



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

TAHYARA BARBALHO FONTOURA

**CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE
SUSCEPTIBILIDADE E ESTABILIDADE DA ENCOSTA “ALTO DE SANTA
TEREZA” EM RECIFE-PE**

Recife

2022

TAHYARA BARBALHO FONTOURA

**CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE
SUSCEPTIBILIDADE E ESTABILIDADE DA ENCOSTA “ALTO DE SANTA
TEREZA” EM RECIFE-PE**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Recife

2022

Catálogo na fonte:
Bibliotecária Sandra Maria Neri Santiago, CRB-4 / 1267

F684c

Fontoura, Tahyara Barbalho.

Caracterização geológico-geotécnica e análise de susceptibilidade e estabilidade da Encosta “Alto de Santa Tereza” em Recife-PE / Tahyara Barbalho Fontoura. – 2022.

426 f.: il., fig., tab., e siglas.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia civil. 2. Estabilidade de talude. 3. SINMAP. 4. SHALSTAB. 5. TRIGRS. 6. Caracterização geotécnica. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2022-26

TAHYARA BARBALHO FONTOURA

**CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE
SUSCEPTIBILIDADE E ESTABILIDADE DA ENCOSTA “ALTO DE SANTA
TEREZA” EM RECIFE-PE**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 31/08/2022.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Igor Fernandes Gomes (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Rodolfo Moreda Mendes (Examinador Externo)
Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo (Examinador Externo)
Instituto Federal do Rio Grande do Norte

Prof. Dr. Saul Barbosa Guedes (Examinador Externo)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Robson Ribeiro Lima (Examinador Externo)
Universidade Federal de Pernambuco

AGRADECIMENTOS

Agradeço

A Deus. Em primeiro lugar agradeço a Ele por todas as lutas enfrentadas e vitórias alcançadas. Agradeço por tanto aprendizado, pelas oportunidades que me deu e pela família e amigos que estiveram presentes em todos os momentos.

Ao meu esposo Wildson e ao meu filho Estêvão. A Wildson pelo amor, apoio e compreensão dedicados a mim em todos os momentos. A Estêvão por sempre me trazer a lembrança que a vida é feita de milagres diários.

Aos meus pais Kátia Barbalho e Cláudio Fontoura. Desde o início estão comigo oferecendo apoio incondicional. Agradeço todo o carinho, apoio, educação e compreensão ao longo de toda a minha vida. Agradeço pelos pais incomparáveis que são.

A minha irmã Tahyná Barbalho e Maria Aparecida, pelas amigas que são. Por estarem sempre presentes em todas as horas em que precisei, seja brigando, apoiando, rindo ou chorando. Especialmente à Maria por ter me ajudado muito nessa reta final.

Ao meu avô Gilberto Barbalho, que sempre foi um grande incentivador dos meus estudos, me dando todo o apoio e as condições necessárias no início desse doutorado.

Ao meu orientador, Professor Roberto Quental Coutinho, pela orientação, pela disposição e envolvimento para que este trabalho viesse a vingar e pela compreensão nos momentos em que precisei. Agradeço pela confiança depositada. Estendo meu agradecimento à Doris e a toda a Equipe GEGEP pelo suporte.

Aos meus Professores de Mestrado Olavo Francisco dos Santos Junior e Ricardo Nascimento Flores Severo, que me acompanham há muitos anos e estiveram comigo em Recife dividindo o dia a dia no início desse doutorado. Agradeço pela amizade, apoio e aconselhamento profissional ao longo desses anos.

A todos os amigos do GEGEP que estiveram comigo esses anos, passando por maus e bons momentos. Entre eles cito: Gleice, Dani, Bruno, Danisete, Mickelly, Fernando, Bruno Castro, Gilmar, Hugo, Iran, Marília, Breno, Amanda, Claudinha, Betânia, Arthur Gomes, Mabi e Felipe Tenório.

Em especial, agradeço a Dani, Gleice e Marília por me acolherem inicialmente em Recife, se tornando minhas amigas íntimas e de todas as horas, à Bruno Moraes que se tornou uma pessoa muito especial com quem posso contar, pelo companheirismo desde os assuntos profissionais até as questões mais complexas da vida; a Danisete e a Bruno Castro pela

amizade e ajudas em campo, que foram muitas. Agradeço também a Felipe Tenório pela ajuda em campo com a observação da geologia da encosta.

A Igreja do Nazareno no Cordeiro que se tornou uma família para mim. Em especial agradeço a Tina e sua família por todo o acolhimento e amizade e aos meus Pastores Wilson e Girlaine.

A Robson, Soldador da empresa ENSOLO, que sempre me ajudou com atividades de campo mais pesadas e esteve comigo desde o primeiro ano com as sondagens até as instalações de inclinômetro, retirada de blocos e ensaios GUELPH.

Às Secretárias do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Andrea e Juliane, pela amizade e auxílio nas tarefas burocráticas exigidas ao longo desse curso.

À Universidade Federal de Pernambuco e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil pela oportunidade de realizar meus estudos de Doutorado. Agradeço também ao CNPq pela concessão da bolsa de estudo.

RESUMO

Nas grandes metrópoles brasileiras há índices altos de segregação socioeconômica e a população de baixa renda acaba sendo conduzida para locais mais afastados da cidade, formando periferias. A cidade do Recife é um exemplo disso. A ausência de um planejamento urbanístico específico submeteu grande parte da população a viver problemas de deslizamento de terra, alagamentos de comunidades ribeirinhas, entre outras situações. Devido ao aumento da incidência de movimentos de massa em encostas durante o período de chuvas, verifica-se a importância de prever as áreas que podem apresentar processos de instabilização do solo. Diante disso, o objetivo deste trabalho é caracterizar sob um olhar geológico-geotécnico os solos da encosta “Alto de Santa Tereza” para analisar a influência da condição não saturada nos estudos de suscetibilidade e estabilidade a deslizamentos rasos de encostas a partir de modelos de análise de suscetibilidade (SHALSTAB, SINMAP E TRIGRS) e estabilidade de taludes (GEOSLOPE). A caracterização geotécnica foi realizada através de uma campanha de ensaios realizada em campo e no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, dentre eles, sondagens geotécnicas de simples reconhecimento; visitas de campo e estudos geológico-geotécnicos; recolhimento de amostras Indeformadas e amolgadas de solo representativo; ensaios de caracterização física (granulometria, sedimentação, LL, LP, densidade real dos grãos); ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência (Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial); ensaios para obtenção da curva característica (Papel filtro, mesa de tensão e dessecador de vácuo) e ensaios para obtenção do coeficiente de permeabilidade (Triflex e Guelph). Foram realizados também ensaios químicos (FRX), mineralógicos (DRX) e microestruturais (MEV) para uma caracterização mais detalhada e investigação do processo de intemperização dos solos da encosta. A instrumentação foi realizada através da instalação de pluviômetro e inclinômetros ao longo do perfil de sondagem para monitorar a existência de qualquer sinal de deslizamento. Foram desenvolvidos mapas de suscetibilidade a deslizamentos com base nos resultados dos modelos matemáticos TRIGRS, SHALSTAB e SINMAP. As análises foram divididas em 2 Cenários para cada modelo variando os parâmetros de acordo com os resultados do cisalhamento direto e ensaio triaxial e em 4 profundidades diferentes. No modelo TRIGRS, além do modo de infiltração saturada, também foram realizadas análises no modo de infiltração não saturada. A sensibilidade dos resultados dos modelos foi analisada por meio do método LR(class) e comparados entre si. As análises de estabilidade e fluxo utilizaram os softwares SLOPE/W e SEEP/W. As análises foram divididas em 3 Cenários: fluxo saturado, fluxo não saturado com Phi-b estimado e

fluxo não saturado com Φ -b determinado experimentalmente. Para isso, utilizou-se 3 métodos: Bishop, Morgenstern-Price e Spencer. A formação geológica do solo da encosta caracteriza-se por ser de Formação Barreiras, apresentando em sua maior parte areia com grãos de quartzo prismáticos e esféricos, sub-angulosos a angulosos. Os inclinômetros mostraram que não há sinal de movimentação do talude. Os resultados dos parâmetros geotécnicos estão de acordo com outros obtidos em solos de Formação Barreiras nas áreas da Região Metropolitana de Recife. As análises de suscetibilidade mostraram que o modelo com melhor precisão na previsão de deslizamento é o SINMAP, seguido do TRIGRS. O SHALSTAB apresentou % LR(class) abaixo de 70%. As análises de estabilidade apontaram que os fatores de segurança para os 3 métodos adotados são semelhantes. As análises utilizando Φ -b estimado obtiveram resultados semelhantes às aquelas com Φ -b determinado. De acordo com as características geológico-geotécnicas da área estudada; mantidas as condições atuais na encosta “Alto de Santa Tereza”, conclui-se que a mesma tem potencial de instabilidade em relação a deslizamentos na região compreendida entre o seu meio e o topo. Além do mais a encosta está sujeita a frequentes deslizamentos rasos nos locais de corte, em função da rápida saturação da camada superficial de solo nos períodos chuvosos.

Palavras-chave: estabilidade de talude; SINMAP; SHALSTAB; TRIGRS; caracterização geotécnica.

ABSTRACT

In large Brazilian metropolises, there are high levels of socioeconomic segregation and the low-income population ends up being driven to places further away from the city, forming peripheries. The city of Recife is an example of this. The absence of specific urban planning has subjected a large part of the population to experience landslide problems, and flooding of riverside communities, among other situations. Due to the increase in the incidence of mass movements on slopes during the rainy season, it is important to predict the areas that may present processes of soil instability. Therefore, the objective of this work is to characterize from a geological-geotechnical point of view the soils of the slope "Alto de Santa Tereza" to analyze the influence of the unsaturated condition in the studies of susceptibility and stability to shallow landslides of slopes from analysis models of susceptibility (SHALSTAB, SINMAP AND TRIGRS) and slope stability (GEOSLOPE). The geotechnical characterization was carried out through a test campaign carried out in the field and at the Soil and Instrumentation Laboratory of UFPE, among them, geotechnical soundings of simple recognition; field visits and geological-geotechnical studies; collection of undisturbed and disturbed samples of representative soil; physical characterization tests (granulometry, sedimentation, LL, LP, real grain density); tests to obtain the strength parameters (Direct Shear and Triaxial Compression); tests to obtain the characteristic curve (filter paper, tension table and vacuum desiccator) and tests to obtain the permeability coefficient (Triflex and Guelph). Chemical (FRX), mineralogical (XRD), and microstructural (SEM) tests were also carried out for more detailed characterization and investigation of the weathering process of the slope soils. Instrumentation was performed by installing a rain gauge and inclinometers along the sounding profile to monitor the existence of any signs of landslides. Landslide susceptibility maps were developed based on the results of the TRIGRS, SHALSTAB, and SINMAP mathematical models. The analyzes were divided into 2 Scenarios for each model varying the parameters according to the results of the direct shear and triaxial test and at 4 different depths. In the TRIGRS model, in addition to the saturated infiltration mode, analyzes were also performed in the unsaturated infiltration mode. The sensitivity of the model results was analyzed using the LR(class) method and compared with each other. Stability and flow analyzes used SLOPE/W and SEEP/W software. The analyzes were divided into 3 Scenarios: saturated flow, unsaturated flow with estimated Φ_b , and unsaturated flow with Φ_b experimentally determined. For this, 3 methods were used: Bishop, Morgenstern and Price and Spencer. The geological formation of the soil of the slope is characterized by the

Barreiras Formation, presenting mostly sand with prismatic and spherical quartz grains, sub-angular to angular. The inclinometers show that there is no sign of slope movement. The results of the geotechnical parameters are in agreement with others obtained in soils of the Barreiras Formation in the areas of the Metropolitan Region of Recife. The susceptibility analysis showed that the model with the best accuracy in predicting landslides is SINMAP, followed by TRIGRS. SHALSTAB presented % LR(class) below 70%. The stability analyzes showed that the safety factors for the 3 methods adopted are similar. The analysis using estimated Φ -b obtained results similar to those with determined Φ -b. According to the geological-geotechnical characteristics of the studied area; keeping the current conditions on the “Alto de Santa Tereza” slope, it is concluded that it is unstable in relation to deep landslides in the region between its middle and top of slope. In addition, the slope is subject to frequent shallow landslides in the cut areas, due to the rapid saturation of the surface layer of soil during the rainy season.

Keywords: geological-geotechnical characterization; slope stability; SINMAP; SHALSTAB; TRIGRS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Tipos de Talude	44
Figura 2 -	Elementos de uma massa deslizada	47
Figura 3 -	Queda.....	48
Figura 4 -	Tombamento	50
Figura 5 -	Deslizamento rotacional.	52
Figura 6 -	Deslizamento planar	52
Figura 7 -	Deslizamento em cunha.....	53
Figura 8 -	Expansão lateral.....	54
Figura 9 -	Fluxo de detritos	55
Figura 10 -	Rastejo (“creep”)	56
Figura 11 -	Talude infinito e superfície de ruptura planar.	60
Figura 12 -	a) Método das fatias; b) Forças na fatia genérica.	61
Figura 13 -	a) Envoltória de resistência de solos não saturados; b) Projeção horizontal no plano $\tau x (ua - uw)$ para diferentes valores de sucção.	65
Figura 14 -	Modelo de curva de condutividade hidráulica.....	68
Figura 15 -	Seções esquemáticas mostrando as condições de contorno do modelo.	73
Figura 16 -	Condições iniciais não saturada do solo em encostas.....	74
Figura 17 -	Resultados de FS simulados pelo modelo TRIGRS.	82
Figura 18 -	Representação do modelo hidrológico (.....	89
Figura 19 -	Mapa de susceptibilidade para os cenários A, B, C e D obtidos com SHALSTAB.....	96
Figura 20 -	Esquema do modelo de estabilidade do talude	103
Figura 21 -	Localização das bacias hidrográficas (Mogi e Perequê), São Paulo, Brasil.....	106
Figura 22 -	Mapas de suscetibilidade do Cenário 1.	108
Figura 23 -	Localização da área de estudo, encosta “Alto de Santa Tereza”.	116
Figura 24 -	Bairros interceptados pela área de estudo.....	117
Figura 25 -	Imagem detalhada da encosta estudada, “Alto de Santa Tereza”.	118
Figura 26 -	Situação da Avenida Chagas Ferreira a) antes e b) depois da	118

	pavimentação.	
Figura 27 -	Escadaria no topo da encosta.	119
Figura 28 -	Precipitações: (a) mensais e (b) anuais registradas no período de 2014 a 2019 e a média do período (pluviômetro Dois Unidos).	120
Figura 29 -	Precipitações: (a) mensais e (b) anuais registradas no período de 2014 a 2019 e a média do período (pluviômetro Nova Descoberta).	121
Figura 30 -	Precipitações: (a) mensais e (b) anuais registradas no período de 2017 a 2019 e a média do período (pluviômetro GEGEP).	122
Figura 31 -	Posição dos pluviômetros automáticos do CEMADEN e do pluviômetro do GEGEP em relação a área de estudo.	124
Figura 32 -	Mapa geológico da área de estudo.	126
Figura 33 -	Mapa geomorfológico da área de estudo.	129
Figura 34 -	Mapa altimétrico da área de estudo com curvas de nível.	130
Figura 35 -	Mapa de declividade de área de estudo.	131
Figura 36 -	Mapa que representa os modelos de ocupação da área estudada.	133
Figura 37 -	Número de vítimas por escorregamentos na RMR e no Município do Recife.	135
Figura 38 -	Deslizamento ocorrido em corte feito por morador (abril de 2018).	136
Figura 39 -	Deslizamento ocorrido ao pé da encosta nas paredes do canal (abril de 2018).	136
Figura 40 -	Consequências dos deslizamentos ocorridos em 24/07/19. a) Parede de casa com trincas; b) Piso de casa que cedeu; c) Ruptura localizada de encosta; d) Muro que se partiu por ruptura no solo.	137
Figura 41 -	Distribuição mensal de ocorrências de deslizamentos e dados pluviométricos no ano de 2019.	138
Figura 42 -	Mapa com localização das atividades de campo realizadas.	140
Figura 43 -	Pontos de Sondagem.	141
Figura 44 -	Realização de sondagem na área de estudo: a) Lama betonítica para lavagem do furo. b) peso para aplicação dos golpes. c) tripé de sondagem. d) amostra do furo SP-02.	143
Figura 45 -	Furo de sondagem SP-01, com umidade e descrição dos solos.	144
Figura 46 -	Furo de sondagem SP-02, com umidade e descrição dos solos.	144
Figura 47 -	Furo de sondagem SP-03, com umidade e descrição dos solos.	145

Figura 48 -	Furo de sondagem SP-04, com umidade e descrição dos solos.....	145
Figura 49 -	Furo de sondagem SP-05, com umidade e descrição dos solos.....	146
Figura 50 -	Perfil de sondagem completo.	146
Figura 51 -	Perfil Geotécnico obtido através dos furos de sondagem.....	147
Figura 52 -	Resultados das sondagens SPT.....	148
Figura 53 -	Pontos para o mapeamento geológico	148
Figura 54 -	(a) Ponto 1 (b) Ponto 2 do mapeamento geológico.	152
Figura 55 -	(a) Perfil do ponto 3 do mapeamento Geológico. (b) Concreções de ferro.	153
Figura 56 -	Pontos (a) 4 e (b) 5 do mapeamento geológico.	153
Figura 57 -	(a) Perfil do ponto 6 do mapeamento Geológico. (b) Material arenoso rico em feldspato.	154
Figura 58 -	(a) Perfil do ponto 7 do mapeamento Geológico. (b) Blocos e concreções de argila.....	154
Figura 59 -	(a) Perfil do ponto 8 do mapeamento Geológico. (b) Material muito grosso quartzoso.	155
Figura 60 -	Pontos (a) 9 e (b) 10 do mapeamento geológico.	155
Figura 61 -	Pontos (a) 12 e (b) 13 do mapeamento geológico.	156
Figura 62 -	Pontos (a) 14 e (b) 16 do mapeamento geológico	156
Figura 63 -	Pontos (a) 17 e (b) 20 do mapeamento geológico	157
Figura 64 -	(a) Perfil do ponto 18 do mapeamento Geológico. (b) Concreção de ferro.	157
Figura 65 -	Pontos (a) 21 e (b) 22 do mapeamento geológico	158
Figura 66 -	Curva granulométrica realizada com solo do Ponto 10 do Mapeamento Geológico.....	159
Figura 67 -	Curva granulométrica realizada com solo do Ponto 18 do Mapeamento Geológico.....	159
Figura 68 -	Curva granulométrica realizada com solo do Ponto 21 do Mapeamento Geológico.....	160
Figura 69 -	Localização das retiradas dos blocos.....	161
Figura 70 -	Detalhes da coleta de amostras indeformadas tipo bloco na encosta estudada (a) Papel filme; (b) Papel alumínio (c) Pano de algodão e parafina; (d) Acondicionamento do bloco em caixa de madeira.	162

Figura 71 -	Procedimento de instalação e realização do ensaio com o permeâmetro de Guelph: a) Inserido trado no solo; b) realização do furo com o trado, c) instalação do equipamento, d) realização das leituras durante o ensaio.	163
Figura 72 -	Resultados dos coeficientes de permeabilidades obtidas “in situ”, potencial mátrico e umidade inicial e final (G01).	165
Figura 73 -	Resultados dos coeficientes de permeabilidades obtidas “in situ”, potencial mátrico e umidade inicial e final (G03).	165
Figura 74 -	Condutividade hidráulica não saturada x sucção do solo. (a) Furo SP1 e (b) Furo SP3	166
Figura 75 -	Pluviômetro Ville de Paris instalado na área de estudo.....	167
Figura 76 -	Instalação dos tubos guia para leitura de inclinômetro. a) Tubos de inclinômetro. b) Cravação do tubo no furo c) Colocação dos rebites. d) Colocação de água dentro do tubo para que ele descesse.	169
Figura 77 -	Ângulos verticais obtidos ao longo da vertical de inclinômetro SP-01	171
Figura 78 -	Ângulos verticais obtidos ao longo da vertical de inclinômetro SP-03	171
Figura 79 -	Deslocamentos horizontais referentes a vertical do furo SP-01	172
Figura 80 -	Deslocamentos horizontais referentes a vertical do furo SP-03	172
Figura 81 -	a), b) Cortes na encosta feitos pela população e c), d) concreções ferruginosas	178
Figura 82 -	Curvas granulométricas das amostras.....	179
Figura 83 -	Análise mineralógica da fração areia realizado por lupa binocular e Difrátogramas de Raio-X a)BL01; b)BL03; c)G03 e d)G06F.	185
Figura 84 -	Análise microestrutural (MEV). a)BL01; b)BL03; c)G03; d)G05	190
Figura 85 -	Continuação da Análise microestrutural (MEV). e)G06F; f)G06Q e g)G08	191
Figura 86 -	Correlação entre as propriedades químicas: a)CTC x S e b)CTC x MO.....	194
Figura 87 -	Relação entre k_i e k_r em comparação com outros solos já estudados ...	198
Figura 88 -	Realização do ensaio de sedimentação com adição de defloculante nas amostras dos blocos.....	205

Figura 89 -	Realização dos ensaios de LL e LP nas amostras dos blocos.....	205
Figura 90 -	Curvas Granulométricas do solo do Bloco BL1.	206
Figura 91 -	Curvas Granulométricas do solo do Bloco BL3.	207
Figura 92 -	Curvas Granulométricas dos solos dos Blocos BL1 e BL3 com defloculante.	207
Figura 93 -	Ensaio Crumb Test – BL1 (SP1)	209
Figura 94 -	Ensaio Crumb Test – BL3 (SP3)	209
Figura 95 -	Carta de Plasticidade associada à Carta de Atividade (Vargas, 1988, 1992).....	211
Figura 96 -	Equipamento Tri flex 2.....	212
Figura 97 -	Corpo de prova sendo montado na câmara.....	213
Figura 98 -	Pedregulhos presentes no Bloco BL-03.....	216
Figura 99 -	Permeabilidade de solos residuais e solos da Formação Barreiras.....	216
Figura 100 -	Etapas de Realização do ensaio edométrico. a) e b)Moldagem do corpo de prova; c)Prensa com corpo de prova inundado.....	218
Figura 101 -	Ensaio Edométrico duplos – Bloco BL1 (a) Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação. (b) Variação da deformação volumétrica com a tensão vertical de consolidação.....	219
Figura 102 -	Ensaio Edométrico duplos – Bloco BL3 (a) Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação. (b) Variação da deformação volumétrica com a tensão vertical de consolidação.....	219
Figura 103 -	Potencial de colapso x tensão vertical	223
Figura 104 -	Etapas da realização do ensaio com papel filtro. a)lado de medida da sucção total. b)lado de medida da sucção mátrica. c)pesagem do amostra. d)amostras em secagem. e)amostras embaladas e guardadas em caixa de isopor.	226
Figura 105 -	Etapas do ensaio para determinação da sucção por meio da mesa de tensão: a) preparação da amostra com telas de náilon e elástico; b) processo de saturação do solo por capilaridade; c) Realização do ensaio com mesa de tensão coberta.	230
Figura 106 -	Curvas características obtidas através do método do papel filtro, dessecador de vácuo e mesa de tensão do Bloco BL01. a)Umidade gravimétrica x sucção; b)Umidade volumétrica x sucção e c)Grau	231

	de saturação x sucção	
Figura 107 -	Curvas características obtidas através do método do papel filtro, dessecador de vácuo e mesa de tensão do Bloco BL03. a) Umidade gravimétrica x sucção; b) Umidade volumétrica x sucção e c) Grau de saturação x sucção	232
Figura 108 -	Curva característica com ajustes para o bloco BL1	234
Figura 109 -	Curvas características com ajustes para o bloco BL2	234
Figura 110 -	Etapas de realização do ensaio de cisalhamento direto: a) moldagem do corpo de prova; b) realização do ensaio na prensa de cisalhamento.	239
Figura 111 -	Membrana semipermeável utilizada	240
Figura 112 -	Etapas de realização do ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada. a) colocação de graxa; b) preparo da amostra dentro da célula; c) prensa com ensaio funcionando; d) corpo de prova após rompido	241
Figura 113 -	Curvas tensão-deformação - Amostras do bloco BL1 a 0,9 - 1,2m. a) Condição Natural.	244
Figura 114 -	Curvas de tensão-deformação - Amostras do bloco BL3 a 1,25 m- 1,55m. a) Condição Natural. b) Condição inundada;	245
Figura 115 -	Envoltórias de resistência obtidas dos ensaios de cisalhamento direto – Bloco BL1 / 0,9 m (areia argilosa / Formação Barreiras)	248
Figura 116 -	Envoltórias de resistência obtidas dos ensaios de cisalhamento direto – Bloco BL3 / 1,25 m (areia argilosa / Formação Barreiras)	248
Figura 117 -	Envoltórias de resistência ao cisalhamento a) BL1; b) BL3	251
Figura 118 -	Curvas tensão-deformação – amostras do BL1 a) Sucção = 0kPa; b) Sucção = 25kPa	253
Figura 119 -	Curvas tensão-deformação – amostras do BL1 a) Sucção = 50kPa; b) Sucção = 100kPa	254
Figura 120 -	Curvas tensão-deformação – amostras do BL3 a) Sucção = 0kPa; b) Sucção = 25kPa	255
Figura 121 -	Curvas tensão-deformação – amostras do BL3 a) Sucção = 50kPa; b) Sucção = 100kPa	256
Figura 122 -	Envoltórias de resistência para diferentes valores de sucção a) BL1;	258

	b) BL3.....	
Figura 123 -	Curva Intercepto de Coesão x Sucção mátrica	259
Figura 124 -	Envoltórias de resistência no espaço (s, τ). a)BL1; b)BL3.....	260
Figura 125 -	Envoltória de resistência ao cisalhamento estendida para os solos não saturados a) Linear; b)Não linear (FREDLUND, 2002).....	261
Figura 126 -	Envoltórias tridimensionais de resistência ao cisalhamento – BL1	263
Figura 127 -	Envoltórias tridimensionais de resistência ao cisalhamento – BL3	263
Figura 128 -	Curvas tensão-deformação – Ensaio CID: a) Bloco BL1 / 0,9 m e b) Bloco BL3 / 1,25m (areia argilosa / Formação Barreiras)	265
Figura 129 -	Envoltórias de resistência obtidas dos ensaios CID – Bloco BL1 / 0,9 m e Bloco BL3 / 1,25m. (areia argilosa / Formação Barreiras).....	266
Figura 130 -	Esquema das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo TRIGRS.	270
Figura 131 -	Esquema das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo TRIGRS – variando as coesões	271
Figura 132 -	Distribuição das ocorrências de deslizamentos e pluviometria diária de junho de 2019.....	272
Figura 133 -	Curva característica utilizada ajustada através do modelo de Gardner (1958).	274
Figura 134 -	Relação entre a porcentagem de área instável e a precipitação: a) ASAT1; b) ASAT2; c) ASAT3; c) ASAT4.....	275
Figura 135 -	Análise ASAT2: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	277
Figura 136 -	Análise ASAT3: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	278
Figura 137 -	Análise ASAT4: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	279
Figura 138 -	Análise ASAT1: Variação da poropressão com a precipitação.....	280
Figura 139 -	Análise ASAT2: Variação da poropressão com a precipitação.....	281
Figura 140 -	Análise ASAT3: Variação da poropressão com a precipitação.....	282
Figura 141 -	Análise ASAT4: Variação da poropressão com a precipitação.....	283
Figura 142 -	Relação entre a porcentagem de área instável e a precipitação: a) ANSAT1; b) ANSAT2; c) ANSAT3; c) ANSAT4.	284

Figura 143 -	Análise ANSAT3: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	287
Figura 144 -	Análise ANSAT4: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	288
Figura 145 -	Análise ANSAT1: Variação da poropressão com a precipitação.....	289
Figura 146 -	Análise ANSAT2: Variação da poropressão com a precipitação.....	290
Figura 147 -	Análise ANSAT3: Variação da poropressão com a precipitação.....	291
Figura 148 -	Análise ANSAT4: Variação da poropressão com a precipitação.....	292
Figura 149 -	Relação entre a porcentagem de área instável e a precipitação: a) BSAT1; b) BSAT2; c) BSAT3; c) BSAT4.	293
Figura 150 -	Análises BSAT1: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	295
Figura 151 -	Análises BSAT2: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	296
Figura 152 -	Análises BSAT3: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	297
Figura 153 -	Análises BSAT4: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	298
Figura 154 -	Análise BSAT1: Variação da poropressão com a precipitação.....	299
Figura 155 -	Análise BSAT2: Variação da poropressão com a precipitação.....	300
Figura 156 -	Análise BSAT3: Variação da poropressão com a precipitação.....	301
Figura 157 -	Análise BSAT4: Variação da poropressão com a precipitação.....	302
Figura 158 -	Relação entre a porcentagem de área instável e a precipitação: a) BNSAT1; b) BNSAT2; c) BNSAT3; c) BNSAT4.....	303
Figura 159 -	Análise BNSAT1: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	306
Figura 160 -	Análise BNSAT2, BNSAT3 e BNSAT4: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.....	307
Figura 161 -	Análise BNSAT1: Variação da poropressão com a precipitação.....	308
Figura 162 -	Análise BNSAT2: Variação da poropressão com a precipitação.....	309
Figura 163 -	Análise BNSAT3: Variação da poropressão com a precipitação.....	310
Figura 164 -	Análise BNSAT4: Variação da poropressão com a precipitação.....	311
Figura 165 -	Análises ASAT1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos	313

	translacionais	
Figura 166 -	Análises ASAT2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	314
Figura 167 -	Análises ASAT3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	315
Figura 168 -	Análises ASAT4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	316
Figura 169 -	Análises ANSAT1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	317
Figura 170 -	Análises ANSAT2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	318
Figura 171 -	Análises ANSAT3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	319
Figura 172 -	Análises ANSAT4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	320
Figura 173 -	Comparação da $%LR_{FS<1}$ para as análises do Cenário A.....	321
Figura 174 -	Análises BSAT1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	324
Figura 175 -	Análises BSAT2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	325
Figura 176 -	Análises BSAT3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	326
Figura 177 -	Análises BSAT4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	327
Figura 178 -	Análises BNSAT1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	328
Figura 179 -	Análises BNSAT2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	329
Figura 180 -	Análises BNSAT3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	330
Figura 181 -	Análises BNSAT4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	331
Figura 182 -	Comparação da $%LR_{FS<1}$ para as análises do Cenário B.....	332

Figura 183 -	Análises ASAT e ANSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os Z_{max} analisados.	335
Figura 184 -	Análises BSAT e BNSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os Z_{max} analisados.	336
Figura 185 -	Análises CSAT e CNSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para coesão = 3kPa.	338
Figura 186 -	Análises DSAT e DNSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para coesão = 6kPa.	338
Figura 187 -	Análises ESAT e ENSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para coesão = 12kPa.	340
Figura 188 -	Esquema das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo SHALSTAB.....	342
Figura 189 -	Porcentagem de área para cada cada classe em todos os $Z_{máx}$ (ASHAL1, ASHAL2, ASHAL3 e ASHAL4)	344
Figura 190 -	Porcentagem de área para cada cada classe em todos os $Z_{máx}$ (BSHAL1, BSHAL2, BSHAL3 e BSHAL4)	345
Figura 191 -	Análises ASHAL1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	347
Figura 192 -	Análises ASHAL2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	348
Figura 193 -	Análises ASHAL3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	349
Figura 194 -	Análises ASHAL4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	350
Figura 195 -	Análises ASHAL: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os $Z_{máx}$ adotados.	351
Figura 196 -	Análises BSHAL1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	354
Figura 197 -	Análises BSHAL2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	354
Figura 198 -	Análises BSHAL3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	356

Figura 199 -	Análises BSHAL4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	357
Figura 200 -	Análises BSHAL: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os $Z_{máx}$ adotados.	358
Figura 201 -	Comparação da $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ para as análises dos Cenários A e B.	359
Figura 202 -	Esquema das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo SINMAP.	360
Figura 203 -	Porcentagem de área para cada classe SI em todos $Z_{máx}$ (ASIN1, ASIN2, ASIN3 e ASIN4)	364
Figura 204 -	Porcentagem de área instável para cada $Z_{máx}$ (BSIN1, BSIN2, BSIN3 e BSIN4)	365
Figura 205 -	Análises ASIN1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	367
Figura 206 -	Análises ASIN2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	368
Figura 207 -	Análises ASIN3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	369
Figura 208 -	Análises ASIN4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	370
Figura 209 -	Análises ASIN: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os $Z_{máx}$ adotados.	371
Figura 210 -	Análises BSIN1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	374
Figura 211 -	Análises BSIN2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	375
Figura 212 -	Análises BSIN3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	376
Figura 213 -	Análises BSIN4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais	377
Figura 214 -	Análises BSIN: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os $Z_{máx}$ adotados.	378
Figura 215 -	Comparação da $\%LR_{SI \leq 1}$ para as análises do SINMAP.	379
Figura 216 -	Comparação da $\%Lr_{class}$ (áreas instáveis) para as análises do Cenário	381

	A	
Figura 217 -	Comparação da %L _{rclass} (áreas instáveis) para as análises do Cenário B.....	381
Figura 218 -	Esquema das análises de estabilidade com SLOPE/W e SEEP/W.....	386
Figura 219 -	Seção simplificada da encosta utilizada nas análises de fluxo e estabilidade.	387
Figura 220 -	Curvas Características utilizadas no SLOPE/W e SEEP/W	389
Figura 221 -	Função permeabilidade das camadas implementadas	389
Figura 222 -	Condições de Contorno do perfil analisado.....	390
Figura 223 -	Precipitação diária acumulada no mês de julho/2019.....	391
Figura 224 -	Fluxo de água e valores de poro pressão na encosta	393
Figura 225 -	Resultado da análise de estabilidade na condição saturada. a) Morgenstern e Price; b) Bishop e c) Spencer	394
Figura 226 -	Resultado da análise de estabilidade na condição não saturada (ϕ^b estimado). a) Morgenstern e Price; b) Bishop e c) Spencer	396
Figura 227 -	Resultado da análise de estabilidade na condição não saturada (ϕ^b determinado). a) Morgenstern e Price; b) Bishop e c) Spencer.....	398
Figura 228 -	Variação do FS ao longo do tempo (Método de Bishop)	401
Figura 229 -	Variação do FS ao longo do tempo (Método Morgenstern e Price).....	401
Figura 230 -	Variação do FS ao longo do tempo (Método de Spencer).....	402

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Sistema de classificação de movimentos de massa proposto por Varnes (1978), adaptado por Hungr, Leroueil e Picarelli (2014).....	49
Tabela 2 -	Fatores de segurança mínimos para deslizamentos	58
Tabela 3 -	Principais métodos de cálculo.....	59
Tabela 4 -	Formulações baseadas no método das fatias.....	61
Tabela 5 -	Intervalo de variação de k para diferentes solos.	67
Tabela 6 -	Arquivos de entrada do TRIGRS.....	78
Tabela 7 -	Parâmetros atribuídos a cada zona de propriedade.....	79
Tabela 8 -	Arquivos de saída do TRIGRS.	79
Tabela 9 -	Resumo de algumas experiências brasileiras na aplicação do modelo TRIGRS para o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade.....	83
Tabela 10 -	Classes de estabilidade de taludes de acordo com o modelo SHALSTAB.....	92
Tabela 11 -	Arquivos de entrada do SHALSTAB.	93
Tabela 12 -	Resumo de algumas experiências brasileiras na aplicação do modelo SHALSTAB para o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade.....	97
Tabela 13 -	Definições das classes de estabilidade de encostas.	104
Tabela 14 -	Parâmetros Geotécnicos.....	107
Tabela 15 -	Resumo de algumas experiências brasileiras e internacionais na aplicação do modelo SINMAP para o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade.....	109
Tabela 16 -	<i>LR</i> class de pesquisas realizadas com TRIGRS.....	113
Tabela 17 -	Validação realizada por Park, Nikhil e Lee (2013).....	113
Tabela 18 -	Precipitações mensais e anuais do pluviômetro Dois Unidos (período de 2014 a 2019).....	121
Tabela 19 -	Precipitações mensais e anuais do pluviômetro Nova Descoberta (período de 2014 a 2019).	121
Tabela 20 -	Precipitações mensais e anuais do pluviômetro Nova Descoberta (período de 2016 a 2019).	122
Tabela 21 -	Classes de declividade.	128
Tabela 22 -	Atividades de campo e laboratório realizadas na área de estudo.....	139

Tabela 23 -	Mapeamento Geológico realizado na encosta estudada.	149
Tabela 24 -	Valores de LL, LP e IP, Distribuição Granulométrica e Classificação dos solos.....	160
Tabela 25 -	Valores dos coeficientes de permeabilidades saturadas, potenciais mátricos e as umidades iniciais e finais do solo (Furo G01).	164
Tabela 26 -	Valores dos coeficientes de permeabilidades saturadas, potenciais mátricos e as umidades iniciais e finais do solo (Furo G03).	164
Tabela 27 -	Permeabilidade de solos provenientes da Formação Barreiras na RMR - Pernambuco e RN.....	164
Tabela 28 -	Resultados da análise espacial dos parâmetros granulométricos realizados com o SYSGRAN.....	181
Tabela 29 -	Descrição morfoscópica e composicional a partir das imagens com lupa binocular	186
Tabela 30 -	Resultados dos ensaios químicos.....	192
Tabela 31 -	Resultados dos ensaios de fluorescência Raio X.	195
Tabela 32 -	Valores de CIA comparados com solos estudados por Silva (2007) e por Lafayette (2006)	200
Tabela 33 -	Limite de Atterberg (NBR 6459/84 e NBR 7180/88) e classificação dos solos pelo SUCS.	207
Tabela 34 -	Composição granulométrica (NBR 6457/16, NBR 7181/16 e NBR 13602/96).....	208
Tabela 35 -	Proposta de classificação de solos de granulometria fina de modo a incluir solos tropicais (Vargas, 1988 e 1992)	211
Tabela 36 -	Valores de tensões de saturação e de ensaio aplicadas durante o ensaio Tri-Flex 2.	214
Tabela 37 -	Parâmetro de permeabilidade de laboratório para o solo em estudo.	214
Tabela 38 -	Permeabilidade de solos da Formação Barreiras e solos residuais de granito do Estado de Pernambuco	215
Tabela 39 -	Parâmetros dos ensaios oedométricos.....	221
Tabela 40 -	Classificação da colapsibilidade do solo segundo Reginatto e Ferrero (1973).....	222
Tabela 41 -	Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975).....	222

