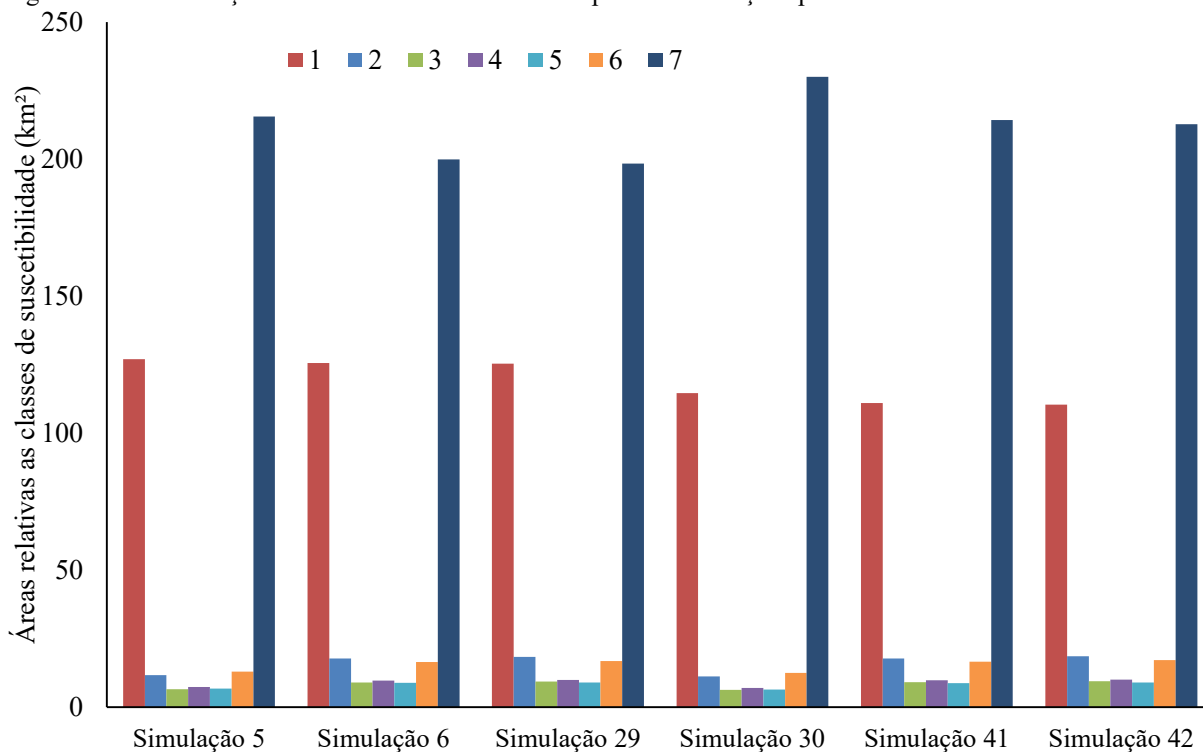
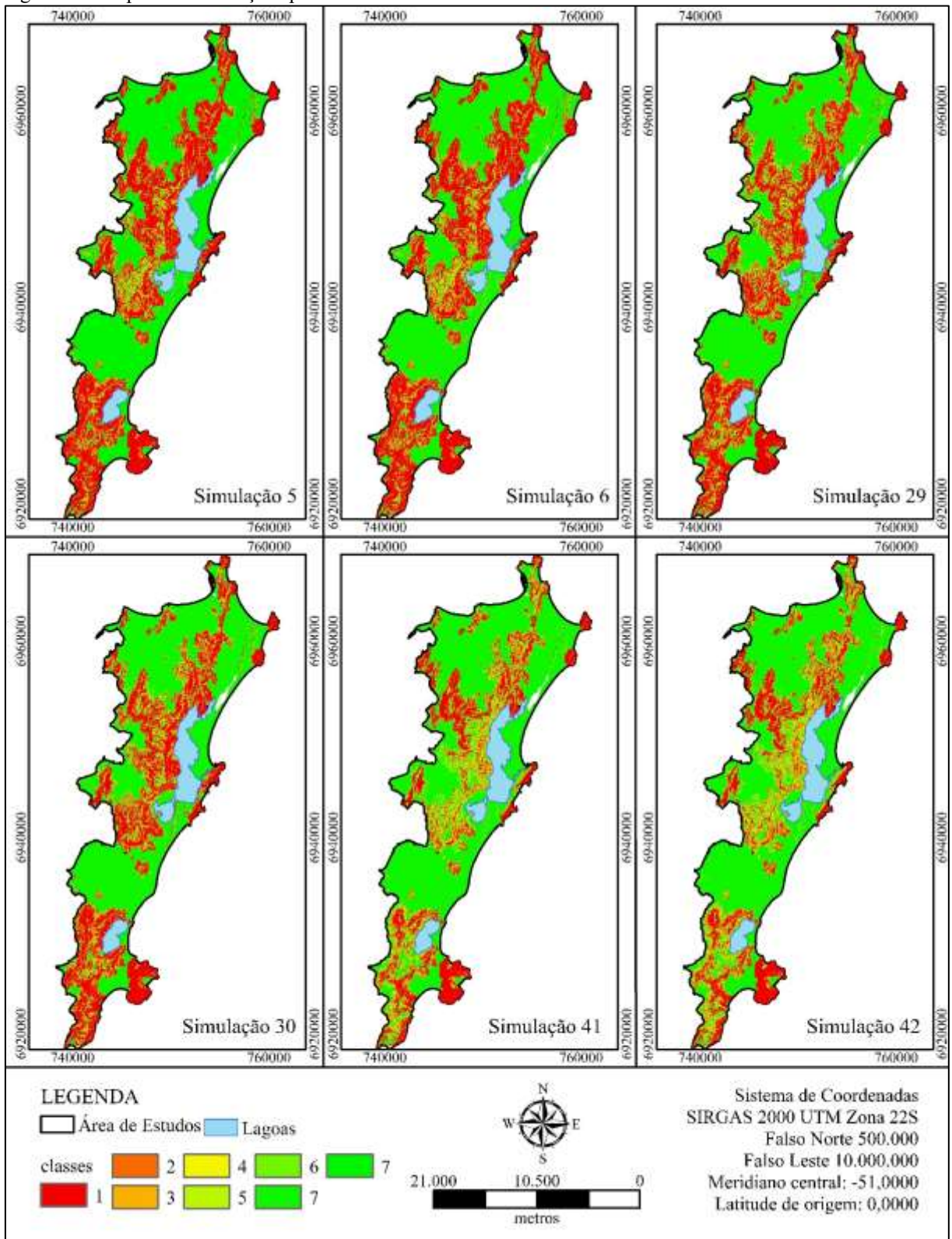


Figura 113 Mapas das simulações pré-escolhidas



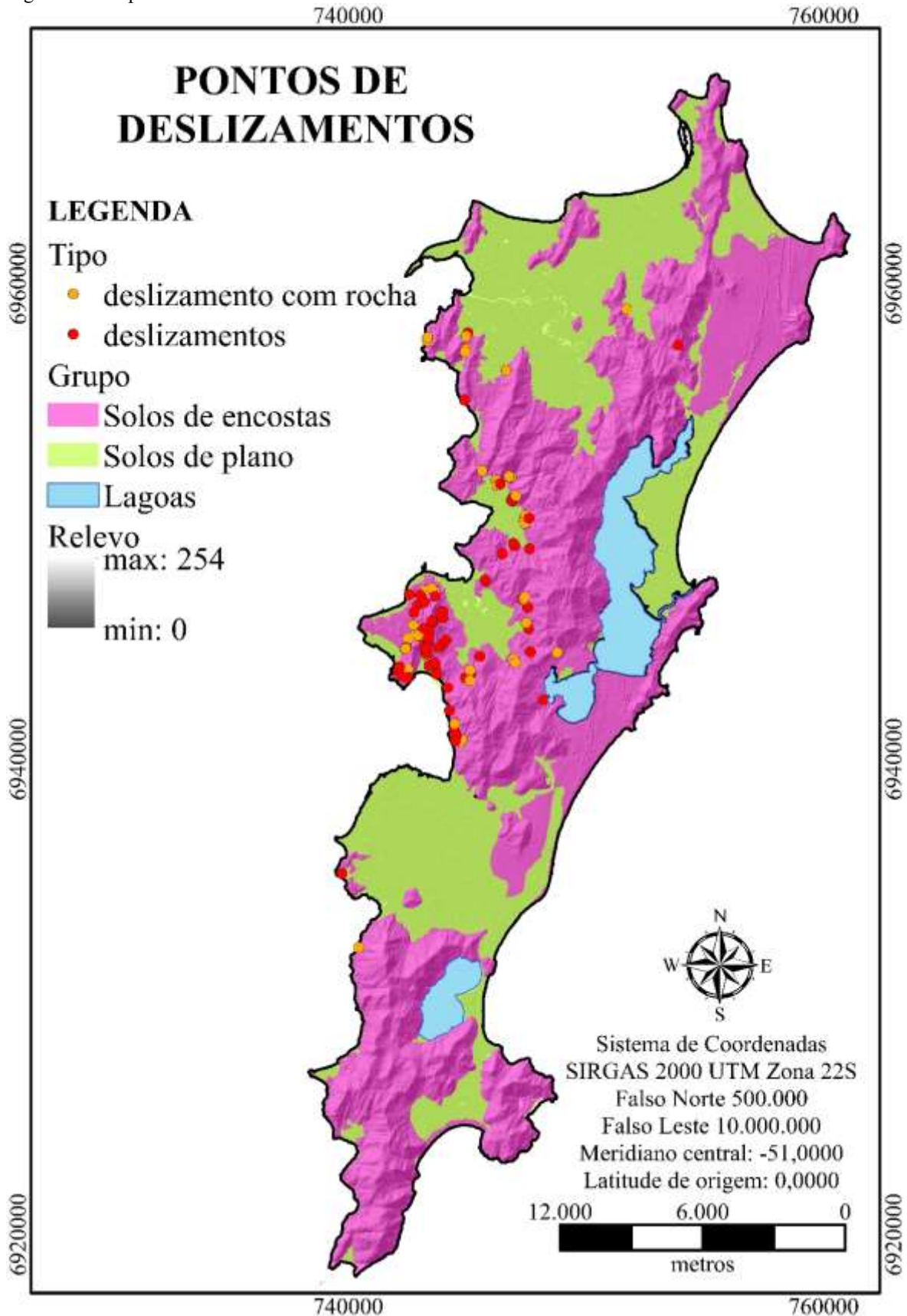
4.6.4.1 Comparativo com a Ocorrência de Deslizamentos

Ao avaliar os 1847 pontos de Azevedo (2018), apenas 173 pontos estavam classificados como “deslizamento” ou “deslizamento envolvendo rocha”. Do total, apenas 30 tinham inclinação até 10° e estavam localizados a uma distância de até 25m da inclinação de 10°, portanto foram deslocados até esta inclinação. Foram removidos 46 pontos, por estarem localizados a uma inclinação inferior a 10° e uma distância superior a 25m.