Tabela 42 -	Valores dos potenciais de colapso dos ensaios edométricos duplos.....	223
Tabela 43 -	Relação entre a densidade do ácido sulfúrico e a sucção.....	227
Tabela 44 -	Potenciais de água de uma solução de NaCl em função da temperatura e da molalidade	228
Tabela 45 -	Parâmetros de ajustes do modelo de Gitirana Junior e Fredlund (2004)...	235
Tabela 46 -	Parâmetros de ajustes do modelo de Durner (1994).	236
Tabela 47 -	Parâmetros de ajustes do modelo de Seki (2007).	237
Tabela 48 -	Condições iniciais dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencional.....	242
Tabela 49 -	Condições de ruptura dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencional.....	246
Tabela 50 -	Condições dos corpos de prova no pós-pico referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais na umidade natural.....	247
Tabela 51 -	Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	249
Tabela 52 -	Parâmetros de resistência de pico de solos da Formação Barreiras de Pernambuco.	249
Tabela 53 -	Condições dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas	250
Tabela 54 -	Condições iniciais dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada	252
Tabela 55 -	Condições de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada.....	257
Tabela 56 -	Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	258
Tabela 57 -	Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	260
Tabela 58 -	Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de CID	266
Tabela 59 -	Parâmetros geotécnicos e hidrológicos utilizados no TRIGRS	273
Tabela 60 -	Análise ASAT2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	314
Tabela 61 -	Análise ASAT3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	315
Tabela 62 -	Análise ASAT4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	316
Tabela 63 -	Análise ANSAT3: Validação do mapa de suscetibilidade a	319

	deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	
Tabela 64 -	Análise ANSAT4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	320
Tabela 65 -	Análise BSAT1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	324
Tabela 66 -	Análise BSAT2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	325
Tabela 67 -	Análise BSAT3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	326
Tabela 68 -	Análise BSAT4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	327
Tabela 69 -	Análise BNSAT1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	328
Tabela 70 -	Análise BNSAT2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	329
Tabela 71 -	Análise BNSAT3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	330
Tabela 72 -	Análise BNSAT4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	331
Tabela 73 -	Classes de estabilidade de taludes de acordo com o modelo SHALSTAB.....	343
Tabela 74 -	Parâmetros geotécnicos utilizados no SHALSTAB	343
Tabela 75 -	Análise ASHAL3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	349
Tabela 76 -	Análise ASHAL4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	350
Tabela 77 -	Análise BSHAL1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	354
Tabela 78 -	Análise BSHAL2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	355
Tabela 79 -	Análise BSHAL3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	356
Tabela 80 -	Análise BSHAL4: Validação do mapa de suscetibilidade a	357

	deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	
Tabela 81 -	Definições das classes de estabilidade de encostas.	361
Tabela 82 -	Parâmetros de entrada utilizados no SINMAP	363
Tabela 83 -	Análise ASIN1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	367
Tabela 84 -	Análise ASIN2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	368
Tabela 85 -	Análise ASIN3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	369
Tabela 86 -	Análise ASIN4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	370
Tabela 87 -	Análise BSIN1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	374
Tabela 88 -	Análise BSIN2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	375
Tabela 89 -	Análise BSIN3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	376
Tabela 90 -	Análise BSIN4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L _R Class.	377
Tabela 91 -	Resultados de ensaios de caracterização física	388
Tabela 92 -	Parâmetros Geotécnicos utilizados nos softwares SLOPE/W e SEEP/W	388
Tabela 93 -	FS para todos os métodos e condições analisadas	400

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ARCGIS	Aeronautical Reconnaissance Coverage Geographic Information
ASA	Automatic SHALSTAB Analysis
ASCII	American Standard Code for Information Interchange
AUC	Area under the curve
BL	Bloco
CEMADEN	Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais
CIA	Índice Químico de Alteração
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
DAEE	Departamento de Águas e Energia do Estado de São Paulo
DRX	Difratometria de Raio X
ENSOLO	Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações Ltda
FRX	Fluorescência de Raio X
FS	Fator de Segurança
GEGEP	Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies
GEO-RIO	Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro
GIS	Geographic Information System
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Plasticidade
JCPDS	Joint Committee on Powder Diffraction Standards
LGGM	Laboratório de Geologia e Geofísica Marinha
LiDAR	Light Detection And Ranging
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LR	Landslide Ratio of each FS Class
MDT	Modelo Digital do Terreno
MEV	Microscopia de Varredura Eletrônica
NBR	Norma Brasileira
NEG-	Laboratório de isótopos estáveis
PC	Potencial de Colapso
PD	Potencial de Dispersão
PE3D	Programa Pernambuco Tridimensional

PVC	Policloreto de Vinilo
RMR	Região Metropolitana de Recife
ROC	Receiver Operator Characteristic Curve
SDEC	Secretaria de Desenvolvimento Econômico
SHALSTAB	Shallow Landsliding Stability Model
SI	Stability index (Índice de Estabiliade)
SI	Índice de Estabilidade
SINMAP	Stability Index Mapping
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
SYSGRAN	Sistemas de Análise Granulométrica
TOPMODEL	Topography-based hydrological Model
TRIGRS	Transient Rainfall Infiltration and Grid-Based Regional Slope Stability
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
URB	Autarquia de Urbanização do Recife

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Parâmetro de ajuste da curva característica proposto por Gardner
ψ	Sucção do solo em cm de coluna d'água
ϕ	Ângulo de atrito com respeito a mudanças em $(\sigma - u_w)$
ϕ'	Ângulo de atrito com respeito a mudanças em $(u_a - u_w)$
ϕ^b	Ângulo indicando a taxa de aumento da resistência ao cisalhamento associado à sucção matricial
φ_m, ϕ_m	Potencial mátrico de fluxo obtido diretamente do ensaio
σ_v	Tensão vertical de consolidação
θ_r	Teor volumétrico residual de água do solo
θ_s	Teor volumétrico de água correspondente a saturação do solo
D_0	Difusidade hidráulica saturada
D_w	Profundidade vertical do nível de água dentro do solo
H_i	Altura do corpo de prova no início da inundação
I_z	Taxa de infiltração
K_z	Condutividade hidráulica saturada
K_s	Coefficiente de permeabilidade saturada
LR_{class}	Taxa de deslizamento para cada faixa de FS
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração do solo
R_d	Escoamento superficial
R_u	Escoamento das células a montante
Z_{max}	Profundidade do limite basal
d_{LZ}	Profundidade máxima, na direção Z
d_u	Profundidade da zona não saturada acima do lençol freático
γ_s	Peso específico do solo
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
γ_w	Peso específico da água
ψ_0	Constante que representa a poropressão da franja capilar acima do lençol freático
A	Área de drenagem
b	Largura da fatia
b	Comprimento de contorno
c	Intercepto de coesão
C	Aumento de resistência ao cisalhamento devido à poropressão negativa

c'	Intercepto de coesão efetivo
C_c	Índice de compressão
CO	Carbono orgânico
C_r	Coesão das raízes
C_s	Coesão do solo
C_s	Índice de expansão
C_v	Coeficiente de adensamento vertical
dh	Deslocamento horizontal
dv	Deslocamento vertical
E	Esforço horizontal nas laterais das fatias
e	Índice de vazios
E'_{oed}	Módulo edométrico
e_o	Índice de vazios inicial
h	Espessura do solo
I_{ZLT}	Taxa de infiltração inicial
K_{fs}	Condutividade hidráulica saturada (Guelph)
Ki	Relação sílica/alumina
Kr	Relação sílica/sesquióxidos
MO	Matéria orgânica
m_v	Coeficiente de compressão volumétrica
N, P	Esforço normal da base da fatia
P	Fósforo
PF	Perda ao fogo
pH (H ₂ O)	Grau de acidez em água
pH (KCl)	Grau de acidez em cloreto de potássio
r	Recarga espacialmente homogênea
s	Resistência ao cisalhamento do solo
S	Soma de bases trocáveis
S_o	Grau de saturação inicial
S_r	Grau de saturação
t	Tempo
T	Transmissividade
U	Pressão da água
u_a	Pressão no ar
$u_a - u_w$	Sucção mátrica

u_w	Pressão na água
V	Saturação de bases
W	Peso próprio
X	Força cisalhante entre fatias
α	Ângulo de inclinação
ε	Deformação volumétrica específica
θ	Declividade local do terreno
Θ	Teor volumétrico de água do solo
ρ	Massa específica do solo
ρ_d	Massa específica seca do solo
σ_r	Tensão normal na ruptura
σ'_{vm}	Tensão de pré adensamento
$\sigma - u_a$	Tensão normal líquida
τ_r	Tensão cisalhante na ruptura
C	Coesão adimensional
D	Profundidade Vertical do solo
I	Infiltração
$K(\psi)$	Condutividade hidráulica em função da poropressão
P	Precipitação
R, q	Recarga estacionária
d	Profundidade inicial do lençol freático
g	Aceleração da gravidade
q	Precipitação efetiva
w	Umidade do solo
ΔH	Variação da altura do corpo de prova devido a inundação
δ	Ângulo de inclinação do talude
σ	Tensão normal no plano de ruptura
τ	Tensão cisalhante mobilizada na superfície crítica
φ, ϕ	Ângulo de atrito
ψ	Poropressão

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	38.....	38
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS E IMPORTÂNCIA DO TEMA.....		38
1.2	OBJETIVOS.....		42
1.2.1	Objetivo Geral		42
1.2.2	Objetivos Específicos.....		42
1.3	ESTRUTURA DA TESE		43
2	MOVIMENTOS DE MASSA E ANÁLISES DE		44
	ESTABILIDADE.....		
2.1	TALUDES.....		44
2.2	MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA		45
2.3	CLASSIFICAÇÃO PROPOSTA POR HUNGR ET AL. (2014)		47
2.3.1	Quedas		48
2.3.2	Tombamentos		50
2.3.3	Deslizamentos		51
2.3.3.1	Deslizamentos Rotacionais		51
2.3.3.2	Deslizamentos Planares		52
2.3.3.3	Deslizamentos em cunha.....		53
2.3.4	Expansões Laterais.....		53
2.3.5	Fluxos.....		54
2.4	ESTABILIDADE DE TALUDES		56
2.4.1	Métodos de análise de estabilidade.....		59
2.4.1.1	Método do talude infinito		59
2.4.1.2	Método das fatias		60
2.4.2	Solos não saturados e estabilidade de taludes.....		62
2.4.3	Análise de fluxo e estabilidade de taludes		65
2.4.3.1	Análise de fluxo		65
2.4.3.2	Fluxo em meio não saturado		67
2.4.3.3	Condutividade hidráulica em solos não saturado		68
2.4.3.4	Interação solo/fluido e valores de permeabilidade		70
2.5	SÍNTESE DO CAPÍTULO		71
3	MODELOS DE ANÁLISE DE SUSCEPTIBILIDADE A		72

	DESLIZAMENTOS RASOS.....	
3.1	MODELO TRIGRS.....	72
3.1.1	Base Teórica do Modelo.....	72
3.1.1.1	Modelo Hidrológico	73
3.1.1.1.1	<i>Modelo de infiltração para condições iniciais saturadas</i>	<i>73</i>
3.1.1.1.2	<i>Modelo de infiltração para condições iniciais não saturadas</i>	<i>74</i>
3.1.1.1.3	<i>Infiltração, Escoamento e Direcionamento</i>	<i>76</i>
3.1.1.2	Modelo de Estabilidade.....	77
3.1.2	Dados de entrada do modelo	77
3.1.3	Dados de saída do modelo.....	79
3.1.4	Limitações do modelo TRIGRS	80
3.1.5	Aplicação do modelo TRIGRS.....	81
3.2	MODELO SHALSTAB	88
3.2.1	Base Teórica do Modelo.....	88
3.2.1.1	Modelo Hidrológico	88
3.2.1.2	Modelo de Estabilidade.....	90
3.2.2	Dados de entrada do modelo	93
3.2.3	Dados de saída do modelo.....	93
3.2.4	Limitações do modelo SHALSTAB	94
3.2.5	Aplicação do modelo SHALSTAB.....	94
3.3	MODELO SINMAP.....	100
3.3.1	Base Teórica do Modelo.....	100
3.3.1.1	Modelo Hidrológico	100
3.3.1.2	Modelo de Estabilidade.....	102
3.3.2	Dados de entrada do modelo	104
3.3.3	Dados de saída do modelo.....	105
3.3.4	Limitações do modelo SINMAP.....	105
3.3.5	Aplicação do modelo SINMAP.....	106
3.4	VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS – L _r class	112
3.5	SÍNTESE DO CAPÍTULO	114
4	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE CAMPO.....	115
4.1	ASPECTOS GERAIS DA ÁREA DE ESTUDO.....	115

4.1.1	Aspectos Climáticos.....	119
4.1.2	Aspectos Geológicos	124
4.1.3	Aspectos Geomorfológicos.....	127
4.1.4	Modelo de ocupação da área de estudo	132
4.2	HISTÓRICO DE DESLIZAMENTO NA ÁREA DE ESTUDO	134
4.3	ATIVIDADES DE CAMPO	138
4.3.1	Sondagens Geotécnicas de Simples Reconhecimento.....	141
4.3.2	Mapeamento geológico.....	148
4.3.3	Coleta de amostras	160
4.3.4	Ensaio de Permeabilidade Guelph.....	162
4.4	INSTRUMENTAÇÃO	166
4.4.1	Pluviometria.....	166
4.4.2	Inclinômetros	167
4.5	SÍNTESE DO CAPÍTULO	173
5	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E ESTRUTURAL DOS SOLOS DA ENCOSTA E SEUS ÍNDICES DE INTEMPERISMO	174
5.1	EXPERIMENTOS E METODOLOGIA DE ANÁLISE	175
5.1.1	Caracterização Espacial dos Parâmetros granulométricos.....	175
5.1.2	Caracterização Mineralógica	176
5.1.3	Caracterização Química	176
5.1.4	Caracterização Microestrutural	177
5.2	RESULTADOS E ANÁLISES DOS EXPERIMENTOS.....	177
5.2.1	Descrição da coleta de dados geológicos.....	178
5.2.2	Análise espacial dos parâmetros granulométricos	178
5.2.3	Análise mineralógica	183
5.2.3.1	Fração Areia (Lupa Binocular)	183
5.2.3.2	Fração Silte e Argila (DRX).....	187
5.2.4	Análise microestrutural	188
5.2.5	Análise química	189
5.2.6	Índices de Intemperismo.....	196
5.2.7	Intemperismo e Deslizamentos ocorridos	200
5.3	SÍNTESE DO CAPÍTULO	202

6	APRESENTAÇÃO DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE LABORATÓRIO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	204
6.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	204
6.1.1	Metodologia adotada nos ensaios.....	204
6.1.2	Apresentação e análise dos resultados.....	205
6.2	PERMEABILIDADE.....	212
6.2.1	Metodologia adotada nos ensaios.....	212
6.2.2	Apresentação e análise dos resultados.....	214
6.3	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.....	216
6.3.1	Metodologia adotada nos ensaios.....	217
6.3.2	Apresentação e análise dos resultados.....	218
6.3.2.1	Avaliação da colapsibilidade dos solos através dos ensaios edométricos duplos e ensaios edométricos simples	221
6.4	CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO	224
6.4.1	Metodologia adotada nos ensaios.....	224
6.4.1.1	Papel Filtro	224
6.4.1.2	Dessecador de Vácuo	227
6.4.1.3	Mesa de Tensão.....	229
6.4.2	Apresentação e análise dos resultados.....	230
6.5	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	237
6.5.1	Metodologia adotada nos ensaios.....	237
6.5.1.1	Ensaios de cisalhamento direto convencionais	238
6.5.1.2	Ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas	239
6.5.1.3	Ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada.....	240
6.5.2	Apresentação e análise dos resultados.....	241
6.5.2.1	Ensaios de cisalhamento direto convencionais	241
6.5.2.2	Ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas	250
6.5.2.3	Ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada.....	251
6.6	ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS	263
6.6.1	Metodologia adotada nos ensaios.....	263
6.6.2	Apresentação e análise dos resultados.....	264
6.7	SÍNTESE DO CAPÍTULO	267
7	ANÁLISES DE SUSCETIBILIDADE	268

7.1	ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE – TRIGRS	268
7.1.1	Metodologia das análises de suscetibilidade com TRIGRS	268
7.1.2	Integração dos Parâmetros Geotécnicos e Hidrológicos Utilizados no Trigrs.....	272
7.1.3	Resultados do Cenário A	274
7.1.3.1	Análise ASAT	274
7.1.3.2	Análise ANSAT	284
7.1.4	Resultados do Cenário B	293
7.1.4.1	Análise BSAT	293
7.1.4.2	Análise BNSAT.....	303
7.1.5	Mapas de suscetibilidade e validação	312
7.1.5.1	Cenário A	312
7.1.5.2	Cenário B.....	321
7.1.5.3	Comparação dos Cenários A e B.....	333
7.1.5.4	Cenário C, D e E (Variação da coesão).....	337
7.2	ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE - SHALSTAB	341
7.2.1	Metodologia das Análises de Suscetibilidade com SHALSTAB	341
7.2.2	Parâmetros Geotécnicos utilizados no SHALSTAB	343
7.2.3	Resultados do Cenário A	343
7.2.4	Resultados do Cenário B	344
7.2.5	Mapas de suscetibilidade e validação	345
7.2.5.1	Cenário A	345
7.2.5.2	Cenário B.....	352
7.2.6	Comparação dos Cenários A e B	359
7.3	ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE - SINMAP	359
7.3.1	Metodologia das Análises de Suscetibilidade com SINMAP.....	360
7.3.2	Integração dos parâmetros Geotécnicos e hidrológicos utilizados no SINMAP	362
7.3.3	Resultados do Cenário A	363
7.3.4	Resultados do Cenário B	364
7.3.5	Mapas de suscetibilidade e validação	365
7.3.5.1	Cenário A	365
7.3.5.2	Cenário B.....	372

7.3.6	Comparação dos Cenários A e B	379
7.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS SOFTWARES TRIGRS, SHALSTAB E SINMAP	380
7.5	SÍNTESE DO CAPÍTULO	382
8	ANÁLISE DE ESTABILIDADE	383
8.1	METODOLOGIA DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE E FLUXO	383
8.1.1	Softwares de Análise de Estabilidade – SLOPE/W e SEEP/W.....	383
8.1.2	Cenários, perfil geométrico e parâmetros adotados	385
8.1.3	Condições de contorno utilizadas.....	390
8.2	RESULTADOS DAS ANÁLISES.....	391
8.2.1	Análise de fluxo.....	391
8.2.2	Análise de estabilidade (Condição saturada – CA1).....	393
8.2.3	Análise de estabilidade (Condição não saturada – ϕ^b estimado – CB1).....	396
8.2.4	Análise de estabilidade (Condição não saturada – ϕ^b determinado – CB2).....	398
8.2.5	Comparação entre as análises CA1, CB1 e CB2	400
8.3	SÍNTESE DO CAPÍTULO	403
9	CONCLUSÕES	404
	REFERÊNCIAS	409

1 INTRODUÇÃO

Esta seção traz as considerações iniciais sobre o tema estudado na tese, trazendo alguns autores que vem estudando os assuntos aqui tratados. Além disso, são apresentados os objetivos gerais e específicos e a estrutura da tese.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS E IMPORTÂNCIA DO TEMA

Por ocasião da redação da carta de Pero Vaz de Caminha ao Rei de Portugal, D. Manoel I, houve o primeiro registro do que hoje se conhece como a Formação Barreiras. Trata-se de uma das unidades mais extensas observadas ao longo da costa brasileira, se estendendo desde o Estado do Rio de Janeiro até o Estado do Amapá (SUGUIO; NOGUEIRA, 1999), recobrando depósitos sedimentares mesozóicos de diversas bacias costeiras. Os sedimentos quaternários costeiros no Brasil se desenvolvem sobrejacentes à referida unidade. Deve salientar o elevado crescimento demográfico que tem ocorrido no litoral do Brasil tendo por substrato a Formação Barreiras.

Dada a grande abundância de falésias costeiras contendo depósitos descritos como pertencentes à Formação Barreiras no litoral nordeste brasileiro e a importância em se proceder com correlações regionais, Rossetti (2004) salientou a necessidade de se proceder com estudos objetivando reconhecimento de superfícies de descontinuidade chave, a título de refinamento estratigráfico dessa unidade e correlação com os estratos descritos no norte do Brasil. Entretanto, as abordagens regionais e generalizações feitas sobre a Formação Barreiras podem ser problemáticas. O relativo desconhecimento de diversos aspectos está exigindo uma revisão de muitos mapas desta unidade.

Muitos trabalhos têm sido desenvolvidos com o objetivo de realizar a caracterização geológica-geotécnica da Formação Barreiras no Nordeste (BRANDÃO, 1995; ROSSETI, 2000; BARRETO et al., 2004; SANTOS JUNIOR; COUTINHO; SEVERO, 2015). Com destaque às encostas da região metropolitana de Recife (RMR) que estão sujeitas constantemente à ocorrência de movimentos de massa (SILVA et al., 2005; COUTINHO; SILVA; LAFAYETE, 2006; COUTINHO; SEVERO, 2009; LAFAYETTE; CANTALICE; COUTINHO, 2011; BANDEIRA; COUTINHO, 2015; SANTOS JR; COUTINHO; SEVERO, 2015; COUTINHO et al., 2019).

Os movimentos de massa são eventos naturais que ocorrem constantemente e dão nova forma a superfície terrestre. A ocorrência destes processos em encostas tem causado grande preocupação para a sociedade há algum tempo. Tais processos causam vários danos materiais, e, se ocorrerem rapidamente, podem causar perda de vidas humanas e causarem inúmeros prejuízos econômicos (DIAS; HÖLBLING; GROHMANN, 2021). Por isso, identificar as possíveis áreas de risco, associadas aos movimentos de massa, constitui um importante componente geomorfológico na gestão de desastres e uma base importante para promover a ocupação humana de forma segura (REGMI; GIARDINO; VITEK, 2010).

De acordo com Wirtz e Below (2009), em 2008, o Brasil estava na lista dos 10 países que apresentaram as maiores perdas econômicas, vítimas e mortes em consequência de desastres naturais, ocasionados basicamente por desastres hidrológicos. Dentre eles, as inundações e enchentes apresentam um número de eventos significativamente maior que aqueles registrados para os movimentos de massa.

Somado a isso, os deslizamentos de terra são um dos perigos mais frequentes no Brasil, resultando em perdas econômicas e sociais significativas, como por exemplo, mortes e destruição de propriedades (DIAS; HÖLBLING; GROHMANN, 2021). Segundo Sim, Lee e Wong (2022), entre 2004 e 2016, o Brasil teve um custo anual direto médio da ordem de 45 milhões de dólares devido aos estragos causados pelos deslizamentos de terra. A chuva atua como o principal agente não-antrópico na deflagração desse fenômeno, pois atua no aumento das solicitações ou reduzindo a resistência do solo (AUGUSTO FILHO; VIRGILI; DILÁSCIO, 2018).

Porém, pela análise dos valores apresentados por Tominaga, Santoro e Amaral (2009) para o período de 1990 a 2008, verifica-se que os números de mortes registrados em decorrência de movimentos de massa são mais expressivos que aqueles ocasionados por eventos de inundações e enchentes. Para o Brasil, Sidle e Ochiai (2006) estimaram um valor médio de 88 mortes por ano em decorrência de eventos de deslizamentos. A chuva atua como o principal agente não-antrópico na deflagração desse fenômeno, pois está relacionada com a dinâmica das águas de superfície e subsuperfície, causando erosão, aumento das solicitações ou reduzindo a resistência do solo (AUGUSTO FILHO; VIRGILI; DILÁSCIO, 2018).

O estudo realizado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) em conjunto com Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) estimou o número de brasileiros expostos e vulneráveis ao risco de desastres naturais (inundações, enxurradas e movimentos de massa). Voltando o olhar para o município

desta pesquisa, foi concluído que Recife, dentro da Região Nordeste, possui o segundo maior número de pessoas vivendo em áreas de risco, com 206.761 habitantes, seguido de Jaboatão dos Guararapes com 188.026 habitantes (IBGE, 2018).

A Região Metropolitana de Recife (RMR) apresenta um vasto histórico com numerosos casos de movimentos de massa ao longo dos anos. De acordo com Bandeira e Coutinho (2015), na RMR entre 1984 e 2012 os deslizamentos de terra causaram um total de 214 mortes. Coutinho e Bandeira (2012), acrescentam que as ações antrópicas, em conjunto com o crescimento urbano desordenado nessa região devido a ocupações precárias e associadas a precipitações elevadas, intensificam a ocorrência de movimentos de massa, agravando a situação de risco.

Segundo o Painel Intergovernamental sobre Mudanças Climáticas, Recife ocupa a 16ª posição, entre as cidades mais vulneráveis a mudanças climáticas no mundo (IPCC, 2014). Projeções de clima realizadas pela Prefeitura do Recife (2019), indicam que as mudanças climáticas aumentarão na duração de dias secos e a ocorrência de chuvas intensas e concentradas em um curto período de tempo, aumentando a recorrência de eventos de inundação e deslizamentos. Atualmente, a RMR enfrenta o que está sendo considerado até o momento maior desastre de Pernambuco do século 21 (ALVES; COUTINHO, 2022).

De modo ilustrativo, um pluviômetro do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), instalado no Ibura, local com várias ocorrências de deslizamento, registrou no mês de maio de 2022 um acumulado mensal de 704 mm, aproximadamente 53% acima da média histórica calculada entre 2016 e 2021.

Consequentemente, as fortes chuvas concentradas entre o 25/05/22 e 07/06/22, somaram 129 mortes, considerando os obtidos registrados em Recife, Jaboatão dos Guararapes, Olinda, Camaragibe e Limoeiro. A maioria dessas mortes foram causadas por deslizamentos de terra, que soterraram dezenas de pessoas (ALVES, 2022). Muitas famílias que residiam em áreas de risco tiveram suas casas atingidas pelo material deslizado, gerando, consequentemente, um grande número de feridos e desalojados.

Muito trabalhos tem estudado o uso de ferramentas auxiliares na análise da influência das chuvas nos eventos de deslizamento (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994; PACK; TARBOTON; GOODWIN, 1998; BAUM 2009; MERGILI et al., 2014; ZAIDAN; FERNANDES, 2015; SEEFELDER, 2017; NUNES DOS SANTOS, 2018; MORAIS, 2022). Percebendo a importância da hidrologia no estudo de estabilidade, alguns modelos de estabilidade têm acoplado modelos hidrológicos (PACK; TARBOTON; GOODWIN, 1998;

MONTGOMERY; DIETRICH, 1994; BAUM et al., 2008). Esses modelos tentam identificar áreas mais propensas a eventos de deslizamentos relacionando dados de chuva na definição das áreas de risco.

O SINMAP (Stability Index Mapping - PACK; TARBOTON; GOODWIN, 1998), o SHALSTAB (Shallow Landsliding Stability Model - Montgomery e Dietrich, 1994) e o TRIGRS (Transient Rainfall Infiltration and Grid-Based Regional Slope Stability Analysis - Rex L. BAUM, 2009) são ferramentas que têm sido amplamente testadas. No Brasil, alguns trabalhos foram desenvolvidos utilizando esses modelos (GERENTE et al., 2014; MICHEL; KOBIYAMA; GOERL, 2012; MICHEL; KOBIYAMA; GOERL, 2014; SEEFELDER, 2017; PINHO; AUGUSTO FILHO, 2022; MORAIS, 2022).

Outros modelos de estabilidade fundamentam-se em análises de Equilíbrio Limite e suas formulações, que se baseiam, principalmente, no método das lamelas. Tais análises foram desenvolvidas ainda no início do século XX, e desde então vêm sendo usadas para avaliar estabilidade de taludes na engenharia geotécnica. Um exemplo de software que utiliza esse tipo de modelo é o SLOPE/W, que realiza a análise de estabilidade em uma única encosta simulando deslizamentos com superfícies de ruptura de diferentes formas.

A identificação de áreas mais suscetíveis a deslizamentos pelo uso integrado de modelos hidrológicos e de estabilidade de encosta pode ser viável na atuação preventiva de engenheiros, técnicos e cientistas e para o planejamento de ocupação do terreno e implantação de obras de engenharia. Com isso, pode-se alocar empreendimentos em locais de baixo perigo com relação a deslizamentos, minimizando as perdas econômicas e sociais.

Diante disso, destaca-se a importância do estudo da estabilidade de taludes e, por consequência, o conhecimento do comportamento geotécnico de tais locais. No Brasil, são poucos os grupos de estudo que tratam desta temática e procuram compreender e promover um suporte científico para estes fenômenos. Dentre eles, o Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies da UFPE (GEGEP) tem sido um grande aliado nos estudos relacionados à movimentos gravitacionais e de transporte de massa no estado de Pernambuco, contribuindo com o meio acadêmico, a engenharia geotécnica e a população.

Sendo assim, essa tese se propõe a caracterizar, sob um olhar geológico-geotécnico, os solos da encosta “Alto de Santa Tereza”, no município de Recife-PE para realizar análises de suscetibilidade e estabilidade a deslizamentos rasos translacionais da mesma, no município de Recife-PE. Para isso, serão utilizados os métodos determinísticos que são essencialmente quantitativos e sustentados por leis físicas, especificadamente o SINMAP, o SHALSTAB e o

TRIGRS. Os resultados gerados pelos modelos serão validados por meio da metodologia *LR* - *Landslide Ratio of each FS Class* – traduzido como taxa de deslizamento para cada classe de FS, desenvolvida por Park, Nikhil e Lee (2013) que representa a relação entre a porcentagem de deslizamentos dentro de uma classe específica do Fator de Segurança (FS) em comparação com o registro de ocorrência de deslizamentos.

1.1 OBJETIVOS

Esta seção apresenta os objetivos geral e específicos da tese.

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desse trabalho é caracterizar sob um olhar geológico-geotécnico os solos da encosta “Alto de Santa Tereza” para analisar a influência da condição não saturada nos estudos de suscetibilidade e estabilidade a deslizamentos rasos de encostas a partir de modelos de análise de suscetibilidade (SHALSTAB, SINMAP E TRIGRS) e estabilidade de taludes (GEOSLOPE).

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos dessa pesquisa são:

- Caracterizar os solos da Formação Barreiras da encosta “Alto de Santa Tereza” de uma região de Recife sob um olhar geológico-geotécnico-geohidráulico;
- Determinação dos parâmetros geotécnicos necessários para as análises de estabilidade e suscetibilidade de encostas e taludes;
- Analisar a influência do fluxo na estabilidade da encosta através do cálculo de coeficientes de segurança, considerando a sucção, por meio dos softwares SLOPE/W e SEEP/W;
- Comparar os resultados de análise de estabilidade, por meio do software SLOPE/W, utilizando ϕ^b determinado e ϕ^b estimado;
- Desenvolver mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos na área de estudo a partir de modelos matemáticos (TRIGRS, SHALSTAB e SINMAP);
- Analisar o desempenho dos modelos matemáticos utilizados com base na localização dos deslizamentos ocorridos na área de estudo.

1.2 ESTRUTURA DA TESE

Esta tese é composta por 9 Capítulos, iniciados pela introdução, na qual são apresentados a importância do trabalho, os objetivos específicos e geral e a estrutura da tese.

No segundo Capítulo apresentam-se os fundamentos teóricos sobre um dos assuntos considerados essenciais para o tema da tese. É apresentada uma síntese acerca dos principais tipos de movimentos de massa de acordo com a classificação atualizada proposta por Hungr, Leroueil e Picarelli (2014). Também são abordadas informações importantes sobre estabilidade de taludes, como o software SLOPE/W e SEEP/W

O Capítulo 3 apresenta os fundamentos teóricos a respeito dos modelos matemáticos utilizados nas análises susceptibilidade (TRIGRS, SHALSTAB e SINMAP) desta tese. São expostos: a base teórica do modelo; os dados de entrada e saída, além da metodologia utilizada para validar os resultados.

No Capítulo 4 é feita a caracterização da área de estudo. Serão apresentados os aspectos geológicos, climáticos, geomorfológicos e geotécnicos do local. Também será apresentado um apanhado histórico sobre os deslizamentos ocorridos nas encostas do entorno. Além disso, será abordada nesse Capítulo a investigação geológico-geotécnica de campo, com a apresentação das atividades de campo realizadas e da instrumentação.

O Capítulo 5 apresenta a metodologia e resultados da caracterização geoquímica, mineralógica e microestrutural dos solos de Formação Barreiras da encosta estudada. São analisados resultados de ensaios granulométricos, ensaios de difratometria de raio x (DRX), fluorescência de raio x (FRX), microscopia de varredura eletrônica (MEV) e observação com lupa binocular. Além disso, é feita uma correlação entre o intemperismo e os deslizamentos ocorridos.

No Capítulo 6 também são apresentados e analisados os resultados da investigação de laboratório com amostras indeformadas e amolgadas dos solos das camadas que compõem o perfil geotécnico da encosta “Alto de Santa Tereza”. São apresentados também os resultados dos ensaios físicos, de cisalhamento direto, permeabilidade Triflex, compressão edométrica, curva característica e ensaios triaxiais.

O Capítulo 7 apresenta e discute os resultados obtidos nas análises de suscetibilidade e o Capítulo 8 apresenta e discute os resultados das análises de estabilidade. Por fim, o Capítulo 9 apresentará as conclusões desse estudo, bem como recomendações e sugestões para futuras pesquisas, seguido das Referências utilizadas no desenvolvimento da tese.

2 MOVIMENTOS DE MASSA E ANÁLISES DE ESTABILIDADE

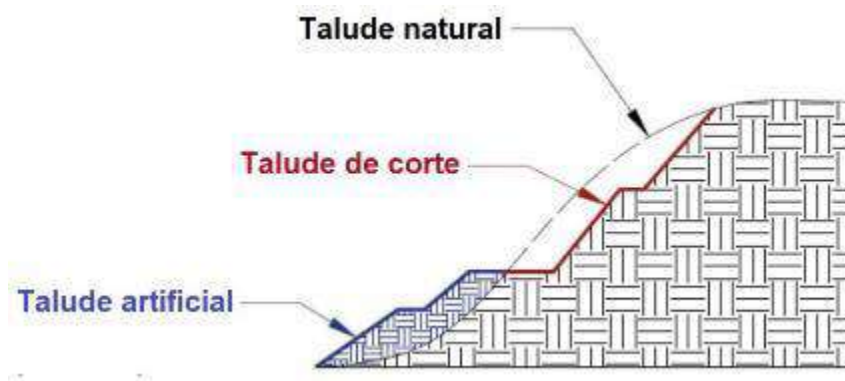
Este capítulo tem como objetivo apresentar uma revisão bibliográfica de alguns conceitos encontrados na literatura que servem como base para o entendimento e o desenvolvimento da pesquisa envolvida no presente estudo. Serão tratados os principais aspectos envolvendo os movimentos de massa, desde os conceitos iniciais até a apresentação de um sistema de classificação de movimentos gravitacionais de massa.

Além disso, a estabilidade de taludes é um aspecto importante, interessante e desafiador na engenharia civil e que provê grandes avanços no entendimento do complexo comportamento de solos (DUNCAN, 2014). Por isso, também serão tratados os conceitos básicos acerca da análise de estabilidade de taludes e os métodos de cálculo geralmente utilizados. Também será apresentado o SLOPE/W, software utilizado na análise de estabilidade.

2.1 TALUDES

De acordo com Das (2011), taludes podem ser definidos como uma superfície exposta que forma um ângulo com o plano horizontal. Segundo Augusto Filho, Virgílio e Dilásccio (2018) os taludes podem ser classificados em três tipos: taludes naturais ou encostas, talude de corte e talude artificial (Figura 1).

Figura 1 – Tipos de Talude



Fonte: Adaptado de Santos (2018)

Os taludes naturais são aqueles com superfícies inclinadas, compostas por maciços terrosos e/ou rochosos, originados por diversos processos geológicos e geomorfológicos. Nos dias atuais, devido a expansão da urbanização em áreas de declive, as encostas podem apresentar modificações antrópicas tais como cortes, desmatamentos, introdução de cargas, originando os taludes de corte. Já os taludes artificiais referem-se aos declives de aterros

construídos a partir de materiais de diferentes granulometrias e origens, incluído rejeitos industriais, urbanos ou de mineração.

A execução de cortes nos maciços terrosos ou rochosos pode condicionar movimentos de massa ou, mais especificamente, escorregamento de taludes, desde que as tensões cisalhantes ultrapassem a resistência ao cisalhamento dos materiais, ao longo de determinadas superfícies de ruptura. Além disso, os taludes originados da má execução de aterros podem também levar ao movimento de massas de solos.

A causa primária dos movimentos gravitacionais de massa é a tendência natural à peneplanização da superfície terrestre, devido principalmente a componente gravitacional atuante nos taludes que tende a mover os solos para baixo, bastando apenas uma chuva atípica ou a interferência antrópica sem critérios técnicos para tornar a força motriz igual ou superior a resistência ao cisalhamento do solo, atendendo assim, as condições necessárias para deflagrar o deslocamento de materiais (DAS, 2007; MASSAD, 2010).

2.2 MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA

Geólogos, engenheiros e outros profissionais geralmente contam com definições únicas e ligeiramente diferentes de deslizamentos de terra. Essa diversidade de definições reflete a natureza complexa das muitas disciplinas associadas ao estudo desses fenômenos. Para o propósito deste trabalho, deslizamento de terra é um termo geral usado para descrever o movimento de descida de solo, rocha e materiais orgânicos sob os efeitos da gravidade e do relevo gravidade em que o principal agente deflagrador nos climas tropicais úmidos é a água (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008).

Nesse contexto, alguns estudos apresentam a relevância de vários elementos na análise do perigo, como: sinais de movimentação da encosta, uso e cobertura da terra, distância da edificação ao local de perigo, lançamento/descarte de lixo/entulho, presença de feições erosivas e/ou indício de processo de erosão, concentração de água pluvial em superfície, sistema de drenagem superficial deficiente, lançamento de água servida e/ou vazamento de água/esgoto das tubulações, presença de blocos de rocha, declividade da encosta ou talude, presença de discontinuidades, perfil e plano de curvatura da encosta, área desmatada, presença de vegetação de grande porte isolada e cultivo de espécies exóticas (AUGUSTO FILHO; VIRGILI, 1998; BRASIL, 2007; CERRI et al., 2007; NUMMER; PINHEIRO, 2013; TOMINAGA, 2015; RODRIGUES; LISTO, 2016)

Estudo realizado por Lee e Min (2001) na província de Yongin, Coréia, com base em 1,4 mil ocorrências, avalia também a relação entre movimentos de massa e a forma das encostas, indicando que a ruptura aumenta nos trechos com tendência à forma côncava.

Apesar de ser um processo de origem natural pode ser induzido pela ação humana que altera a situação de equilíbrio da encosta (FERNANDES; AMARAL, 1996; ROBAINA, 2008; NUNES, 2015).