O mapa da Figura 14 mostra os 118 pontos de deslizamentos que foram selecionados para a análise dos mapas de suscetibilidade a deslizamentos. Com relação ao total de pontos, apenas 46 envolvem o movimento de rochas, e estão localizados nas unidades: Rgi, Rgt, Cgt, Cgi, PVgt, PVgi e Cde. Os outros 72 pontos estão localizados nas unidades: Rgi, Cgt, Cgi, Dda, Ddia, Dr, PVgi, Cde e AQPsq.

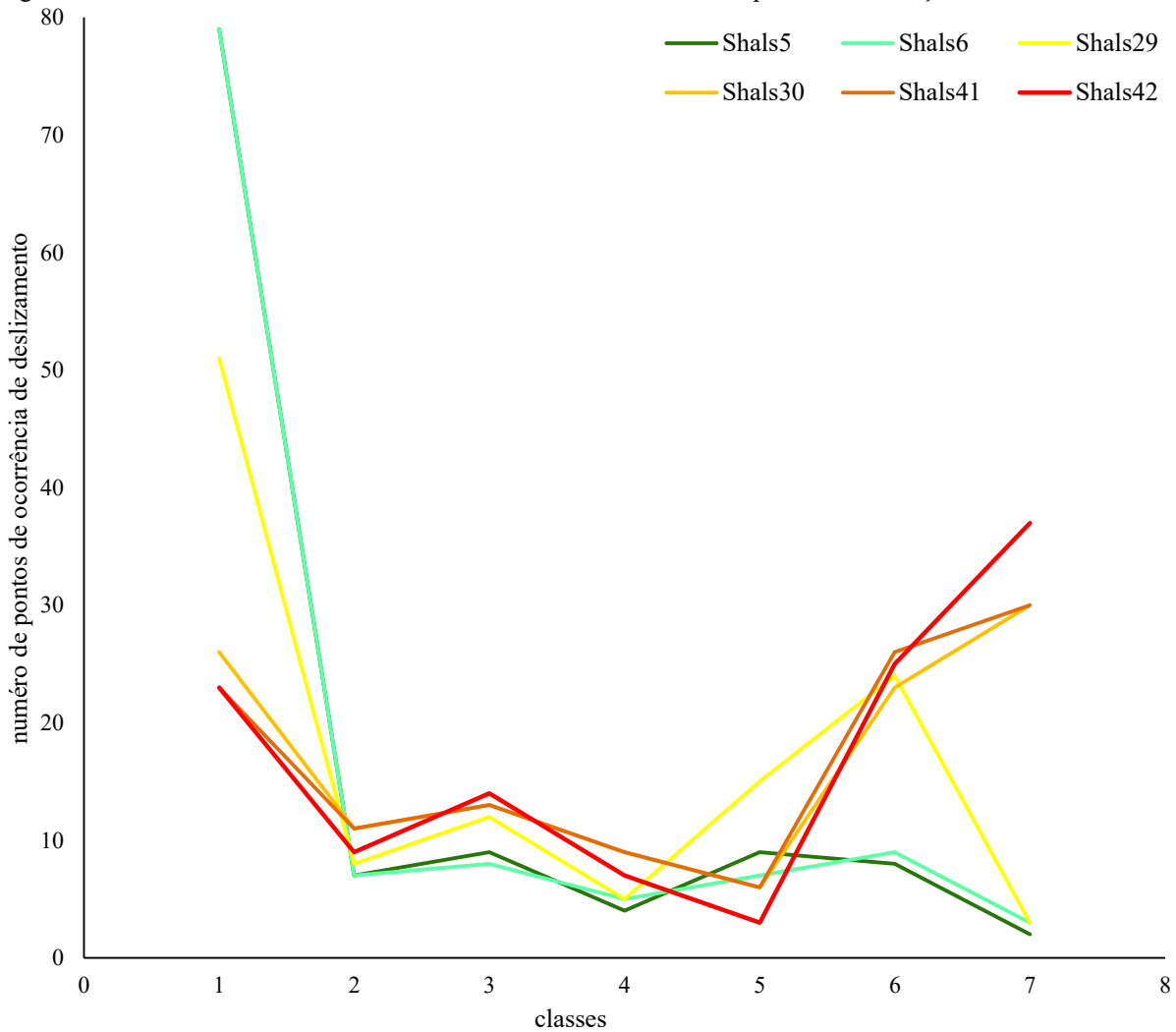
Para comparar as simulações, 5, 6, 29, 30, 41 e 42, com os pontos de deslizamento foi utilizada uma ferramenta que extrai o valor de cada pixel (classe de suscetibilidade). Assim, para cada um dos pontos, obteve-se a classe de suscetibilidade resultante em cada uma das simulações. O número de pontos de acordo com cada classe nestas 6 simulações segue o exposto no gráfico da Figura 115. Por meio deste gráfico é possível observar que as simulações 5 e 6 tem maior adequabilidade, pois a maioria dos pontos de deslizamentos encontram-se na classe de maior suscetibilidade. Em seguida, tem-se as simulações 29 e 30. As simulações 41 e 42 mostraram-se inadequadas, pois a grande maioria dos pontos de deslizamentos encontram-se localizados em áreas com classe de suscetibilidade 7 (a menos suscetível a deslizamento).

Figura 114 Mapa de deslizamentos



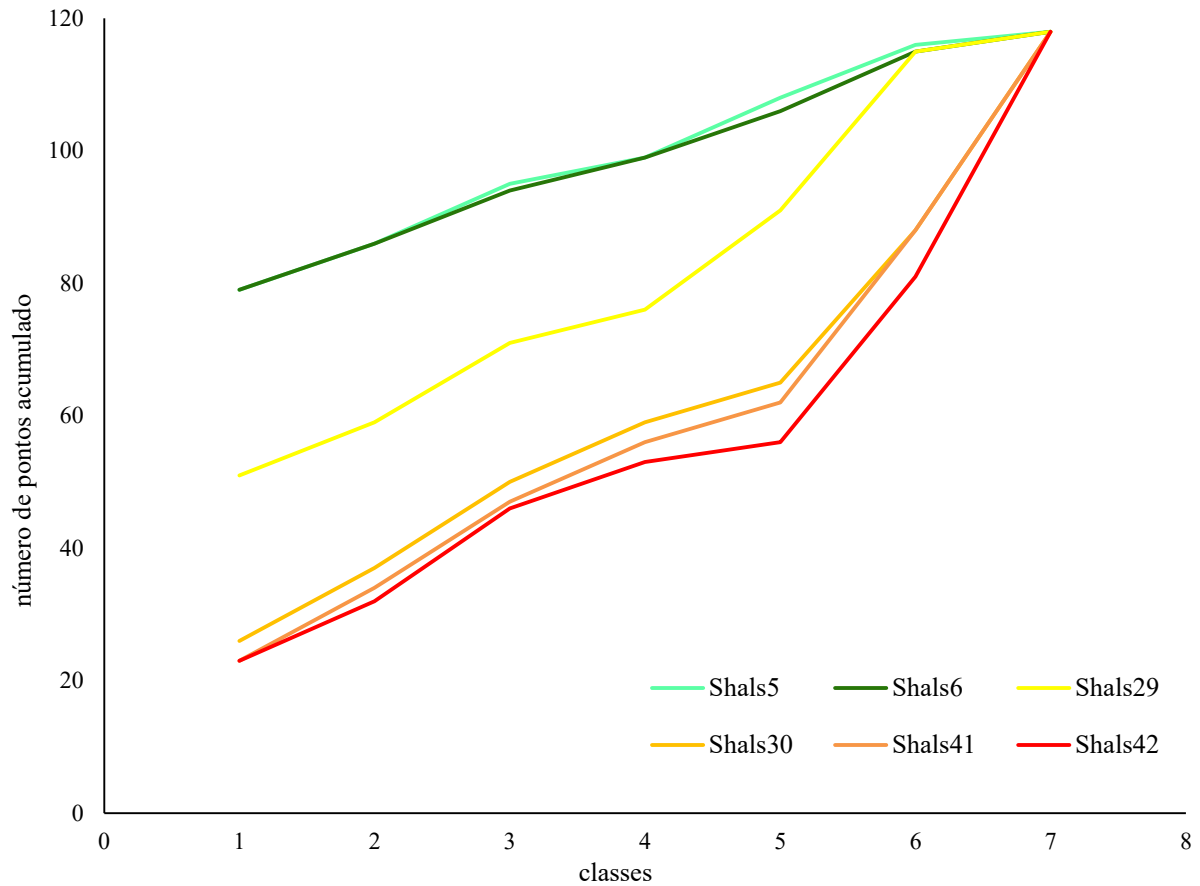
Fonte: Pontos cedidos por Azevedo (2018) sobre mapa base gerado no presente estudo.

Figura 115 Número de deslizamentos em cada classe de suscetibilidade para as 6 simulações avaliadas.



As simulações 5 e 6, apresentaram boa coerência, tendo sido observado que os resultados estão bem próximos. O gráfico da Figura 116 apresenta os pontos de deslizamentos acumulados para as classes de suscetibilidade. De certa forma, pode-se dizer que neste gráfico a curva que tem mais pontos de deslizamento acumulados até a classe 3 ou 4, estaria mais adequada. Neste gráfico ficou evidente que as estas as simulações 5 e 6 tem maior coerência.