Em estudo sobre susceptibilidade a movimentos de massa, realizado na região de Niigata, Japão, Ayalew, Yamagishi e Ugawa (2004) afirmam que a influência de condicionantes, como a declividade e a orientação de encostas, na deflagração de movimentos de massa, tem sido amplamente discutida na literatura. No entanto, acrescentam que deve ser dada atenção ao papel das curvaturas horizontais e verticais como deflagrações destes eventos. Pinho, Francisco e Salgado (2013), em estudo que analisa a morfometria das encostas atingidas pelos eventos de 2011 em Nova Friburgo, verificaram maior incidência de cicatrizes nos trechos das encostas onde havia convergência de fluxo.

Diante do exposto, constata-se que os movimentos gravitacionais de massa se trata de um fenômeno de natureza complexa, exigindo a conciliação de diversas áreas do conhecimento como a engenharia, geologia e a geomorfologia para sua completa compreensão. Devido a multiplicidade inerente aos geomateriais e os movimentos de massa, diversos autores desenvolveram sistemas de classificações para esses fenômenos. O principal objetivo dessas classificações é unificar a linguagem técnica e facilitar o intercâmbio de informações entre os pesquisadores da área (MORAIS, 2022).

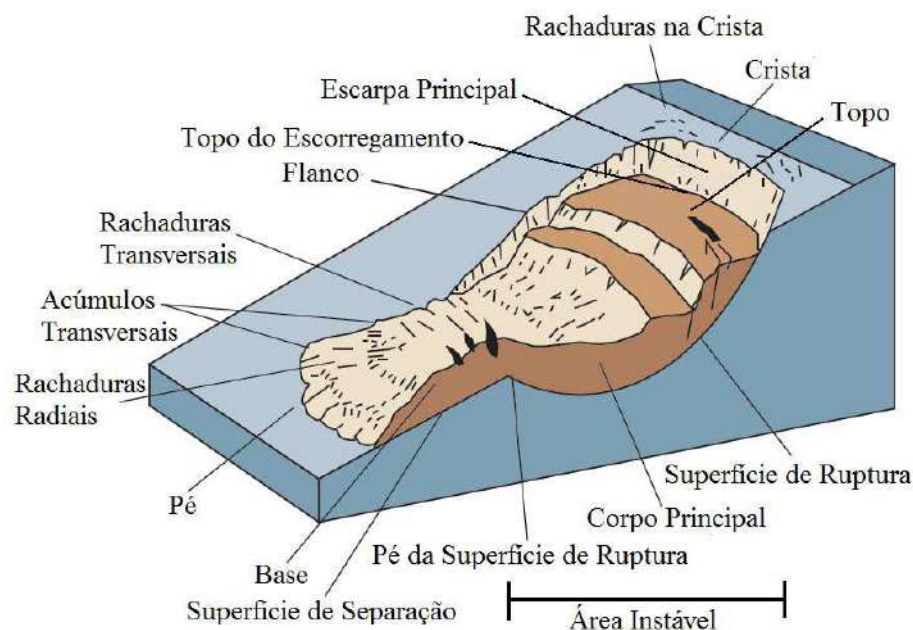
De acordo com Li e Mo (2019), muitos sistemas de classificação de deslizamentos de terra vem surgindo desde meados do século XIX, destacando no cenário internacional as seguintes propostas: Baltzer (1875), Howe (1909), Sharpe (1938), Varnes (1958, 1978), Hutchinson (1968), Cruden e Varnes (1996), Hungr, Leroueil e Picarelli (2014). Desses sistemas de classificação, o sistema proposto por Varnes (1978) ganhou aceitação mundial, como visto em IAEG (1990), EPOCH (1993), WP/WLI (1993a, 1993b) e Highland e Bobrowsky (2008).

Além das propostas internacionais, também foram criados sistemas de classificação para ambientes tropicais, tendo como exemplo, Vargas (1985), Nunes (1969) e Augusto Filho (1992) (COUTINHO; SILVA, 2005). Esse último, revisou e adaptou a proposta de classificação de Varnes (1978), ajustando as características dos principais grandes grupos de processos de deslizamentos à dinâmica ambiental brasileira (GERSCOVICH, 2016).

De forma geral, segundo o GEO-RIO (2014), os sistemas de classificação modernos são formulados se baseando nos seguintes critérios: a) Cinética do movimento: definida pela velocidade, direção e sequência dos deslocamentos; b) Tipo do material: solo, rocha, detritos, depósitos etc.; c) Geometria - extensão e formato da superfície de ruptura; d) Tipos de movimento.

Alguns elementos associados aos deslizamentos ajudam a definir e classificar os movimentos de massa. Dentre esses elementos estão a base, o corpo, a crista, a escarpa, o flanco, o pé, a superfície de ruptura, a superfície de separação, o topo e o topo do escorregamento, representados na Figura 2. (SEEFELDER, 2017)

Figura 2 – Elementos de uma massa deslizada



Fonte: Seefelder (2017)

2.3 CLASSIFICAÇÃO PROPOSTA POR HUNGR ET AL. (2014)

Nas últimas décadas, a proposta de Varnes (1978), recebeu atualizações como o visto em Cruden e Varnes (1996) e Hungr, Leroueil e Picarelli (2014), com uma abordagem mais voltada à prática da engenharia geotécnica. Nessa última classificação são descritos os tipos de movimentos, os tipos de materiais e a atividade do movimento.

A atualização de Hungr, Leroueil e Picarelli (2014) foi motivada pela necessidade de uma classificação compatível com terminologia geológica e com classificações geotécnicas baseadas em propriedades mecânicas. A nova classificação apresenta 32 tipos de movimentos

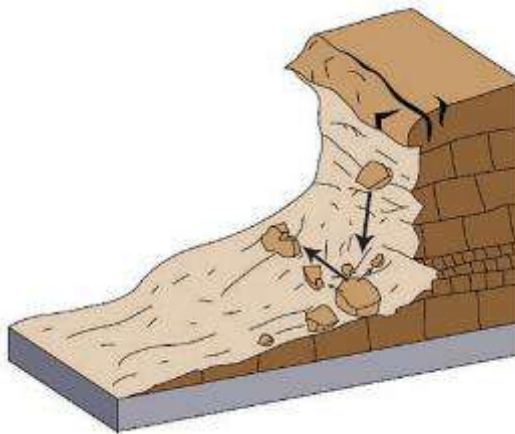
de massa, cada um deles possui uma definição formal e exemplos de ocorrência, ao contrário dos 29 tipos definidos por Varnes (1978).

O sistema de classificação modificado e sumarizado por Hungr, Leroueil e Picarelli (2014) está apresentado em forma matricial na Tabela 1. Nela, as colunas representam o tipo de material e as linhas o tipo de movimento, totalizando nomes ou palavras-chave para 32 tipos de movimentos de massa. Os principais tipos de movimentos serão descritos a seguir.

2.3.1 Quedas

De acordo com Hungr et al. (2014), este movimento é definido como um processo de desprendimento, queda, rolamento e salto de rocha, gelo, fragmentos de rocha ou de solo. Tal movimento pode ocorrer em blocos isolados ou aglomerados, com pouca interação entre os fragmentos desprendidos, que em geral, tendem a interagir com o substrato a medida em que o movimento ocorre. A Figura 3 apresenta uma representação das quedas de rocha, detritos e solo.

Figura 3 – Queda.



Fonte: Highland e Bobrowsky (2008).

Tabela 1 – Sistema de classificação de movimentos de massa proposto por Varnes (1978), adaptado por Hungr, Leroueil e Picarelli (2014).

Tipo de Movimento	Rocha	Solo
Queda	1. Queda de rocha / gelo	2. Queda de pedregulhos / detritos / silte
Tombamento	3. Tombamento de bloco de rocha 4. Tombamento flexural de rocha	5. Tombamento de cascalho / areia / silte
Deslizamento	6. Deslizamento rotacional de rocha 7. Deslizamento planar de rocha 8. Deslizamento em cunha de rocha 9. Deslizamento composto de rocha 10. Deslizamento irregular de rocha	11. Deslizamento rotacional de argila / silte 12. Deslizamento planar de argila / silte 13. Deslizamento de cascalho / areia / detritos 14. Deslizamento composto de argila / silte
Expansões laterais	15. Expansões em taludes rochosos	16. Liquefação de areia / silte 17. Expansões laterais de argilas sensíveis
Fluxo	18. Avalanche de rocha / gelo	19. Fluxo de areia / silte / detritos secos 20. Fluxo de areia / silte / detritos 21. Fluxo de argilas sensíveis 22. Fluxo de detritos 23. Fluxo de lama 24. Inundação de detritos 25. Avalanche de detritos 26. Fluxo de terra 27. Fluxo de turfa
Deformação no talude	28. Deformação de talude montanhoso 29. Deformação de talude rochoso	30. Deformação de talude de solo 31. Creep (rastejo) de solo 32. Solifluxão

Fonte: Hungr, Leroueil e Picarelli (2014).

O movimento de queda inicia-se pelo desprendimento de solo ou rocha de um talude íngreme ao longo de uma superfície no qual ocorre um pequeno ou nenhum deslocamento cisalhante. Então, o material desloca-se para baixo, principalmente sob efeito das forças gravitacionais, caindo, saltando ou rolando em um movimento classificado como muito rápido à extremamente rápido. A zona de deposição é constituída por acúmulo de material, de vários tamanhos, no pé do talude. Porém, blocos de maiores dimensões podem percorrer distâncias consideráveis (CRUDEN; COUTURE, 2011; HUNGR; LEROUUEIL; PICARELLI, 2014).

2.3.2 Tombamentos

Hungr; Leroueil; Picarelli (2014) definiu este tipo de movimento como a rotação para frente e posterior tombamento, de colunas ou placas de rocha ou de solos coesivos (ou solos cimentados), em torno de um ponto abaixo do centro de gravidade da massa deslocada. A Figura 4 apresenta uma representação dos tombamentos de rocha, detritos e solo.

Figura 4 – Tombamento



Fonte: Highland e Bobrowsky (2008)

O tombamento é acontece sob ação gravidade exercida sobre a massa deslocada, podendo ainda ser impulsionado pela água ou pelo gelo presentes nas discontinuidades da massa. Podem ser classificados de extremamente lentos a extremamente rápidos, podendo apresentar aumento na aceleração durante todo o movimento (CRUDEN; COUTURE, 2011; HUNGR; LEROUUEIL; PICARELLI, 2014). São conhecidos por ocorrer, muitas vezes, em terrenos vulcânicos com articulação colunar, bem como ao longo de cursos de córregos e rios onde as margens são íngremes (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008).

2.3.3 Deslizamentos

De acordo com Cruden e Couture (2011), deslizamentos são movimentos gravitacionais de rocha ou solo que ocorrem predominantemente sob superfícies de rupturas ou zonas de intensas tensões cisalhantes bem definidas. Já segundo Guidicini e Nieble (1984), deslizamentos são movimentos rápidos de massas de solo ou rocha, de duração relativamente curta, de massas de terreno em geral bem estipuladas quanto ao volume, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude, ao longo de uma superfície de ruptura bem definida.

Frequentemente, é um movimento progressivo, ou seja, inicialmente o deslizamento não ocorre simultaneamente ao longo do que eventualmente irá se tornar a superfície de ruptura, propagando-se aos poucos de uma área de fraqueza local (CRUDEN; COUTURE, 2011).

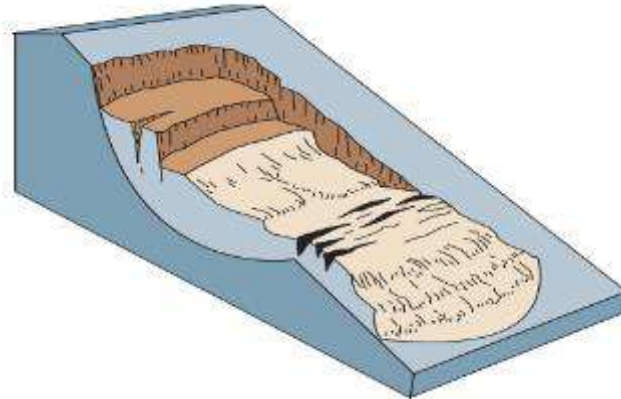
Os deslizamentos podem ser classificados conforme a geometria como planares, rotacionais ou em cunha. A seguir será apresentada uma síntese de cada um deles. Destaca-se que os deslizamentos são o tipo de movimento mais frequentes no Estado de Pernambuco.

2.3.3.1 Deslizamentos Rotacionais

Deslizamentos rotacionais caracterizam-se por apresentar superfícies curvadas de forma côncava, na qual o movimento é aproximadamente rotacional em torno de um eixo paralelo a superfície do talude. Estes movimentos estão associados a maciços homogêneos ou aterros, sendo que o processo de deslizamentos rotacionais pode se repetir de forma múltipla e retrógrada. Apresentam velocidade de deslocamento lenta ou moderadamente lenta em taludes rochosos, enquanto em taludes terrosos a velocidade pode variar de lenta a rápida (HUNGR; LEROUEIL; PICARELLI, 2014). A Figura 5 ilustra um deslizamento rotacional.

Devido a homogeneidade dos materiais que o compõe, os deslizamentos rotacionais ocorrem com mais frequência em aterros artificiais (CRUDEN; VARNES, 1996). De acordo com Highland e Bobrowsky (2008), os deslizamentos rotacionais podem danificar estruturas, rodovias e redes de abastecimento.

Figura 5 – Deslizamento rotacional.



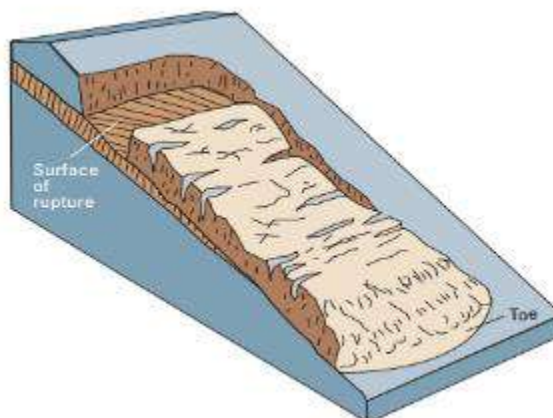
Fonte: Highland e Bobrowsky (2008).

2.3.3.2 Deslizamentos Planares

Os deslizamentos planares ou rasos são movimentos de massa gravitacionais com superfície de ruptura plana. São geralmente controlados pelas discontinuidades geológicas ou pelas superfícies de contato entre rochas e solos residuais ou transportados (CRUDEN; VARNES, 1996). Em síntese, geralmente esse movimento ocorre no contato entre materiais com diferentes características de resistência e permeabilidade. Este é o tipo de deslizamento mais evidente na área de estudo dessa tese.

Em taludes terrosos o bloco de solo coeso desliza em uma superfície de ruptura planar inclinada. A separação da massa deslocada do talude ocorre através de trincas profundas, além disso a velocidade desse movimento varia de lenta a rápida (MORAIS, 2022). A Figura 6 ilustra um deslizamento planar.

Figura 6 – Deslizamento planar



Fonte: Highland e Bobrowsky (2008).

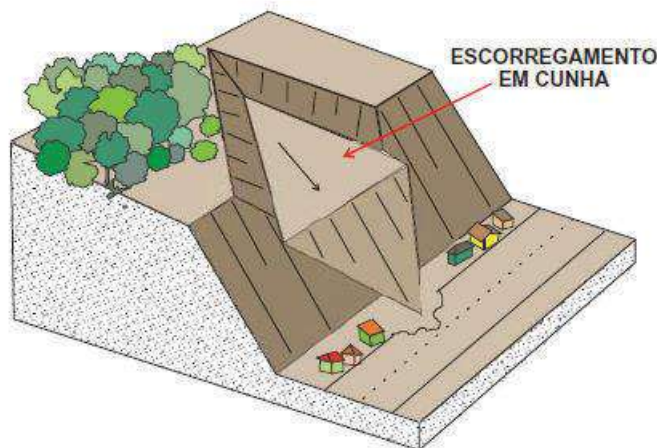
A massa de um deslizamento planar desloca-se para fora, ou para baixo e para fora, ao longo de uma superfície relativamente plana. A profundidade da superfície de ruptura de um deslizamento planar é geralmente mais rasa que as dos deslizamentos rotacionais. Outra diferença, refere-se a distância percorrida pela massa deslocada, enquanto em deslizamentos rotacionais a massa deslocada tende a restaurar o equilíbrio durante o movimento, em deslizamentos planares a massa desprendida pode atingir distâncias consideráveis se a superfície da ruptura for muito inclinada (CRUDEN; VARNES, 1996; HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008).

2.3.3.3 Deslizamentos em cunha

Mais comum em maciços rochosos, os deslizamentos em cunha caracterizam-se por uma ruptura formada por dois planos com interseção orientada para baixo. Este tipo de movimento é, em geral, extremamente rápido (HUNGR; LEROUEIL; PICARELLI, 2014). A Figura 7 ilustra a forma como os deslizamentos em cunha ocorrem.

Mecanicamente, os deslizamentos em cunha são similares aos planares, diferenciando pelo aumento das forças estabilizantes, que são aumentadas pelo fator cunha, sendo função da atitude e das propriedades de resistência e poropressão das descontinuidades (HUNGR; LEROUEIL; PICARELLI, 2014).

Figura 7 – Deslizamento em cunha



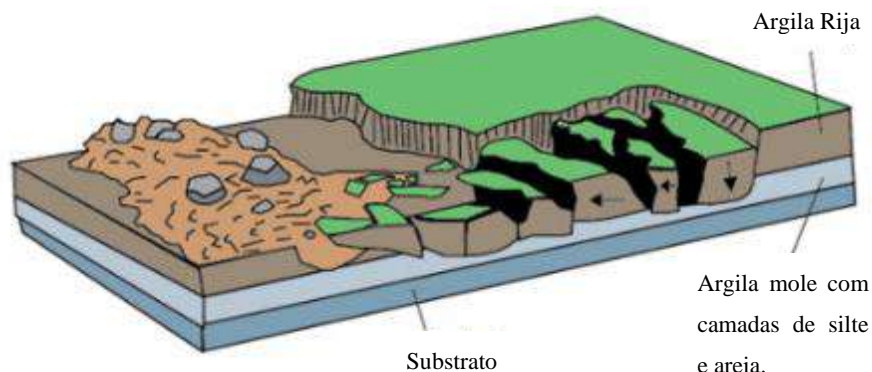
Fonte: Oliveira e Brito (1998)

2.3.4 Expansões Laterais

Ocorrem geralmente em taludes muito suaves e podem ser definidas como uma expansão de um solo coesivo ou de uma massa de rocha combinado com uma subsidência da

massa fraturada em uma camada de material pouco resistente subjacente. Este tipo de movimento pode ser resultado de um fluxo ou liquefação (processo pelo qual materiais soltos, sem coesão passam do estado sólido para o estado líquido) de materiais (HIGHLAND E BOBROWSKY, 2008). A Figura 8 apresenta um modelo esquemático da ocorrência de expansões laterais, mostrando uma camada passível de liquefação sob uma camada superficial

Figura 8 – Expansão lateral.



Fonte: Highland e Bobrowsky (2008).

Caso aconteça a liquefação em uma camada subjacente a uma camada composta por material mais resistente, estas camadas podem rotacionar, desintegrar, fluir ou translacionar. A velocidade das expansões laterais pode variar de lento a moderado, podendo atingir altas velocidades dependendo do mecanismo de acionamento, como terremotos (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008).

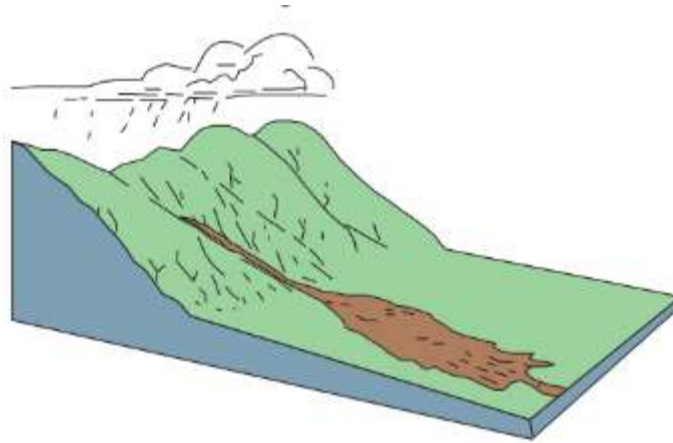
2.3.5 Fluxos

Um fluxo é um movimento espacialmente contínuo no qual as superfícies de cisalhamento são de curta duração, espaçadas e geralmente não preservadas. As velocidades dos componentes na massa de deslocamento de um escoamento se assemelham às de um líquido viscoso. Muitas vezes, há uma gradação de mudança de deslizamentos para fluxos, dependendo do teor de água, mobilidade e evolução do movimento.

Fluxos são definidos como deformações ou movimentos contínuos, no qual a superfície de ruptura não é usualmente definida. A distribuição das velocidades na massa deslocada assemelha-se a de um fluido viscoso. O limite inferior da massa desprendida pode ser uma superfície ao longo da qual movimentos diferentes ocorreram ou ao longo de uma zona de fraqueza. Acontece, então, uma gradação de deslizamentos para fluxos, dependendo

do conteúdo de água, mobilidade e evolução do movimento (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008). A Figura 9 exemplifica a ocorrência de fluxos em taludes.

Figura 9 – Fluxo de detritos

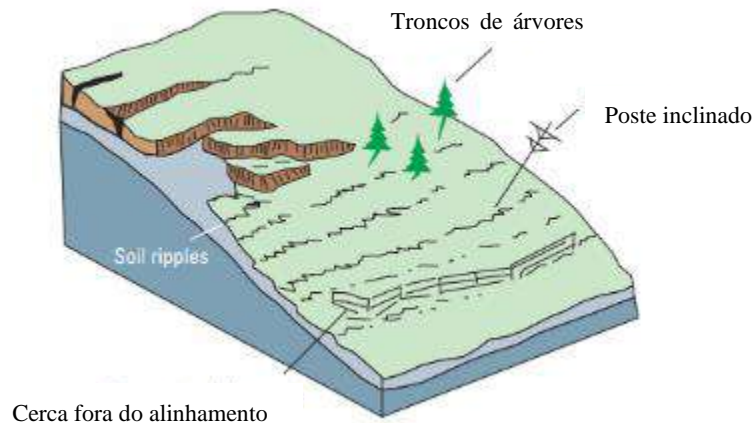


Fonte: Highland e Bobrowsky (2008).

Os fluxos podem ser lentos ou rápidos. A literatura define os fluxos lentos como creep (rastejos) e os movimentos rápidos como fluxo. No entanto, a classificação atualizada proposta por Hungr, Leroueil e Picarelli (2014), tratada nesta tese, classifica creep como uma deformação no talude, sendo um movimento diferente dos fluxos (Figura 10). São definidos como movimentos extremamente lentos das camadas superficiais do talude (normalmente com menos de 1m de profundidade), apresentando como resultado, mudanças cíclicas de volume induzidas pelas mudanças climáticas (umedecimento, secagem, degelo etc.), verifica-se que a classificação apresentada por Hungr, Leroueil e Picarelli (2014) é uma alternativa adequada para este movimento.

Já os fluxos são definidos como movimentos rápidos de caráter essencialmente hidrodinâmico, ocasionadas pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura, em presença de excesso de água (GUIDICINE; NIEBLE, 1984).

Figura 10 – Rastejo (“creep”)



Fonte: Highland e Bobrowsky (2008).

2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES

A estabilidade de taludes tem como princípio fundamental o fato de que a resistência ao cisalhamento do solo deve ser maior que a resistência requerida para o equilíbrio. A partir deste princípio, sabe-se que a causa fundamental da instabilidade é que, por alguma razão, este equilíbrio foi perturbado, seja pela diminuição da resistência ao cisalhamento do solo ou a partir de um aumento das tensões atuantes sobre o maciço (DUNCAN, 2014).

De acordo com Terzaghi (1950), a forma da ruptura de maciços ocorre devido a causas internas, externas e intermediárias. Com consequência das causas internas, há um colapso da massa de solo sem mudança na geometria do talude, resultando em uma diminuição da resistência interna do material. Já as causas externas aumentam os esforços cisalhantes sem reduzir a resistência do maciço. E as causas intermediárias são resultantes de efeitos externos no interior do talude.

Ainda acerca de fatores que podem perturbar a estabilidade de taludes, Varnes (1978) exemplifica uma série de fenômenos naturais e antrópicos que podem deflagrar movimentos de massa. Dentre eles destacam-se aqueles que aumentam a sollicitação sobre o talude, como remoção de massa e sobrecargas, como cortes, erosão, aterros e construções. Também são enfatizados aqueles que reduzem a resistência do solo que compõe os taludes, como características geomecânicas dos materiais, intemperismo, elevação do nível d'água, entre outros (COUTINHO; SILVA, 2005).

A abordagem das análises de estabilidade pode ser determinística, desprezando a variabilidade natural dos parâmetros ou probabilística, introduzindo no processo as incertezas inerentes aos parâmetros geotécnicos utilizados (GEO-RIO, 2014). A análise de estabilidade

também pode ser realizada através de dois métodos de cálculo distintos, o Método do Equilíbrio Limite e o Método de Análise Tensões-Deformação (DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

O Método do Equilíbrio Limite é geralmente usado para avaliar a estabilidade do talude, requerendo apenas informações acerca da resistência do solo. Nesse método, considera-se que o solo é um material rígido e perfeitamente plástico, devido a isso, comporta-se como um corpo rígido que pode escorregar sobre uma superfície de geometria conhecida sob efeito da gravidade (GEO-RIO, 2014).

O Método de Análise Tensões-Deformação é usado para estimar as deformações do talude, valendo-se de modelos constitutivos adequados e empregando-se métodos aproximados como o método dos elementos finitos ou das diferenças finitas, sendo necessário para a sua aplicação o conhecimento dos parâmetros de resistência do solo, além da compreensão do comportamento tensão-deformação do mesmo.

Na prática corrente da geotecnia, a estabilidade de talude é definida usualmente em termos determinísticos, por meio do cálculo do Fator de Segurança (FS), aplicando o Método do Equilíbrio Limite, em virtude de sua simplicidade e precisão. O Fator de Segurança (FS) é uma grandeza adimensional que expressa a razão entre a resistência ao cisalhamento do solo (s) e a tensão de cisalhamento mobilizada na superfície crítica hipotética (τ), conforme o apresentado na Equação (1).

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (1)$$

Nesse caso, s é a envoltória de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb, apresentada na Equação (2), que pode ser expressa em termos de tensão total ou efetiva.

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

Em que c é equivalente ao intercepto de resistência, σ é a tensão normal no plano de ruptura e φ é o ângulo de atrito.

Existem diversas maneiras de formular o FS. A mais comum assume que o valor do FS é constante ao longo da superfície de deslizamento e é definida com base no equilíbrio de força ou equilíbrio de momento. O FS definido por meio do equilíbrio de momento é geralmente usado para a análise de deslizamentos rotacionais, enquanto o FS definido com

base no equilíbrio de forças é geralmente aplicado a deslizamentos translacionais ou rotacionais com superfície crítica composta (CHENG; LAU, 2014).

A Norma Brasileira referente a estabilidade de taludes, a ABNT NBR 11682 (2009), define os valores de FS mínimo de acordo com o grau de segurança esperado para um determinado local, considerando os danos que podem ser causados a vidas humanas, a propriedades materiais e ao meio ambiente. A Tabela 2 apresenta os FS mínimos contra o deslizamento recomendados pela norma.

Tabela 2 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

<div style="text-align: center;"> <div>Nível de segurança contra danos a vidas humanas</div> <div>Nível de segurança contra danos ambientais e materiais</div> </div>	Alto	Médio	Baixo
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009)

Um valor de fator de segurança mínimo para um talude em questão pode variar de um local para outro, sendo condicionado a fatores associados a condições locais tais como a densidade populacional e condições econômicas de um determinado local (LEROUEIL et al, 2001). A adoção de um determinado valor do fator de segurança num projeto visando estabilização de um talude depende de vários fatores, entre os quais destacam-se as consequências potenciais associados a instabilização do talude. Os valores de fatores de segurança também podem variar dependendo do risco estimado e aceitável associado a movimentos de massa, do grau de sofisticação da investigação e pela incerteza de qualidade dos parâmetros obtidos (SILVA; 2007).

Duncan (1992) e Leroueil & Locat (1998) comentam que as incertezas a respeito dos parâmetros identificados numa caracterização geotécnica dizem respeito à variação espacial dos parâmetros que caracterizam os materiais e os fatores predisponentes; da extensão e da qualidade da investigação realizada e das incertezas devido à variação temporal dos fatores agravantes ou acionantes. Duncan (1996) aborda que para obtenção de fatores de segurança deve-se ter em mente não só o grau de incerteza das condições dos parâmetros de resistência para análise de estabilidade; mas também quais as possíveis consequências de uma ruptura.

2.4.1 Métodos de análise de estabilidade

Os métodos de cálculo utilizados nas análises de estabilidade geralmente se baseiam na teoria do equilíbrio limite. O caso estudado é considerado bidimensional e o estado de ruptura dos materiais é definido pelo critério de Morh-Coulomb ($\tau = c + \sigma \tan \phi$). Os principais métodos de cálculo são divididos em lineares e não lineares, sendo estes últimos subdivididos em superfícies circulares e não circulares, sendo os mais utilizados o método das fatias e método do talude infinito. A Tabela 3 ilustra os principais métodos de cálculo.

Tabela 3 – Principais métodos de cálculo

MÉTODOS		
LINEARES		Método do momento para $\phi=0$
		Taludes infinitos
		Método de Culman
		Método de Rendulic
		Método do círculo de atrito
NÃO LINEARES	Superfície circular	Método de Fellenius
		Método de Bishop
		Método de Bishop Modificado
	Superfície qualquer	Método de Spencer
		Método de Morgenstern e Price
		Método de Janbu
		Método de Sarma
		Método dos Blocos

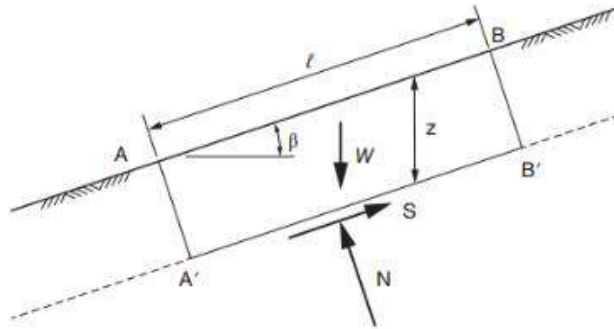
Fonte: Silva (2007)

2.4.1.1 Método do talude infinito

Como está implícito em seu nome, no Método do talude infinito, o talude é considerado infinita em extensão, e o deslizamento ocorre ao longo de um plano paralelo à face da inclinação (TAYLOR, 1948). Como o talude é infinito, as tensões serão as mesmas em quaisquer dois planos perpendiculares à inclinação, como os planos A – A' e B – B' na Figura 11 (DUNCAN; WRIGHT; BRAND, 2014).

As equações de equilíbrio são derivadas considerando um bloco retangular como o mostrado na Figura 11. Para um talude infinito, as forças nas duas extremidades do bloco serão idênticas em magnitude, opostas em direção e colineares. Assim, as forças nas extremidades do bloco se equilibram e podem ser ignoradas nas equações de equilíbrio. O fator de segurança é calculado através da Equação (3):

Figura 11 – Talude infinito e superfície de ruptura planar.



Fonte: Duncan, Wright e Brandon (2014).

$$FS = \frac{c' + (\gamma z \cos^2 \beta - u) \tan \varphi'}{\gamma z \cos \beta \sin \beta} \quad (3)$$

A análise de taludes infinitos também é aplicável a taludes em solos coesivos desde que uma camada mais firme, paralela à face do talude, limite a profundidade da superfície de ruptura. Se tal camada estiver a uma profundidade pequena em comparação com a extensão lateral do talude, uma análise de talude infinito fornece uma aproximação adequada para cálculos de estabilidade. As equações de talude infinito foram derivadas considerando o equilíbrio de forças em duas direções mutuamente perpendiculares e, assim, satisfazem todos os requisitos de equilíbrio de forças (DUNCAN; WRIGHT; BRAND, 2014).

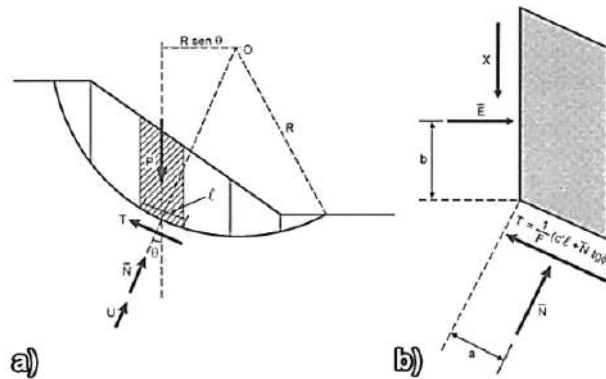
2.4.1.2 Método das fatias

Na utilização do equilíbrio limite, o método das fatias determina uma superfície crítica de deslizamento, utilizando-se de processos iterativos, subdividindo-se a massa de solo em uma série de fatias, conforme ilustra a Figura 12, e considerando o equilíbrio de cada uma dessas fatias. As grandezas atuantes em cada fatia também são representadas também nessa Figura.

Observa-se na Figura 12 que as grandezas atuantes são as cargas externas, o peso próprio (W), a pressão da água (U) e a resistência do solo ($\tau = T$). Pode-se ver também outras grandezas atuantes tais como: o esforço normal na base da fatia ($N=P$), o esforço horizontal nas laterais das fatias (E) e a força cisalhante entre fatias (X). A largura da fatia (b) e o ângulo de inclinação (α) também são representados. A condição de equilíbrio pode ser

considerada fatia por fatia. Se a condição de equilíbrio for satisfeita para cada fatia, consequentemente, será válida para toda a massa.

Figura 12 – a) Método das fatias; b) Forças na fatia genérica.



Fonte: Massad (2010).

A Tabela 4 apresenta uma síntese das principais formulações baseadas no método das fatias. Conforme apresentado na Tabela 4, as formulações para a análise de estabilidade estão classificadas como métodos rigorosos ou simplificados. Isso advém do fato que o cálculo do fator de segurança no método das fatias é estaticamente indeterminado, ou seja, o número de equações disponíveis é menor que o número de incógnitas. Desse modo, vários autores em suas formulações, assumiram hipóteses simplificadoras acerca da magnitude, inclinação e posição da resultante das tensões que atuam nas laterais das fatias. Assim, os métodos rigorosos são aqueles que atendem todas as condições de equilíbrio estático, enquanto que os métodos simplificados não (MORAIS, 2022).

Tabela 4 – Formulações baseadas no método das fatias.

Formulações	Tipo	Características principais	Superfície de ruptura
Fellenius (1936)	Método simplificado	Assume que a resultante das forças entre fatias é paralela à base de cada fatia, razão pela qual pode apresentar erros significativos na determinação do fator de segurança, geralmente subestimando-o. Recomenda-se utilizar métodos mais acurados.	Superfície circular
Simplificada de Bishop (Bishop, 1955)	Método simplificado	Assume que a resultante das forças que atuam nas laterais das fatias é horizontal e obtém o fator de segurança através de equilíbrio de forças verticais e	Superfície circular

momentos.			
Janbu (1954)	Método simplificado	Assume que as forças laterais são horizontais e obtém o FS através de equilíbrio de forças. Posteriormente um ábaco de correção foi introduzido para melhorar a acurácia do FS.	Superfícies de qualquer formato
Morgenstern e Price (1965)	Método rigoroso	Assume que a inclinação das forças laterais obedece a uma função $f(x)$ prescrita. As inclinações são determinadas durante processo de cálculo para satisfazer às condições de equilíbrio de forças e momentos.	Superfícies de qualquer formato
Spencer (1967)	Método rigoroso	Assume que a inclinação das forças laterais é a mesma para todas as fatias. A inclinação é determinada durante o processo de cálculo de modo a satisfazer às condições de equilíbrio de forças e momentos.	Superfícies de qualquer formato

Fonte: GEO-RIO (2014).

2.4.2 Solos não saturados e estabilidade de taludes

Como visto nos itens anteriores, a análise de estabilidade tornou-se muito importante na previsão de deslizamentos e na avaliação do fator de segurança de encostas. Entretanto, de forma geral, os métodos citados desconsideram os incrementos causados pela poropressão negativa (sucção) na resistência ao cisalhamento.

Existe a percepção de que a sucção não deve ser considerada nas análises realizadas em taludes, em sua maioria não saturados, preconizando a segurança. Na prática da engenharia, tem-se como arriscado a realização de uma análise, que apesar de rigorosa e demorada, apresenta um grau de incerteza tão elevado. Tais incertezas giram em torno principalmente das condições climáticas, que são de difícil previsão e que podem acontecer de maneira imprevisível, independente das tecnologias aplicadas para tais fins. No entanto, diversos estudos presentes na literatura demonstram a importância da sucção, e que a mesma deve ser levada em consideração na estabilidade de taludes não saturados (SANTOS, 2018).

Dentre estes estudos, cita-se Krahn et al. (1989); Rahardjo et al. (2002); Lu et al. (2008); Mossad et al. (2013); Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012); Gerscovich et al. (2015);

Miller et al. (2015); Mahmood et al. (2016); Park (2016); Gofar e Rahardjo (2017); e Kristo et al. (2017).

Os conceitos básicos que envolvem a resistência ao cisalhamento dos solos da condição saturada são bem difundidos tanto no meio técnico como no meio acadêmico (incluindo a graduação). Entretanto, o conhecimento dos conceitos da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados está mais concentrado entre os pesquisadores da área, devendo os engenheiros práticos e estudantes de engenharia serem inseridos a estes conhecimentos (PEREIRA, 2013).

Fredlund *et al.* (1978) propuseram duas equações de resistência ao cisalhamento utilizando duas variáveis de estado de tensões. A primeira equação, Equação (4) é definida em termos das variáveis de tensão $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Quando o plano $(\sigma - u_w)$ versus tensão cisalhante tem $(u_a - u_w)$ igual a zero resulta no caso em que o solo é saturado, se $(u_a - u_w)$ é maior que zero se faz necessário um terceiro eixo (tridimensional) para que os círculos sejam plotados. A envoltória de ruptura planar é assumida como linear.

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi'' \quad (4)$$

Onde: c' = a coesão efetiva do solo;

ϕ' = o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(\sigma - u_w)$

ϕ'' = o ângulo de atrito interno do solo com respeito a mudanças em $(u_a - u_w)$;

A desvantagem da combinação de variáveis de estado de tensões $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$ está na variação da poropressão de água, onde as duas variáveis de estado de tensões são afetadas. A segunda equação, Equação (5), é em termos das variáveis de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. A envoltória de ruptura planar também é assumida como linear.

$$\tau = c' + (u_a - u_w) \tan \phi_b + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (5)$$

Em que: σ é a tensão normal total; u_a é a pressão no ar; u_w é a pressão na água; c' e ϕ' são os parâmetros efetivos de resistência do solo saturado e; ϕ_b é o parâmetro que denota o ganho de resistência em decorrência do aumento da sucção.

Sabe-se que a infiltração de água em um solo não saturado diminui a sucção matricial, afetando, dessa forma, a resistência ao cisalhamento e, portanto, a probabilidade de ruptura do talude. Desta maneira, as rupturas de taludes não - saturados estão intimamente relacionadas as chuvas e a infiltração, necessitando de uma extensa e detalhada análise de fluxo, que

considere as informações pluviométricas da região, a permeabilidade e a sucção mátrica dos solos que compõe o talude (KRAHN et al., 1989; MAHMOOD et al., 2016).

Entretanto, essa poropressão negativa diminui quando o grau de saturação aumenta e se torna zero quando o solo está saturado. Ho e Fredlund (1982a) sugeriram que o aumento na resistência ao cisalhamento devido à poropressão negativa pode ser expresso através da Equação (6):

$$C = c' + (u_a - u_w) \tan \phi_b \quad (6)$$

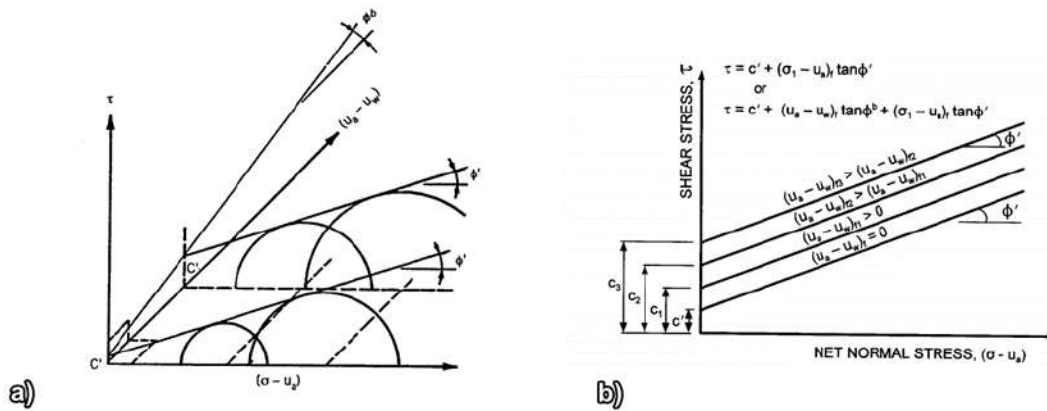
Fredlund (1981, 1987) e Fredlund e Xing (1994) destacaram que a sucção inicial do solo desempenha um papel importante na estabilidade de uma encosta de solo não saturado e que tal parâmetro geralmente depende de vários fatores, como tipo de solo, condições da água subterrânea e condições climáticas. Em geral, solos arenosos tendem a apresentar perda acentuada da umidade quando a sucção ultrapassa determinado valor. Isso ocorre devido a existência de poros maiores e mais conectados. Já solos argilosos apresentam perdas mais suaves da umidade.

A envoltória de resistência não saturada consiste de um plano com inclinação ϕ^b no eixo τ versus $(u_a - u_w)$, e uma inclinação ϕ' no eixo τ versus $(\sigma - u_a)$. Qualquer linha neste plano, traçada paralela aos eixos τ versus $(\sigma_a - u_a)$, intercepta o plano definido por $(\sigma - u_a) = 0$. A envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado também pode ser representada em um gráfico tridimensional.

Neste gráfico usam-se variáveis de tensão: tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ e a sucção mátrica $(u_a - u_w)$, como mostrado na Figura 13-a. A projeção da envoltória tridimensional no plano $\tau \times (u_a - u_w)$, apresentada na Figura 13-b, mostra que as envoltórias interceptam o eixo da tensão cisalhante em posições crescentes como resultado do acréscimo da parcela do intercepto de coesão devido ao aumento da poropressão negativa (sucção mátrica).

A variação do estado de tensões do solo é descrita através de trajetórias de tensão, que é uma curva ilustrada através de pontos de tensões de sucessivos estados de tensões. A trajetória de tensões pode ser linear ou curvilínea, dependendo do padrão de carregamento ao qual o solo estará submetido. Delage et al. (1987) observaram a não linearidade das envoltórias através dos valores de ϕ' para diferentes níveis de sucção em ensaios triaxiais executados em uma argila. Assim como Lee *et al* (2005) que determinaram uma equação exponencial relacionando o ângulo de atrito interno com a variação da sucção mátrica.

Figura 13 – a) Envoltória de resistência de solos não saturados; b) Projeção horizontal no plano τ x $(u_a - u_w)$ para diferentes valores de sucção.



Fonte: Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

Fredlund et al. (1987) também observaram, a partir de resultados publicados por outros pesquisadores, que existe significativa não linearidade na envoltória de resistência ao cisalhamento de solos não saturados. A reavaliação dos resultados de resistência ao cisalhamento obtidos da pesquisa realizada por Satija (1978) *apud* Fredlund et al. (1978), assumindo-se uma envoltória de ruptura curvilínea com relação à sucção mátrica, indicam que o ângulo ϕ^b é igual a ϕ' iniciando do nível de sucção zero. Já para valores de sucção superiores (50 kPa para corpos de prova de baixa densidade e entre 75 e 100 kPa para corpos de prova de alta densidade), observou-se uma queda significativa no ângulo ϕ^b .

Rohn e Villar (1995) realizaram uma série de ensaios triaxiais com sucção controlada em um solo coluvionar/aluvião de arenito e observaram um acréscimo no ângulo de atrito interno (23,1° quando saturado e 29,6° com sucção de 400 kPa), resultando em uma envoltória de resistência ao cisalhamento não linear com comportamento hiperbólico. Segundo os autores, a não linearidade da envoltória pode estar associada à descontinuidade da distribuição do tamanho dos grãos e a característica dos vazios do solo.

2.4.3 Análise de fluxo e estabilidade de taludes

Esta seção aborda as condições das análises de fluxo que podem ser em meio saturado e não saturado. Além disso, é explicada a interação entre solo e fluido e a condutividade hidráulica em solos não saturados.

2.4.3.1 Análise de fluxo

O solo é um meio contínuo e constituído por materiais que se podem encontrar em três estados: estado sólido (partículas de solo propriamente dito), o estado líquido (água) e estado gasoso (ar entre os vazios). Os espaços vazios estão relacionados com a porosidade do solo, dizendo-se o solo saturado se ocupados por água, ou seco se ocupados por ar. A presença de água nestes espaços faz surgir caminhos preferenciais de redes de escoamento por onde a mesma circula, tendo esse movimento o nome de percolação (SILVA, 2020).

A ocorrência da vazão de percolação em qualquer encosta é inevitável e seu controle é fundamental. As vazões percoladas, as poropressões e as subpressões na estrutura do solo devem ser estimadas por meio de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos ou por meio do traçado das redes de fluxo. Através destas estimativas se pode ter uma previsão de condição de estabilidade da encosta.

A permeabilidade é basicamente o grau de dificuldade que o meio proporciona à passagem de um fluido entre poros e vazios existentes, existindo uma diferença conceitual entre permeabilidade e condutividade hidráulica, onde o primeiro ocorre em um meio poroso, enquanto o segundo ocorre em um meio confinado (CRUZ, 2004).

Os solos são permeáveis devido a existência de vazios interconectados pelos quais a água pode fluir de pontos de alta energia para pontos de baixa energia (DAS, 2007). A água livre escoar entre os grãos, se esta estiver sujeita a um potencial hidráulico haverá o fenômeno do escoamento da água através do solo (VARGAS, 1977).

O conhecimento do valor da permeabilidade é muito importante na estimativa da vazão que percola pelo meio da encosta. Consequentemente, os mais sérios problemas relacionados a deslizamentos de encostas estão relacionados com a presença da água. A informação da permeabilidade e de sua variação é fundamental para a solução desses problemas.

O grau de permeabilidade é expresso numericamente pelo coeficiente de permeabilidade do solo, k , e irá mostrar o quanto de água escoar através do solo (Tabela 5). Este parâmetro exibe uma gama de valores que oscila entre oito e nove ordens de grandeza, para os diversos solos.

Tabela 5 – Intervalo de variação de k para diferentes solos.

Tipo de Material	Permeabilidade (cm/s)
Areias finas	10^{-3}
Areias médias	10^{-2}
Areias grossas	10^{-2} a $5,0 \times 10^{-2}$
Argilas marinhas	10^{-8}
Argilas sedimentares	10^{-7} a 10^{-8}
Concreto	10^{-9}
Enrocamento sem finos	10^{-4}
Enrocamento com finos	10^{-3}
Pedregulos	10^{-1}
Rochas alteradas	10^{-6}
Rochas maciças	10^{-9} a 10^{-10}
Siltes	10^{-6}
Solos compactados (kh)	10^{-4} a 10^{-6}
Solos compactados (kv)	10^{-7}
Solos porosos	10^{-2} a 10^{-4}

Fonte: Silva (2020).

2.4.3.2 Fluxo em meio não saturado

São inúmeros os conceitos usados para explicar o fluxo de água através de solos não saturados. Esses conceitos podem ser listados como: Gradiente de concentração de água, gradiente de sucção mátrica e gradiente de carga hidráulica (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

O gradiente da concentração define o fluxo da água através de meios não saturados. É assumido que o fluxo ocorre de uma região com maior concentração de água para uma zona de baixa concentração. Embora esta lei tenha sido usada para descrever o fluxo, o gradiente de concentração de água não deveria ser usado como potencial de direcionamento fundamental do fluxo da água (FREDLUND, 1981). Isto porque, esse tipo de fluxo não possui uma base fundamental, uma vez que o fluxo pode ocorrer de uma zona de baixa presença de água para uma alta quando existe variação nos tipos de solo envolvidos.

No solo não saturado, o gradiente da sucção mátrica é algumas vezes considerado por potencialmente direcionar o fluxo de água. No entanto, o fluxo não depende exclusivamente e fundamentalmente do gradiente de sucção (SILVA, 2020).

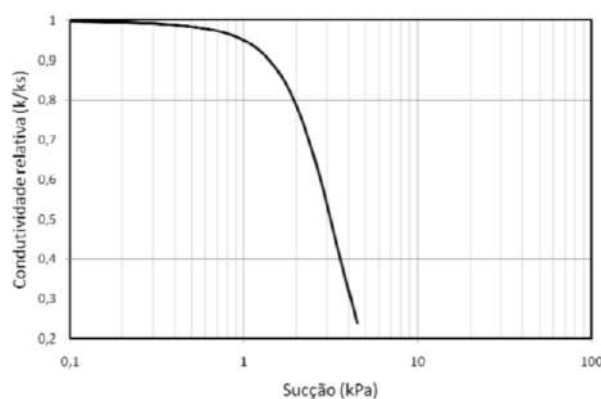
O fluxo pode ser definido mais apropriadamente em termos do gradiente de carga hidráulica para cada uma das fases. O fluxo de água através do solo não é unicamente comandado pelo gradiente de pressão, mas também pelo gradiente devido a diferença de elevação. Os gradientes de pressão e elevação combinados conferem ao gradiente de carga hidráulica o potencial de direcionamento fundamental do fluxo (SILVA, 2020).

A lei de Darcy também se aplica para o fluxo de água através de um solo não saturado (RICHARDS, 1931; CHILDS; COLLIS-GEORGE, 1950). Num solo saturado, o coeficiente de permeabilidade é função do índice de vazios. Todavia, o coeficiente de permeabilidade é assumido como constante nos solos saturados em análises envolvendo fluxo transiente. Nos solos não saturados, o coeficiente de permeabilidade é significativamente afetado pela combinação da variação do índice de vazios com o grau de saturação. Quando o solo se torna não saturado, o ar substitui primeiro os poros mais largos, fazendo com que o fluxo ocorra pelos poros menores. Um aumento posterior na sucção mátrica do solo resulta num decréscimo ainda maior no volume de poro ocupado pela água. Como resultado, o coeficiente de permeabilidade relacionado a fase aquosa decresce rapidamente já que o espaço disponível para o fluxo da água diminui (LAMBE; WHITMAN, 1979).

2.4.3.3 Condutividade hidráulica em solos não saturados

O parâmetro k_w (condutividade hidráulica) é uma propriedade fundamental do solo. Mitchell e Soga (2005) afirmam que a condutividade hidráulica é a propriedade do solo de maior variabilidade. Esta variabilidade ocorre nos diferentes tipos de solo, e também para diferentes pontos de um mesmo solo, diminuindo o valor de k_w com a diminuição do tamanho das partículas. A Figura 14 mostra um exemplo de função de condutividade hidráulica do solo, expressa em termos de permeabilidade relativa.

Figura 14 – Modelo de curva de condutividade hidráulica



Fonte: Silva (2020).

A condutividade hidráulica se mantém constante quando o solo está totalmente saturado, diminuindo à medida que ocorre a dessaturação. Isso ocorre porque a água só é capaz de fluir em regiões onde ela está presente. Por isso, à medida que o solo perde umidade,

ocorrem descontinuidades na massa de água, surgindo pontos de ausência de líquido, dificultando a passagem do mesmo.

Uma função que descreva a curva de condutividade deve ser obtida para ser utilizada na modelagem numérica. Vários métodos existem para a determinação da função de permeabilidade do solo. Fredlund et al (1994) dividem os modelos de obtenção da função em modelos empíricos e modelos estatísticos (SILVA, 2020).

Os modelos empíricos são modelos de ajuste de uma função empírica a partir de dados experimentais. Eles podem ser usados na prática desde que se tenham dados experimentais da permeabilidade do solo. O número mínimo de pontos medidos necessários para o ajuste é igual ao número de parâmetros de ajuste da equação considerada (FREDLUND et al., 1994).

A condutividade hidráulica é um parâmetro constante para solos saturados, podendo ser medido experimentalmente a partir de permeâmetros. Para solos não saturados, em que a condutividade varia com o conteúdo de água, a determinação experimental da curva de condutividade é difícil (SILVA, 2020).

Os modelos estatísticos utilizam a curva característica solo-água para determinar a função de permeabilidade. Para isso, baseiam-se no fato de que ambas (a permeabilidade e a curva característica solo-água) são determinadas primariamente pela distribuição da dimensão dos poros do solo. Esses modelos são utilizados quando não há dados experimentais da permeabilidade do solo.

A obtenção da condutividade hidráulica em solos não saturados é realizada por meio de métodos diretos e indiretos. Os métodos diretos podem ser ensaios de laboratório e ensaios de campo, ambos podem ser realizados em regime permanente ou em regime transiente. Os ensaios de laboratório podem ser executados em amostras indeformadas ou em amostras amolgadas sob condições controladas (SILVA, 2020).

Os métodos indiretos utilizam as propriedades massa-volume do solo e a curva característica. A utilização da curva característica para obtenção do coeficiente de permeabilidade não saturada é uma medida indireta baseada na distribuição randômica dos poros no solo tratada estatisticamente para cálculo da probabilidade de ocorrência de pares sequenciais de cada um dos possíveis tamanhos (CHILDS; COLLIS-GEORGE, 1950).

Quando um solo saturado perde água até se tornar não saturado, há a substituição gradual dos poros deste solo, de água para ar. Com a perda de umidade verificada, pode ocorrer a retração dos poros, diminuindo a condutividade hidráulica. Fredlund e Rahardjo (1993) citam que em solos não saturados, a permeabilidade é significativamente afetada pelas

mudanças no índice de vazios e no grau de saturação (ou teor de umidade). A relação entre o coeficiente de condutividade hidráulica e o grau de saturação é denominada função condutividade hidráulica (SILVA, 2020).

2.4.3.4 Interação solo/fluido e valores de permeabilidade

De acordo com Bicalho, Machado e Gersovich (2015), a condutividade hidráulica ou permeabilidade indica a facilidade que um fluido Newtoniano percola através de um meio poroso. Seu valor depende não só das propriedades da matriz sólida, mas também das da fase líquida. Como resultado, em um mesmo meio poroso, a condutividade deve variar, também, com as propriedades do fluido. Para separar a influência das propriedades do fluido percolante (densidade e viscosidade), utiliza-se o coeficiente de permeabilidade específica, ou permeabilidade intrínseca ou ainda permeabilidade absoluta (K), apresentado na Equação (7).

$$K = \frac{\mu k}{\rho g} \quad (7)$$

Onde μ é a viscosidade do fluido, ρ é a densidade do fluido e g é a aceleração da gravidade.

A condutividade hidráulica (k) e a permeabilidade intrínseca (K) variam muito de um tipo de solo para outro. Além disso, esta varia com as interações solo/fluido que ocorrem na camada dupla dos minerais argílicos (BICALHO, MACHADO E GERSOVICH, 2015).

Nos solos saturados, o coeficiente de permeabilidade depende do índice de vazios. Já nos solos não saturados, além da porosidade, a condutividade hidráulica (k) depende da quantidade de água presente nos vazios. Essa dependência advém do fato de que a água flui através dos vazios que contêm água; por isso, o volume de água presente nos vazios é importante no valor do coeficiente de permeabilidade.

Como afirmado por Bicalho, Machado e Gersovich (2015), a Equação (7) fornece a possibilidade de entendimento e aplicação do conceito de permeabilidade intrínseca ou absoluta. Em princípio, essa equação poderia ser utilizada para, a partir de um valor de permeabilidade obtido para um determinado fluido (normalmente, a água), prever-se o valor de permeabilidade que seria obtido com um segundo fluido, de densidade e viscosidade diferentes do primeiro, dado que a permeabilidade absoluta seria, supostamente, uma função exclusiva do meio poroso.

Sabe-se que a permeabilidade intrínseca pode ser considerada uma propriedade exclusiva do meio poroso, independentemente das características do fluido. Porém, de acordo

com Oliveira (2001) e outros pesquisadores, quando a fração argilosa do solo é não desprezível, a permeabilidade intrínseca passa a ser afetada pela interação líquido permeante/solo devido ao excesso de cargas elétricas na superfície dos minerais argílicos e a sua grande superfície específica.

2.5 SÍNTESE DO CAPÍTULO

Este Capítulo teve como objetivo apresentar a fundamentação teórica do tema tratado, resumindo os principais conceitos que envolvam o tema movimentos de massa e estabilidade de taludes, apresentando referências literárias nacionais e internacionais.

Foi visto que devido a dinâmica natural da superfície terrestre, os taludes estão sujeitos a diversos processos de instabilização, tais como deslizamentos, quedas, rastejo, erosões e recalques. Devido à complexidade dos movimentos gravitacionais de massa, surgiram várias classificações, cujo objetivo principal é unificar a linguagem técnica e facilitar o intercâmbio de informações entre os pesquisadores da área.

Outro tópico tratado foi a análise de estabilidade que tem o objetivo de avaliar a possibilidade de ocorrência de deslizamentos em encostas e taludes construídos (GERSCOVICH, 2016). Além disso, foi verificado que na prática corrente da geotecnia, a estabilidade de talude é definida usualmente em termos determinísticos, por meio do cálculo do Fator de Segurança (FS), aplicando o Método do Equilíbrio Limite, em virtude de sua simplicidade e precisão.

3 MODELOS DE ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS RASOS

Neste capítulo serão apresentados os modelos utilizados nesta tese nas análises de suscetibilidade. São eles: TRIGRS, SHALSTAB, SINMAP.

3.1 MODELO TRIGRS

O “Transient Rainfall Infiltration and Grid-Based Regional Slope-Stability”, TRIGRS, é um software desenvolvido pela United States Geological Survey (USGS), programado em linguagem Fortran. O TRIGRS é aplicável em áreas propensas a deslizamentos rasos translacionais induzidos pela chuva. Essa ferramenta integra um método de análise de estabilidade para calcular o fator de segurança e um modelo hidrológico para estimar a variação transiente da poropressão devido à infiltração das águas das chuvas (MORAIS, 2022).

O programa trabalha com base no modelo digital do terreno e nos produtos que podem ser extraídos dele, como o mapa de inclinação e o mapa de direção de fluxo. Além disso, permite que as propriedades hidráulicas e os parâmetros geotécnicos utilizados na análise de estabilidade variem sobre a área analisada, podendo ser consideradas várias zonas. Após a etapa de cálculo, o modelo salva os resultados em uma série de arquivos, em períodos pré-determinados, que permitem a observação da variação do fator de segurança e da poropressão em ambiente GIS com o tempo.

Os parâmetros geotécnicos e hidrológicos requeridos pelo modelo são: c' a coesão efetiva do solo; ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo; γ_{sat} é o peso específico do solo saturado; D_0 é a difusidade hidráulica saturada; K_s é o coeficiente de permeabilidade saturada; Θ_r é o teor volumétrico residual de água do solo e Θ_s é o teor volumétrico de água correspondente a saturação do solo e α é um parâmetro de ajuste da curva característica proposto por Gardner (1958) e denota a distribuição do tamanho dos poros do solo.

3.1.1 Base Teórica do Modelo

O TRIGRS combina um modelo de infiltração e direcionamento de águas pluviais com um modelo de análise de estabilidade para calcular os efeitos da chuva na estabilidade de

taludes em escala regional. A seguir, é apresentada uma breve descrição dos modelos e equações usados pelo TRIGRS.

3.1.1.1 Modelo Hidrológico

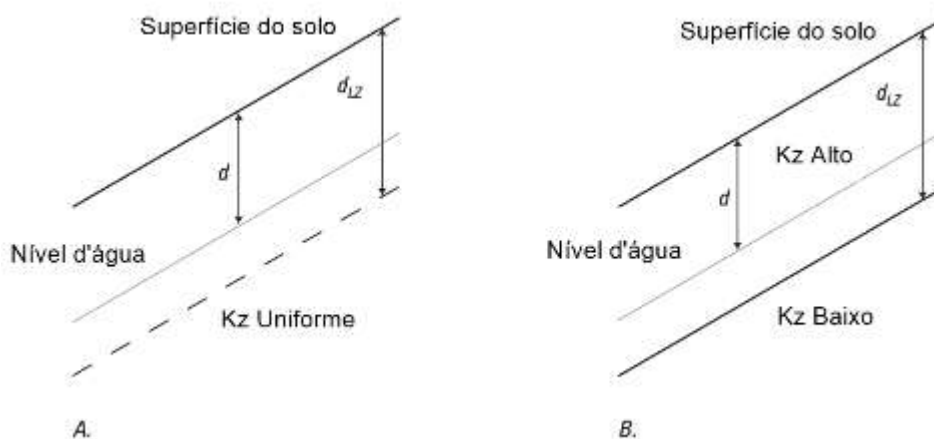
Nesse item serão apresentados o modelo de infiltração para as condições iniciais saturadas e não saturadas. Além do modelo de escoamento e direcionamento.

3.1.1.1.1 Modelo de infiltração para condições iniciais saturadas

O modelo de infiltração utilizado pelo TRIGRS para as condições iniciais saturada é baseado na solução linearizada de Iverson (2000) para a equação de Richards. Devido as aproximações feitas na linearização da equação de Richards, o modelo é válido para solos homogêneos com profundidades rasas. Essa solução é composta por duas componentes de fluxo, uma componente estacionária e outra transiente (BAUM; GODT; SAVAGE, 2010). Nesse modelo, assume-se que o processo de infiltração é vertical, unidimensional, com fluxo predominantemente vertical.

A poropressão do lençol freático é calculada para duas condições de contorno distintas, conforme o apresentado na Figura 15. A condição de contorno ilustrada na Figura 15-A se aplica onde as propriedades hidráulicas são uniformes em profundidade. A condição de contorno apresentada na Figura 15-B é utilizada quando existe uma diminuição pronunciada da condutividade hidráulica numa profundidade bem definida. Devido as características da área de estudo, adotou-se para esta tese a condição de contorno da Figura 15-A. As equações que representam as respectivas condições de contorno estão detalhadas em Baum, R. L.; Savage, W. Z.; Godt, J. W (2009).

Figura 15 – Seções esquemáticas mostrando as condições de contorno do modelo.



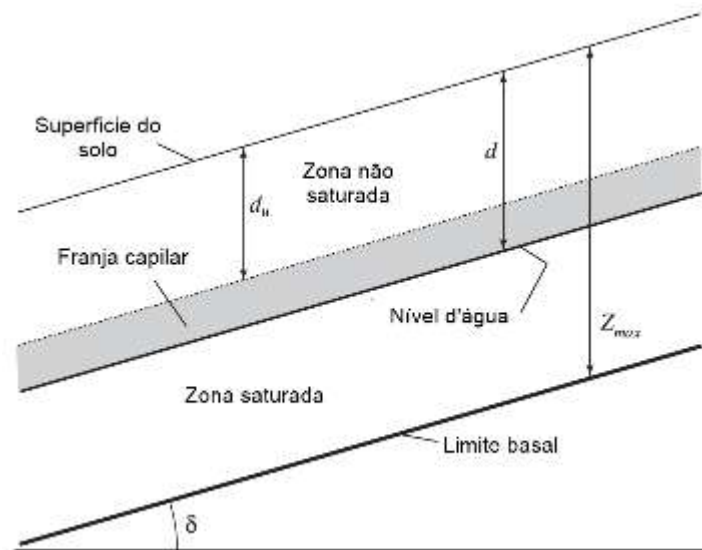
Fonte: Baum, Savage e Godt (2009).

Na Figura 15, K_z é a condutividade hidráulica saturada; d é a profundidade inicial do lençol freático; d_{LZ} é a profundidade máxima, na direção Z.

3.1.1.1.2 Modelo de infiltração para condições iniciais não saturadas

O TRIGRS aplica soluções analíticas de fluxo não saturado para modelar as condições iniciais não saturadas. Nesse sistema o solo é dividido em duas camadas, como mostrado na Figura 16. A primeira camada, acima do limite basal, consiste na zona saturada, limitada pelo nível d'água e incluindo a franja capilar. A segunda camada, consiste na zona não saturada, se encontra acima da franja capilar e se estende até a superfície do solo.

Figura 16 – Condições iniciais não saturada do solo em encostas.



Fonte: Baum, Savage e Godt (2009).

Na Figura 16, d_u é a profundidade da zona não saturada acima do lençol freático; d é a profundidade entre a superfície do solo e o nível d'água e o Z_{max} é a profundidade do limite basal.

Nesse modelo, a zona não saturada absorve parte da água que se infiltra na superfície do solo. A água infiltrada se acumula na base da camada não saturada e eleva o nível d'água. O TRIGRS utiliza os parâmetros Θ_r , Θ_s , α , K_s retirados do modelo de ajuste da curva característica do solo proposto por Gardner (1958), para aplicar as propriedades dessa relação

na parcela de solo não saturado. Ressalta-se que na condição não saturada, assume-se que o processo de infiltração é vertical, unidimensional, com fluxo predominantemente vertical.

Para explicar a infiltração e o fluxo vertical através da zona não saturada, aplica-se a forma unidimensional da equação de Richards, explicitada na Equação (8). O efeito da superfície inclinada na infiltração e no fluxo vertical, é considerado por meio do emprego da transformação de coordenadas proposta por Iverson (2000), obtendo:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z} \left[K(\psi) \left(\frac{1}{\cos^2 \delta} \frac{\partial \psi}{\partial Z} - 1 \right) \right] \quad (8)$$

A relação da condutividade hidráulica e do conteúdo volumétrico de água com a poropressão da Equação (8), são descritas pelas Equações (9) e (10) e tratam-se do modelo de condutividade não saturada e do modelo de ajuste da curva característica do solo desenvolvidos por Gardner (1958), respectivamente.

$$K(\psi) = K_s \exp(\alpha \psi^*) \quad (9)$$

$$\Theta = \Theta_r + (\Theta_s - \Theta_r) \exp(\alpha \psi^*) \quad (10)$$

Onde o parâmetro α é retirado da curva característica ajustada com a Equação (10) e denota a distribuição do tamanho dos poros do solo; ψ é a poropressão, expressa por $\psi^* = \psi - \psi_0$, onde ψ_0 é uma constante; K_s é o coeficiente de permeabilidade saturada; $K(\psi)$ é a condutividade hidráulica em função da poropressão; Θ é o teor volumétrico de água do solo; Θ_r é o teor volumétrico residual de água do solo e Θ_s é o teor volumétrico de água correspondente a saturação do solo; $\psi_0 = -1/\alpha$, representa a poropressão da franja capilar acima do lençol freático e $1/\alpha$ representa a altura da franja capilar acima do lençol freático.

A substituição das Equações (9) e (10) na versão unidimensional da Equação de Richards (8) a torna uma equação diferencial parcial linear, apresentada na Equação (11).

$$\frac{\alpha_1(\Theta_s - \Theta_r)}{K_s} \frac{\partial K}{\partial t} = \frac{\partial^2 K}{\partial Z^2} - \alpha_1 \frac{\partial K}{\partial Z} \quad (11)$$

Em que $\alpha_1 = \alpha \cos^2 \delta$. A poropressão na zona não saturada na profundidade Z e no tempo t é obtido por meio da Equação (12), por meio da aplicação das soluções fornecidas por Srivastava e Yeh (1991).

$$\psi(Z, t) = \frac{\cos \delta}{\alpha_1} \ln \left[\frac{K(Z, t)}{K_s} \right] + \psi_0 \quad (12)$$

Mais detalhes sobre o desenvolvimento das Equações (11) e (12), e seus parâmetros, estão descritos nos estudos de Baum, Savage e Godt (2009, 2010).

3.1.1.1.3 Infiltração, Escoamento e Direcionamento

O TRIGRS usa um método simples para direcionar o escoamento de águas pluviais de células saturadas para células adjacentes, onde ele pode se infiltrar ou fluir para células à jusante. No modelo o escoamento ocorre quando a precipitação fornecida para uma determinada célula excede sua capacidade de infiltração. Segundo Iverson (2000), a condutividade hidráulica, geralmente é igual ao coeficiente de permeabilidade saturada, K_s , em solos saturados.

O cálculo da infiltração, I , em cada célula é a soma da precipitação, $P \left(\frac{m}{s} \right)$, mais o escoamento das células a montante, $R_u \left(\frac{m}{s} \right)$, de modo que a infiltração não pode exceder a condutividade hidráulica saturada, K_s . Esse raciocínio é expresso pelas Equações (13) e (14).

$$I = P + R_u, \text{ se } P + R_u \leq K_s \quad (13)$$

Ou

$$I = K_s, \text{ se } P + R_u > K_s \quad (14)$$

Em cada célula onde $P + R_u$ excede K_s , o excesso é considerado escoamento superficial, R_d , e é desviado para as células descendentes a jusante. Do mesmo modo, esse raciocínio é expresso pelas Equações (15) e (16).

$$R_d = P + R_u - K_s, \text{ se } P + R_u - K_s \geq 0 \quad (15)$$

Ou

$$R_d = 0, \text{ se } P + R_u - K_s < 0 \quad (16)$$

3.1.1.2 Modelo de Estabilidade

O TRIGRS calcula o fator de segurança (FS) aplicando o método do talude infinito. Nesse método, o FS é definido como a razão entre as forças resistentes (R) e as forças instabilizadoras (S) atuantes na superfície potencial de ruptura. Baseado nessa definição, o modelo assume que a ruptura de uma célula da grade ocorre quando as forças resistentes, atuando na superfície crítica são menores que as forças instabilizadoras (RAIA et al., 2013).

A força resistente ao longo do plano potencial de ruptura é dado pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb. O Fator de Segurança, FS, é calculado pelo TRIGRS através Equação (17).

$$F_s(Z, t) = \frac{R}{S} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \delta} + \frac{c' - \psi(Z, t)\gamma_w \tan \varphi'}{\gamma_s Z \sin \delta \cos \delta} \quad (17)$$

Onde c' a coesão efetiva do solo; φ' é o ângulo de atrito efetivo do solo; γ_w é o peso específico da água; γ_s é o peso específico do solo; δ é o ângulo de inclinação do talude; $\psi(Z, t)$ é poropressão, em função da profundidade Z e no tempo t . Deve ressaltar que na zona não saturada (acima do lençol freático) o fator de segurança é calculado multiplicando a sucção matricial $\psi(Z, t)\gamma_w$ por $\chi = (\Theta - \Theta_r)/(\Theta_s - \Theta_r)$, sendo o valor de χ uma aproximação simplificada do parâmetro de tensão efetiva de Bishop (1959), conforme sugerido por Vanapalli e Fredlund (2000).

Nessa tese as classes de Fatores de Segurança nesse estudo foram divididas em 4 classes: 1) $FS \leq 1$ (instável); 2) $1 < FS \leq 1,25$ (marginalmente instável); 3) $1,25 < FS \leq 1,50$ (moderadamente estável); 4) $FS \geq 1,50$ (estável). Classificação similar é adotado por Viet et al. (2017) e Marín, Velásquez e Sánchez (2021).

3.1.2 Dados de entrada do modelo

O software TRIGRS não possui interface gráfica, sendo executado por meio de linhas de comando. Todas as opções de cálculo, parâmetros e diretórios dos arquivos usados pelo modelo são especificadas por meio de um arquivo de inicialização. Este arquivo contém uma lista de diretórios, nomes de arquivos de entrada e constantes necessárias para realizar os cálculos do modelo. O funcionamento do TRIGRS consiste basicamente, em abrir o arquivo

de inicialização, lê os dados e os arquivos de entrada, calcular e salvar os resultados em uma série de arquivos.

A Tabela 6, apresenta os dados de entrada necessários para realizar as análises no TRIGRS. Os dados de entrada espacialmente variáveis devem ser dispostos em grade, em formatos ASCII. Alguns dos parâmetros físicos, como profundidade do lençol freático (d), profundidade do solo (Z_{max}), taxa de infiltração inicial (I_z), intensidade de chuva, podem ser lidos como valores constantes ou espacialmente variáveis. Na Tabela 6, estão marcados com (*) os dados que podem ser inseridos de forma espacialmente variável ou de modo constante no modelo (MORAIS, 2022).

Tabela 6 – Arquivos de entrada do TRIGRS.

Nome do arquivo	Descrição
"dem.asc"	Grade contendo dados topográficos da área de estudo (Modelo Digital do Terreno)
"slope.asc"	Grade contendo a inclinação da área de estudo em graus
"zones.asc" (*)	Grade contendo as zonas de propriedades da área de estudo
"zmax.asc" (*)	Grade contendo a profundidade do limite basal
"depthwt.asc" (*)	Grade contendo profundidade inicial do lençol freático
"rizero.asc" (*)	Grade contendo taxa de infiltração inicial
"ri.asc" (*)	Grade contendo a intensidade de chuva

Legenda:

(*) Dados que podem ser inseridos de forma espacialmente variável ou de modo constante no modelo.

Fonte: Moraes (2022).

As zonas de propriedade definem setores que possuem propriedades físicas diferentes dentro de uma mesma área de estudo. Dessa maneira, a grade contendo as zonas de propriedade determina como esses parâmetros físicos variam espacialmente. Os parâmetros atribuídos a cada zona são: c , ϕ , γ_s , D_0 , K_z , Θ_s , Θ_r , e α . A Tabela 7 identifica e descreve os parâmetros físicos que devem ser atribuídos a cada zona.

Tabela 7 – Parâmetros atribuídos a cada zona de propriedade.

Nome do parâmetro	Descrição	Intervalo	Unidade
cohesion	Coesão do solo, c	$c > 0$	Pa
phi	Ângulo de atrito interno, φ	$\varphi > 0$	°
u_{ws}	Peso específico do solo, γ_s	$\gamma_s > 0$	N/m ³
diffus	Difusividade hidráulica, D_0	$D_0 > Z_{min}$	m ² /s
rizero	Taxa de infiltração inicial, I_z	$I_z > 0$	m/s
K-sat	Condutividade hidráulica do solo saturado, K_z	$K_z > 0$	m/s
Theta-sat	Conteúdo volumétrico de água no solo saturado, θ_s	$\theta_s > 0$	%
Theta-res	Conteúdo volumétrico residual de água no solo, θ_r	$\theta_s > \theta_r \geq 0$	%
Alpha	Denota a distribuição do tamanho dos poros do solo, aproximadamente igual ao inverso da altura da franja capilar	$\alpha > 0$	1/m

Fonte: Adaptado de Baum, Savage e Godt (2009).

3.1.3 Dados de saída do modelo

As principais informações geradas pelo modelo são: a) grade contendo o fator mínimo de segurança; b) a poropressão e; c) a profundidade em que o fator de segurança mínimo ocorre. A Tabela 8 identifica e descreve os vários arquivos de saída do TRIGRS.

Tabela 8 – Arquivos de saída do TRIGRS.

Nome do arquivo	Descrição
Trigrs_Log.txt	Arquivo com o registro das operações do modelo.
TRrunoffPer##XXX.asc	Grade contendo o escoamento em (m/s) calculado durante um período de chuva; ## designa o período calculado.
TRfs_min_XXX.asc	Grade contendo o fator de segurança mínimo calculado para cada célula ao final de cada período de chuva.
TRZ_at_fs_minXXX.asc	Grade contendo a profundidade do fator de segurança mínimo obtido em cada célula ao final de cada período de chuva.
TRp_at_fs_minXXX.asc	Grade contendo a poropressão na profundidade onde o fator de segurança mínimo é calculado.
TRinfiltratPer##XXX.asc	Grade contendo a taxa de infiltração referente ao período de chuva considerado.
TRunszfluxTS##XXX.asc	Grade contendo o fluxo basal na região não saturada referente ao período de chuva considerado.
TRlist z_p_fsXXX.txt	Arquivo com a lista da poropressão e fator de segurança calculados para as diferentes profundidades e tempos em cada célula.

TRwater depthXXX.asc	Grade contendo o registro da profundidade do lençol freático em cada célula.
TRwater elevXXX.asc	Grade contendo o registro da altura do lençol freático em cada célula.

Fonte: Adaptado de Baum, Savage e Godt (2009).