Figura 116 Número de pontos acumulado por classe de suscetibilidade



Avaliando-se a probabilidade há de se considerar que quanto maior a área de cada uma das classes é mais provável que se observe um maior número de pontos. Desta forma, deve-se avaliar também o número de pontos de cada classe e a área correspondente a esta mesma classe. Os gráficos da Figura 117 a Figura 122, comparam as curvas acumuladas para os pontos de deslizamentos por classe de declividade (linha de tendência dada pelo eixo direito) e às áreas acumuladas de cada uma destas classes (colunas e eixo esquerdo). Nestes gráficos é possível observar que as simulações 5 e 6 são mais adequadas, pois apresentam melhor relação entre as áreas de suscetibilidade e a incidência de pontos em cada uma destas áreas, ou seja, têm-se uma maior concentração de pontos de ocorrência de deslizamento nas áreas mais suscetíveis e menor concentração nas áreas menos suscetíveis. As simulações 41 e 42 apresentaram baixa adequabilidade quando comparadas as demais simulações. Com base nestes gráficos a simulação 5 mostrou-se mais adequada, pois para a classe 1 tem a menor área e o maior número de pontos, sendo que esta tendência se mantém até a classe 3.

Figura 117 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 5.

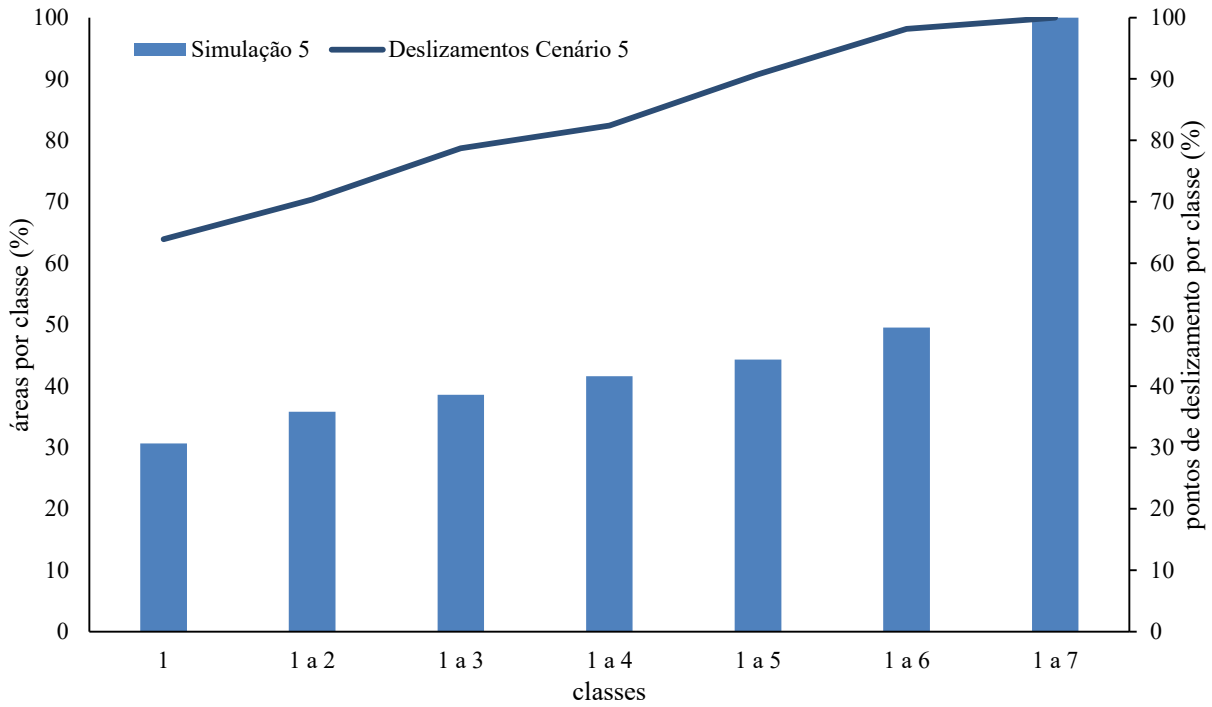


Figura 118 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 6

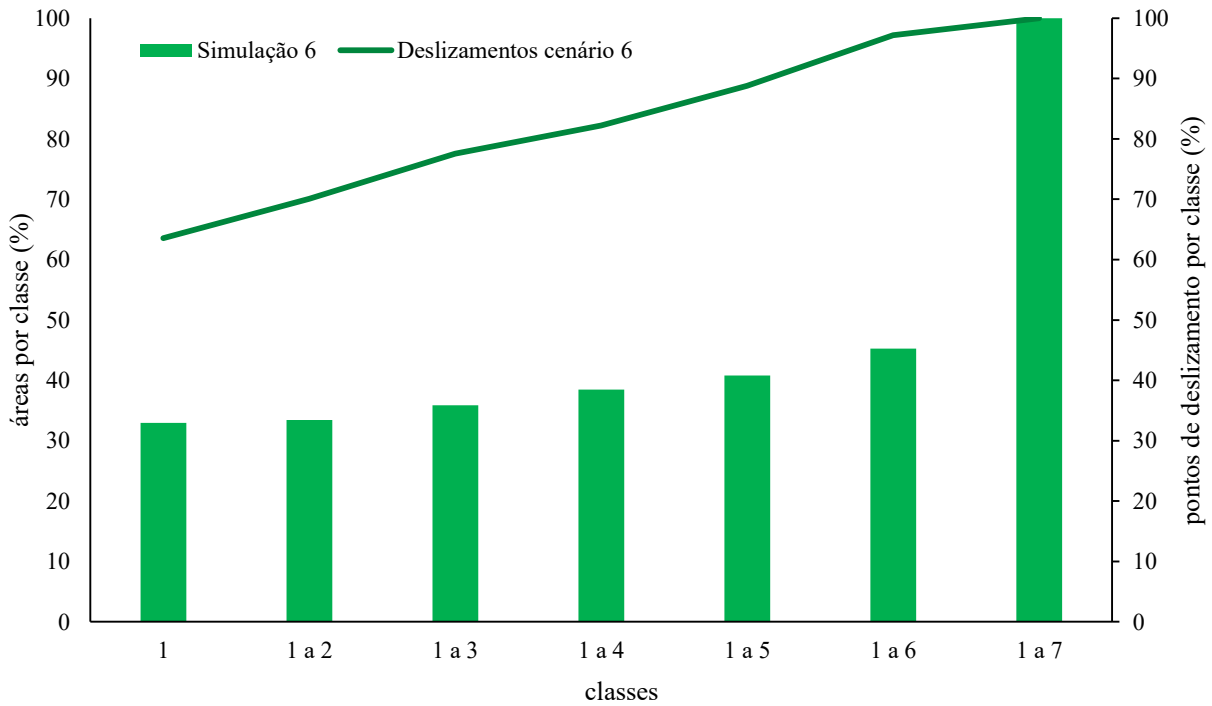


Figura 119 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 29.

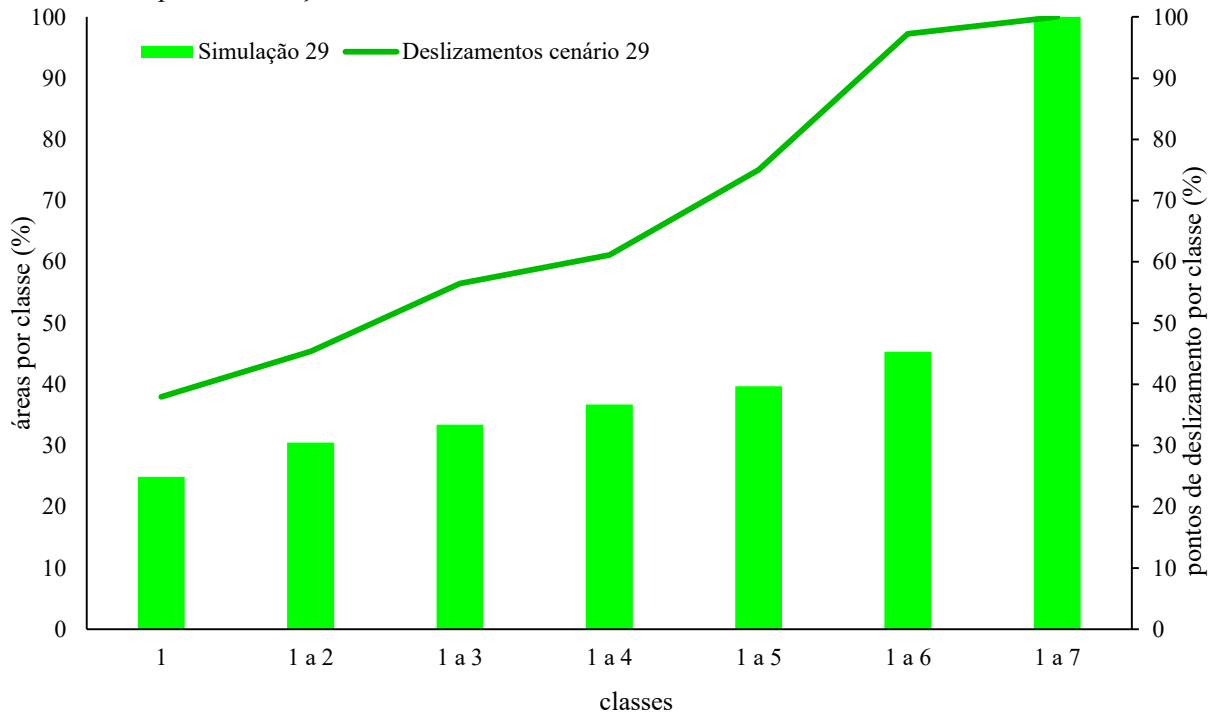


Figura 120 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 30.

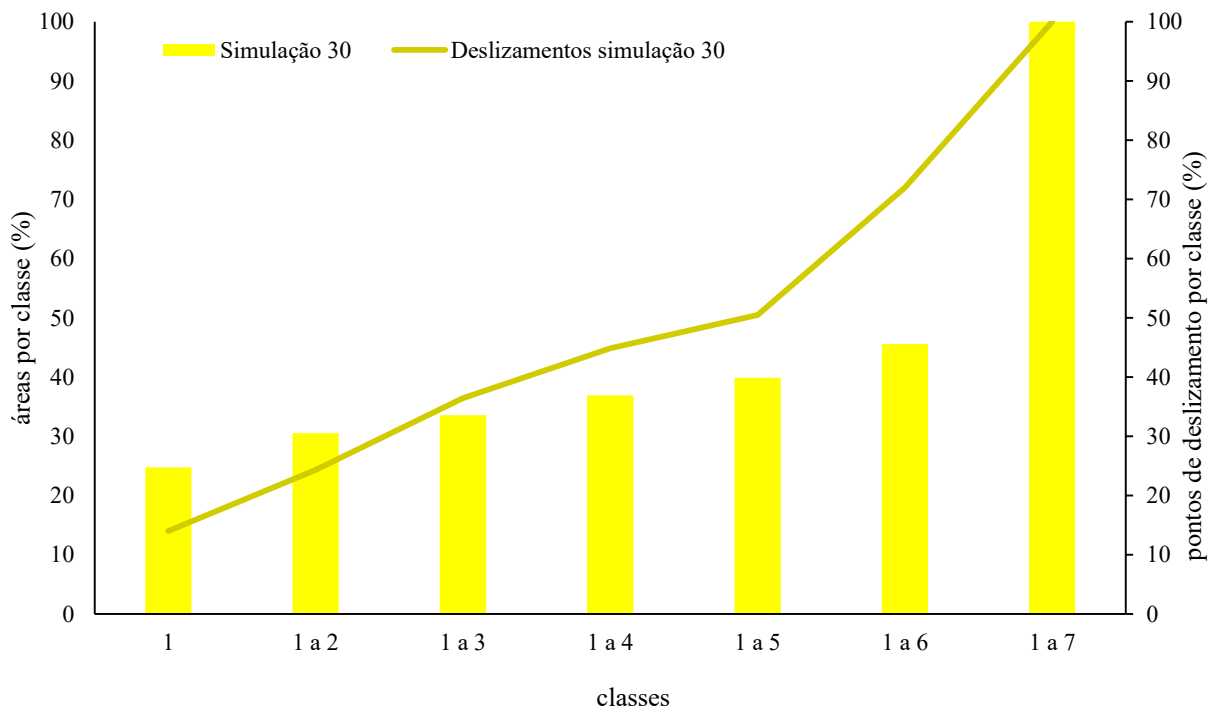


Figura 121 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 42.

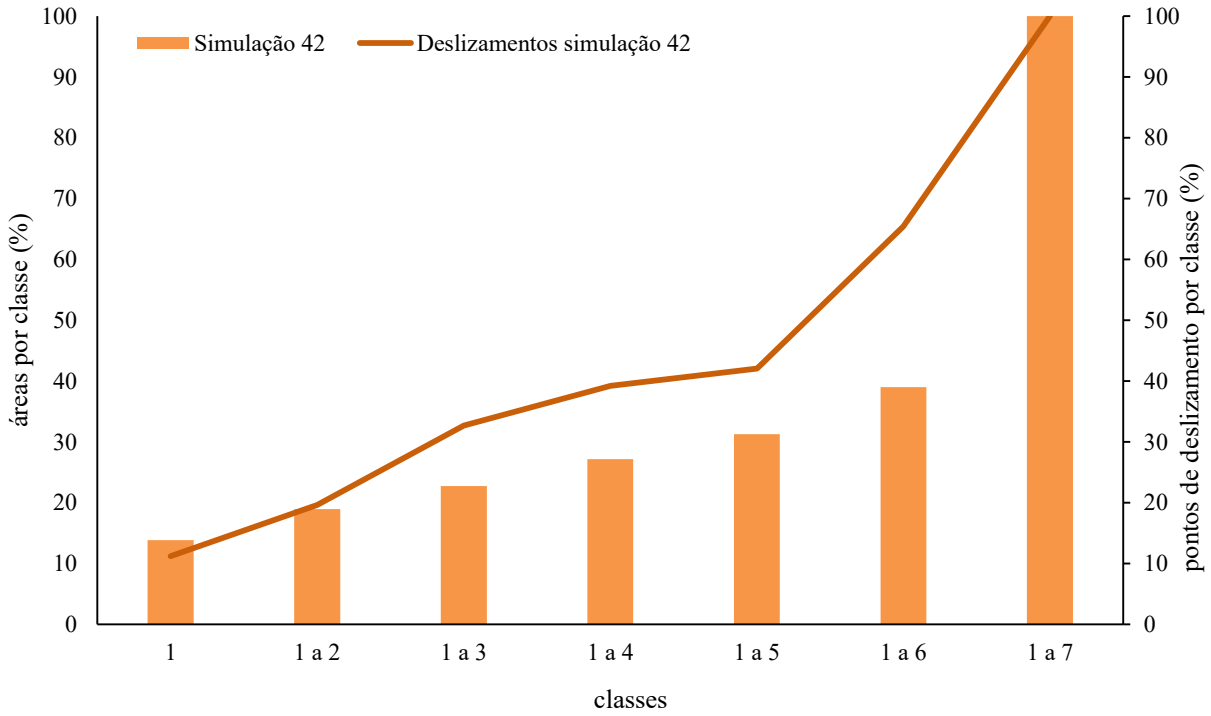
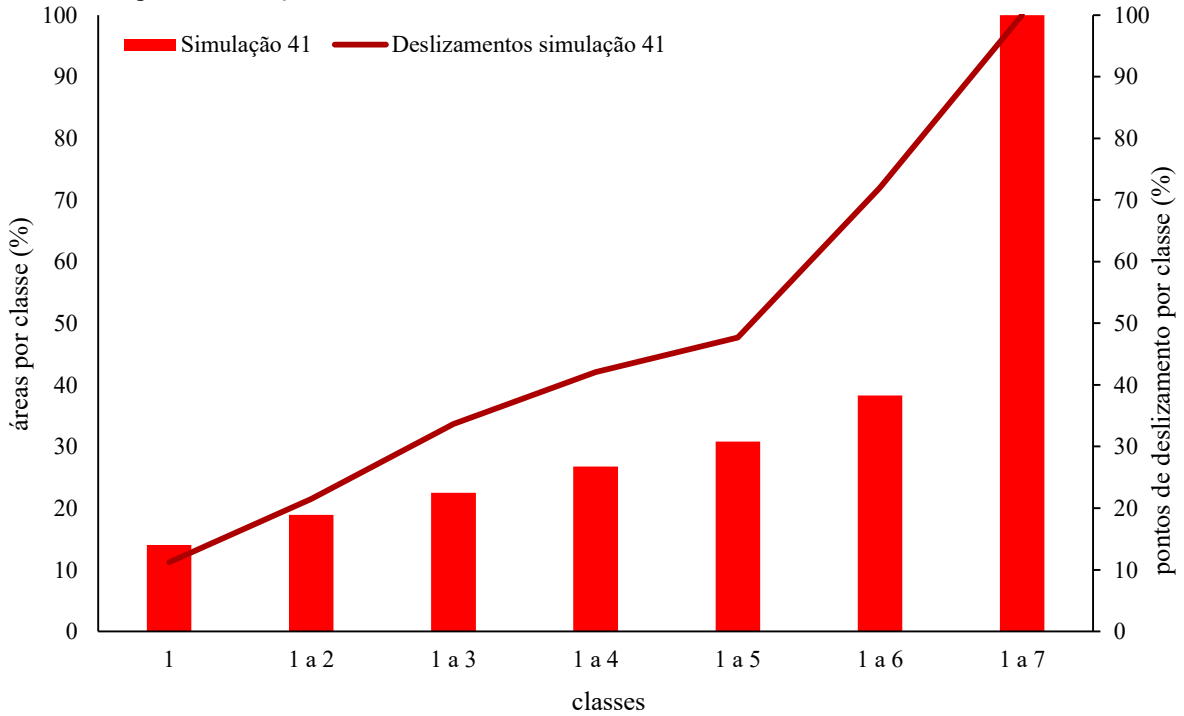


Figura 122 Gráfico da relação entre as áreas acumuladas de cada classe de suscetibilidade e a incidência de deslizamentos para a simulação 41.