3.1.4 Limitações do modelo TRIGRS

Geralmente os modelos numéricos e analíticos estão submetidos a simplificações, aproximações que facilitam a resolução dos problemas. Logo, da mesma forma que ocorre em outras propostas que integram um modelo de estabilidade de taludes e um modelo hidrológico, o TRIGRS também está sujeito a limitações. As principais restrições são listadas de forma sucinta a seguir:

- O modelo assume que o fluxo ocorre em solo homogêneo e isotrópico, então aplicações em regiões com solos anisotrópicos e heterogêneos em relação a propriedades hidrológicas podem gerar resultados não representativos;
- O TRIGRS simula a infiltração vertical em uma dimensão, sendo, portanto, mais adequado para determinar as variações da poropressão em eventos de chuva mais curtos. Em eventos longos, o fluxo lateral passa a ser uma variável importante na determinação da distribuição da poropressão, limitando assim a aplicação do modelo nesses casos.
- Os resultados são muito sensíveis às condições iniciais definidas pelo usuário. É recomendável que a profundidade inicial do lençol freático e a taxa de infiltração inicial da área sejam bem conhecidas, caso contrário, o modelo pode produzir resultados pouco representativos.
- O modelo usa um método simples para calcular o escoamento superficial e não considera a evapotranspiração, assumindo que durante um evento de chuva o efeito dessa variável pode ser desprezado.
- O modelo utilizado para analisar a estabilidade do talude é o método do talude infinito, que assume declividade, espessura e propriedades físicas uniformes ao mesmo tempo que trata a poropressão como uma função da profundidade e do tempo. Assim, o modelo é mais preciso quando as condições naturais da área favorecem a ruptura do tipo planar.

3.1.5 Aplicação do modelo TRIGRS

No Brasil, alguns grupos de pesquisa fizeram uso de modelos matemáticos com o objetivo de elaborar mapas de suscetibilidade. Entre os modelos disponíveis, o TRIGRS foi um dos modelos mais utilizados, sendo estudado por Baum, Godt e Savage (2010); Vieira, Fernandes e Augusto (2010); Park, Nikhil e Lee (2013); Michel et al. (2014); Listo e Vieira (2015); Vieira et al. (2018); Ávila et al. (2020) e Pinho e Augusto Filho (2022).

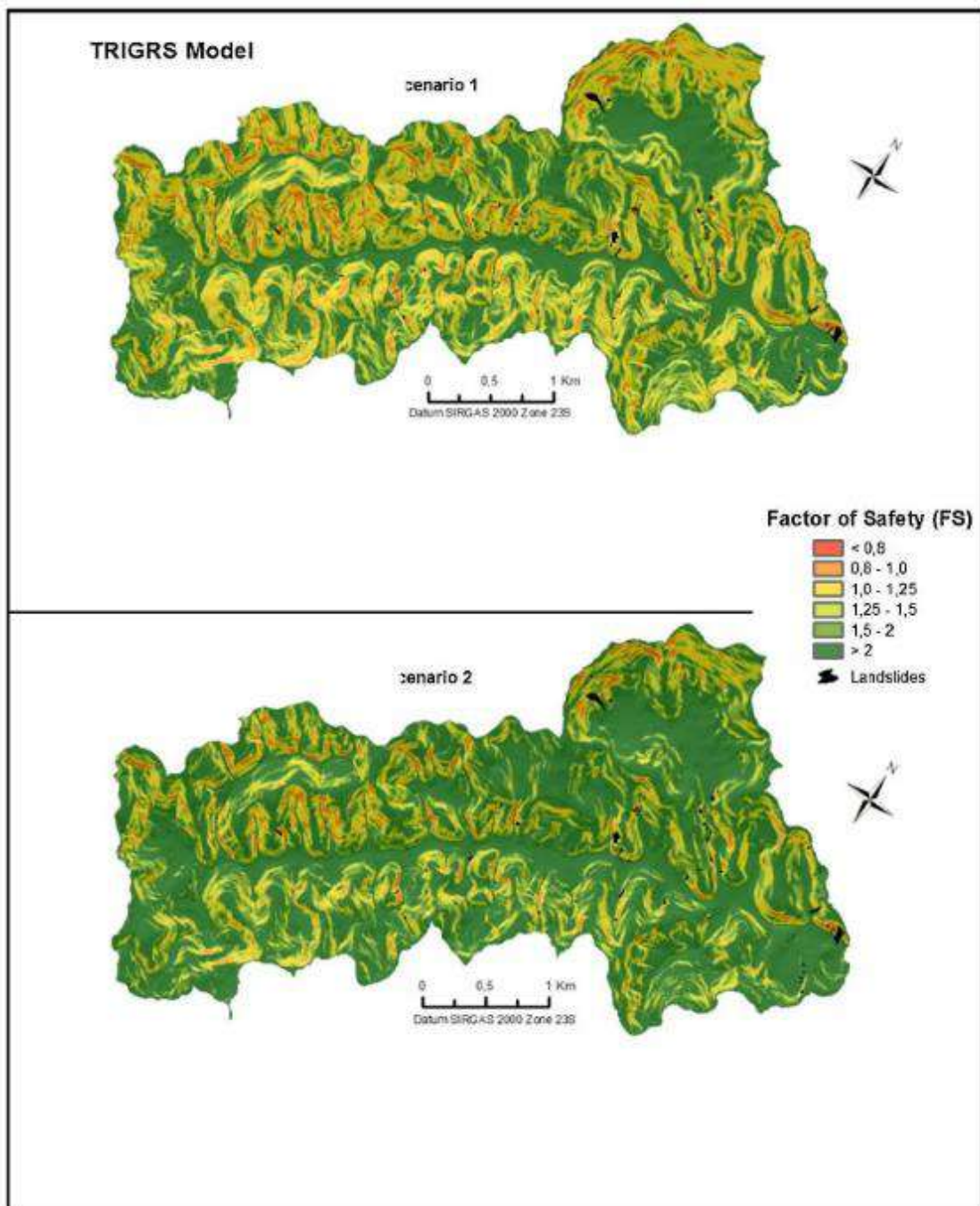
Ávila et al. (2020), por exemplo, aplicou o modelo TRIGRS para gerar mapas de suscetibilidade para o Córrego Bengalar, região rural de São José dos Campos (SP), com aproximadamente 12 km². Os mapas foram gerados utilizando parâmetros geotécnicos e hidrológicos constantes para toda área ($C'=10$ kPa; $\Phi'=33^\circ$; $\gamma_{\text{sat}} = 20$ kN/m³; $k_{\text{sat}} = 6.95 \times 10^{-5}$ m/s). Por ser um modelo transiente, as análises utilizando o TRIGRS considerou dois cenários alterando as condições de chuva. O Cenário 1 considerou uma chuva de 80 mm distribuídas em 15h. O Cenário 2 considerou além desse evento pontual do Cenário 1, a chuva precedente, totalizando 258,46 mm distribuídos em 21 dias.

Os resultados gerados foram validados por meio da curva ROC, utilizando o índice *Area under the curve* (AUC) que quanto mais próximo da unidade, indica que o modelo conseguiu distinguir corretamente os verdadeiros positivos e verdadeiros negativos. O Cenário 1 classificou 4,5% da área da bacia como instável, obtendo precisão de 72%. Do mesmo modo, o Cenário 2 classificou 2,9% da área da bacia como instável, obtendo precisão de 71%. Conclui-se, portanto, que o TRIGRS apresentou precisão, indicando que os modelos transientes são eficientes.

A Figura 17 apresenta os mapas dos Cenários 1 e 2 gerados através do TRIGRS. Através da imagem é possível identificar as classes do fator de segurança (FS) adotada e a localização das ocorrências de deslizamentos. Os resultados da modelagem mostraram que o Cenário 1 apresentou uma maior porcentagem de área instável e maior precisão na validação dos resultados, indicando que chuvas fortes e de curto prazo tendem a ter um impacto maior no FS do que chuvas leves e bem distribuídas.

A Tabela 9 apresenta de forma sucinta algumas experiências brasileiras e internacionais na aplicação de modelos matemáticos para o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade. Destaca-se que a maioria das pesquisas brasileiras estão concentradas nas regiões sul e sudeste do Brasil (DIAS; HÖLBLING; GROHMANN, 2021).

Figura 17 – Resultados de FS simulados pelo modelo TRIGRS.



Fonte: Adaptado de Ávila et al. (2020).

Tabela 9 – Resumo de algumas experiências brasileiras na aplicação do modelo TRIGRS para o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade.

Autor(es)	Local de aplicação	Modelos utilizados	Parâmetros geotécnicos e hidrológicos	Área	Evento pluviométrico	Método de validação	Conclusão
Baum, Godt e Savage (2010)	Puget Lowland em Seattle, Washington, Estados Unidos.	TRIGRS ³	Foram definidas três zonas de propriedade com base no mapeamento geológico da área. As propriedades dos materiais foram obtidas da literatura em pesquisas realizadas dentro ou próximas da área de estudo.	3,0 km ²	4,5 mm/h ao longo de 24h (108 mm)	Aplicação da metodologia <i>Receiver Operator Characteristic (ROC)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - A utilização do modelo não saturado atenuou e atrasou a resposta da pressão de poros induzida pela chuva. Essa atenuação resultou em estimativas de tempo mais realistas para o início da instabilidade do talude; - O modelo saturado desenvolveu poro pressão positiva muito cedo. Além disso, a área considerada instável se estende para a maior parte da área de encostas íngremes em pouco tempo; - O modelo não saturado apresentou acurácia de 0,88; - O modelo saturado apresentou acurácia de 0,72.
Vieira, Fernandes e Augusto Filho (2010)*	Bacia hidrográfica da Copebrás, Cubatão-(SP), Brasil	TRIGRS ⁴	Considerados constantes em toda área em dois cenários distintos. Cenário A: utilizando parâmetros saturados; Cenário B: utilizando parâmetros não saturado (umidade natural).	3,6 km ²	308 mm em 18h	Foram aplicados dois índices: Concentração de Cicatrizes (CC) e Potencial de Escorregamento (PE)	<ul style="list-style-type: none"> - Os resultados mostraram boa concordância entre os cenários simulados e o mapa de cicatrizes; - Em áreas instáveis ($SF \leq 1$), os valores de CC ultrapassaram 50% em todos os cenários; - O aumento da espessura do solo de 1m para 2m aumentou o percentual de áreas instáveis em cerca de 10%; - As áreas classificadas como instáveis ($SF \leq 1$) estão localizadas em altitudes acima de 400 m e encostas com inclinação $> 40^\circ$; - O aumento no valor da coesão do solo, de 1 para 6 kPa, causa alterações significativas no FS, diminuindo a % de área instável para zero em alguns cenários; - As encostas mais suscetíveis são íngremes e apresentam formas retilíneas com camadas de solo mais finas.
Park, Nikhil e Lee (2013)	Montanha Woomyeon, Seul, Coréia do	TRIGRS ⁵	Os parâmetros foram determinados por meio da coleta de	29,0 Km ²	Precipitação acumulada de 350 mm, dos quais 147mm caiu em 2 h	Aplicação da metodologia LR _{Class}	<ul style="list-style-type: none"> - As áreas consideradas instáveis ($FS \leq 1,0$) expandiram-se progressivamente quando as chuvas se tornaram mais intensas; - 2,99% da área foi classificada como instável ($FS \leq 1,0$);

	Sul.		amostras <i>in situ</i> . Em seguida, com base no banco de dados criado, foram utilizados os valores médios, considerados constantes para toda área.				- 33,33% dos deslizamentos reais foram localizados corretamente dentro da área instável prevista pelo TRIGRS; - O percentual de acerto ($LR_{FS<1}$) é 70,30%; - Os resultados mostram concordância significativa entre o mapa de suscetibilidade e o inventario de deslizamentos do ponto de vista quantitativo.
Listo e Vieira (2015)*	Bacia hidrográfica do rio Guaxinduba, município de Caraguatatinga (SP)	TRIGRS ⁴	Considerados constantes em toda área. Cenário A: Utilizando parâmetros obtidos na literatura ($c'=1$ kPa; $\phi'=34^\circ$); Cenário B: Utilizando parâmetros obtidos por meio de ensaios utilizando solos da área de estudo ($c'=4$ kPa; $\phi'=34^\circ$);.	24,0 km²	600 mm em 48h	Foram aplicados dois índices: Concentração de Cicatrizes (CC) e Potencial de Escorregamento (PE).	- O Cenário A: O TRIGRS classificou 72% da área da bacia como instável, obtendo precisão de 67%; - O Cenário B: O TRIGRS classificou 71% da área da bacia como instável, obtendo precisão de 67%; - Áreas instáveis sem a presença de cicatrizes - Cenário A: 30% / Cenário B: 28%; - Áreas estáveis com cicatrizes - Cenário A: 9% / Cenário B: 8%; - Os percentuais em ambas os cenários foram semelhantes, visto que os parâmetros utilizados foram quase idênticos, com exceção da coesão; - O uso de dados geotécnicos e hidrológicos coletados <i>in situ</i> (Cenário B) forneceu resultados mais precisos.
Viet et al. (2017)	Montanha Woomyeon, Seul, Coreia do Sul.	TRIGRS ⁶	Os parâmetros foram especializados através de 15 zonas que foram definidas com base nas propriedades do solo.	29,0 Km²	Aproximadamente 410 mm distribuídos de maneira não uniforme em 24h	Aplicação da metodologia LR_{Class}	- Entre os 140 locais deslizamentos observados, o percentual de acerto ($LR_{FS<1}$) foi de aproximadamente 76%; - A avaliação da resolução do Modelo Digital do Terreno revelou que quanto maior a resolução, mais precisos são os resultados; - Os resultados usando um modelo para determinar a profundidade do solo mostraram uma melhoria significativa em relação ao estudo de Park, Nikhil e Lee (2013) que adotou uma espessura de solo uniforme.
Vieira et al. (2018)*	Bacia hidrográfica da Copebrás, Cubatão-	TRIGRS ⁴ e SHALSTAB ¹	Considerados constantes em toda área em dois cenários distintos. Cenário	3,60 km²	308 mm em 18h	Foram aplicados dois índices: Concentração de Cicatrizes (CC) e Potencial de Escorregamento (PE).	- A distribuição espacial das áreas instáveis e estáveis foi controlada por variáveis topográficas, principalmente em relação ao ângulo de inclinação e a forma da encosta; - As áreas classificadas como instáveis apresentam altitude acima de 400 m e inclinação $> 40^\circ$;

(SP), Brasil			A: utilizando parâmetros saturados; Cenário B: utilizando parâmetros não saturados (umidade natural).				- Ambos os modelos se mostraram eficazes na previsão de deslizamentos rasos; - O modelo SHALSTAB tende a superestimar as áreas potencialmente instáveis;
Ávila et al. (2020)*	Córrego Bengalar, São José dos Campos-SP, Brasil	FS FIORI ⁸ e TRIGRS ⁴	Considerados constantes em toda área. As análises utilizando o TRIGRS considerou 2 cenários alterando as condições de chuva. Cenário 1: considerando chuvas de curto prazo; Cenário 2: considerando chuvas de longo prazo.	11,90 km ²	Cenário 1: 80 mm em 15h / Cenário 2: 258,46 mm em 21 dias	Aplicação da metodologia <i>Receiver Operator Characteristic (ROC)</i> Especificamente o índice <i>Area Under the Curve (AUC)</i> que quanto mais próximo da unidade, mais precisa é a modelagem.	- O FS FIORI classificou apenas 1,3% de toda a bacia como instável, obtendo precisão de 65% - O Cenário 1 do TRIGRS classificou 4,5% de toda a bacia como instável, obtendo precisão de 72%; - O Cenário 2 do TRIGRS classificou 2,9% de toda a bacia como instável, obtendo precisão de 71%. - O TRIGRS apresentou maior precisão, indicando que os modelos transientes são mais eficientes.
Ip, Rahardjo e Satyanaga (2020)	Cingapura	TRIGRS (usado para calcular a poropressão) e Scoops3D ⁹ (usado para calcular o FS)	As propriedades do solo da área de estudo estão disponíveis através de um banco de dados. Estas foram distribuídas de forma espacial usando <i>krigagem</i> ordinária.	3,40 km ²	22 mm/h ao longo de 24h (528 mm)	-	- A análise de fluxo realizada com o TRIGRS mostra que a poropressão negativa decresce ficando igual a zero em alguns locais indicando que o nível de água alcança a superfície. - O mapa de suscetibilidade mostra que a maior parte da área de estudo possui FS alto com apenas 0,054%, 0,127% e 0,275% da área apresentando FS muito baixo, FS baixo e FS moderado, respectivamente. - As áreas com FS muito baixo e baixo coincidem com poropressões quase positivas e positivas na superfície do solo. - Desse modo, o aumento do lençol freático é provavelmente um dos principais fatores que contribuem para causar instabilidade de taludes nessas áreas.
Marin, Velasquez e	Bacia hidrográfica	TRIGRS, SLIP e Iverson	As propriedades iniciais do solo	59,0 Km ²	16 mm/h ao longo de 18h (288 mm)	Aplicação das metodologias Receiver	- Os resultados mostraram que a retro-análise usando eventos de deslizamento pode ser uma boa alternativa para definir os

Sánchez (2021)	a La Liboriana, Salgar, Colombia	¹⁰	foram selecionadas através da literatura com base na descrição geológica da área, dividida em duas zonas. Em seguida, os resultados são comparados com o inventário, até se obter o melhor ajuste.			Operator Characteristic (ROC) e LR _{Class}	parâmetros de entrada para modelos de base física; - Três modelos de base física (Iverson, SLIP e TRIGRS) apresentaram desempenho moderadamente bom considerando as altas incertezas das propriedades mecânicas e hidráulicas do solo - % área instável ($FS \leq 1.0$) - Iverson: 3,9%; SLIP: 2,1%; TRIGRS: 4,3%. - AUC - Iverson: 0,796; SLIP: 0,905; TRIGRS: 0,807. - %LR _{FS<1} - Iverson: 97,13; SLIP: 95,94; TRIGRS: 97,45. - A análise ROC e %LR _{class} são consideradas técnicas úteis para avaliar o desempenho da modelagem de escorregamentos.
Pinho Augusto Filho (2022)	e Serra do Mar, São Paulo, Brasil	TRIGRS ² , SINMAP ² e SHALSTAB ¹	As propriedades dos vários solos da área de estudo estão disponíveis em tabela do próprio artigo.	-	210mm em 2h	Foram aplicados quatro índices: Concentração de Cicatrizes (CC), Potencial de Escorregamento (LP), Índice de sucesso (IS) e Índice de erro (IE).	- Todos os resultados obtidos com a avaliação da eficácia das simulações apontam para uma correlação direta entre as frequências das aulas e os valores de SC. O mesmo não ocorre com o índice LP, onde valores altos ocorrem mesmo em classes com frequências baixas. - Os índices de validação SI, EI e relações SI/EI são limitados e devem, portanto, ser utilizados em combinação com SC, e principalmente LP, para determinação da confiabilidade de mapas de suscetibilidade a escorregamentos.

LEGENDA:

*Pesquisas brasileiras.

NOTAS:

¹ Os resultados gerados pelo SHALSTAB, cuja variável principal é a razão hidrológica necessária para a instabilidade ($\log q/T$), é classificada automática em sete classes: a) Incondicionalmente estável e saturado; b) Incondicionalmente estável e não saturado ($\log q/T > -2.2$); c) Estável e não saturado ($\log q/T$ entre -2.5 e -2.2); d) Instável e não saturado ($\log q/T$ entre -2.8 e -2.5); e) Instável e saturado ($\log q/T$ entre -3.1 e -2.8); f) Incondicionalmente instável e não saturado ($\log q/T < 3.1$); g) Incondicionalmente instável e saturado.

² Os autores classificaram os fatores de segurança (FS) calculados pelo TRIGRS em duas classes: a) $FS \leq 1,0$; b) $FS > 1,0$. Foi considerado como instável as células que apresentaram $FS \leq 1,0$.

³ Os autores classificaram os fatores de segurança (FS) calculados pelo TRIGRS em quatro classes: a) $FS \leq 1,0$; b) FS entre 1,0 – 1,1; c) FS entre 1,1 – 1,2; d) $FS > 1,2$. Foi considerado como instável as células que apresentaram $FS \leq 1,0$.

⁴ Os autores classificaram os fatores de segurança (FS) calculados pelo TRIGRS em cinco classes: a) até 0,8; b) entre 0,8 - 1,0; c) entre 1,0 - 1,2; d) entre 1,2 - 1,5; e) acima de 1,5. Foi considerado como instável as células que apresentaram $FS \leq 1,0$.

⁵ Os autores classificaram os fatores de segurança (FS) calculados pelo TRIGRS em sete classes: a) $FS \leq 1,0$; b) FS entre 1,0 – 1,2; c) FS entre 1,2 – 1,4; d) FS entre 1,4 – 1,6; e) FS entre 1,6 – 1,8; f) 1,8 – 2,0; g) $FS > 2,0$. Foi considerado como instável as células que apresentaram $FS \leq 1,0$.

⁶ Os autores classificaram os fatores de segurança (FS) calculados pelo TRIGRS em sete classes: a) $FS \leq 1,0$; b) FS entre 1,00 – 1,25; c) FS entre 1,25 – 1,50; g) $FS > 1,50$. Foi considerado como instável as células que apresentaram $FS \leq 1,0$.

⁷ O SINMAP calcula o Índice de Estabilidade (SI) que é definido como a probabilidade de um local ser estável – $SI = \text{Prob}(FS > 1.0)$. Desse modo, o modelo classifica automaticamente o resultado gerado em seis classes: a) Incondicionalmente estável ($SI > 1.5$); b) Moderadamente estável ($1.5 > SI > 1.25$); c) Quase estável ($1.25 > SI > 1.0$); d) Limite inferior de estabilidade ($1.0 > SI > 0.5$); e) Limiar superior de estabilidade ($0.5 > SI > 0.0$); f) Instabilidade incondicional ($SI > 0.0$).

⁸ Os autores classificaram os fatores de segurança (FS) calculados pelo FS FIORI em cinco classes: a) até 0.8; b) entre 0.8 - 1.0; c) entre 1.0 - 1.2; d) entre 1.2 - 1.5; e) acima de 1.5. Foi considerado como instável as células que apresentaram $FS \leq 1.0$.

⁹ Os autores classificaram os fatores de segurança (FS) calculados pelo Scoops3D em quatro classes: a) FS muito baixo ($FS \leq 1$); b) FS baixo ($1 < FS \leq 1.25$); c) FS moderado ($1.25 < FS \leq 1.5$) e d) FS alto ($FS > 1.5$). Foi considerado como instável as células que apresentaram $FS \leq 1.0$.

¹⁰ Os autores classificaram os fatores de segurança (FS) calculados pelo TRIGRS, SLIP e Iverson em três classes: a) $FS \leq 1,0$; b) FS entre 1,0-1.3; c) $FS > 1.3$. Foi considerado como instável as células que apresentaram $FS \leq 1.0$.

Fonte: A autora (2022)

3.2 MODELO SHALSTAB

SHALSTAB (*Shallow Landsliding Stability Model*) é um modelo determinístico distribuído direcionado à identificação de locais com predisposição a escorregamentos translacionais. Ele quantifica a instabilidade do terreno em termos da chuva crítica efetiva requerida para desencadear a instabilidade induzida pela poro-pressão. Modelos para geração da saturação do solo e instabilidade de encosta são combinados com dados digitais do terreno para prever a chuva permanente necessária para causar deslizamentos em uma bacia (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994).

3.2.1 Base Teórica do Modelo

Assim como o TRIGRS, o SHALSTAB combina os modelos de estabilidade e hidrológico para calcular os efeitos da chuva na estabilidade de taludes em escala regional. Desse modo, o modelo determina as áreas suscetíveis a escorregamentos a partir da relação entre a razão da quantidade da chuva e a transmissividade suficiente para provocar a instabilidade de uma encosta.

Na combinação entre os modelos de estabilidade e hidrológico do SHALSTAB, são incorporados respectivamente os parâmetros topográficos (ângulo da encosta e área de contribuição), obtidos a partir de um Modelo Digital do Terreno, e as propriedades físicas do solo (coesão, ângulo de atrito interno, espessura do solo e peso específico) (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994). A seguir, é apresentada uma breve descrição dos modelos e equações usados pelo SHALSTAB.

3.2.1.1 Modelo Hidrológico

O modelo hidrológico acoplado ao SHALSTAB segue os princípios do TOPOG, modelo desenvolvido por O'Loughlin (1986). Assim como o TOPMODEL, o TOPOG é um modelo hidrológico de base topográfica e área de contribuição variável. O modelo considera que ocorre a saturação do solo quando o excesso de vazão vindo de montante excede ao produto entre a declividade local e a transmissividade do solo.

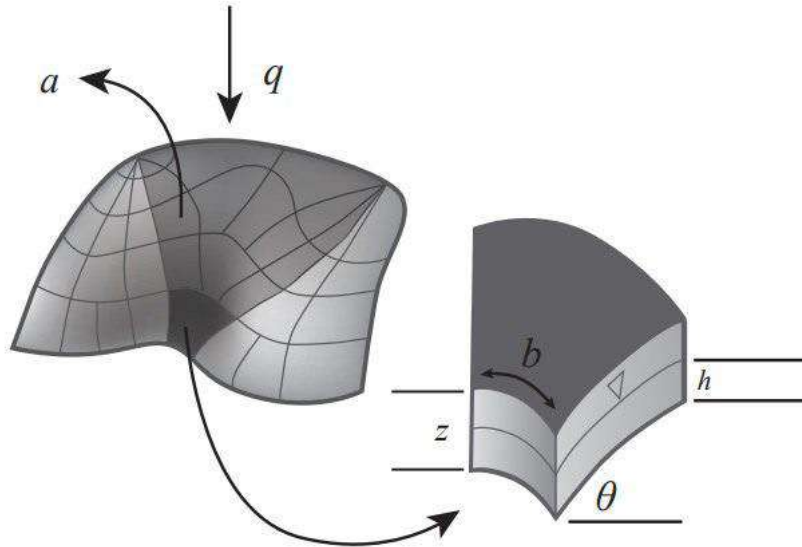
Considerando a equação de Darcy e admitindo-se um fluxo quase permanente e uma recarga espacialmente homogênea (r), O'Loughlin (1986) chegou na relação expressa pela Equação (18):

$$A \frac{q}{b} \geq T \sin \theta \quad (18)$$

Em que A é a área de drenagem, r é a recarga, b é o comprimento de contorno, T é a transmissividade e θ é a declividade local do terreno.

A partir da Equação (18), O'Loughlin (1986) começa a trabalhar com o conceito de índice de umidade, adotado por Montgomery e Dietrich (1994) de forma simplificada no desenvolvimento do SHALSTAB. Esse modelo usa a chuva permanente e o mapeamento do padrão espacial de equilíbrio do solo saturado baseado na análise da área de contribuição de montante, transmissividade do solo e encosta local - Figura 18 (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994).

Figura 18 – Representação do modelo hidrológico



Fonte: Montgomery e Dietrich (1994), modificado por Melo e Kobiyama (2018).

O modelo divide a bacia em elementos topográficos definidos pela interseção dos contornos e limites ortogonais. De acordo com Montgomery e Dietrich (1994), A chuva efetiva (precipitação menos evapotranspiração e drenagem profunda em rocha) torna o fluxo subsuperficial raso, que é roteirizada pelo fluxo vertical para baixo, permitindo o cálculo do fluxo local através de cada elemento topográfico. O modelo hidrológico então reduz para um cálculo da umidade w , que é a taxa de fluxo local a uma dada chuva permanente que conduz à saturação do perfil do solo. A Equação (19) está representada abaixo:

$$w = q \frac{A}{b} T \sin \theta \quad (19)$$

Assumindo que a condutividade saturada do solo (K_s) não varia com a profundidade sob a superfície, então nós podemos escrever $T = K_s z \cos \theta$ e que em condições saturadas qA pode ser descrita pela equação de Darcy, w pode ser simplificado conforme Equação (20) para o caso onde $w \leq 1,0$ – até a saturação (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994).

$$w = \frac{K_s \sin \theta h \cos \theta}{K_s \sin \theta z \cos \theta} = \frac{h}{z} \quad (20)$$

Considerando ainda que o solo está sem coesão ($C_r + C_s = 0$) e a infiltração é paralela a encosta podemos reduzir a Equação (20) à Equação (21).

$$w = \frac{\rho_w}{\rho_s} \left(1 - \left(\frac{\tan \theta}{\tan \phi} \right) \right) \quad (21)$$

Então, substituindo a Equação (19) na Equação (21), pode-se determinar a recarga (r) permanente mínima prevista para causar instabilidade em cada elemento representada pela Equação (22). (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994)

$$r = \frac{T \sin \theta \frac{\rho_w}{\rho_s}}{\frac{A}{b}} \left(1 - \left(\frac{\tan \theta}{\tan \phi} \right) \right) \quad (22)$$

3.2.1.2 Modelo de Estabilidade

Assim como o TRIGRS, o SHALSTAB calcula o fator de segurança (FS) aplicando o método do talude infinito. Dessa forma, a análise de equilíbrio-limite admite que as forças que tendem a induzir a ruptura em encostas são equalizadas pelas forças resistentes (FIORI; CARMIGNANI, 2015). Diante disso, a relação existente entre as forças de resistência e as que favorecem a ocorrência do deslocamento do material em uma encosta, é expressa pelo fator de segurança (FS) (SELBY, 1993). Selby (1993), aplicando a teoria de estabilidade de encosta infinita chegou na Equação (23):

$$\rho_s g z \sin \theta \cos \theta = c_r + c_s + (\rho_s g z \sin \theta \cos^2 \theta) \tan \phi \quad (23)$$

Onde C_r e a coesão das raízes [N/m^2] e C_s e a coesão do solo [N/m^2]. O lado direito da Equação (23) representa as forças de estabilidade e o lado esquerdo, as forças instabilidade. Portanto, pode-se calcular o fator de segurança (FS) através da Equação (24):

$$FS = \frac{c_r + c_s + (\rho_s g z - \rho_w g h) \tan\phi \cos^2\theta}{\rho_s g z \sin\theta \cos\theta} \quad (24)$$

Assim, quando as forças que promovem a estabilidade forem exatamente iguais às forças que levam a instabilidade, o FS é igual a 1. Já quando $FS < 1$, a encosta está predisposta à falha; e onde $FS > 1$, a encosta tende à estabilidade. Não se pode designar um valor que representa a estabilidade absoluta, apenas por um aumento da probabilidade de estabilidade com o aumento do valor de FS (SELBY, 1993).

A combinação do modelo de encosta infinita e do modelo hidrológico de estado uniforme é gerada a partir do rearranjo da Equação (23) em função de h/z com consideração de $c = c_s + c_r$. Dessa forma, a solução gera a Equação (25):

$$\frac{q}{T} = \frac{b}{A} \sin\theta \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \left(\frac{\tan\theta}{\tan\phi} \right) \right) + \frac{c}{\rho_w g z \tan\phi \cos^2\theta} \right) \quad (25)$$

Assim sendo, o SHALSTAB expressa a estabilidade do talude como a razão da precipitação efetiva para a transmissividade do solo ($\log q/T$) ao invés de FS. A estabilidade é classificada em 7 categorias, como mostrado na Tabela 10 (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994).

A Tabela 10 mostra que a deflagração de um deslizamento raso nas classes intermediárias só é alcançada com a formação de um nível d'água, o que não necessariamente reflete a dinâmica hidrogeológica em algumas encostas. A exceção são as classes incondicionalmente instáveis e estáveis. Isso ocorre porque ao invés de utilizar a relação q/T , essas classes são baseadas em duas situações específicas. A primeira ocorre quando h/z é igual a zero, representando um cenário não saturado (sem a formação de um nível de água). Esta situação implica o nível mais instável, indicando que uma ruptura de talude pode ocorrer mesmo em condições não saturadas. A segunda situação acontece quando h/z é igual a 1, representando um solo completamente saturado. Nesta situação, a inclinação é estável mesmo quando o solo está completamente saturado (PINHO; AUGUSTO FILHO, 2022).

Tabela 10 – Classes de estabilidade de taludes de acordo com o modelo SHALSTAB

Log(q/T)	Características
9,9 – 10 (Incondicionalmente Estável)	O talude é estável mesmo quando o solo está completamente saturado ($h/z=1$)
9,9 – -2,2 ($>-2,2$) -2,2 – -2,5 -2,5 – -2,8 -2,8 – -3,1 -3,1 – -9,9 ($<-3,1$)	Quanto mais próximo o log(q/T) estiver de -9,9, mais provável é que baixas relações h/z (como quando o lençol freático se eleva acima da superfície de ruptura) provoquem deslizamentos de terra
-9,9 – -10 (Incondicionalmente Instável)	O talude pode romper mesmo em condições não saturadas (nível d'água abaixo da superfície de ruptura, $h/z=0$)

Fonte: Pinho e Augusto Filho (2022) baseado em Montgomery e Dietrich (1994)

Para Pinho e Augusto Filho (2022), os setores de inclinação que apresentaram $SF \leq 1,0$ nas simulações com os métodos de inclinação infinita, SINMAP e TRIGRS foram classificados como instáveis. Nas simulações sem considerar o evento de chuva, a classe Incondicionalmente Instável de SHALSTAB [$\log(q/T) < -9,9$] foi considerada semelhante às áreas com $FS \leq 1,0$ (instável) dos três métodos de análise de estabilidade anteriores.

Melo e Kobiyama (2018) realizaram um levantamento dos trabalhos técnico-científicos que aplicaram SHALSTAB no mapeamento de escorregamentos no Brasil. Os trabalhos foram caracterizados em função da adoção do limiar de instabilidade. Logo, os trabalhos que utilizaram o limiar proposto pelo *default* do software foram distinguidos dos que adotaram outro limiar. Portanto, 83% adotaram o limiar de instabilidade proposto pelo *default* ($\log q/T = -3,1$), enquanto 17% adotaram outros limiares. Esta última porcentagem se refere aos trabalhos de Michel *et al.* (2012a), que adotou o limiar $\log q/T$ de -3,4, Schenkel *et al.* (2015) e Riffel *et al.* (2016), que adotaram diferentes limiares para mesma área de estudo, sendo eles $\log q/T$ de -2,5 e $\log q/T$ de 2, respectivamente.

Esta tese adotará o limiar de instabilidade igual ao proposto pelo *default* do programa SHALSTAB, ou seja, $\log q/T = -3,1$. Sendo assim, todas as áreas que possuem valores de $\log q/T < -3,1$, serão consideradas instáveis.

3.2.2 Dados de entrada do modelo

O software SHALSTAB possui interface gráfica, sendo executado por meio de um plugin (ASA – *Automatic SHALSTAB Analysis*) adicionado ao *Toolbox* do software ARCGIS, que contém a rotina automatizada da equação matemática do modelo SHALSTAB.

A Tabela 11, apresenta os dados de entrada necessários para realizar as análises no SHALSTAB. Os dados de entrada espacialmente variáveis devem ser dispostos em grade, em formatos ASCII. Em síntese, os parâmetros necessários para aplicação do modelo são seis, entretanto θ e A provém do modelo digital do terreno (MDT); ϕ , c , e ρ_s podem ser obtidos pela amostragem do solo em campo e z pode ser observado em campo ou pelas referências.

Tabela 11 – Arquivos de entrada do SHALSTAB.

Dados de entrada
Workspace: Endereço da pasta onde serão desenvolvidos os cálculos do modelo
Inserir MDT: Grade contendo dados topográficos da área de estudo (Modelo Digital do Terreno) com extensão <i>GeoTIFF</i>
Inserir Camada Geotécnica: Camada geotécnica em formato vetorial, com extensão <i>shapefile</i>
Z.tif: camada com a profundidade de solo em formato matricial, com extensão <i>GeoTIFF</i>

Fonte: A Autora (2022), baseado em Sbroglia (2017).

3.2.3 Dados de saída do modelo

Após inseridos os dados de entrada, são realizados automaticamente os cálculos da equação do SHASTAB por meio da ferramenta *Spatial Analyst Tools/Map Algebra/Raster Calculator*. A ferramenta ASA tem como saída (output), no endereço especificado, duas camadas em formato matricial (raster): uma com o resultado da modelagem do SHALSTAB em função de $\text{Log}(q/T)$, intitulada *Resultado_st.tif*, e outra com este resultado classificado nas sete classes do modelo, intitulada *ResultadoClassificado_st.tif*.

Essas classes compõem condições de estabilidade e saturação do solo, sendo elas: incondicionalmente estável e incondicionalmente instável, em função da quantidade de precipitação necessária para ocorrer deslizamentos, e as classes intermediárias ($-3,1 < \text{Log}(q/T) < -2,2$).

3.2.4 Limitações do modelo SHALSTAB

Assim como ocorre com o modelo TRIGRS, o SHALSTAB também está sujeito a limitações. As principais restrições são listadas de forma sucinta a seguir:

- A adoção do gradiente hidráulico igual a declividade local do terreno implica que o nível da água vai se mover paralelamente a superfície do terreno, ou seja, mantendo a mesma forma, em vez de sob outras formas teoricamente mais aceitáveis;
- A suposição de recarga permanente, condição pouco provável em ambientes reais;
- A suposição de que a encosta é infinita, ou seja, a extensão da encosta ser muito maior que a sua espessura. A suposição de encosta infinita apresenta outras simplificações na análise de estabilidade tais como superfície de falha paralela à superfície do terreno, gravidade como fator principal dos escorregamentos, solo homogêneo, declividade constante e o decaimento retardado da poro-pressão. Quando o nível da água subterrânea se aproximar da altura da encosta, a encosta pode ser considerada finita. Entretanto, muitos movimentos em encosta apresentam diversas geometrias, confrontando com a teoria da encosta infinita.
- Não se aplica às regiões com escorregamentos e lençóis freáticos profundos, áreas com afloramentos rochosos, falésias entre outras.

3.2.5 Aplicação do modelo SHALSTAB

No Brasil, alguns grupos de pesquisa fizeram uso de modelos matemáticos com o objetivo de elaborar mapas de suscetibilidade. Entre os modelos disponíveis, o SHALSTAB foi um dos modelos mais utilizados, sendo estudado por Texeira et al. (2014); Listo (2016); Simões et al. (2016); Mendonça et al. (2017); Sbroglia et al. (2017); Seefelder (2017); Melo e Kobiyama. (2018); Sbroglia (2018); Vieira et al. (2018) e Pinho e Augusto Filho (2022).

Sbroglia et al. (2018), por exemplo, aplicou o modelo SHALSTAB para analisar a influência da seleção de parâmetros do solo (ângulo de atrito, interceptação de coesão e peso específico saturado) considerando as zonas geotécnicas homogêneas, a fim de mapear áreas suscetíveis a deslizamentos. A área de estudo foi a bacia do Ribeirão Baú, localizada em Santa Catarina, Brasil, com 62,7 km² de área. Nessa área, foram mapeadas 527 cicatrizes de deslizamento, o que permitiu validar os resultados a partir de curvas de validação.