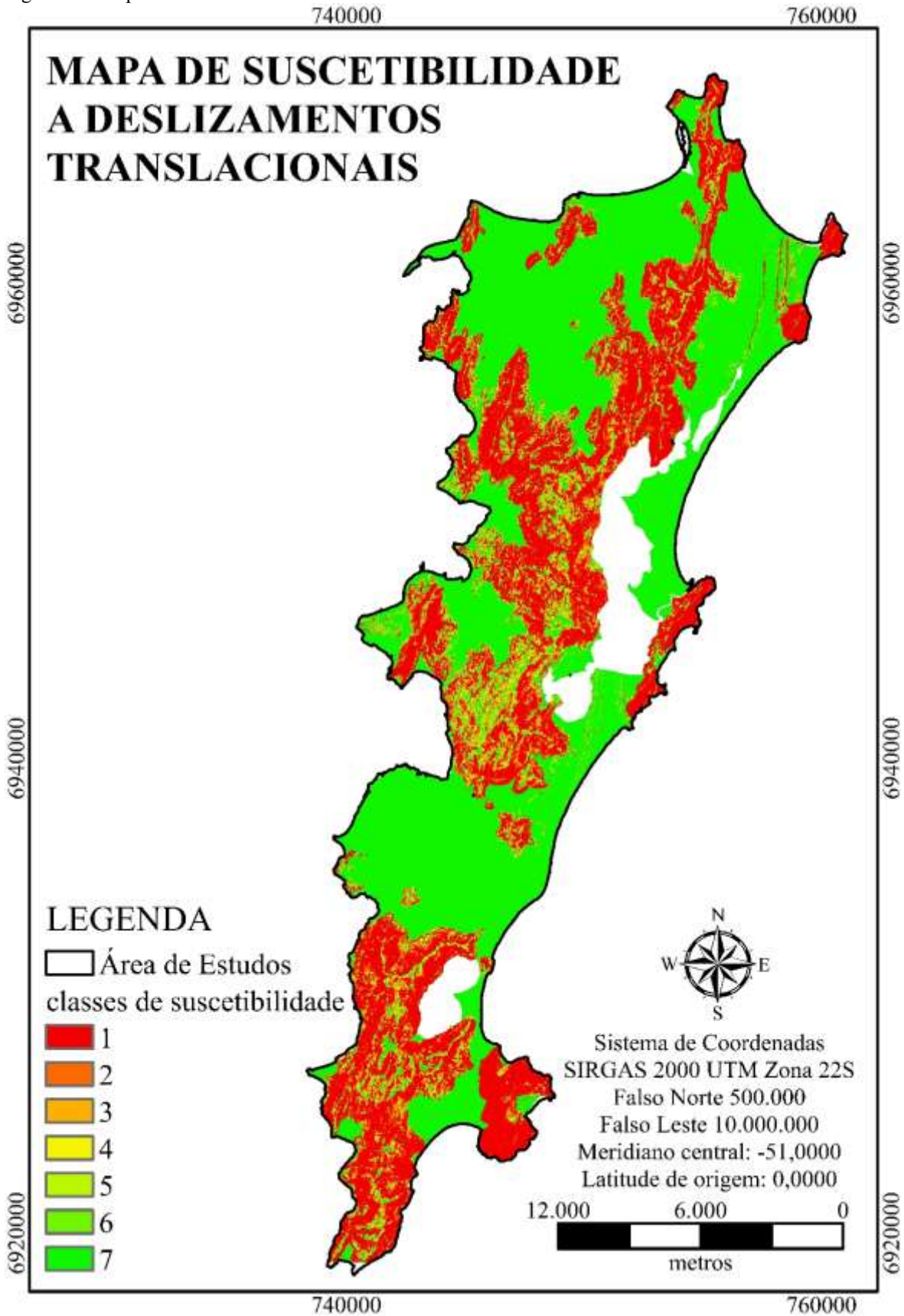


Tendo como base o exposto, a **simulação 5** foi escolhida para representar o mapa de suscetibilidade a deslizamentos translacionais. Nesta simulação foram utilizados os menores valores de coesão e ângulo de atrito de cada unidade, a maior profundidade do impenetrável de cada unidade e a densidade média para toda a área de estudos. As áreas de suscetibilidade estão representadas no mapa da Figura 123. A Tabela 46 traz o quantitativo das áreas de suscetibilidade e pontos de deslizamentos presentes em cada classe.

Tabela 46 Áreas e pontos de deslizamentos rasos de acordo com as classes de suscetibilidade resultantes do modelo *Shalstab*.

Classes de suscetibilidade	Área		Ocorrência de deslizamentos	
	(km ²)	(%)	(quantidade)	(%)
1 (mais suscetível)	112,2	29	69	58,47
2	17,9	4,6	5	4,24
3	9,0	2,3	10	8,47
4	9,7	2,5	4	3,39
5	8,8	2,3	4	3,39
6	16,6	4,3	10	8,47
7 (menos suscetível)	212,8	55	16	13,56

Figura 123 Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Translacionais



4.7 ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS ROTACIONAIS

O mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais resultou no exposto na Figura 125. Neste mapa estão delimitadas as classes de suscetibilidade A, B, C, D e E, sendo a classe E a mais suscetível à ocorrência de deslizamentos rotacionais e a classe A, a menos suscetível a ocorrência de deslizamentos rotacionais. A Tabela 47 traz um quantitativo das áreas destas 5 classes, os intervalos de fatores de segurança adotados para cada uma delas e os pontos de ocorrência de deslizamentos que incidem sobre as áreas relativas a cada classe.

Tabela 47 Quantitativo das áreas de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais.

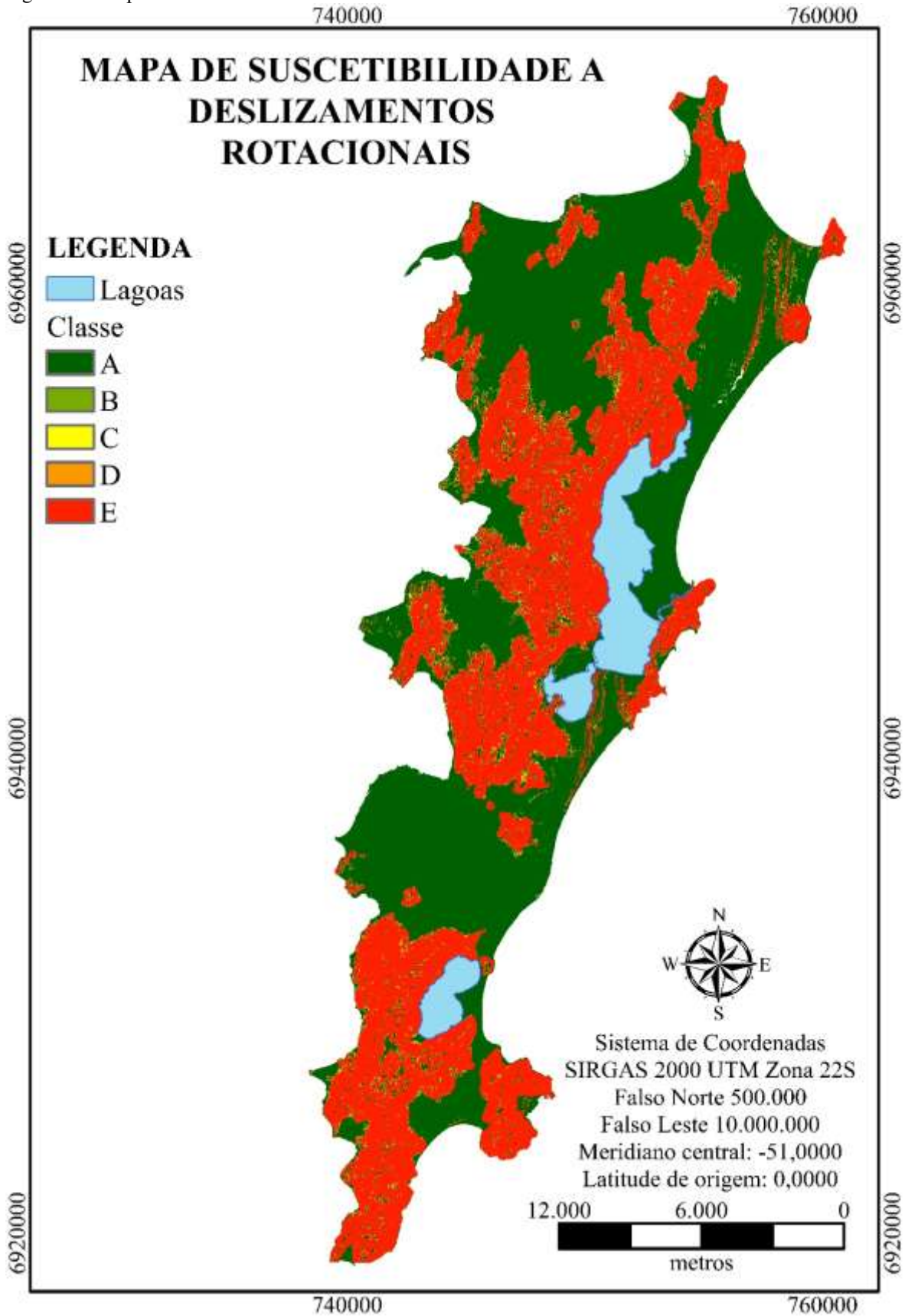
Classes de suscetibilidade finais	Fator de segurança	Área		Ocorrência de deslizamentos	
		(km ²)	(%)	(quantidade)	(%)
E	inferior a 1	169,32	43,12	89	75,42
D	de 1 a 1,15	4,71	1,20	9	7,63
C	1,15 a 1,25	5,40	1,38	6	5,08
B	1,25 a 1,5	6,10	1,55	11	9,32
A	superior a 1,5	207,17	52,76	3	2,54

Para a elaboração deste mapa (Figura 124), foram utilizadas as inclinações constantes na Tabela 48. Ao observá-las, é importante notar que as áreas de preservação, correspondentes a 30% ou 17,45°, estipuladas pela legislação, não atendem ao fator de segurança de 1,5, em nenhuma das unidades. Este dado demonstra que a inclinação adotada pela legislação está adequada, apenas como um parâmetro norteador, à proibição da ocupação destas áreas, e não como uma garantia de que estas áreas podem ser seguramente ocupadas sem uma avaliação prévia.

Tabela 48 Inclinações aconselháveis de acordo com as unidades (valores em graus), considerando nível d'água a 3m e parâmetros médios de resistência ao cisalhamento

FS	PVgi	Cde	Rgi	AQPsq	Cgi	Ddia	PVgt	Cgt
1	11,80	8,60	16,55	9,35	14,81	13,93	16,60	19,96
1,15	10,36	7,53	14,64	8,19	13,09	12,25	14,70	17,80
1,2	9,96	7,24	14,10	7,86	12,60	11,78	14,16	17,18
1,25	9,59	6,96	13,60	7,56	12,15	11,34	13,66	16,61
1,5	8,09	5,85	11,56	6,35	10,32	9,56	11,64	14,25

Figura 124 Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais.