Como o modelo SHALSTAB é comumente utilizado no Brasil como medida preventiva para a ocorrência de deslizamentos translacionais, uma questão importante é

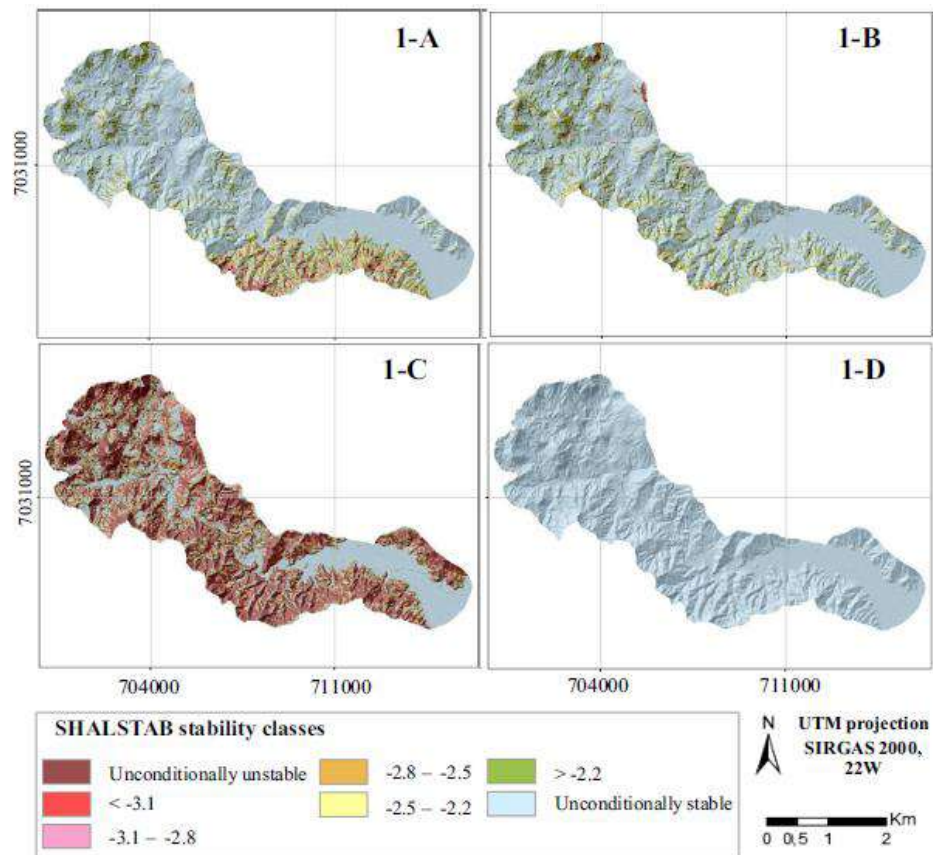
parametrizar corretamente os parâmetros de propriedade do solo para selecionar valores representativos de toda a área de estudo. Além disso, a resolução do modelo de elevação digital (DEM) afeta o desempenho do modelo preditivo.

Por isso, Sbroglia et al. (2018) geraram mapas de suscetibilidade considerando quatro cenários diferentes para cada resolução espacial. No cenário A utilizou-se os parâmetros de cinco zonas geotécnicas homogêneas e nos cenários B, C e D toda a bacia é considerada como uma única zona geotécnica homogênea com as seguintes características:

- Cenário A: a distribuição dos parâmetros do solo foi baseada na polígonos de zonas geotécnicas homogêneas, ou seja, cada zona foi representada por seus respectivos conjuntos de valores para ϕ' , c' e γ_{sat} .
- Cenários B, C e D: toda a bacia recebeu apenas um conjunto de valores de parâmetros do solo. No cenário B, a média ponderada foi usada. Nesse cenário, a média ponderada foi adotada para representar cada área de zona geotécnica homogênea. No cenário C, os menores valores de ϕ' e c' e os maiores valores de γ_{sat} (representando a situação mais conservadora) foram atribuídos, e no cenário D, os maiores valores de ϕ' e c' e os maiores valores de γ_{sat} foram usados (representando a situação menos conservadora).

De acordo com as curvas de validação, os cenários que apresentaram melhor ajuste com as cicatrizes foram 1-A e 1-B, ambos na escala de 1:10.000 (Figura 19). Destes dois cenários, o 1-B levou a um melhor desempenho do modelo, pois um maior número de cicatrizes foi identificado em uma porcentagem menor de áreas instáveis. Foi concluído que os fatores que levaram o cenário 1-B a apresentar melhores resultados em relação ao cenário 1-A estão relacionados aos valores dos parâmetros do solo das zonas geotécnicas homogêneas.

Figura 19 – Mapa de susceptibilidade para os cenários A, B, C e D obtidos com SHALSTAB



Fonte: Sbroglia et al. (2018)

A Tabela 12 apresenta de forma sucinta algumas experiências brasileiras na aplicação de modelos matemáticos para o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade.

Tabela 12 – Resumo de algumas experiências brasileiras na aplicação do modelo SHALSTAB para o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade.

Autor(es)	Local de aplicação	Modelos utilizados	Parâmetros geotécnicos e hidrológicos	Área	Evento pluviométrico	Método de validação	Conclusão
Fernandes et al. (2001)*	Bacia dos rios Quitite e Papagaio, Rio de Janeiro (RJ), Brasil	SHALSTAB ¹	Considerados constantes em toda área analisada.	5,0 km ²	-	A localização das áreas críticas previstas pelo modelo é comparada com as cicatrizes de deslizamentos	<ul style="list-style-type: none"> - O potencial de deslizamento cresce com o aumento da declividade; - O potencial de deslizamento em encostas côncavas foi três vezes maior do que nas feições convexas e retilíneas; - 95% das cicatrizes mapeadas foram previstas pelo modelo.
Guimarães et al. (2003)*	Bacia dos rios Quitite e Papagaio, Rio de Janeiro (RJ), Brasil	SHALSTAB ¹	Foram elaborados 125 cenários alterando os parâmetros geotécnicos que são considerados constantes em toda área analisada.	5,0 km ²	-	A localização das áreas críticas previstas pelo modelo é comparada com as cicatrizes de deslizamentos	<ul style="list-style-type: none"> - Os cenários elaborados evidenciam que apesar da variação dos parâmetros geotécnicos as áreas classificadas como instáveis mantém uma forte relação com a topografia; - Variações no peso específico do solo, entre 14,70-19,60 kN/m³, teve pouca influência nos resultados; - A coesão, que variou entre 0 e 8 kPa, foi o parâmetro geotécnico que mais influenciou os resultados
Zaidan e Fernandes (2009)*	Córrego Independência, Juiz de Fora (MG), Brasil	SHALSTAB ¹	Parâmetros <i>default</i> do software considerados constantes para toda área.	-	-	A localização das áreas críticas previstas pelo modelo é comparada com as cicatrizes de deslizamentos da área de modo analógico	<ul style="list-style-type: none"> - O processo de validação mostrou que apareceram células instáveis ou incondicionalmente instáveis dentro da área de cicatrizes, indicando que houve 100% de acerto, em relação à ocorrência de pelo menos uma célula instável ou incondicionalmente instável dentro da área de cada cicatriz.
Listo e Vieira (2012)*	Bacia do rio Limoeiro na cidade de São Paulo (SP), Brasil	SHALSTAB ¹	Parâmetros retirados da literatura e considerados como constantes para toda a área em análise.	9,0 km ²	-	Comparou o mapa gerado pelo modelo com o mapa de risco da área	<ul style="list-style-type: none"> - 20% da área de estudo foi classificada como incondicionalmente instável; - A localização das áreas preditas como instáveis pelo modelo coincide com as áreas de risco previamente mapeadas; - As áreas da bacia que foram classificadas como incondicionalmente instáveis apareceram associadas a encosta com inclinação > 17° e altitudes superiores a 800 m; - 2,99% da área foi classificada como instável (FS ≤ 1,0);

							<ul style="list-style-type: none"> - 33,33% dos deslizamentos reais foram localizados corretamente dentro da área instável prevista pelo TRIGRS; - O percentual de acerto ($LR_{FS<1}$) é 70,30%; - Os resultados mostram concordância significativa entre o mapa de suscetibilidade e o inventário de deslizamentos do ponto de vista quantitativo.
Michel et al. (2014)*	Bacia do Rio Cunha (SC)	SHALSTAB ¹ e SINMAP	Parâmetros constantes para toda a área em análise determinados por meio de ensaios	16,2 km ²	15,33mm em 24h	Foram aplicados dois índices: índice de sucesso (SuI) e índice de erro (ErI)	<ul style="list-style-type: none"> - Ambos os modelos apresentaram resultados semelhantes; - Locais com declividades acentuadas, áreas com relevo côncavo e com maiores áreas de contribuição apresentam índices de estabilidade mais baixos; - O SHALSTAB classificou 6% da área total como instável; - O SINMAP classificou 30% da área total como instável; - O SHALSTAB quando calibrado corretamente apresenta resultados mais precisos; - O SINMAP apresentou melhor previsão das cicatrizes de deslizamento, porém superestima as áreas instáveis. - Os resultados usando um modelo para determinar a profundidade do solo mostraram uma melhoria significativa em relação ao estudo de Park, Nikhil e Lee (2013) que adotou uma espessura de solo uniforme.
Sbroglia et al. (2018)	Bacia Ribeirão Baú (SC), Brasil	SHALSTAB ¹	Parâmetros constantes para cada zona em 4 cenários de análise diferentes	62,7 km ²	-	Comparou o mapa gerado pelo modelo com o mapa de risco da área	<ul style="list-style-type: none"> - Os cenários que apresentaram melhor ajuste com as cicatrizes foram 1-A e 1-B, ambos na escala de 1:10.000; - A influência nos resultados da modelagem foi mais evidente nas classes extremas; - Para os cenários A e B, com escala de 1:10.000, mais de 60% das cicatrizes foram mapeadas nas duas classes mais instáveis do SHALSTAB, enquanto com escala de 1:50.000, o valor correspondente ficou em torno de 10%; - Vale destacar também que, ao comparar os cenários 1-A e 10-A, o desempenho do modelo diminuiu 54% e ao comparar os cenários 1-B e 10-B, a queda ficou em torno de 63%, demonstrando a maior influência da escala no cenário B.

König, Kux e Mendes (2019)*	Bairro Vila Albertina e Britador, Campos do Jordão (SP), Brasil	SHALSTAB ¹	Considerados constantes em toda área. Foram elaborados 3 cenários alterando o ângulo de atrito, a coesão e a espessura do solo.	Britador: 4,16 km ² Vila Albertina: 3,16 km ²	-	A localização das áreas críticas previstas pelo modelo é comparada com as cicatrizes de deslizamentos da área.	<p>- SHALSTAB identificou áreas instáveis em encostas urbanas e os resultados corroboram com áreas de risco previamente mapeadas;</p> <p>- Cenários com maiores valores de coesão e ângulo de atrito interno são mais estáveis;</p> <p>- Áreas com intensa ocupação antrópica e a degradação ambiental alteram a estabilidade das encostas, aumentando a probabilidade de ocorrência de deslizamentos;</p> <p>- Desse modo, o aumento do lençol freático é provavelmente um dos principais fatores que contribuem para causar instabilidade de taludes nessas áreas.</p> <p>- %LR_{FS<1} - Iverson: 97,13; SLIP: 95,94; TRIGRS: 97,45.</p> <p>- A análise ROC e %LRclass são consideradas técnicas úteis para avaliar o desempenho da modelagem de escorregamentos.</p>

NOTAS:

¹ Os resultados gerados pelo SHALSTAB, cuja variável principal é a razão hidrológica necessária para a instabilidade ($\log q/T$), é classificada automática em sete classes: a) Incondicionalmente estável e saturado; b) Incondicionalmente estável e não saturado ($\log q/T > -2.2$); c) Estável e não saturado ($\log q/T$ entre -2.5 e -2.2); d) Instável e não saturado ($\log q/T$ entre -2.8 e -2.5); e) Instável e saturado ($\log q/T$ entre -3.1 e -2.8); f) Incondicionalmente instável e não saturado ($\log q/T < 3.1$); g) Incondicionalmente instável e saturado.

Fonte: A autora (2022)

3.3 MODELO SINMAP

O SINMAP (Stability INdex MAPping) é um modelo de mapeamento de estabilidade de encostas. Essa ferramenta combina um modelo hidrológicos estacionário e um modelo de estabilidade de taludes. Como ocorre em outros modelos são necessários para a realização das análises de suscetibilidade a topografia do terreno e os parâmetros geotécnicos e hidrológicos da área de estudo.

De acordo Park et al. (2005), o SINMAP pode ser usado para planejamento e manejo florestal e outros estudos de risco geográfico. Os mesmos autores ressaltam que dependendo da precisão dos dados de entrada o modelo torna-se uma ferramenta útil tanto para mapeamento de nível de reconhecimento (escala 1:20.000) quanto para mapeamento detalhado (1:20.000 a 1 :5.000), conforme definido no Código de Práticas Florestais da Colúmbia Britânica.

3.3.1 Base Teórica do Modelo

Assim como o TRIGRS e O SHALSTAB, o SINMAP combina os modelos de estabilidade e hidrológico. para calcular os efeitos da chuva na estabilidade de taludes em escala regional. Dessa forma, a principal saída desse modelo é um Índice de Estabilidade ou Stability Index (SI), cujo valor numérico é usado para classificar ou categorizar a estabilidade em cada local da área de estudo.

Na combinação entre os modelos de estabilidade e hidrológico do SINMAP, são incorporados respectivamente os parâmetros topográficos (ângulo da encosta e área de contribuição), obtidos a partir de um Modelo Digital do Terreno, e as propriedades físicas do solo (coesão, ângulo de atrito interno, espessura do solo e peso específico (PARK et al., 2005). A seguir, é apresentada uma breve descrição dos modelos e equações usados pelo SINMAP.

3.3.1.1 Modelo Hidrológico

No modelo hidrológico, a poropressão do solo é calculada assumindo um estado hidrológico estacionário, especificadamente o método TOPMODEL que calcula o índice de molhamento topográfico w para cada pixel de um modelo digital de elevação (DEM).

O modelo TOPMODEL, desenvolvido por Beven e Kirkby (1979). Para o SINMAP, algumas suposições do algoritmo original foram alteradas. Entre elas destaca-se o pressuposto

de que a condutividade hidráulica diminui com a profundidade. Em vez disso, o SINMAP assume que a condutividade é uniforme até uma determinada profundidade, onde ocorre uma redução abrupta da condutividade hidráulica, visando simular o cenário em que a camada de solo está sobre uma rocha impermeável ou solo com baixa permeabilidade.

O modelo TOPMODEL, faz uso do índice topográfico de umidade. Esse índice descreve o efeito da topografia da região sobre o potencial de um ponto para receber o escoamento superficial. Ele depende da área acima que pode contribuir com fluxo superficial (área de captação), além da inclinação. Assim, pontos mais altos vão possuir um baixo índice, enquanto pontos mais abaixo, com ampla área de captação, vão apresentar um índice bem maior. Este índice é de fácil implementação e emprega princípios físicos simples (MELO, 2021).

O modelo hidrológico utilizado no SINMAP também faz uso do parâmetro ‘a’, denominado como área de captação específica, este é definido como a razão entre a área de captação por unidade de comprimento de contorno dessa mesma área (m^2/m) como definido por Pack et al. (2005). Essa hipótese é baseada em observações de campo, mostrando que a maior umidade do solo ou áreas com tendência a uma superfície de saturação tendem a ocorrer em áreas convergentes de fluxo. Baseado no exposto, são feitas as seguintes suposições:

1. O fluxo subsuperficial lateral segue os gradientes topográficos do terreno. Ou seja, a área de contribuição (a) para o fluxo, em qualquer ponto, é dada pela área de captação específica definida a partir da superfície topográfica;
2. A descarga lateral em cada ponto está em equilíbrio com uma recarga estacionária (R), dada em m/h ;
3. A capacidade de fluxo lateral em cada ponto é representada pela equação “ $T \cdot \sin \theta$ ”, onde T é a transmissividade do solo (m^2/h) e θ é o ângulo de inclinação da encosta.

Essa variável trata-se do produto entre a condutividade hidráulica (m/h) e a espessura do solo, h (m).

As suposições (1) e (2) juntas implicam que a descarga lateral ‘q’, é o produto entre a recarga estacionária (R) e a área de captação específica (a), expressa em m^2/h , explicitada através da Equação (26):

$$q = Ra \quad (26)$$

A terceira proposição mostra que a condutividade hidráulica do solo é assumida pelo programa como constante. Desse modo, assume-se a condutividade uniforme de um manto de solo, sobre o substrato relativamente impermeável. Dessa forma, a umidade relativa é apresentada na Equação (27):

$$w = \min \left(\frac{Ra}{T \sin \theta} \right) \quad (27)$$

O valor máximo da umidade relativa é 1, pois a umidade excedente se torna escoamento superficial.

3.3.1.2 Modelo de Estabilidade

Em termos gerais, O SINMAP, calcula a probabilidade de um local ser estável, assumindo uma distribuição uniforme dos parâmetros de entrada ao longo da área de estudo dado através de um “intervalo de incerteza”.

O Fator de Segurança (FS) do modelo de estabilidade conhecido como talude infinito é calculado através da Equação (28):

$$FS = \frac{C + \cos \theta [1 - wr] \tan \varphi}{\sin \theta} \quad (28)$$

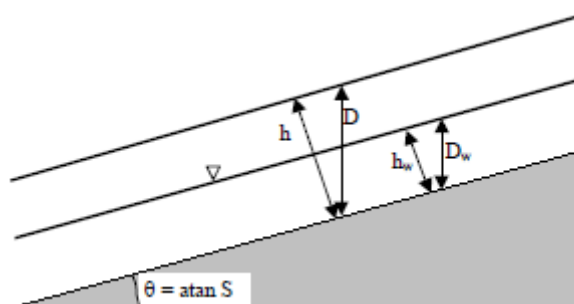
Onde: D é a profundidade vertical do solo (m); D_w é a profundidade vertical do nível de água dentro do solo (m); θ é o ângulo de inclinação da encosta; $h = D \cos \theta$ é a espessura do solo; C_r é a coesão das raízes (N/m²); C_s é a coesão do solo (N/m²); ρ_s é o peso específico úmido (kg/m³); ρ_w é o peso específico da água (kg/m³); g é a aceleração da gravidade (9,81 m/s²); C é a coesão adimensional dada por $C = C_r + C_s / (h \rho_s g)$; $w = D_w / D = h_w / h$; $r = \rho_w / \rho_s$. A coesão é utilizada nesse modelo em um formato adimensional, desse modo, a coesão atua sobre a estabilidade reduzindo o efeito da força normal atuante na encosta.

A Figura 20 apresenta a geometria assumida na Equação (28). No SINMAP, a espessura do solo (h), em metros, é especificada perpendicular à inclinação, em vez de verticalmente para baixo, como a profundidade (D).

A topografia é representada por meio do Modelo Digital do Terreno (MDT), consequentemente, a precisão dos resultados depende da precisão do mesmo (PARK et al., 2005). As incertezas dos parâmetros geotécnicos e hidrológicos da área de estudo é

incorporado no modelo através do uso de distribuições de probabilidade considerando os limites inferiores e superiores em parâmetros que apresentem grande variabilidade de resultados.

Figura 20 – Esquema do modelo de estabilidade do talude



Fonte: Pack et al. (2005).

Dessa maneira, o índice de estabilidade é definido como a probabilidade de uma região ser estável, assumindo distribuições uniformes de parâmetros, sobre esses intervalos de incerteza. Normalmente, os valores de SI podem variar entre 0 (menos estável) e 1 (mais estável). Podendo também assumir em alguns valores superiores à unidade.

O SINMAP classifica a área de estudo em seis classes de Índice de Estabilidade (SI): Estável, Moderadamente Estável, Quase Estável, Limiar Inferior, Limiar Superior e Incondicionalmente Instável. Em termos determinísticos as três primeiras classes possuem $FS > 1$, indicando que essas áreas não devem falhar com os parâmetros mais conservadores na faixa especificada (PACK et al., 1998). Para os Limiares Inferior e Superior, FS é menor que 1 e a probabilidade de ruptura é, respectivamente, menor e maior que 50%. Para a última classe de estabilidade, a probabilidade de ruptura é $> 90\%$.

De forma sucinta, Para $FS_{min} > 1$, o SI é o FS_{min} ($SI = FS_{min}$). Para áreas onde $FS_{min} < 1$, o $SI = Prob(FS > 1)$. Caso $FS_{max} < 1$, então $SI = Prob(FS > 1) = 0$. Devido a isso, Pack et al. (2005), propôs uma nova classificação dos valores do SI, relacionando essa variável com a suscetibilidade a deslizamentos rasos utilizando as seguintes classes: $0 < SI < 0,25$ (alta suscetibilidade); $0,25 < SI < 1,0$ (suscetibilidade média); $1,0 < SI < 1,5$ (baixa suscetibilidade); $1,5 < SI < 10$ (suscetibilidade muito baixa). Visto que, Regiões $SI > 1$ ($FS_{min} > 1$), $0 < SI < 1$ e $SI = 0$ ($FS_{max} < 1$). Essa tese adotou as classes $0 < SI < 1$, como representantes da área instável. A Tabela 13 apresenta as definições das classes de estabilidade, modificado de Pack et al. (2005), sugeridas por Menon Júnior (2016).

Tabela 13 – Definições das classes de estabilidade de encostas.

Condição	Classe	Estado Prévio	Margem de Parâmetro	Influências possíveis de fatores não modelados	Classes sugeridas
$SI > 1,5$	1	Estável	Margem de instabilidade não modelada	Significantes fatores desestabilizadores são exigidos para a instabilidade	Estável
$1,5 > SI > 1,25$	2	Moderadamente Estável	Margem de instabilidade não modelada	Moderados fatores desestabilizadores são exigidos para a instabilidade	Moderadamente Estável
$1,25 > SI > 1,0$	3	Quase Estável	Margem de instabilidade não modelada	Fatores desestabilizadores são exigidos para a instabilidade	Pouco Estável
$1,0 > SI > 0,5$	4	Limiar Inferior	Margem de média pessimista exigida para instabilidade	Fatores desestabilizadores não são exigidos para a instabilidade	Pouco Instável
$0,5 > SI > 0,0$	5	Limiar Superior	Margem de média otimista exigida pela estabilidade	Fatores estabilizadores podem ser responsáveis pela instabilidade	Moderadamente Instável
$0,0 > SI$	6	Instável	Margem de estabilidade não modelada	Fatores de estabilidade são exigidos para a estabilidade	Instável

Fonte: Melo (2021).

3.3.2 Dados de entrada do modelo

O software SINMAP possui interface gráfica, sendo executado por meio de um plugin (SINMAP) adicionado às ferramentas do ARCGIS, que contém a rotina automatizada dos cálculos do modelo SINMAP. Todas as opções de cálculo, parâmetros e diretórios dos arquivos usados pelo modelo são adicionados no próprio ARCGIS. O funcionamento do SINMAP consiste, basicamente, em abrir o arquivo do MDT no ARCGIS, selecionar a ferramenta SINMAP e inserir os parâmetros requeridos. Em seguida, o programa calcula e salva os resultados em uma série de arquivos.

Os dados de entrada espacialmente variáveis devem ser dispostos em grade, em formatos ASCII. Em síntese, os parâmetros necessários para aplicação do modelo são seis, entretanto θ e A provém do modelo digital do terreno (MDT) adicionado ao ARCGIS; ϕ , C , ρ_s e T/R são inseridos ao selecionar a ferramenta do SINMAP.

Uma vez que o SINMAP possui uma abordagem probabilística, podem-se definir limites inferiores e superiores para os parâmetros de entrada. Caso não se deseje utilizar esta abordagem, valores iguais para ambos os limites podem ser definidos. Vale ressaltar que a coesão adimensional (C) e a relação T/R (em metros) devem ser calculadas anteriormente a utilização do programa. Sobre a relação T/R (T/q), trata-se de um parâmetro único de entrada deste método, sendo a razão entre a transmissividade do solo (T) e a precipitação efetiva (q) (PINHO, 2019).

3.3.3 Dados de saída do modelo

Após inseridos os dados de entrada, são realizados automaticamente os cálculos pertinentes, por meio da ferramenta SINMAP, instalada no software ARCGIS. A ferramenta tem como saída (output), no endereço especificado, duas camadas em formato matricial (raster): uma com o resultado da modelagem do SINMAP em função de SI, e outra com este resultado classificado nas seis classes do modelo.

Essas classes compõem condições de estabilidade e saturação do solo, sendo elas: incondicionalmente estável e incondicionalmente instável, em função da quantidade de precipitação necessária para ocorrer deslizamentos, e as classes intermediárias ($0 < SI < 1,5$).

3.3.4 Limitações do modelo SINMAP

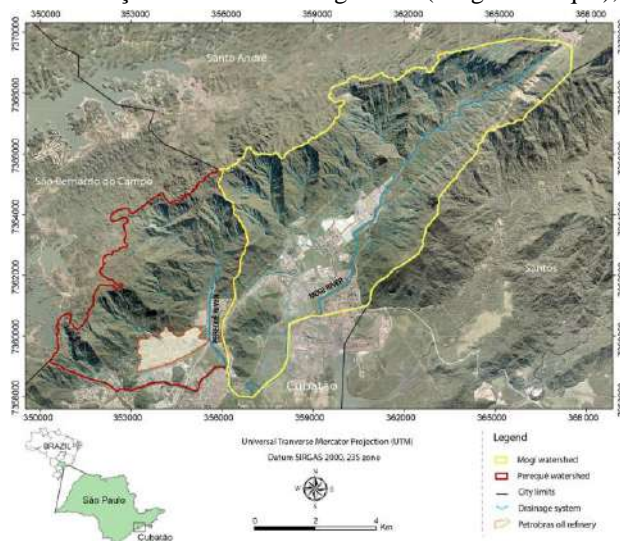
As limitações do modelo são pontuadas por Park et al. (2005). As principais limitações são:

- Devido a utilização do método do talude infinito, o SINMAP não se aplica em locais que apresenta deslizamentos profundos, incluindo deslizamentos rotacionais, fluxos de terra profundos e quedas;
- Não deve ser aplicado em locais sem os devidos parâmetros necessários para calibração do modelo;
- Não permite a modelagem dinâmica de eventos meteorológicos, devido a aplicação de um modelo hidrológicos estacionário;
- O modelo assume implicitamente que a espessura do solo (perpendicular a superfície da encosta) é constante.

3.3.5 Aplicação do modelo SINMAP

Cabral et al. (2022) aplicou o modelo SINMAP em duas bacias hidrográficas (Mogi e Perequê) em Cubatão, maior polo petroquímico da América Latina. A Figura 21 mostra a localização das bacias hidrográficas Perequê e Mogi. As bacias hidrográficas têm uma área conjunta de 86,9 km², com elevações que variam de 10 m a 1.060 m. A bacia Mogi possui 56,8 km², enquanto a bacia Perequê possui 30,1 km². Ambas estão dentro do contexto geomorfológico da Serra do Mar, que se trata de um conjunto de escarpas festonadas com uma face declinando abruptamente em direção ao Oceano Atlântico e a outra declinando suavemente para o interior. A região é caracterizada por um clima subtropical-úmido (classificação Cfa – Köppen), com temperaturas que variam de 17° a 36° durante o ano. O índice pluviométrico médio anual em Cubatão pode ultrapassar 3.300 mm, chegando a mais de 4.000 mm em alguns anos (KANJI et al., 2007).

Figura 21 – Localização das bacias hidrográficas (Mogi e Perequê), São Paulo, Brasil.



Fonte: Cabral et al. (2022)

Os parâmetros topográficos requeridos pelo modelo foram extraídos do MDE (Modelo Digital de Elevação). Os parâmetros geotécnicos, por sua vez, são baseados em amostras de solo coluviais coletadas na área de estudo, apresentadas em Wolle e Carvalho (1994). Após o desenvolvimento dos mapas de suscetibilidade, estes foram validados por meio de um inventário de cicatrizes de escorregamento do evento de 1985, utilizando a metodologia Receiver Operating Characteristics (ROC). O evento de 1985 foi escolhido para validar os resultados da modelagem, devido às suas grandes proporções e ampla distribuição espacial tanto no Perequê quanto em Mogi. Segundo dados pluviométricos do Sistema de Gestão de Recursos Hídricos do Departamento de Águas e Energia do Estado de São Paulo (DAEE), o

evento foi desencadeado por uma chuva de 265 mm em 24 horas (entre os dias 23 e 24 de janeiro).

A metodologia foi baseada na elaboração de três cenários diferentes: O cenário 1 - baseado nos valores mínimos dos parâmetros geotécnicos do solo coluvial; O cenário 2 - baseado nos valores médios dos parâmetros geotécnicos e o cenário 3 baseado nos valores máximos dos mesmos. Os parâmetros de entrada utilizado em cada um dos cenários são apresentados na Tabela 14. O SINMAP considera fatores climáticos e hidrogeológicos em seus dados de entrada, através do parâmetro T/q (transmissividade do solo/precipitação efetiva). A precipitação efetiva, aqui definida como a precipitação total menos evapotranspiração e infiltração (MEISINA; SCARABELLI, 2007), é assumida como 75% da precipitação total em 24 horas. A condutividade hidráulica saturada (K_s) varia de 10^{-6} m s^{-1} a 10^{-4} m s^{-1} (WOLLE; CARVALHO, 1994).

Tabela 14 – Parâmetros Geotécnicos.

Parâmetros		Cenários		
		1	2	3
Coesão (adimensional)	mín.	0,0406	0,992	0,1572
	máx.	0,0614	0,1250	0,1984
Ângulo de atrito (°)	mín.	34,0	33,0	32,0
	máx.	38,0	37,0	36,0
Transmissividade ($\text{m}^2 \text{h}^{-1}$)	mín.	0,0036	0,0036	0,0036
	máx.	1,0800	1,0800	1,0800
Chuva efetiva (m h^{-1})		0,0083	0,0083	0,0083
Transmissividade / chuva efetiva (m)	mín.	0,43	0,43	0,43
	máx.	130,12	130,12	130,12

Fonte: Cabral et al. (2022).

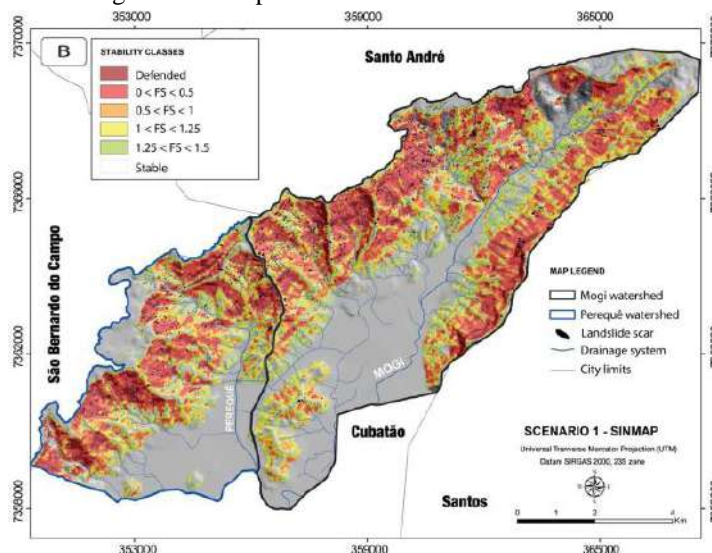
No cenário 1, 42,5% da bacia do Perequê é classificada como potencialmente instável ($SI < 1$), com 75% das cicatrizes de deslizamento em áreas potencialmente instáveis. Na bacia Mogi, 36,20% da bacia é classificada como potencialmente instável, com 71,20% das cicatrizes de deslizamento em áreas que indicam instabilidade.

Os resultados do cenário 2 apontam que, 13,4% da bacia do Perequê é classificada como potencialmente instável e 25,1% das cicatrizes de deslizamento estão dentro dessas áreas potencialmente instáveis. 9,9% da bacia hidrográfica de Mogi é classificada como potencialmente instável, com 25,1% das cicatrizes de deslizamento em classes instáveis.

Ao aplicar os parâmetros do cenário 3, 23,8% da bacia do Perequê é classificada como potencialmente instável, com 40,6% das cicatrizes de deslizamento em áreas potencialmente instáveis. 23,5% da bacia de Mogi é classificada como potencialmente instável, com 49,9% das cicatrizes de deslizamento em áreas que indicam instabilidade.

Comparando os três cenários através da análise ROC, o cenário 1 se destaca com uma AUC maior que os cenários 2 e 3. Com o cenário 1, o SINMAP apresenta maior acurácia global (0,749 e 0,725 para Mogi e Perequê, respectivamente), contra um desempenho ligeiramente inferior do cenário 2 (0,747 e 0,712, respectivamente) e do cenário 3 (0,72 e 0,70, respectivamente). Devido o melhor desempenho dos resultados do Cenário 1, o mapa de suscetibilidade resultante desse cenário está apresentando na Figura 22.

Figura 22 – Mapas de suscetibilidade do Cenário 1.



Fonte: Cabral et al. (2022).

Cabral et al. (2022) concluiu o desempenho mais conservador de ambos os cenários 3 e 2 destaca como os parâmetros de entrada impactam nos cenários de suscetibilidade dados pelo SINMAP. Desse modo, os resultados do Cenário 1 foram mais semelhantes ao evento 1985. O Cenário 3 foi mais conservador, muitas vezes deixando de identificar áreas potencialmente instáveis. O Cenário 2 teve um desempenho semelhante ao Cenário 1.

A Tabela 15 apresenta de forma sucinta algumas experiências brasileiras e internacionais na aplicação de modelos matemáticos para o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade.

Tabela 15 – Resumo de algumas experiências brasileiras e internacionais na aplicação do modelo SINMAP para o desenvolvimento de mapas de suscetibilidade.

Autor(es)	Local de aplicação	Modelos utilizados	Parâmetros geotécnicos e hidrológicos	Área	Evento pluviométrico	Método de validação	Conclusão
Michel et al. (2014)*	Bacia do Rio Cunha (SC)	SHALSTAB ¹ e SINMAP ⁷	Parâmetros constantes para toda a área em análise determinados por meio de ensaios	16,2 km ²	15,33mm em 24h	Foram aplicados dois índices: índice de sucesso (SuI) e índice de erro (ErI)	<ul style="list-style-type: none"> - Ambos os modelos apresentaram resultados semelhantes; - Locais com declividades acentuadas, áreas com relevo côncavo e com maiores áreas de contribuição apresentam índices de estabilidade mais baixos; - O SHALSTAB classificou 6% da área total como instável; - O SINMAP classificou 30% da área total como instável; - O SHALSTAB quando calibrado corretamente apresenta resultados mais precisos; - O SINMAP apresentou melhor previsão das cicatrizes de deslizamento, porém superestima as áreas instáveis. - Três modelos de base física (Iverson, SLIP e TRIGRS) apresentaram desempenho moderadamente bom considerando as altas incertezas das propriedades mecânicas e hidráulicas do solo - % área instável ($FS \leq 1.0$) - Iverson: 3,9%; SLIP: 2,1%; TRIGRS: 4,3%. - AUC - Iverson: 0,796; SLIP: 0,905; TRIGRS: 0,807. - %LRFS<1 - Iverson: 97,13; SLIP: 95,94; TRIGRS: 97,45. - A análise ROC e %LRclass são consideradas técnicas úteis para avaliar o desempenho da modelagem de escorregamentos.
Nery e Vieira (2014)	Bacia da Ultrafértil na Serra do Mar, São Paulo, Brazil.	SINMAP	Os intervalos dos parâmetros geotécnicos utilizados foram retirados de estudos realizadas dentro da área de interesse.	2,5 km ²	380 mm em 48 h.	A localização das áreas críticas previstas pelo modelo é comparada com as cicatrizes de deslizamentos.	<ul style="list-style-type: none"> - As vertentes convexas e retilíneas com ângulos entre 30 e 50 foram mais suscetíveis a deslizamentos rasos; - Os deslizamentos se concentraram principalmente entre as elevações altimétricas de 200 e 600 m em encostas com ângulos entre 30° e 50°. - O modelo previu que 90% dos deslizamentos ocorreriam em locais classificados como instáveis. - Os limites inferior e superior abrangeram mais de 66% da bacia, caracterizando a bacia como uma região com alta probabilidade de deslizamentos. - O modelo SINMAP apresentou resultados satisfatórios, prevendo aproximadamente 90% dos deslizamentos ocorridos em janeiro de 1985.

Bueechi et al. (2018)	Cordilheira Branca (Peru)	SINMAP	Aplicou-se os parâmetros default propostos pelos autores Pack et al. (1998).	2861 km ²	-	Aplicação da metodologia <i>Receiver Operator Characteristic (ROC)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Os resultados realizados pela análise ROC apresentaram uma área sob a curva (AUC) de 0,567 e 0,625; - Os autores consideraram este desempenho como satisfatório ao comparar os resultados obtidos com outros modelos de suscetibilidade.
Domènech, Alvioli e Corominas (2020)	Vale do Barcedana, na Bacia do Tremp.	SINMAP	Obtidos através da literatura. Adotou-se a parâmetros distintos para cada zona de propriedade.	25 km ²	-	Aplicação da metodologia <i>Receiver Operator Characteristic (ROC)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - A maioria das cicatrizes de deslizamentos são encontradas nas classes de alta suscetibilidade; - Os resultados realizados pela análise ROC indicam um bom desempenho do modelo com área sob a curva (AUC) de 0,87;
Melo et al. (2020)	Lagoa Encantada, Recife	SINMAP e HYDRUS-1D	Os parâmetros geotécnicos foram retirados de estudos realizadas dentro da área de estudo.	6 km ²	-	A localização das áreas críticas previstas pelo modelo é comparada com as cicatrizes de deslizamentos	<ul style="list-style-type: none"> - No cenário 1 é verificado a estabilidade da área em períodos mais secos, porém mesmo a recarga subterrânea sendo baixa, há instabilidade na encosta, nos pontos mais íngremes. - No cenário 2 é verificado, devido a maior precipitação, o mapa de suscetibilidade do SINMAP mostrou um aumento nas áreas suscetíveis a deslizamentos. - A avaliação dos dois cenários mostrou que, os deslizamentos de terra não são causados apenas pela chuva, mas também pela declividade excessiva do terreno e outros fatores associados. - No Cenário 1 (pouca chuva), 55% dos casos registrados estão em situação instável. Com o aumento da precipitação para o cenário 2, que apresenta a maior recarga, há um aumento do percentual de casos de deslizamento nas áreas de instabilidade para 77%.
Pinho Augusto Filho (2022)	Serra do Mar, São Paulo, Brasil	SINMAP	As propriedades dos vários solos da área de estudo estão disponíveis no próprio artigo.	-	210 mm por 2 h	Foram aplicados quatro índices: Concentração de Cicatrizes (CC), Potencial de Escorregamento (LP), Índice de sucesso (IS) e Índice de erro (IE).	<ul style="list-style-type: none"> - SINMAP e TRIGRS produziram uma distribuição semelhante de áreas instáveis ($SF \leq 1,0$); - Os resultados das simulações do SINMAP foram muito conservadores, pois quase toda a bacias foi categorizada como instável; - A profundidade menos estável foi de 2,0m. - SINMAP não prevê adequadamente os deslizamentos de terra que ocorrem sob condições não saturadas.

LEGENDA:

*Pesquisas brasileiras.

NOTAS:

⁷ O SINMAP calcula o Índice de Estabilidade (SI) que é definido como a probabilidade de um local ser estável – $SI = \text{Prob}(FS > 1.0)$. Desse modo, o modelo classifica automaticamente o resultado gerado em seis classes: a) Incondicionalmente estável ($SI > 1.5$); b) Moderadamente estável ($1.5 > SI > 1.25$); c) Quase estável ($1.25 > SI > 1.0$); d) Limite inferior de estabilidade ($1.0 > SI > 0.5$); e) Limiar superior de estabilidade ($0.5 > SI > 0.0$); f) Instabilidade incondicional ($SI > 0.0$).

Fonte: A autora (2022)

3.4 VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS – L_R CLASS

Os resultados gerados pelo TRIGRS, SHALSTAB e SINMAP podem ser comparados com os locais onde, de fato, ocorreram deslizamentos por meio de vários métodos a fim de verificar o desempenho do modelo. No entanto, nessa tese será utilizado o método L_R class - Landslide Ratio of each FS Class – traduzido como taxa de deslizamento para cada classe de FS.

A metodologia L_R Class foi proposta por Park, Nikhil e Lee (2013) e representa a relação entre a porcentagem de deslizamentos dentro de uma classe específica do Fator de Segurança (FS) em comparação com o registro de ocorrência de deslizamentos (MARIN; VELASQUEZ; SÁNCHEZ, 2021).

Esse método surgiu como uma alternativa a outros índices de desempenho, como a curva ROC (Receiver Operating Characteristic Curve), que necessita da área precisa dos deslizamentos para fornecer resultados confiáveis (PARK; NIKHIL; LEE, 2013). Em outras palavras, este índice foi desenvolvido para verificação do desempenho de modelos matemáticos aplicados em regiões onde o registro de deslizamentos é composto por pontos, ou seja, os locais são conhecidos, mas os limites das cicatrizes do deslizamento não (TRAN et al., 2017).

Pode-se calcular o LR_{class} para uma determinada faixa (classe) de FS utilizando a Equação (29).

$$L_R = \frac{c}{d} \quad (29)$$

Em que: c é a porcentagem dos deslizamentos contidos dentro da área de uma determinada classe de FS em relação ao número total de eventos; e d é a porcentagem da área da respectiva classe de FS, prevista pelo modelo, em relação a área total da área de estudo. O resultado quantitativo em porcentagem da área com $FS \leq 1,00$ ($\%LR_{FS \leq 1}$) é dado pela razão entre o $LR_{FS \leq 1}$ pelo somatório das demais LR_{class} calculadas para outras classes de FS, conforme o expresso pela Equação (30).

$$\% LR_{FS < 1} = \frac{LR_{FS < 1}}{\sum LR_{class}} \quad (30)$$

As Equações apresentadas mostram que quanto maior a porcentagem de ocorrências localizadas dentro da área classificada como instável ($FS \leq 1,00$), maior será a $\% LR_{FS \leq 1}$. Entretanto, os resultados também são influenciados pelo tamanho relativo da área prevista como instável, de modo que, quanto menor a área prevista, maior será $LR_{FS < 1}$, e, consequentemente, a precisão do mapa de suscetibilidade gerado. Por fim, conclui-se que a $\%LR_{class}$ indica a chance em porcentagem de um deslizamento ocorrido na área de estudo estar incluído na área prevista como instável ($FS \leq 1,00$).

A Tabela 16 apresenta o resultado obtido em pesquisas que utilizaram essa metodologia.

Tabela 16 – LR_{class} de pesquisas realizadas com TRIGRS.

Autor(es)	$LR_{FS \leq 1}$ (%)
Park, Nikhil e Lee (2013)	70,30
Viet et al. (2017)	75,87
Tran et al. (2017)	64,18
Marin, Velasquez e Sánchez (2021)	97,45

Fonte: A Autora (2022).

Conforme o apresentado na Tabela 16 os resultados calculados por Park, Nikhil e Lee (2013), criador dessa metodologia, para sua área de estudo, foi superior a 70%, sendo considerado, pelos autores, um bom resultado. A Tabela 17 apresenta a validação realizada por Park, Nikhil e Lee (2013), assim como o modelo de tabela utilizado para a realização dos cálculos dessa tese.

Tabela 17 – Validação realizada por Park, Nikhil e Lee (2013)

Classe de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamentos (c) = a/b	% Área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e) = c/d	$\%LR_{class}$ =e/f
$FS \leq 1,0$	49	33,33 %	2,99 %	11,14	70,30 %
$1,0 < FS \leq 1,2$	59	40,14 %	13,68 %	2,93	18,51 %
		.			
		.			
		.			

2,0 < FS	6	4,08 %	31,39 %	0,13	0,82 %
Somatório	147 (b)	100 %	100 %	15,85 (f)	100 %

Fonte: Adaptado de Park, Nikhil e Lee (2013).

3.5 SÍNTESE DO CAPÍTULO

Os Modelos TRIGRS, SHALSTAB e SINMAP são softwares desenvolvidos pela aplicáveis em áreas propensas a deslizamentos translacionais induzidos por precipitação. Essas ferramentas combinam um modelo de infiltração e roteamento de águas pluviais com um modelo de análise de estabilidade para calcular os efeitos da chuva na estabilidade de taludes em escala regional.

O TRIGRS, SHALSTAB e SINMAP calcula o fator de segurança (FS) utilizando o método do talude infinito. Os resultados gerados pelos modelos, podem ser comparados com os locais onde, de fato, ocorreram deslizamentos. Existem diversos métodos para validar esses resultados, no entanto, nessa tese será utilizado o método L_R class. Desenvolvido para classificação do desempenho de modelos aplicados em regiões onde os deslizamentos ocorridos são representados por pontos.

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE CAMPO

Neste Capítulo serão abordados aspectos no que diz respeito à caracterização da área de estudo, com localização da encosta estudada, descrição de aspectos climáticos e geológicos e histórico de deslizamentos da área. A investigação geológica – geotécnica realizada também será abordada, com ênfase nas atividades de campo referentes às investigações de superfície (mapeamento geológico), as investigações de subsuperfície (sondagens de simples reconhecimento e caracterização geológica), ensaios “in situ” (determinação de perfis de umidade e ensaios “guelph”), uma abordagem a respeito da amostragem realizada no local e, por fim, a campanha de instrumentação (através de inclinômetros e pluviômetro)

4.1 ASPECTOS GERAIS DA ÁREA DE ESTUDO

A Região Metropolitana do Recife – RMR, encontra-se localizada numa faixa de 80 quilômetros de comprimento ao longo da costa do Estado de Pernambuco no nordeste do Brasil. Tratando-se da área, a RMR tem 2768 km², correspondendo a 2,82% da área total do estado.

A área de estudo localiza-se na RMR e abrange predominantemente o bairro de Passarinho e trecho do Brejo do Beberibe, tangenciando ainda o bairro de Dois Unidos, conforme Figura 23 e Figura 24. A encosta tem por nome “Alto de Santa Tereza” e fica na Av. Chagas Ferreira e apresenta altitude máxima de 78m e mínima de 23m e 414 m de comprimento, com área de 145.600 m².

A microbacia delimitada para essa pesquisa está situada em território urbano com intenso processo de urbanização que vem ocupando os espaços ambientais frágeis, provocando o desequilíbrio ecológico e o aumento progressivo da poluição dos recursos naturais. Em campo são identificados ocupações irregulares, declividade acentuada, cortes, acúmulo de lixo e entulho em alguns locais, encanamentos expostos e outros fatores que favorecem a ocorrência de deslizamentos (Figura 25).

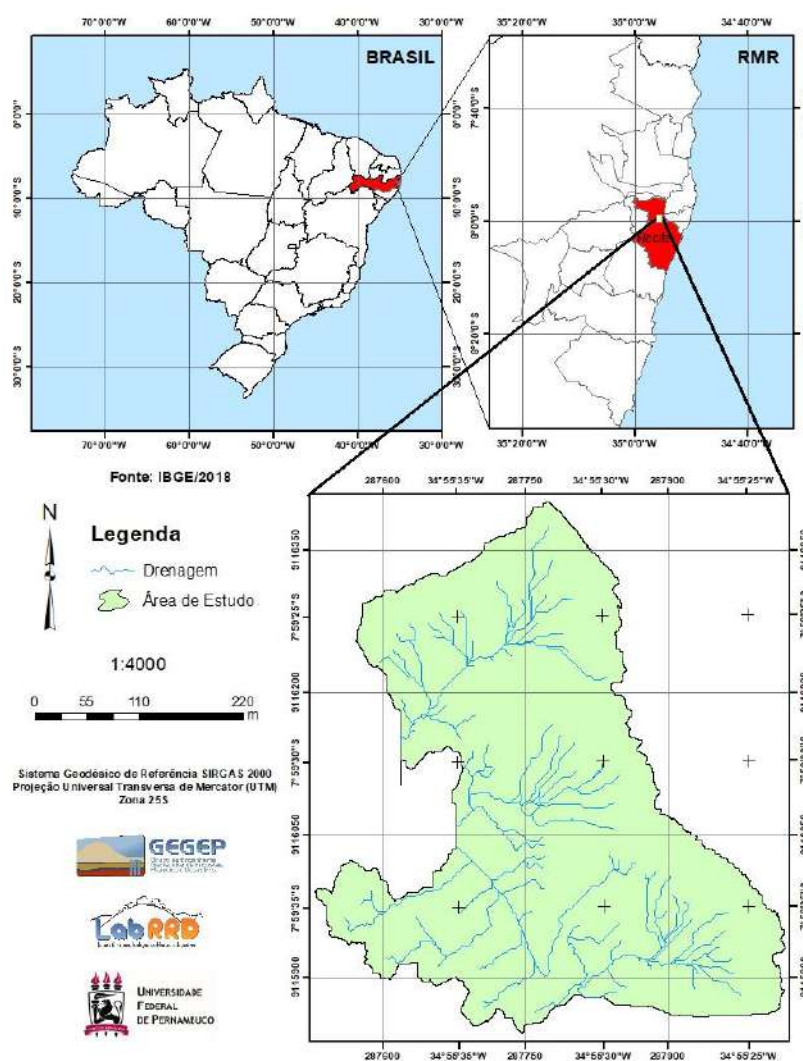
Oficialmente, pelos dados da Prefeitura do Recife, Passarinho possui uma população residente de 20.305 habitantes¹. A metade da população que é “oficialmente reconhecida” chegou ao local no início da década de 1980, com a migração de quinhentas famílias do

¹ Informação disponível em: <https://www2.recife.pe.gov.br/servico/passarinho?op=NTI4Mg==>

Morro da Conceição. Na época, o cenário era de uma mata fechada, cortada pelo Rio Passarinho.

De lá para cá, a ausência do poder público no bairro traz muitos problemas de ocupação em áreas de risco. Além disso, a comunidade de Passarinho já vem sofrendo a bastante tempo, tanto com problemas de energia como com a questão de água. No início de sua habitação, os moradores não tinham energia elétrica. Puxavam clandestinamente através de gambiarras de postes fixados no Alto da Bondade. A Celpe só implantou o sistema de energia elétrica, seis anos depois (1995), após muitos prejuízos com os curtos-circuitos².

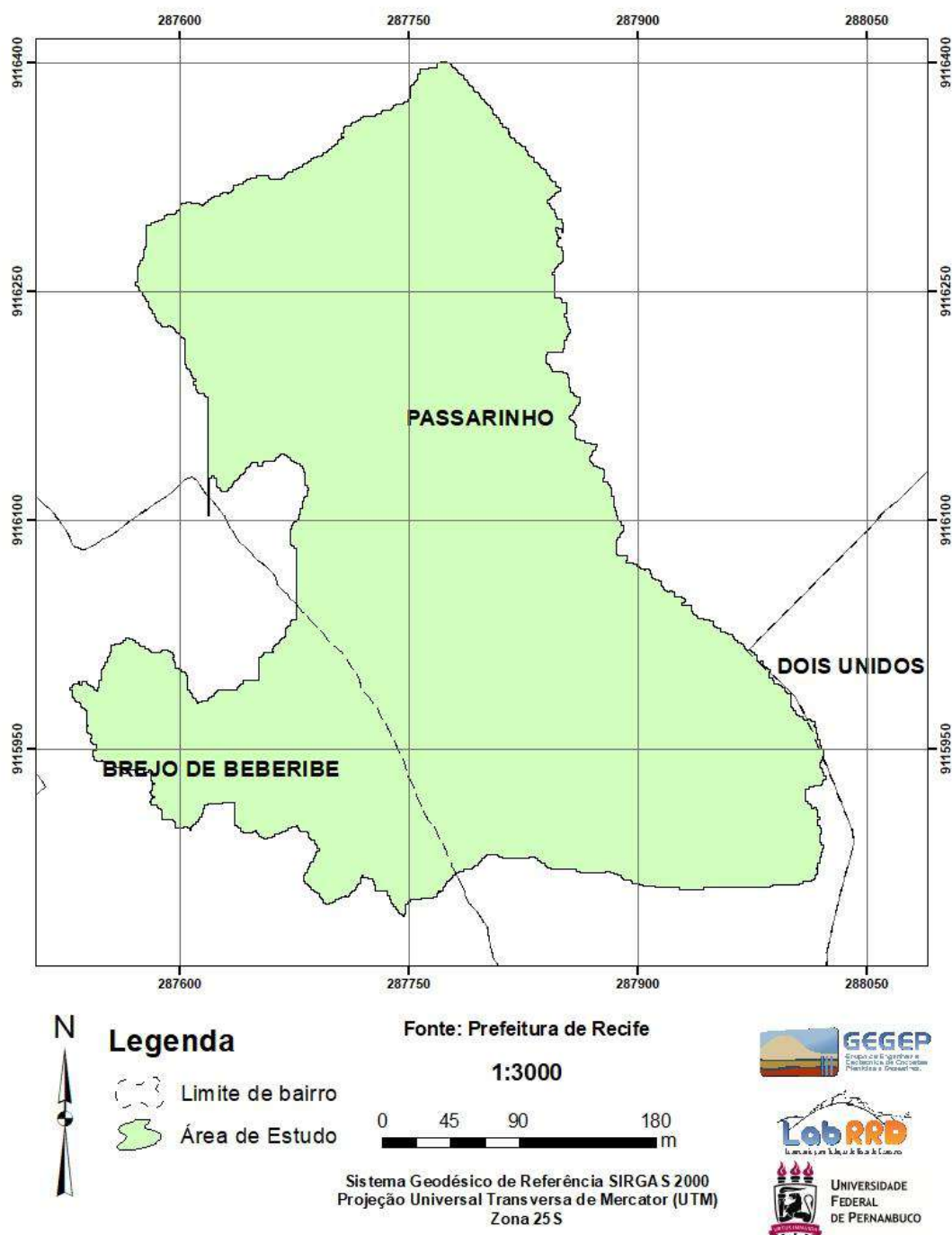
Figura 23 – Localização da área de estudo, encosta “Alto de Santa Tereza”.



Fonte: A Autora (2022)

² Informações disponíveis em: <https://vozesdazonanorte.blogspot.com/2013/01/passarinho-alto-o-bairro-mais.html>. Acesso em: 02 de junho de 2019.

Figura 24 – Bairros interceptados pela área de estudo



Fonte: A Autora (2022)

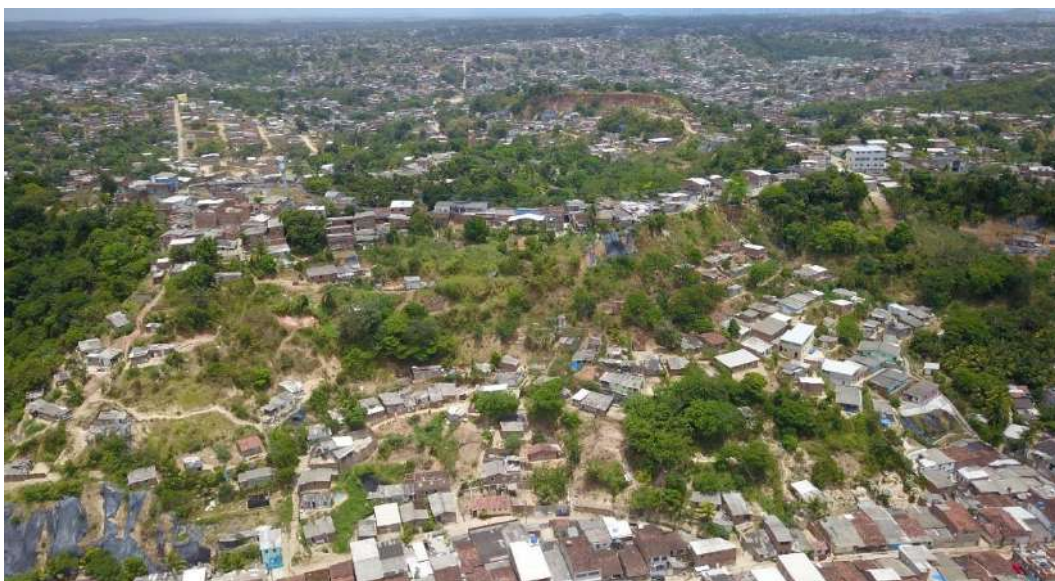
Quanto a questão da água, os moradores iam buscar em carros de mão, carroças ou em galões, a quase dois quilômetros de distância, no Alto da Bondade ou Alto do Sol Nascente, após a escola ministro Marcos Freyre. O sistema de esgoto já havia sido implantado desde o início, entretanto, o sistema de água só veio surgir em 1999.

Nesses últimos anos a população da comunidade cresceu bastante com a ocupação de várias encostas, a demanda aumentou e o sistema de distribuição de água continua o mesmo.

Isso tem provocado precariedade no abastecimento em algumas residências, já que muitas ligações irregulares foram feitas neste período e o desperdício é gritante.

Entretanto, em janeiro de 2017 foram realizadas algumas melhorias como a pavimentação da Avenida Chagas Ferreira, que passa no topo da encosta (Figura 26). Além disso, foi realizada a drenagem, assim como a construção de uma escadaria do topo até o meio da encosta (Figura 27).

Figura 25 – Imagem detalhada da encosta estudada, “Alto de Santa Tereza”.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 26 – Situação da Avenida Chagas Ferreira a) antes e b) depois da pavimentação.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 27 – Escadaria no topo da encosta.



Fonte: A Autora (2022)

4.1.1 Aspectos Climáticos

Saboya et al. (2021) efetivaram os métodos de classificação climática Thornthwaite & Mather e Köppen para Recife - PE, Brasil. Foram utilizados os valores médios mensais de precipitação e temperatura do ar adquiridos do banco de dados da estação meteorológica pertencente ao Instituto Nacional de Meteorologia, correspondente ao período de 1962 a 2018.

O poder de evapotranspiração foi de 23,5% abaixo dos índices pluviais registrados, enquanto a precipitação foi superior à evaporação 60,5%. O excedente hídrico ocorre dentre os meses de abril a julho e totalizam 727,6 mm, a deficiência hídrica registra-se entre os meses de outubro a fevereiro (287,4 mm) na série dos dados estudada. Segundo a classificação de Köppen o clima de Recife é do tipo Am, (clima de monção), enquanto segundo a classificação de Thornthwaite para o município Recife é caracterizado como megatérmico com moderado excesso de verão, pequena ou nenhuma deficiência de água (wrA'a').

A temperatura média anual é de 25,7 °C e suas oscilações mensais oscilam entre 24 °C no mês de junho a 26,9 °C em fevereiro. A umidade relativa do ar é alta, variando entre

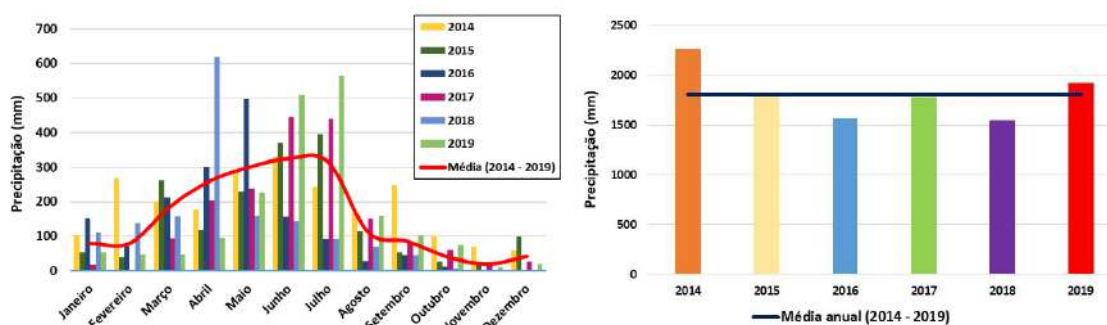
79,2% e 90,7% nos meses mais chuvosos, entre abril e julho, chegando a atingir 100% em alguns municípios, como é o caso do Recife.

Segundo Bandeira (2010), observa-se que entre os meses de março a agosto, há um período chuvoso concentrado, com médias mensais maiores que 150 mm. Este período é considerado de alerta para as defesas civis da Região Metropolitana do Recife. As precipitações máximas mensais ocorreram nos meses de maio, junho e julho, com médias mensais maiores que 300 mm de chuva. O período que vai de setembro a fevereiro apresenta em média baixa precipitação pluviométrica mensal. Especificamente no município do Recife, o total médio anual de precipitação é de 2.243 mm (Bandeira, 2010).

O mapa exibido na Figura 31 apresenta a posição de dois pluviômetros automáticos do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), e um pluviômetro do GESEP instalado pela autora na área de estudo. Os pluviômetros Dois Unidos (código: 261160606A) e Nova Descoberta (código: 261160605A) encontram-se localizados fora da área de estudo, a 1,69 e 1,14 km, respectivamente. Porém devido à sua proximidade, os dados aferidos por estes também são considerados nas seguintes análises.

A Figura 28 e a Tabela 18 apresentam as precipitações mensais e anuais ocorridas na área de estudo no período de 2014 a 2019 registradas pelo pluviômetro Dois Unidos. Destaca-se que os dados pluviométricos apresentados foram disponibilizados pelo CEMADEN.

Figura 28 – Precipitações: (a) mensais e (b) anuais registradas no período de 2014 a 2019 e a média do período (pluviômetro Dois Unidos).



Fonte: A Autora (2022)

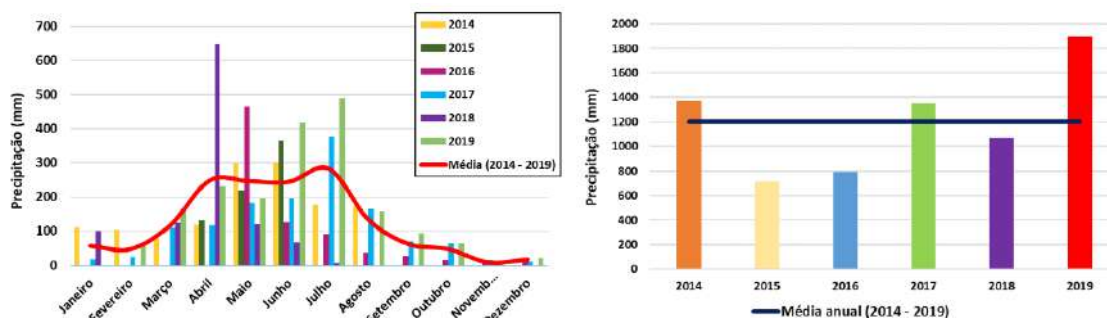
Tabela 18 – Precipitações mensais e anuais do pluviômetro Dois Unidos (período de 2014 a 2019).

Meses	2014	2015	2016	2017	2018	2019	Média
jan	103,65	55,08	152,06	18,18	111,45	54,97	82,56
fev	266,85	40,26	72,85	2,77	138,59	48,78	95,017
mar	201,02	261,477	211,71	92,99	158,14	49,31	162,44
abr	177,18	119,61	302,23	203,7	618,54	95,08	252,72
mai	289,7	229,54	496,82	238,56	159,12	227,04	273,46
jun	330,83	371,19	156,14	445,85	143,27	509,95	326,20
jul	244,57	395,51	91,87	439,55	91,91	565,82	304,87
ago	169,31	114,57	28,63	151,65	69,99	159,58	115,62
set	247,31	53,67	45,34	78,96	45,75	103,94	95,82
out	103,165	27,4	12,24	61,72	7,89	75,47	47,98
nov	70,2	20,48	0,4	16,37	0	11,44	19,81
dez	59,1	99,56	1,38	27,26	0	19,91	34,53
Total	2262,885	1788,347	1571,67	1777,56	1544,65	1921,29	1811,06

Fonte: A Autora (2022)

A Figura 29 e a Tabela 19 apresentam as precipitações mensais e anuais ocorridas na área de estudo no período de 2014 a 2019 registradas pelo pluviômetro Nova Descoberta. Vale ressaltar que em alguns meses dos anos registrados, o pluviômetro não funcionou, por isso não se tem as informações completas de todos os anos.

Figura 29 – Precipitações: (a) mensais e (b) anuais registradas no período de 2014 a 2019 e a média do período (pluviômetro Nova Descoberta).



Fonte: A Autora (2022)

Tabela 19 – Precipitações mensais e anuais do pluviômetro Nova Descoberta (período de 2014 a 2019).

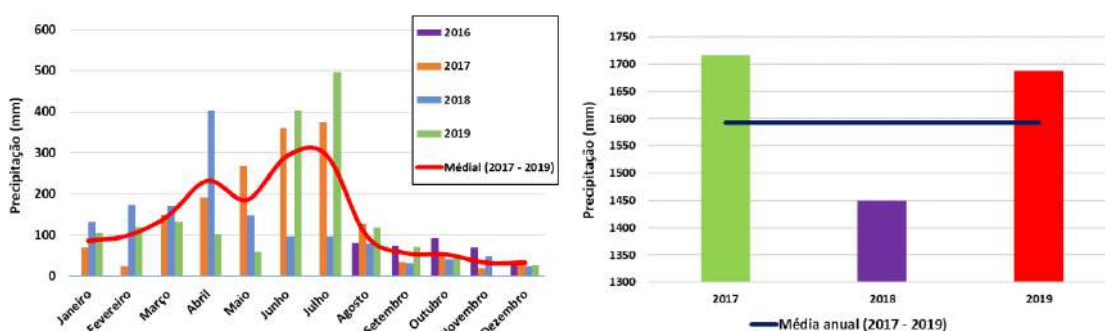
Meses	2014	2015	2016	2017	2018	2019	Média
jan	112,13	-	-	18,18	100,86	2,19	58,34
fev	104,53	-	-	24,67	0,2	63,56	48,24
mar	77,2	-	-	110,39	124,41	156,72	117,18
abr	119,18	132,53	-	117,24	646,72	231,42	249,41
mai	299,1	218,95	465,24	182,42	121,87	194,8	247,063
jun	300,29	364,4	127,44	195,06	67,6	419,63	245,73
jul	178,28	-	90,18	376,45	7,28	488,82	228,20

ago	173,955	-	37,5	165,43	0	159,37	107,25
set	-	-	26,65	69,69	0	93,91	47,562
out	-	-	15,41	65,28	0	64,85	36,38
nov	-	-	11,05	15,58	0	2,99	7,405
dez	-	-	21,17	9,93	0	22,18	13,32
Total	1364,665	715,88	794,64	1350,32	1068,94	1900,44	1406,10

Fonte: A Autora (2022)

Por fim, a Figura 30 e a Tabela 20 apresentam as precipitações mensais e anuais ocorridas na área de estudo no período de 2016 a 2019 registradas pelo pluviômetro do GEGEP.

Figura 30 – Precipitações: (a) mensais e (b) anuais registradas no período de 2017 a 2019 e a média do período (pluviômetro GEGEP).



Fonte: A Autora (2022)

Tabela 20 – Precipitações mensais e anuais do pluviômetro Nova Descoberta (período de 2016 a 2019).

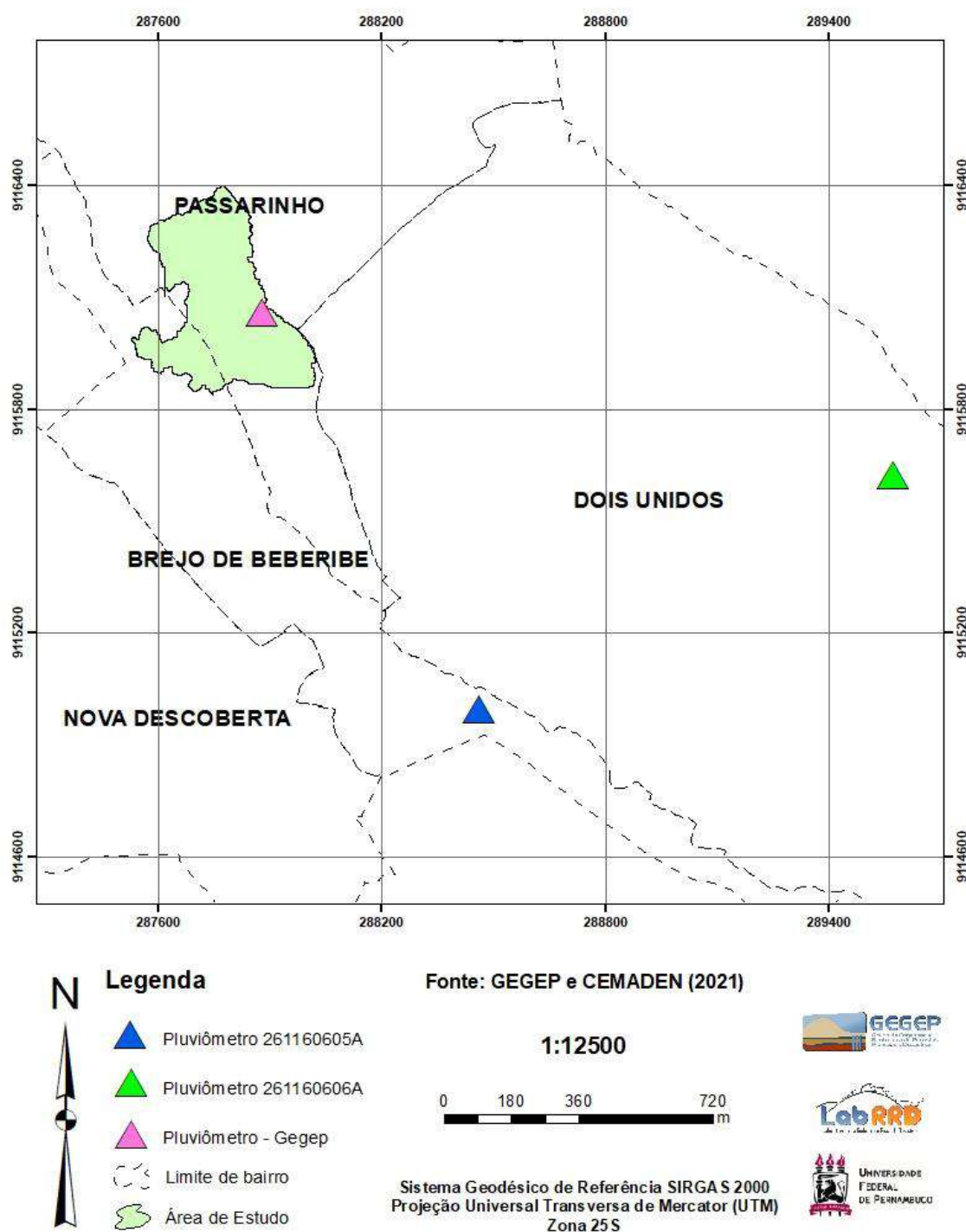
Meses	2016	2017	2018	2019	Média
jan	-	69,2	133,3	103,8	102,1
fev	-	25,2	173,3	120	106,1667
mar	-	149,5	170,2	133,6	151,1
abr	-	191,2	402,4	103,1	232,23
mai	-	269,2	148	59,3	158,83
jun	-	360,9	97,3	401,8	286,67
jul	-	375,7	96,5	496,3	322,83
ago	82,2	128,4	80,4	117,7	102,17
set	75,1	35,8	32	72	53,72
out	92,9	52	42	51,9	59,7
nov	70,2	20,4	49,3	0,2	35,02
dez	31,8	38,6	25,5	27,7	30,9
Total	352,2	1716,1	1450,2	1687,4	1641,45

Fonte: A Autora (2022)

Observa-se que as chuvas estão concentradas nos meses de março a agosto, com precipitações máximas mensais variando na faixa de 100mm a 646,72mm, aproximadamente. Observa-se, também, que as máximas precipitações dos últimos 6 anos ocorreram entre os

meses de maio e julho. O período que vai de setembro a fevereiro pode ser considerado de baixa precipitação pluviométrica. Excepcionalmente, nos anos de 2014, 2016, e 2018 ocorreu intensa precipitação nos meses de janeiro e fevereiro, com máxima de 266,85 mm em fevereiro de 2014. O ano de 2014 apresenta maior precipitação anual, de acordo com os registros do pluviômetro de Dois Unidos (2263 mm).

Figura 31 – Posição dos pluviômetros automáticos do CEMADEN e do pluviômetro do GESEP em relação a área de estudo.



Fonte: A Autora (2022)

4.1.2 Aspectos Geológicos

O mapa com as principais unidades geológicas identificadas na área de estudo é apresentado na Figura 32. Através da análise do mapa é possível identificar a existência de

duas unidades geológicas distintas, a Formação Barreiras que aflora em posições mais elevadas e a presença de sedimentos aluvionares em áreas planas localizadas no fundo do vale. O mapa foi gerado com os pontos analisados em campo durante investigação geológica. Mais adiante serão apresentadas as etapas da investigação de campo.

Os sedimentos aluvionares correspondem às superfícies baixas e planas, limitadas pelas unidades vertentes, onde predominam os processos de deposição. Os solos encontrados nessa unidade são os aluviais, formados a partir da deposição de sedimentos fluviais não consolidados de natureza e granulometria variadas (PFALTZGRAFF, 2003).

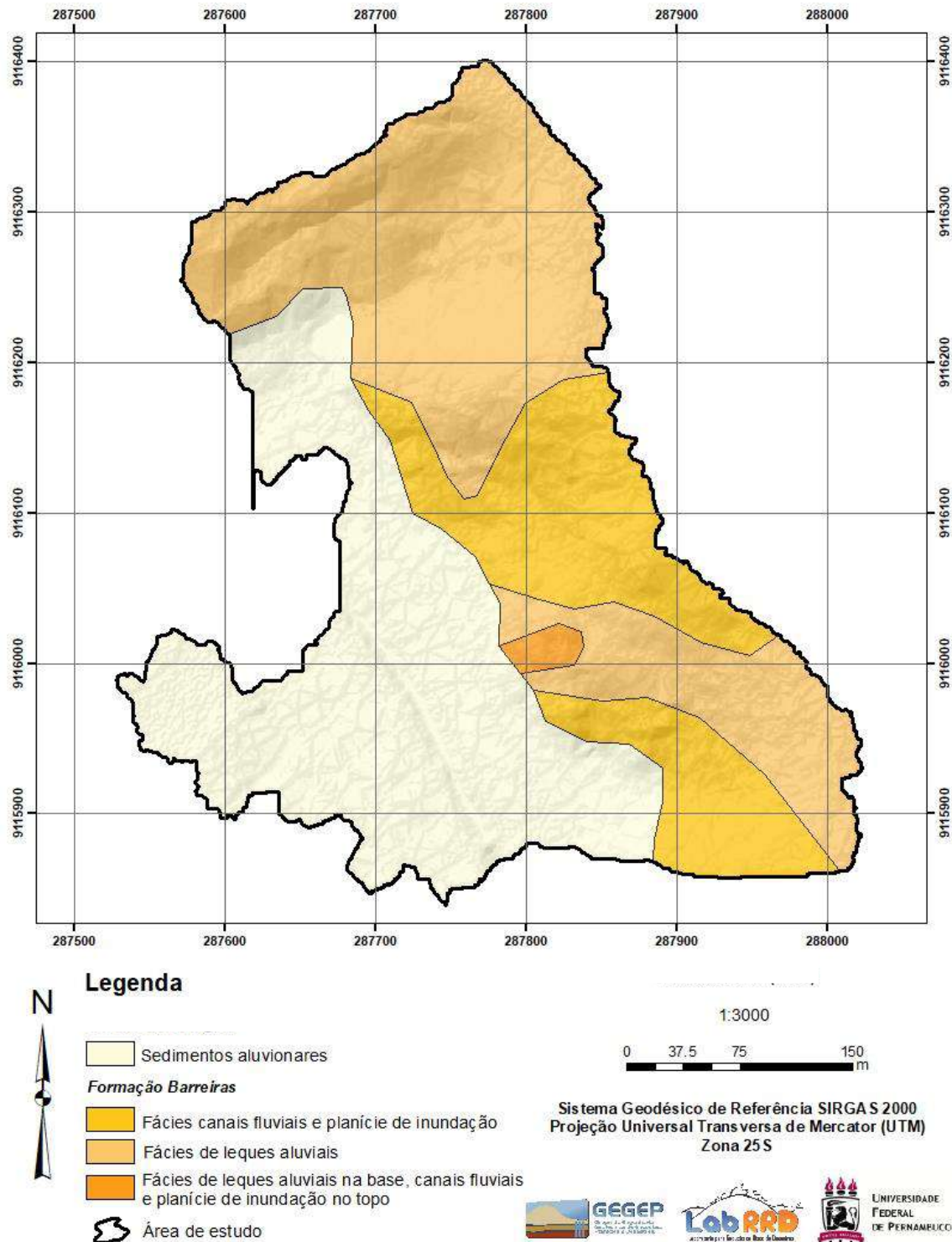
A Formação Barreiras consiste em uma cobertura sedimentar, com camadas intercaladas de argilitos, siltitos, arenitos, com diferentes teores de silte e argila e arenitos conglomeráticos. Ocorre com frequência a presença de camadas enrijecidas com cimentação ferruginosa. Os sedimentos da Formação Barreiras apresentam tonalidades com coloração viva e que variam desde vermelhas, amarelas até brancas. Os sedimentos da Formação Barreiras afloram nas falésias erodidas ao longo das praias, nas vertentes íngremes dos vales e em taludes de cortes de rodovias (SANTOS JUNIOR; COUTINHO; SEVERO, 2015).