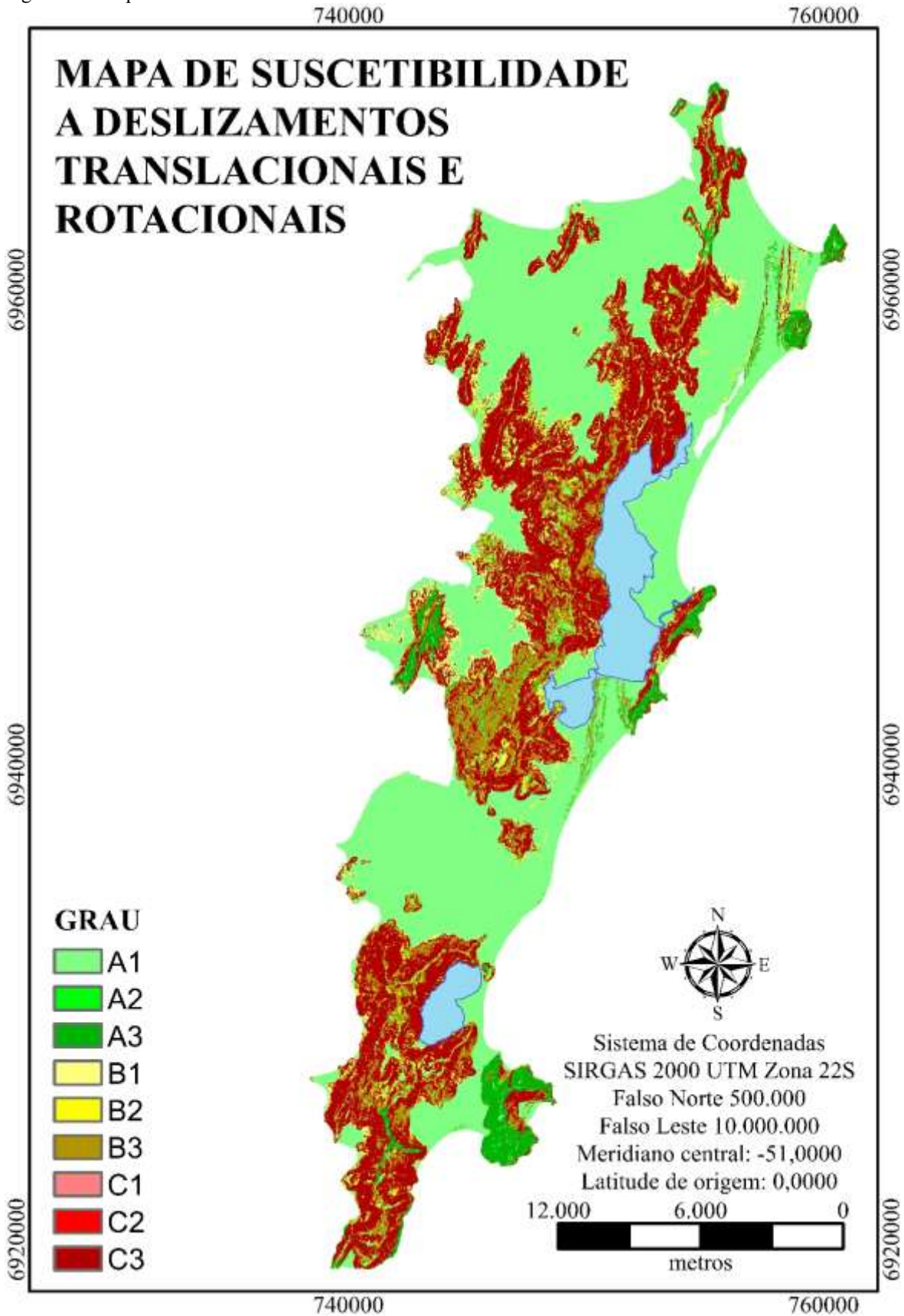
4.8 MAPA DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS TRANSLACIONAIS E ROTACIONAIS

O mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais e translacionais resultou nas áreas delimitadas na Figura 125, e quantificadas na Tabela 49. A terminologia adotada para os graus de suscetibilidade é composta por uma letra, relativo aos deslizamentos translacionais, sendo o C a mais suscetível e A a menos suscetível, e um numeral que vai de 1 à 3 relativa aos deslizamentos profundos, sendo 1 a situação menos crítica e 3 a mais crítica. As áreas com menor suscetibilidade aos deslizamentos estudados são denominadas de grau A1 e as áreas mais suscetíveis de grau C3.

Tabela 49 Área de cada grau de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais e translacionais.

Grau de suscetibilidade a deslizamentos translacionais e rotacionais	Área (m ²)	Área (%)
A1	193,6	50,0
A2	3,1	0,8
A3	16,1	4,2
B1	8,6	2,2
B2	10,5	2,7
B3	42,8	11,1
C1	0,8	0,2
C2	2,2	0,6
C3	109,2	28,2

Figura 125 Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais e translacionais



5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 CONCLUSÕES

O desenvolvimento deste estudo permitiu que fossem obtidas as seguintes conclusões.

5.1.1 Atualização do Mapeamento Geotécnico e Banco de Dados de SPT

Ambas as fases de atualização e melhoramento do mapeamento geotécnico resultaram em alterações significativas na resolução do mapeamento geotécnico existente. Separar a atualização em duas fases como exposto anteriormente simplificou a análise e a atualização, tendo em vista a diversidade de dados disponíveis.

A metodologia adotada para o cadastramento de dados se mostrou de fácil entendimento e análise. As pequenas dificuldades, no cadastramento, foram corrigidas ainda nos primeiros 10 ou 20 pontos, e consistiram no acréscimo de poucas colunas, como por exemplo mais colunas de N_{spt} . Para a etapa de análise destes dados também não se observaram dificuldades significativas, contudo em um novo estudo, aconselha-se incluir uma coluna quanto ao critério de paralização da sondagem. O acréscimo desta informação apenas facilitaria a análise, mas não haveria melhora na confiabilidade dos dados.

Para analisar as diversas características do ensaio (nível d'água, impenetrável e camadas de solos moles), inicialmente haviam sido calculados os percentuais de cada unidade em relação ao número geral de todas as características, porém os resultados não foram conclusivos. A tendência na variação de cada característica de cada unidade não convergiu para resultados claros, pois os resultados acabavam apontando para as unidades com maior número de dados, e portanto, induzindo ao erro. Simplificar este processo e dividir os pontos em grupos de solos de encostas e solos de plano, comparando os percentuais de pontos de SPT relativos aos grupos, e relativo ao total de pontos, permitiu obter conclusões mais claras.

O desenvolvimento e análise do banco de dados e a comparação com o mapeamento geotécnico, contribuíram para reforçar a validade da metodologia desenvolvida por Davison Dias (1995) e sua aplicação em cidades costeiras, como visto em Higashi (2006).

A atualização do mapeamento geotécnico, resultou em um mapa com escala significativamente melhor e mais coerente com a realidade observada em campo. O mapa geotécnico final em escala de 1:10.000 resultou em 25 unidades geotécnicas. É importante

destacar que o mapeamento geotécnico, assim como os mapas de suscetibilidade, tem como objetivo o direcionamento do uso e ocupação e o zoneamento urbano, sobretudo na inclusão de novas áreas de expansão, o que não substitui um estudo geotécnico pontual, por um engenheiro, no projeto e execução de cortes e aterros.

5.1.2 Execução de Ensaios BST

Os resultados dos ensaios de cisalhamento de campo - Borehole Shear Test (BST) e implementação de um banco de dados georreferenciados em SIG, atenderam à necessidade de desenvolvimento dos mapas de suscetibilidade a deslizamentos. O equipamento e o ensaio se mostraram de fácil execução e adequado ao uso em mapeamentos, onde há a necessidade de se obter um maior número de investigações por área.

5.1.3 Mapas de Suscetibilidade a Deslizamentos

Tendo como base os mapas gerados, conclui-se que menos de 50% da área de estudos resultou na classe de maior estabilidade. Contudo como foram criadas muitas classes de suscetibilidade (25), aproximadamente 32% da área apresentou a classe de menor estabilidade em ambos os mapas de suscetibilidade (a deslizamentos rotacionais e translacionais).

5.1.3.1 Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Translacionais

O processamento de dados executado por intermédio do modelo *Shalstab* para a elaboração do mapa de suscetibilidade a deslizamentos translacionais, não apresentou dificuldades. Dentre as 48 variações de simulações executadas neste estudo, a que se mostrou mais adequada, tendo em vista a ocorrência de deslizamentos translacionais, foi aquela onde foram usados os menores valores de coesão e ângulo de atrito e a maior profundidade do impenetrável obtida para cada uma das unidades geotécnicas, e para densidade do solo a média geral.

No mapa final em escala de 1:25.000, a classe de menor suscetibilidade encontra-se em 51% da área da Ilha de Santa Catarina, enquanto que a classe de maior suscetibilidade está presente em 33,2% desta área. Dos deslizamentos relatados por Azevedo (2018), 58,5% coincidiram com a área da classe de maior suscetibilidade.

5.1.3.2 Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Rotacionais

O processamento dos dados por meio do *software Slide* e comparativo com as inclinações reais para cada unidade geotécnica, resultou no mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais. A utilização dos menores valores determinados para coesão e ângulo de atrito em cada unidade, resultou em uma área muito ampla para a maior suscetibilidade. Os parâmetros médios de resistência ao cisalhamento e a média do nível d'água mostraram-se mais adequados para a geração do mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais.

No mapa final em escala 1:25.000, a classe de menor suscetibilidade a deslizamentos rotacionais está presente em 52,8% da área Ilha de Santa Catarina, enquanto que a classe de maior suscetibilidade se encontra em 43,12% desta área. Conclui-se que este mapa apresentou coerência com os deslizamentos relatados por Azevedo (2018), sendo que 75,4% dos pontos estão locados na classe mais suscetível aos deslizamentos rotacionais.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para dar continuidade a este estudo, são listadas algumas recomendações para trabalhos futuros.

Realizar um estudo que correlacione os resultados de ensaios de compressão triaxial e de cisalhamento direto com os de *Borehole Shear Test*, permitindo que os resultados de ambos os ensaios sejam utilizados em uma mesma área de estudos, garantindo sua aplicação ao mapeamento geotécnico o que não foi considerado adequado no presente estudo. Sugere-se que seja moldado um corpo de prova único de dimensões suficientes para a realização de diversos pontos para o BST e que sejam extraídos destes mesmo corpo de prova um número considerável de amostras indeformadas para a submissão ao ensaio de cisalhamento.

Utilizar modelagem numérica para determinar a superfície de ruptura resultante do ensaio *Borehole Shear Test*.

O traçado das curvas de frequências do nível d'água, do impenetrável e das 3 primeiras camadas de N_{spt} , quando comparado à curva normal não se mostrou adequado, portanto, sugere-se compará-las à outras curvas comuns à estatística.

Correlacionar os dados de SPT com dados de outros ensaios, a fim de se obter novos mapas de suscetibilidade. Avaliar a possibilidade de criação de uma malha que considere os pontos de BST como absolutos (pois representam o valor real do local) e utilize o N_{spt} como

um fator de ponderação. Analisar também a possibilidade de sobreposição de uma triangulação Delaunay criada para os valores de BST e uma malha de krigagem criada com base nos valores de Nspt. Além do BST, sugere-se o desenvolvimento destas correlações com dados de ensaios de CPTU, palheta, cone, etc.

REFERÊNCIAS

AHRENDT, A.. **Movimentos de Massa Gravitacionais – Proposta de um Sistema de Previsão: Aplicação na Área Urbana de campos do Jordão - SP**. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2005.

ALIAS, R.; KASA, A.; TAHA, M.. **Effective Shear Strength Parameters for Remolded Granite Residual Soil in Direct Shear and Triaxial Tests**. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, USA, v. 19, p. 4559-4569, 2014.

AMARAL JÚNIOR, A. F.. **Mapeamento Geotécnico Aplicado a Análise de Processos de Movimentos de Massa Gravitacionais: Costa Verde – RJ – Escala 1:10.000**. Dissertação (mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2007.

ARONOFF, S.. **Geographic Information Systems**. WDL Publications, Canada, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de Taludes. Brasil, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Brasil, 2001.

AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1., 1992, Rio de Janeiro. Anais.. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE. 1992, p. 721-733.

AVELAR, A. S., COELHO NETTO , A. L., LACERDA, W. A., BECKER, L. B., MENDONÇA, M. B. **Mechanisms of the recent catastrophic landslides in the mountainous range of Rio de Janeiro, Brazil**. In: PROCEEDINGS OF THE SECOND WORLD LANDSLIDE FORUM. 3-7 October, 2011, Roma.

AZEVEDO, L. T. S.. **Movimentos de Massa No Município de Florianópolis-SC: Estudo Crítico a partir da Aplicação de Ferramentas de Gerenciamento de Risco**. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

BAUM, R.L.; SAVAGE, W.Z.; GODT, J.W. TRIGRS. **A Fortran program for transient rainfall infiltration and grid based regional slope-stability analysis**. USGS open-file report 02-424, 2002.

BECHTUM, T.. **Automation and further development of the borehole shear test**. 2012. Dissertation (master in Civil Engineering - Geotechnical Engineering) - Iowa State University. Ames, Iowa, U.S.A., 2012.

BELLINA, G.. **Estudo da Influência das Variações Sazonais do perfil de Sucção no fator de segurança ao escorregamento de uma encosta de solo residual de granito**. Dissertação

(mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

BEVILAQUA, F. Z.. **Estudo do Comportamento Geomecânico de Solos Residuais de Granito de Florianópolis**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

BIM, R.. **Mapa de Susceptibilidade a Movimento de Massa da Microbacia do Ribeirão das Pedras/SC Determinado com Ênfase na Variação Pluviométrica**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

BOEHL, P. E. G.. **Algumas Observações sobre as Propriedades Geotécnicas dos Solos Estruturados Derivados de Granito da Grande Florianópolis**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

BRASIL. **Lei nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979. Dispõe sobre o parcelamento do solo e dá outras providências**. Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 20 dez. 1979. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/16766.htm> Acesso em: 26/06/2014.

BRITO, J.S.B. ; ROSA, R.; **Introdução ao Geoprocessamento: Sistema de Informação Geográfica**. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, 1996.

BULL, W.B. **Alluvial fans and Near-Surface Subsidence in Western Fresno County**. California – U.S.A.: United States Geological Survey Professional Paper 437 – A: U. S. Government Printing Office, Washington, DC, 1994.

CÂMARA, G.; CASANOVA, M.A.; HEMERLY, A.S., MAGALHÃES, G.C.; MEDEIROS, C.M.B. **Anatomia de Sistemas de Informação Geográfica**. Instituto de Computação, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 1996.

CAMBELL, D. B. e HUDSON, W. R., **The Determination of Soil Properties**. In Situ, Austin, Texas, EUA: Research Report 89-7, Center for Highway Research, University, 1969.
CAPPARELLI, G.; VERSACE, P. **FLAIR and SUSHI: two mathematical models for early warning of landslides induced by rainfall**. Landslides, v. 8, n. 1, p. 67-79, 2011.

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**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

COLLISON, A. J. C.; ANDERSON, M. G. **Using a combined slope hydrology/stability model to identify suitable conditions for landslide prevention by vegetation in the humid tropics**. Earth Surface Processes and Landforms, v. 21, n. 8, p. 737-747, 1996.

CONTESSI, R. J.. **Borehole Shear Test: Uma Comparação com o Ensaio de Cisalhamento Direto**. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

- COSTELLA, M. C.; **Mapeamento de áreas suscetíveis a movimento de massa na bacia hidrográfica do Saco Grande em Florianópolis/SC.** Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.
- COUTINHO, R. Q.; BANDEIRA, A. P. N. **Processos de Instabilização de Encostas e Avaliação do Grau de Risco: Estudo de Caso nas Cidades de Recife e Camaragibe.** In: LACERDA, W. A.; PALMEIRA, E. M.; COELHO NETO, A. N.; EHRlich, M. (Org.) *Desastres Naturais: Suscetibilidade e Riscos, Mitigação e Prevenção, Gestão e Ações Emergenciais*, p. 41-61. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2012.
- CRUDEN, D. M. e VARNES, D. J. **Landslides: Investigation and Mitigation, Chapter 3: Landslide Types and Processes.** U.S.A.: Transportation Reserch Board, 1996.
- CRUDEN, D. M. e VARNES, D. J.. **Landslide Types and Processes.** U.S.A.: Special Report - National Research Council, Transportation Research Board 247:36–75. January, 1996. Disponível em:
<https://www.researchgate.net/publication/209802944_Landslide_Types_and_Processes>
Acesso em: 27 de julho de 2017.
- CRUZ, R. S. S.. **Mapeamento das Áreas de Suscetibilidade a Deslizamentos Rotacionais na Bacia Hidrográfica do Rio Itacorubi.** Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.
- DAS, B. M.. **Principles of Geotechnical Engeneering.** 7. ed. EUA: Cengage Learning, 2011. Tradução: MIRANDA, L. R. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica.* São Paulo, SP, 2014.
- DAVISON DIAS, R. **Proposta de Metodologia de Definição de Carta Geotécnica Básica em Regiões Tropicais e Subtropicais.** Revista do Instituto Geológico. São Paulo, SP, 1995.
- DAVISON DIAS, R. **Proposta de uma Metodologia de Estudos Geotécnicos para Implantação de Rodovias, Estradas Rurais e Vicinais em Solos Brasileiros.** In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2001, Florianópolis, SC.
- DAVISON DIAS, R.. **Aplicação de pedologia e geotecnia do projeto de fundações de linhas de transmissão.** Tese (doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1987.
- DIETRICH, W. E.; MONTGOMERY, D. R. **SHALSTAB: a digital terrain model for mapping shallow landslide potential.** NCASI (National Council of the Paper Industry for Air and Stream Improvement) Technical Report, 1998.
- EINSTEIN, H. H. **Landslides risk assessment procedure.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 4., Lausanne. Proceedings.Lausanne, Switzerland, A.A.Balkema, Rotterdam, Netherlands.1988, v.2, p. 1075-1090.
- EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Levantamento de Reconhecimento de Baixa intensidade dos solos do município de Jardim, Estado do Mato Grosso do Sul.** Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento 129. Rio de Janeiro, 2007.

ESRI. **ArcGIS 10 Improves Productivity and Makes GIS Widely Available**. 2010. Disponível em: <<http://www.esri.com/news/arcwatch/0410/arcgis10.html>>. Acesso em: 10 de Junho de 2014.

EWEN, J.; PARKIN, G.; O'CONNELL, P.. **SHETRAN: Distributed River Basin Flow and Transport Modeling System**. Journal of Hydrologic Engineering, v. 5, n. 3, p. 250-258, 2000.

FARIA, Daniela G. M.. **Mapeamento de perigo de escorregamentos em áreas urbanas precárias brasileiras com a incorporação do Processo de Análise Hierárquica (AHP)**. Tese (doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2011.

FELGUEIRAS, C. A.; CÂMARA, G.. **Introdução à Ciência da Geoinformação, cap. 7. Modelagem Numérica de Terreno**. INPE, São José dos Campos, 2001.

FELL, R.; COROMINAS, J.; BONNARD, C.; CASCINI, L.; LEROI, E.; SAVAGE, W.. **Guidelines for Landslide Susceptibility Hazard and Risk Zoning Land Use Planning**. Engennering Geology,. Tradução de BRESSANI, L. A., BERTUOL, F. e COSTA, E. A. **Diretrizes para o Zoneamento da Suscetibilidade, Perigo e Risco de Deslizamentos para Planejamento do Uso do Solo**. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São Paulo, 2013.

FERNANDES, N.F.; GUIMARÃES, R.F.; GOMES, R.A.T.; VIEIRA, B.C.; MONTGOMERY, D.R., GREENBERG, H. **Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas: Avaliação de Metodologias e Aplicação de Modelo de Previsão de Áreas Susceptíveis**. Revista Brasileira de Geomorfologia, v.2, n.1, p.51-71, 2001.

FLORES, J. A. A. (Coord.); PELLERIN, J. R. G. M.; ABREU, J. J.; TOMAZZOLI, E. R.; SILVA E.; GRÉ J. C. R.; HIGASHI, R. A. R.; ESPÍNDOLA, M.; CHAFFE, P. L. B.; GOERL, R. F.; DESTRO, J. N.; SÁNCHEZ, G. M.; SBROGLIA, R. M.; VILLELA, J. H. **Elaboração de Cartas Geotécnicas de Aptidão à Urbanização Frente aos Desastres Naturais no município de Gaspar, Estado de Santa Catarina**. Ministério das cidades. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

GERCOVICH, D. M. S.. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo, SP: Oficina de Testos, 2012.

GUESSER, L. H.. **Mapeamento geotécnico da área urbana do município de Antônio Carlos (SC) aplicado ao planejamento do uso e ocupação de solos**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M.. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

GUIMARÃES, R. F. **Utilização de um Modelo de Previsão de Áreas Susceptíveis a Escorregamentos Rasos com Controle Topográfico: Adequação e Calibração em Duas Bacias de Drenagem**. Tese (Doutorado em Geologia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2000.

GUIMARÃES, R. F.; CARVALHO JÚNIOR, O. A.; GOMES, R. A. T.; FERNANDES, N. F. **Movimentos de Massa**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2008. In: FLORENZANO, T. G. (Org.). Geomorfologia: conceitos e tecnologias atuais.

GUSSER, L. H.. **Elaboração do Mapa Geotécnico Preliminar e Mapa de Áreas Suscetíveis a Movimentos de Massa do Município de Antônio Carlos-SC**. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

HAMMOND, C.; et al. **Level I Stability Analysis (LISA) Documentation for Version 2.0**. General Technical Report INT-285, USDA Forest Service Intermountain Research Station, 1992.

HANDY, R.L. e FOX, N.S.. **A Soil Bore-Hole Direct Shear Test Device**. Highway Research News, Highway Research Board, No. 27, pp. 42-51, EUA, 1967.

HANDY, R.L., SCHMERTMANN, J.H., AND LUTENEGGER, A. J.. **Borehole Shear Tests in a Shallow Marine Environment**, Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements, ASTM STP 883, R. C. Chancy and K. R. Demars, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985.

HIGASHI, Rafael. A. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. Tese (doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2006.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Mapa Digital do Estado de Santa Catarina, Brasil**. Disponível em: <<http://dados.gov.br/dataset/malha-geometrica-dos-municipios-brasileiros>>. Acesso em: 22 de Abril de 2014, 2007.

JOHNSON; S.. **O mapa fantasma: como a luta de dois homens contra a cólera mudou o destino de nossas metrópoles**. Rio de Janeiro: Jorge Zahar, 2008. 271 p.

JONES, F.O. **Landslides of Rio de Janeiro and the Serra das Araras Escarpment, Brazil**. Geological Survey Professional Paper 697, V.S. Department of the Interior, 1973.

JONES, F. O.. **Landslides of Rio de Janeiro and the Serra das Araras Escarpment, Brazil**. Geological Survey Professional Paper 697. Prepared in cooperation with the Departamento Nacional da Produção Mineral of Brazil under the auspices of the Agency for International Development United States Department of State, Washington, 1973.

JÚNIOR, B.. **Mapa Digital do Brasil. Brasil**. Disponível em <<http://www.codegeo.com.br/2013/04/shapefiles-do-brasil-para-download.html>>. Acesso em: 22 de Abril de 2014, 2013.

KHOURY E MILLER **Influence of Flooding on Borehole Shear Test (BST) Results in Unsaturated Soil**. Oklahoma – U.S.A: ASCE on University of Oklahoma, 2006.

LEPSCH, I. F.. **Formação e Conservação dos Solos**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2002.

- LOCH, R.E.N.. **Cartografia: representação, comunicação e visualização de dados espaciais**. Florianópolis: Ed. da UFSC, 2006.
- LOHNES, R. A.; HANDY R. L.. **Slope Angles in Friable Loess**. The Journal of Geology, Chicago, U.S.A., 1968.
- LU N. e GODT J.. **Infinite slope stability under steady unsaturated seepage conditions**. WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 44, W11404, doi:10.1029/2008WR006976, 2008
- LUTENEGGER, A. J. e HALLBERG, G. R., **Borehole Shear Test in Geotechnical Investigations**. U.S.A.: Laboratory Shear Strength of Soil. ASTM STP 740. R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds., American Society for Testing and Materials, 1981.
- MANTOVANI, B.. **Mapeamento de Risco a Movimentos de Massa e Inundação em Áreas Urbanas do Município de Camaragibe**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco, 2015.
- MASSAD, F., **Mecânica dos Solos Experimental**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2016.
- MASSOCCO, N. S.. **Determinação dos Parâmetros Geotécnicos de Solos Residuais com Ênfase na Mecânica dos Solos Não Saturados**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, Florianópolis, 2017.
- MEISINA, C., SCARABELLI S.. **A comparative analysis of terrain stability models for predicting shallow landslides in colluvial soils**. Geomorphology 87 207–223, Itália, 2007.
- MICHEL, G. P.; KOBİYAMA, M.; GOERL, R. F.. **Comparative analysis of SHALSTAB and SINMAP for landslide susceptibility mapping in the Cunha River basin, Southern Brazil**. J Soils Sediments, v. 14, p. 1266–1277, 2014.
- MIRANDA, J.I. **Fundamentos de Sistemas de Informações Geográficas**. Brasília: Embrapa Informação Tecnológica, 2005.
- MONTEIRO, C. L.. **Mapeamento das Áreas de Suscetibilidade a Deslizamentos Rotacionais na Bacia Hidrográfica da Lagoa da Conceição**. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.
- MONTGOMERY, D. R. , e DIETRICH, W. E.; **A physically based model for the topographic control on shallow landsliding**. California – U.S.A.: Water Resources Research, v. 30, n. 4, 1994.
- MONTGOMERY, D. R. , e DIETRICH, W. E.; **Source Areas, Drainage Density, and Channel Initiation**. California – U.S.A.: Water Resources Research, v. 25, n. 8, 1989.
- NERY, T.. **Avaliação da Suscetibilidade a Escorregamentos Translacionais Rasos na Bacia da Ultrafértil, Serra do Mar (SP)**. Tese (doutorado em Geografia Física) - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2011.

NUNES, G. B.. **Estudo da Influência das variações sazonais do perfil de sucção no fator de Segurança ao escorregamento de uma encosta de solo residual de granito e diabásio.** Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, Florianópolis, 2017.

ODRESKI, L. F. R.. **Influência hidrológica nos processos hidrodinâmicos da Lagoa da Conceição – Florianópolis - SC.** Dissertação (mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012.

PACK, R. T.; TARBOTON, D. G.; GOODWIN, C. N. **Terrain Stability Mapping with SINMAP, technical description and users guide for version 1.00.** Report Number 4114-0, Terratech Consulting Ltd., Salmon Arm, B.C. Canada (www.tclbc.com), 1998.

PACK, Robert T.; TARBOTON, David G.; GOODWIN, Craig N.; PRASAD, Ajay. **SINMAP 2: A Stability Index Approach To Terrain Stability Hazard Mapping Version for ArcGIS 9.x and Higher.** Logan – Utah – U.S.A.: Utah State University, 2005. Disponível em: <<http://hydrology.usu.edu/sinmap2/>>. Acesso em: 14 de julho de 2017.

PECAPEDRA, L. L.. **Estudo de Resistência ao Cisalhamento Não Saturado de Solos Residuais de Granito e Diabásio de Florinaópolis/SC.** Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, Florianópolis, 2016.

PORATH, P.H.M., SBROGLIA, R. M. e HIGASHI, R. A. R.. **Ferramenta Automatic Shalstab Analysis – ASA.** Disponível em: <<https://www.arcgis.com/home/item.html?id=db284030a80644c3a99a21c4d4500956>>. Acesso em: 10 de junho de 2018.

PRADHAN, A. M. S. , KIM Y. T.. **Application and comparison of shallow landslide susceptibility models in weathered granite soil under extreme rainfall events.** Environmental Earth Sciences [1866-6280], v. 73, n. 9, 2014.

REGINATTO, G. M. P.. **Caracterização de Movimentos de Massa na Bacia Hidrográfica do Rio Cunha, Rio dos Cedros – SC, com Ênfase em Escorregamentos Translacionais.** Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

RIBEIRO, M. R.; OLIVEIRA, L. B.; ARAÚJO FILHO, J. C.. **Pedologia Fundamentos: III – Caracterização Morfológica do Solo.** Viçosa, MG: KER, J. C. CURI, N.; SCHAEFER C. E. G. R.; VIDAL P., 2012.

RIGON, R., BERTOLDI G., AND OVER T. M., 2006: **GEOtop: A Distributed Hydrological Model with Coupled Water and Energy Budgets.** J. Hydrometeor., 7, 371–388, <https://doi.org/10.1175/JHM497.1>

SAKAMOTO, M. Y.; CONTESSI, R. J.; GUESSER, L. H.; HIGASHI, R. R.; MULLER, V. S. ; SBROGLIA, R. M.. **Use of a Borehole Shear Test method for geotechnical mapping of landslide risk areas.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDE, June 2016, Napoli, Italy.

SAKAMOTO, M., 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**. In: 15º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 2014, Bento Gonçalves, RS.

SANTOS, G.T.. **Integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia**. Tese (doutorado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1997.

SANTOS, G.T.. **Mapas Digitais: Mapeamento Geotécnico**. Tese (doutorado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1997.

SBROGLIA, R. M.. **Mapeamento Geotécnico e de Área Suscetíveis a Deslizamentos na Microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC**. Dissertação (mestrado em Geografia) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SBROGLIA, R. M.; PORATH, P. H. M.; HIGASHI, R. A. R.; OLIVEIRA, F. H. **Mapeamento de Áreas Suscetíveis a Deslizamentos Translacionais com o Uso da Ferramenta ASA - Automatic Shalstab Analysis**. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 12., Florianópolis, 2017. Anais. Florianópolis, 2017.

SDS – Secretaria do Estado de Desenvolvimento Social. **Mapa digital de cursos d'água**. Disponível em <http://sigsc.sds.sc.gov.br/download/> Acesso em: 10 de outubro de 2018, 2018.

SDS – Secretaria do Estado de Desenvolvimento Social. **Mapas digitais: Altimetria, Aerofotogrametria e Modelo Digital do Terreno** . Disponibilizado diretamente no local. 2018.

SILVA, D. C. O.. **Aplicação do Modelo Shalstab na Previsão de Deslizamentos em Petrópolis**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2006.

TARBOTON, D. G.. **A new method for the determination os flow directions and upslope áreas in grid digital elevation models**. Water Resources Research, v. 33, n. 2, p. 309 –319, February, 1997.

TERZAGHI, K.. **Mechanism of Landslides**. Nova York, U.S.A: From Theory to Praticce in Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc., 1960.

THORLEY, A., BROISE, Y., CALHOON, M. L., ZEMAN, Z. P., AND WATT, W. G. **Proceedings**. In: CONFERENCE ON IN SITU INVESTIGATIONS IN SOIL AND ROCKS, 1970, Institute of Civil Engineers, Londres, Inglaterra.

TOMAZZOLI, E. R.; PELLERIN, J. R. M.. **Unidades do mapa geológico da ilha de Santa Catarina. Florianópolis**. Revista Geosul, Universidade Federal de Santa Catarina, v. 30, p. 225-247, 2015.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo, SP: McGraw-Hill do Brasil / Editora da Universidade de São Paulo, 1977.

WU, W.; SIDLE, R. C. **A Distributed Slope Stability Model for Steep Forested Basins**. Water Resources Research, v. 31, n. 8, p. 2097-2110, 1995.

ZUQUETTE, L.. **Cartografia Geotécnica**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2004.