Segundo Alheiros et al. (1988), a Formação Barreiras associada aos processos fluviais, mostra pelo menos três fácies distintas: leque aluvial proximal, leque distal/planície aluvial e canal fluvial (ALHEIROS et al., 1988).

De acordo com Coutinho e Severo (2009), os sedimentos da fácies de leques aluviais proximais, mostram granulação grossa e má seleção granulométrica. A fácies de canal fluvial é caracterizada por ser de granulometria arenosa, bem susceptível a processos erosivos. A fácies de leque distal/planície aluvial mostra uma estratificação horizontal com intercalação de camadas arenosas e argilosas. Essa alternância argila/areia cria situações peculiares quanto à estabilidade das encostas: se o talude cortado tiver como camada de topo a argila, esta segurará o relevo, reduzindo a erosão da camada subjacente; quando a camada de topo é a areia, a alta infiltração em superfície favorecerá a saturação, a erosão na crista e possíveis escorregamentos associados no talude.

Na Região Metropolitana do Recife, os depósitos da Formação Barreiras distribuem-se discordantemente sobre o embasamento cristalino e as bacias cretáceas (Sub-Bacia Cabo e Sub-Bacia Olinda) podendo alcançar até 150m de espessura na área norte do Recife. Com sua coloração forte e variada, as camadas da Formação Barreiras, no trecho Recife – João Pessoa, são identificadas por um conjunto de fácies fluviais entrelaçadas, juntamente com leques aluviais a oeste (COUTINHO; SEVERO, 2009).

Figura 32 – Mapa geológico da área de estudo



Fonte: A autora (2022)

O clima da região tem forte relação com a formação dos solos. As altas taxas de umidade e a elevada temperatura da RMR favorecem os processos de intemperismo químico nos solos, decompondo os minerais mais frágeis, como os feldspatos e as micas, que são bastante comuns nas rochas graníticas do embasamento cristalino e nas coberturas de solos

sedimentares (ALHEIROS et al., 2003). Essas características favorecem o intemperismo químico das rochas graníticas e dos sedimentos feldspáticos, aumentando o conteúdo de argilas nos solos, o que leva a uma maior probabilidade de ocorrência de deslizamentos.

4.1.3 Aspectos Geomorfológicos

A superfície terrestre não é plana nem uniforme em toda a sua extensão. Ao contrário, caracteriza-se por elevações e depressões de diferentes formas (horizontais ou tabulares, convexas, côncavas, angulares e escarpadas) que constituem seu relevo. A geomorfologia é a ciência que estuda as formas de relevo, sua gênese, composição (materiais) e os processos que nelas atuam. O relevo da superfície terrestre é o resultado da interação da litosfera, atmosfera, hidrosfera e biosfera, ou seja, dos processos de troca de energia e matéria que se desenvolvem nessa interface, no tempo e no espaço (FLORENZANO, 2008).

Na área de morros da Região Metropolitana do Recife, foram individualizadas seis tipologias básicas de relevo: serras, morros altos, tabuleiros, morros baixos, colinas e planícies costeiras. Essas feições apresentam comportamentos geológico-geotécnicos diferenciados para os topos, encostas e planícies. As encostas constituem a unidade que apresenta maior suscetibilidade quando ocupada. Os municípios costeiros tendem a ter mais problemas com a ocupação de suas encostas, tendo em vista as condições climáticas tropicais mais rigorosas e a alta densidade ocupacional (ALHEIROS et al., 2003).

Nos grandes centros urbanos os deslizamentos assumem frequentemente proporções catastróficas, uma vez que os inúmeros cortes, aterros, depósitos de lixo, desmatamentos, modificações na drenagem, entre outras agressões, geram novas relações com os fatores condicionantes naturais associados à geomorfologia e à geologia. A questão da previsão da ocorrência dos deslizamentos vem assumindo importância crescente na literatura geomorfológica e geotécnica (FERNANDES et al., 2001).

No entanto, há diferentes concepções do problema e diversas formas de investigação. Grande parte das metodologias propostas, por exemplo, visa a definição de áreas críticas a deslizamentos, ou seja, áreas de maior susceptibilidade à ocorrência do processo. Outros estudos, por sua vez, buscam caracterizar o risco envolvido, englobando tanto a possibilidade de ocorrência do processo quanto os danos decorrentes (FERNANDES et al., 2001). Nesse contexto, a geomorfologia trata-se de uma ferramenta auxiliar no processo de entendimento dos deslizamentos (ELOARZA, 2008).

A Figura 33 apresenta o mapa geomorfológico da área de estudo. Nesse é possível identificar três unidades de relevo, sendo elas: plano aluvial; colinas com topos alongados e rampas de colúvio. De acordo com os conceitos apresentados pelo IBGE (2009):

Os planos aluviais são áreas planas resultante de acumulação fluvial sujeita a inundações periódicas, possuem declividade predominantemente plana, ou seja, menor que 3°. As colinas com topos alongados e vales côncavos apresentam altimetria variando entre 20 e 80 metros, com declividade das vertentes predominantemente muito forte, ou seja, maior que 27°. São colinas com dimensões interfluviais pequenas, com largura aproximada de 250 metros e apresentando topos extremamente alongados e convexos e vales côncavos entulhados de sedimentos.

As rampas de colúvio tratam-se de fundo de vale suavemente inclinadas, com declividade variando entre fraca (7° - 11°) e média (11° - 17°) associadas à coalescência de depósitos coluviais. Ocorre em setores de baixa encosta, em segmentos côncavos que caracterizam as reentrâncias ou depressões do relevo nos anfiteatros.

As curvas de nível apresentadas na Figura 34, mostram que a área é constituída por topo alongado e aguçado, apresentando planície aluvial na base, conforme descrito por Girão (2007). Contando com vertentes majoritariamente côncavas, as vertentes apresentam-se sob a forma de anfiteatros responsáveis pela intensa sedimentação no fundo dos vales, bem como a largura dos mesmos, haja vista o grande acúmulo de água proveniente das chuvas que proporciona uma maior ocorrência de processos de deslizamentos e alargamento dos vales.

A Figura 35, apresenta o mapa de inclinação da área de estudo categorizada de acordo com a classificação apresentada na Tabela 21.

Nessa classificação 37,47% da área de estudo pode ser considerada variando entre a declividade catalogada como 'plana' e 'muito fraca'; 6,09% é considerado relevo de declividade 'fraca'; 8,22% é classificado como relevo de declividade média tratando-se de uma área de transição entre as áreas mais planas e inclinadas; 19,63% representa a área de declividade forte. Por último, 28,57% é considerada área de declividade muito forte.

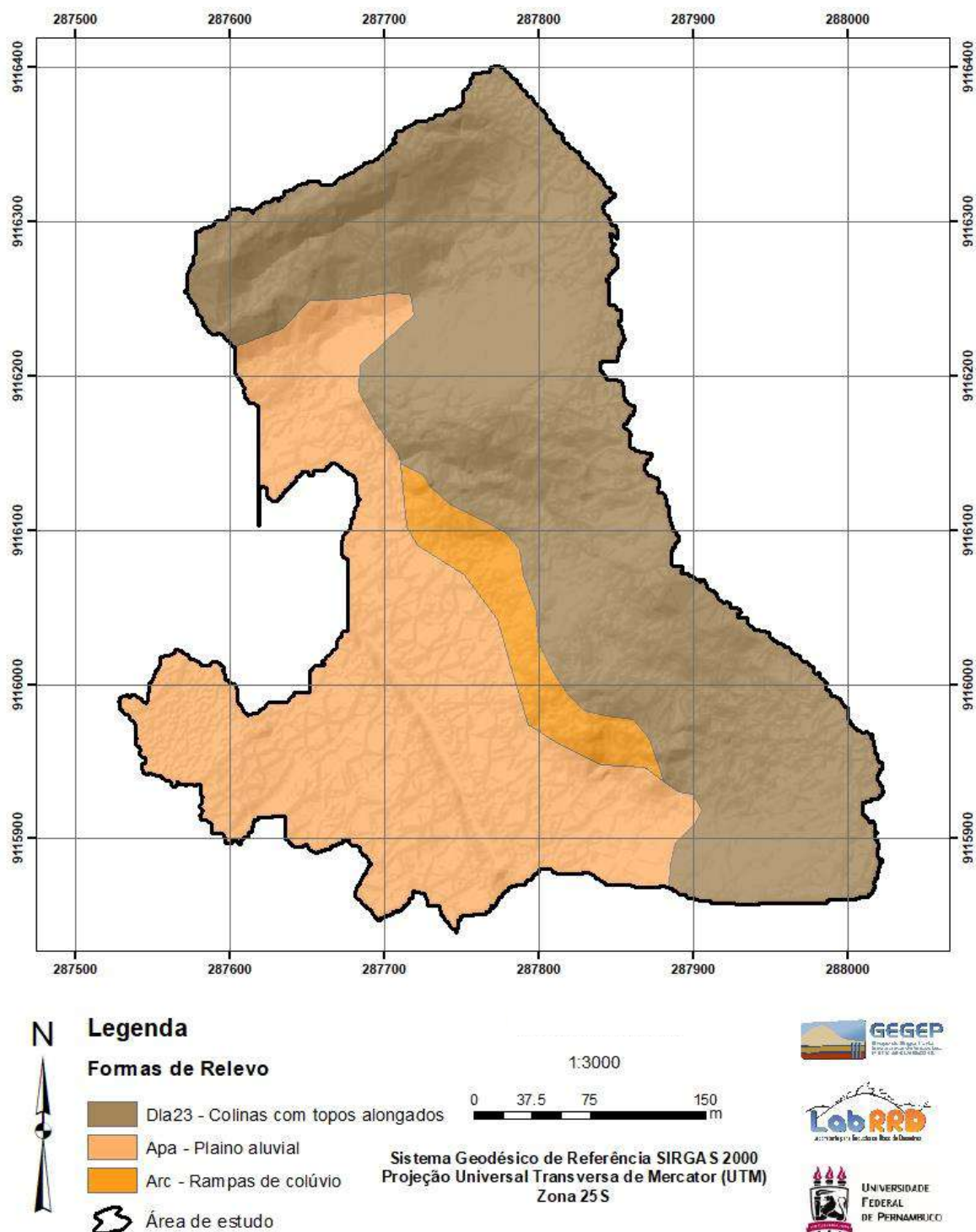
Tabela 21 – Classes de declividade.

Declividade	Intervalo (°)
Plana	0 - 3
Muito fraca	3 - 7
Fraca	7 - 11
Média	11 - 17

Forte	17 – 27
Muito forte	> 27

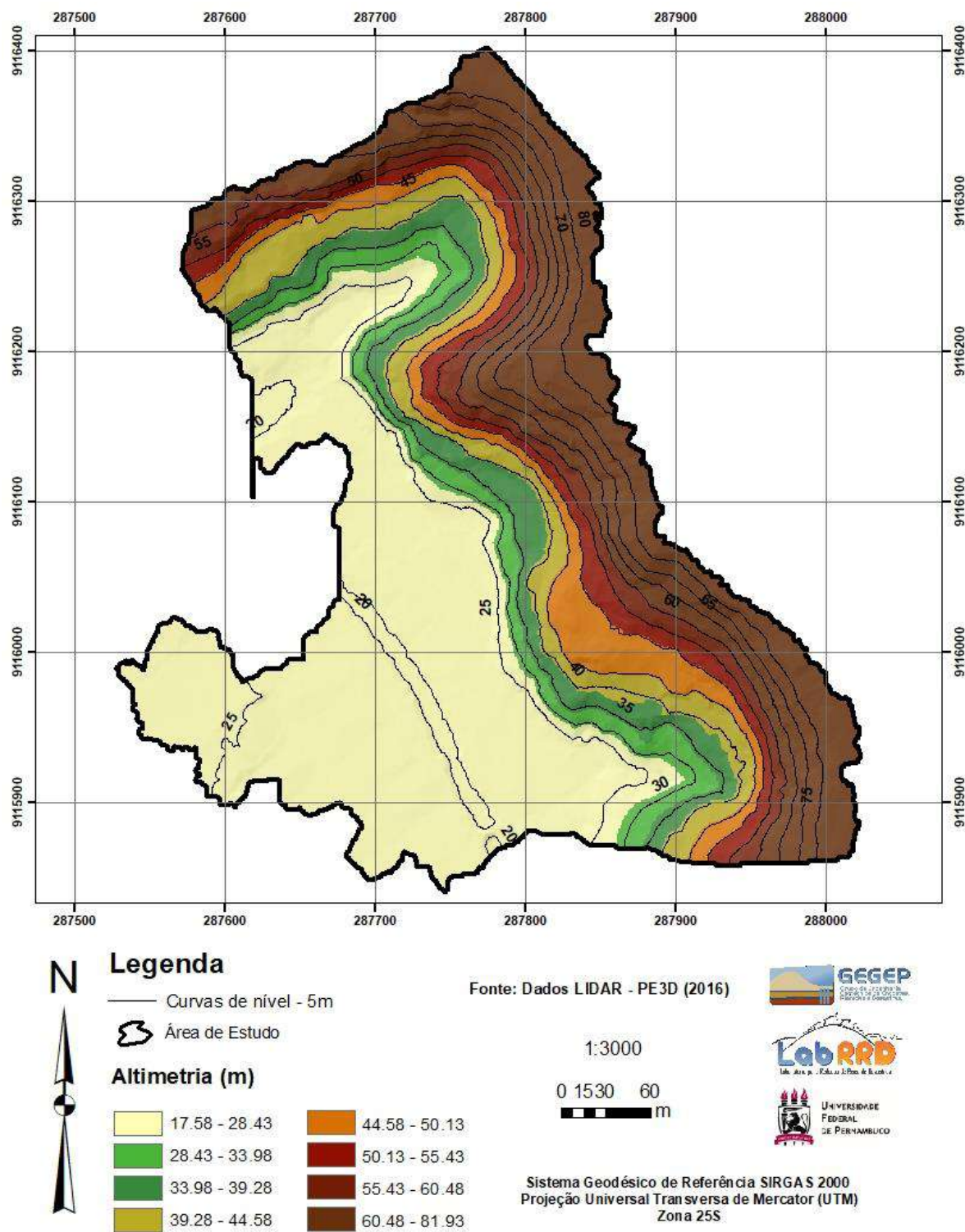
Fonte: IPT (2002).

Figura 33 – Mapa geomorfológico da área de estudo



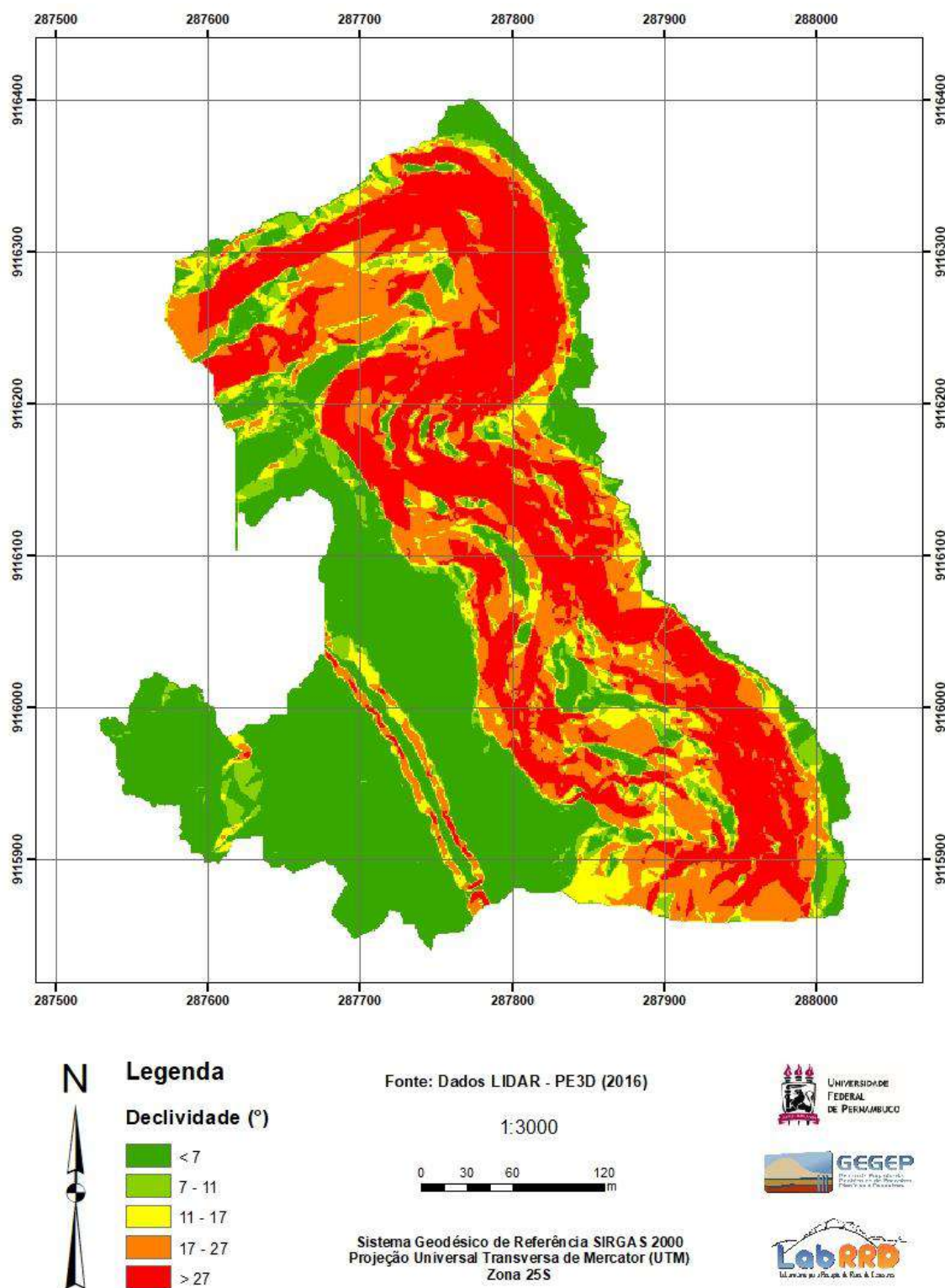
Fonte: A Autora (2022)

Figura 34 – Mapa altimétrico da área de estudo com curvas de nível.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 35 – Mapa de declividade de área de estudo



Fonte: A Autora (2022)

4.1.4 Modelo de ocupação da área de estudo

O modelo de ocupação de uma determinada área é a forma como ocorre a ocupação dos espaços urbanos e expressa a organização prévia dos assentamentos. Pode ocorrer de maneira espontânea ou planejada. A ocupação espontânea se dá, geralmente, pela invasão de áreas, públicas ou privadas, remanescentes de loteamentos, ou nas suas proximidades, por iniciativa individual ou coletiva da população. Já a ocupação planejada decorre da necessidade de acréscimo da oferta de novas áreas urbanas para atender à demanda potencial de terras para habitação e outros usos. Acontece através da oferta de lotes e de conjuntos habitacionais, por parte da iniciativa pública ou privada (ALHEIROS et al., 2003).

De acordo com Alheiros et al. (2003), os modelos de ocupação em áreas de morros, expressos pelo desenho urbano, têm no sistema viário um dos elementos mais importantes para a sua definição. As diversas possibilidades de disposição das vias em relação às curvas de nível definem distintos modelos de ocupação nessas áreas.

A área da encosta estudada e o seu entorno apresentam modelos de ocupação em patamares, em malha ortogonal e radial conforme Figura 36. A ocupação em malha ortogonal acontece quando as vias de acesso formam uma malha ortogonal sem relação com as curvas de nível. Já a ocupação Radial representa os acessos principais que “cortam” o morro no sentido perpendicular às curvas de nível, formando um sistema radial convergente para o topo, de onde derivam os caminhos secundários paralelos às curvas de nível. Por fim a ocupação em patamares acontece quando os acessos principais acompanham paralelamente as curvas de nível, gerando lotes dispostos ao longo da via, configurando uma paisagem que alterna “faixas” de casas com “faixas” de ruas.

4.2 HISTÓRICO DE DESLIZAMENTO NA ÁREA DE ESTUDO

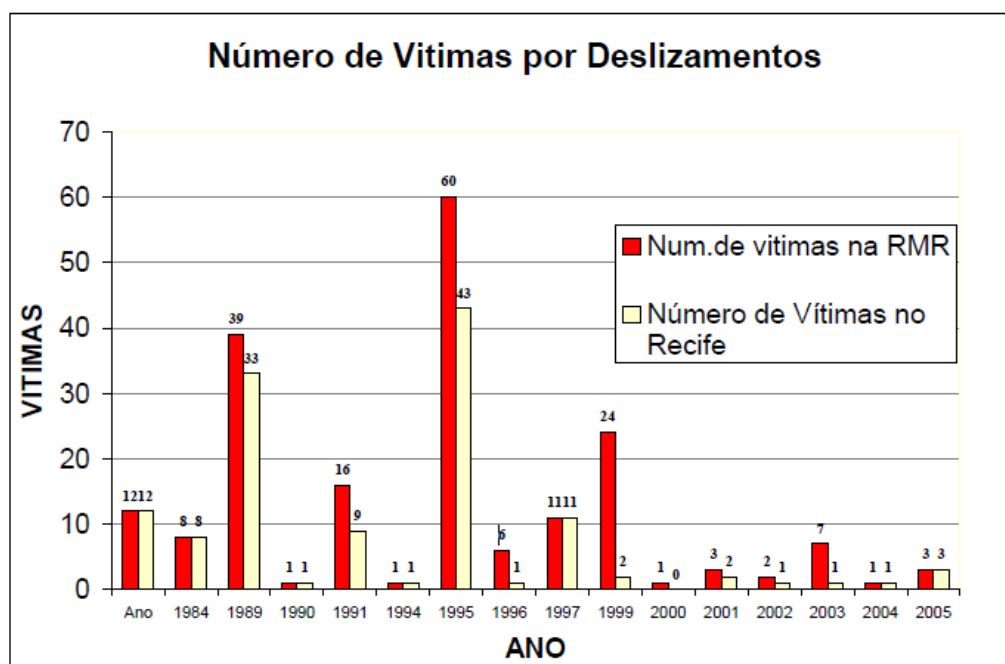
Há muitos anos a RMR sofre com a ocorrência de deslizamentos. Entretanto, esse problema se tornou mais grave a partir da década de 1980 quando foram registradas dezenas de escorregamentos na zona norte da cidade de Recife (no período de 1993 a 1996 foram registrados 757 escorregamentos), que causaram cerca de 50 mortes por ano (GUSMÃO FILHO et al., 1997).

A elevada taxa de ocupação das encostas e a falta de urbanização desses espaços, que em alguns casos ultrapassam a 400 habitantes por hectare, como na cidade do Recife, tornam essas áreas mais suscetíveis aos deslizamentos (PFALTZGRAFF, 2007).

Em toda a área metropolitana do Recife, os fatores decorrentes da forma inadequada de ocupação das encostas, são muito importantes na ocorrência dos deslizamentos, sendo agravados pelos condicionantes naturais (litologia, declividade, forma da encosta etc.). Fatores antrópicos, como desmatamento, cortes de encostas, aterros de construção, o acúmulo de lixo, a inexistência de rede de drenagem planejada, entre outros, causam mudanças no uso e cobertura da terra e geram novas relações entre fatores naturais internos e externos. Consequentemente, essas mudanças geram instabilidade nas encostas e induzem processos de deslizamento de terra, que às vezes culminam em efeitos catastrófico (COUTINHO; SILVA, 2005; PFALTSGRAFF, 2007; KONIG et al., 2019; COUTINHO et al., 2019; AVILA et al., 2020; MENDES et al., 2020).

Na Figura 37 é possível ver o número de vítimas devido aos deslizamentos de terra na RMR e no município de Recife no período de 1984 a 2006. Esses gráficos mostram a gravidade dos problemas causados pelos deslizamentos nesta região.

Figura 37 – Número de vítimas por escorregamentos na RMR e no Município do Recife



Fonte: Pfaltzgraff (2007)

A atual área de estudo já chamou a atenção da imprensa há alguns anos atrás, principalmente em períodos chuvosos, devido a ocorrência de movimentos de massa que geralmente estavam associados a perdas econômicas e humanas. As causas e os efeitos dos deslizamentos em uma área são complexos e diversos. É inegável, entretanto, que o uso inadequado e a ocupação desordenada do solo são fatores determinantes na instalação e desenvolvimentos desses fenômenos.

Na área analisada houve um deslizamento em agosto de 2000, no qual cerca de 100 famílias ficaram desabrigadas. De acordo com o presidente da URB, Jaime Prado, foi ressaltado que a construção de uma piscina e de fossas no pé da barreira, além do plantio de árvores de grande porte e de bananeiras podem ter contribuído para o deslizamento.

Em abril de 2018 houve deslizamentos ao pé da encosta analisada devido à forte precipitação ocorrida (em torno de 100mm em menos de 24h). Um deles ocorreu devido a um corte de aproximadamente 6 metros feito por um dos moradores (Figura 38). O outro ocorreu nas paredes do canal que passa logo abaixo da encosta (Figura 39).

Em 24 de julho de 2019 aconteceram deslizamentos em vários locais da encosta estudada, desde o topo até ao pé da encosta. A Figura 40 apresenta imagens das consequências geradas pelas fortes chuvas. O pluviômetro do GEGEP instalado na encosta registrou em 24h um acumulado de 190,5 mm, indicando a relação entre as ocorrências de movimentos de massa com eventos pluviométricos.

Figura 38 – Deslizamento ocorrido em corte feito por morador (abril de 2018)



Fonte: Autora (2022)

Figura 39 – Deslizamento ocorrido ao pé da encosta nas paredes do canal (abril de 2018).



Fonte: A Autora (2022)

Figura 40 – Consequências dos deslizamentos ocorridos em 24/07/19. a) Parede de casa com trincas; b) Piso de casa que cedeu; c) Ruptura localizada de encosta; d) Muro que se partiu por ruptura no solo.



Fonte: A Autora (2022)

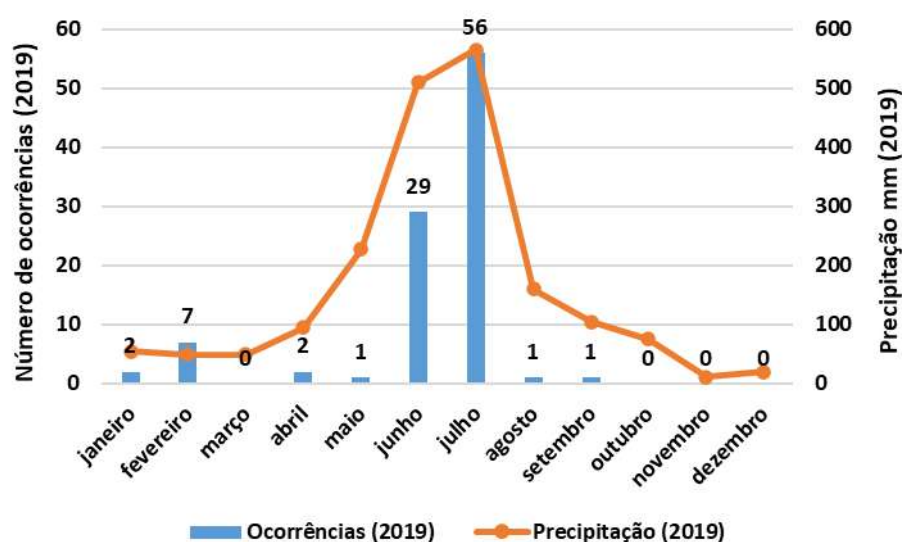
A relação entre os índices pluviométricos e a ocorrência de deslizamentos é uma informação essencial para a delimitação das condições de contorno do local investigado (AUGUSTO FILHO; VIRGILLI; DILÁSCIO, 2018). Considerando o histórico de ocorrências analisados por Bandeira (2010) no ano de 2009, expõem que a área de estudo dessa tese se encontra nas regiões dos municípios de Recife onde foram registrados os maiores números de ocorrências. A região norte do município de Recife, apresentou 258 ocorrências, sendo a região com maior número de ocorrências de instabilidades.

A fim de elaborar um registro de ocorrências de deslizamentos, serão apresentados os números dos registros feitos na área de estudo no ano de 2019 (ano das análises de

estabilidade e susceptibilidade desta tese), que foram disponibilizados no formato de planilhas digitais pela Defesa Civil do município de Recife. Durante a análise das planilhas foram contabilizadas ocorrências relacionadas a processos de instabilidade de encostas, geralmente denominadas como “Deslizamentos de Barreiras”. Foram catalogadas as seguintes informações: município, bairro, localidade e data da ocorrência. Em seguida, essas ocorrências foram relacionadas com os dados de pluviometria da região.

O levantamento dos dados mostrou que no ano de 2019, no bairro de Passarinho, foram registrados 99 deslizamentos. Através da análise da Figura 41 observa-se que a maior frequência das ocorrências está concentrada nos meses de junho e julho, coincidindo com o período mais chuvoso da área, registrado pelo pluviômetro do GEGEP instalado na encosta de estudo. O número de ocorrência nesse intervalo, corresponde a 85,85% do conjunto de dados analisados, sendo que 56,56% desse mesmo valor está concentrado apenas no mês de junho.

Figura 41 – Distribuição mensal de ocorrências de deslizamentos e dados pluviométricos no ano de 2019.



Fonte: A Autora (2022)

4.3 ATIVIDADES DE CAMPO

A Tabela 22 ilustra uma síntese das atividades de campo e laboratório realizadas na área de estudo e a Figura 42 mostra o mapa com a localização de todas as atividades de campo realizadas.

Tabela 22 – Atividades de campo e laboratório realizadas na área de estudo.

ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO			
A) Sondagens Geotécnicas de Simples Reconhecimento; B) Visitas de Campo e Estudos Geológico-geotécnicos; C) Recolhimento de Amostras Indeformadas e Amolgadas de Solo Representativo; D) Instalação e acompanhamento de Inclínômetros; E) Instalação e acompanhamento de Pluviômetros; F) Permeabilidade Guelph; G) Mapeamento Geológico.			
ATIVIDADES DE LABORATÓRIO			
ETAPA	MATERIAL	TIPO DE ENSAIO	Nº ENSAIO
Caracterização Física, Química e Mineralógica	Solo dos blocos (camadas de topo e meio da encosta) e Amostras de Solo amolgada relativa a pontos do mapeamento geológico	Análise mineralógica por difratometria de raio X e Morfoscopia	07
		Análise Química	07
		Análise granulométrica com e sem defloculante	07
		Análise microestrutural da parte fina por MEV	07
		Análise microestrutural da parte grossa por Lupa Binocular	07
		Análise Química por fluorescência de raio X	07
	Solo dos blocos (camadas de topo e meio da encosta)	Limites de Atterberg (LL e LP)	04
		Permeabilidade Tri-Flex	02
		Curva Característica com Dessecador de vácuo	04
		Curva característica com papel filtro	02
		Curva característica com mesa de tensão	02
		Crumb Test	02
		Permeabilidade Guelph	02
		Massa específica real dos sólidos e peso específico aparente	04
Comportamento tensão - deformação - resistência	Solo dos blocos indeformados B1 e B3	Ensaio triaxiais CID (tensões de 25, 50, 150 e 300 kPa)	08
		Ensaio de cisalhamento direto convencional (tensões de 25, 50, 100 e 200 kPa)	16
		Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada (tensões de 25, 50, 100 e 200 kPa)	12

Fonte: A Autora (2022)

4.3.1 Sondagens Geotécnicas de Simples Reconhecimento

Foram realizados 5 furos de sondagem de simples reconhecimento com medidas de NSPT a cada metro. As sondagens seguiram as recomendações da NBR 6484/2001

As sondagens foram divididas ao longo de um perfil que vai da base até o topo da encosta. Foram realizados 5 pontos de sondagem nas alturas: Ponto 4 – cota 23 m, Ponto 3 – cota 51 m, Ponto 2 – cota 67 m e Ponto 1 – cota 78 m e Ponto 5 – cota 62m. Os pontos 1, 2, 3 foram realizados numa face da encosta, o ponto 1 no topo, e o ponto 5 na outra face. A Figura 43 mostra os pontos de sondagem. A Figura 44 mostra a realização da sondagem com extração de amostras de solo. As Figura 45 a Figura 49 ilustram as sondagens realizadas na área de estudo, com indicação da umidade e do tipo de solo encontrado.

Figura 43 – Pontos de Sondagem



Fonte: Google earth (2022)

As sondagens foram feitas pela empresa ENSOLO. As profundidades de sondagem dos pontos foram de 20,1 m para o ponto 1; de 20,45 m para o ponto 2; 16,26 m para o ponto 3, 18,23 m para o ponto 4 e 19 m para o ponto 5. Essas profundidades foram alcançadas até que chegasse a camada impenetrável a percussão.

Seguindo a seção do perfil analisado (localização na Figura 43), no Furos SP-01, observa-se uma pequena camada de revestimento asfáltico com 0,45m de espessura. Esse material é justificado pela existência de uma estrada no topo da encosta, onde foi realizado o

Furo SP-01. Na época em que foi realizada a sondagem, ainda não existia o pavimento de asfalto, que só foi executado em janeiro de 2017. Abaixo da camada de revestimento asfáltico há uma camada de aterro de areia fina, com valores de SPT de até 4 golpes. Até a profundidade de 10 m encontra-se areia fina siltosa, variando sua compactidade e cor. Os valores de N_{SPT} variam de 2/35 a 8 golpes até aproximadamente 7m, crescendo com a profundidade. Há uma camada de argila siltosa aos 11m de profundidade, com diminuição brusca no valor de N_{SPT} , saindo de 41 (10m) para 17. Nos últimos 5 m encontra-se argila com baixa plasticidade e consistência dura, apresentando valores altos de N_{SPT} , 45/17, 50/22, 41/17, 45/18 e 45/16.

Quando da execução do Furo SP-01, entre as profundidades de 8 m e 9 m houve perda de lama betonítica na razão de 100L/m, observada através do sondador na ocasião da lavagem do furo, indicando uma região altamente permeável. A sondagem acabou na profundidade de aproximadamente 20m, tanto nos furos SP-01, SP-02 e SP-05.

Nos furos SP-03 e SP-04, também foram encontradas camadas de aterro de areia fina nos primeiros metros. Já nos furos SP-02 e SP-05, as primeiras camadas eram de areia fina, mas não de aterro. A presença de aterros na encosta se explica pelos cortes e patamares feitos pela população para a construção de barracos. Foi possível perceber que as camadas iniciais não formadas por aterro apresentaram N_{SPT} mais elevados. No Furo SP-02, para as profundidades entre 14 e 20 m, os valores de N_{SPT} permaneceram praticamente constantes, em torno de 24 golpes.

No Furo SP-03, os valores de N_{SPT} começaram baixos (4/35), mas variaram até 50/26 golpes ao final dos 16m., sempre crescentes com a profundidade seguindo-se de considerável acréscimo nas camadas subsequentes. O Furo SP-04 apresentou N_{SPT} praticamente constante (entre 7 e 10) até aproximadamente 9 m de profundidade. Já no Furo SP-05, os valores de N_{SPT} foram relativamente altos desde os primeiros metros ($N_{SPT} = 17$ para 1m de profundidade) até a profundidade de 20,20m.

Uma característica comum a todos os furos é que, sempre que encontrada uma camada de argila siltosa, o N_{SPT} atingia um pico e logo depois voltava a cair. Isso pode ser explicado pela camada de argila de consistência dura que eleva a resistência.

Quanto a umidade, percebeu-se que houve uma variação grande ao longo dos furos de sondagem de acordo com o material existente na camada. Quando da existência de argila, é possível ver que a umidade aumenta e volta a cair quando se segue uma camada de areia fina

ou média. Vale ressaltar que os solos encontrados nos furos de sondagem têm como formação geológica, a Formação Barreiras e que o nível d'água não foi encontrado.

As Figura 50 e Figura 51 apresentam o perfil geotécnico estudado através das sondagens realizadas. A Figura 52 apresenta de forma resumida os resultados das sondagens.

Figura 44 – Realização de sondagem na área de estudo: a) Lama betonítica para lavagem do furo. b) peso para aplicação dos golpes. c) tripé de sondagem. d) amostra do furo SP-02.



(a)



(b)



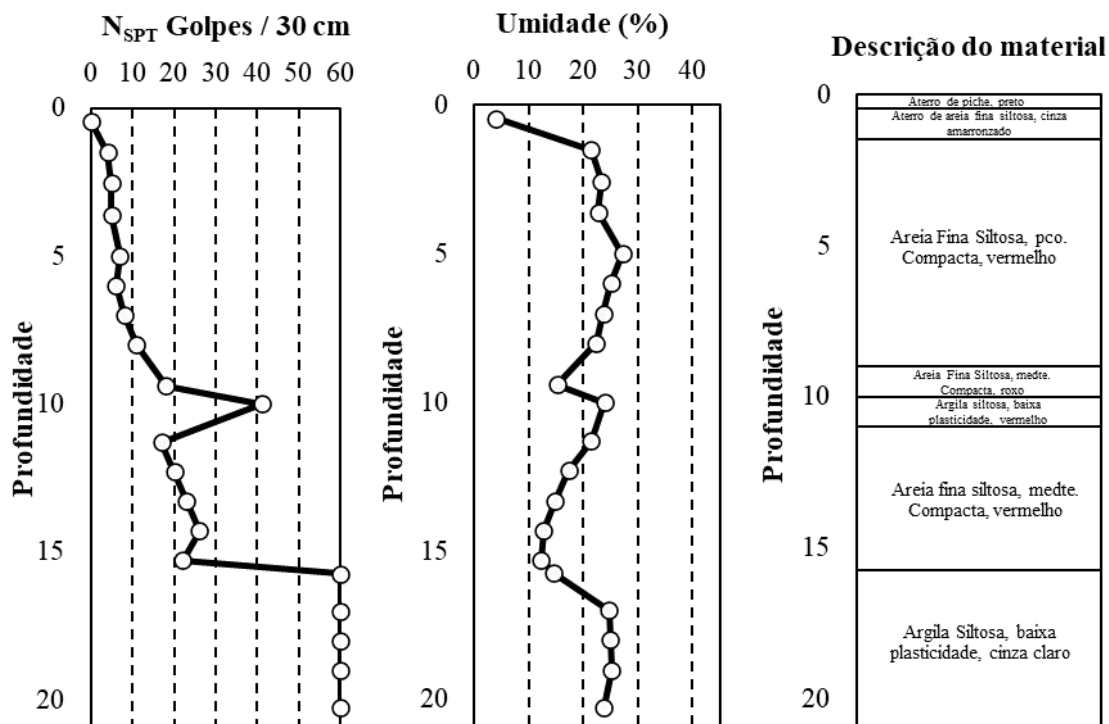
(c)



(d)

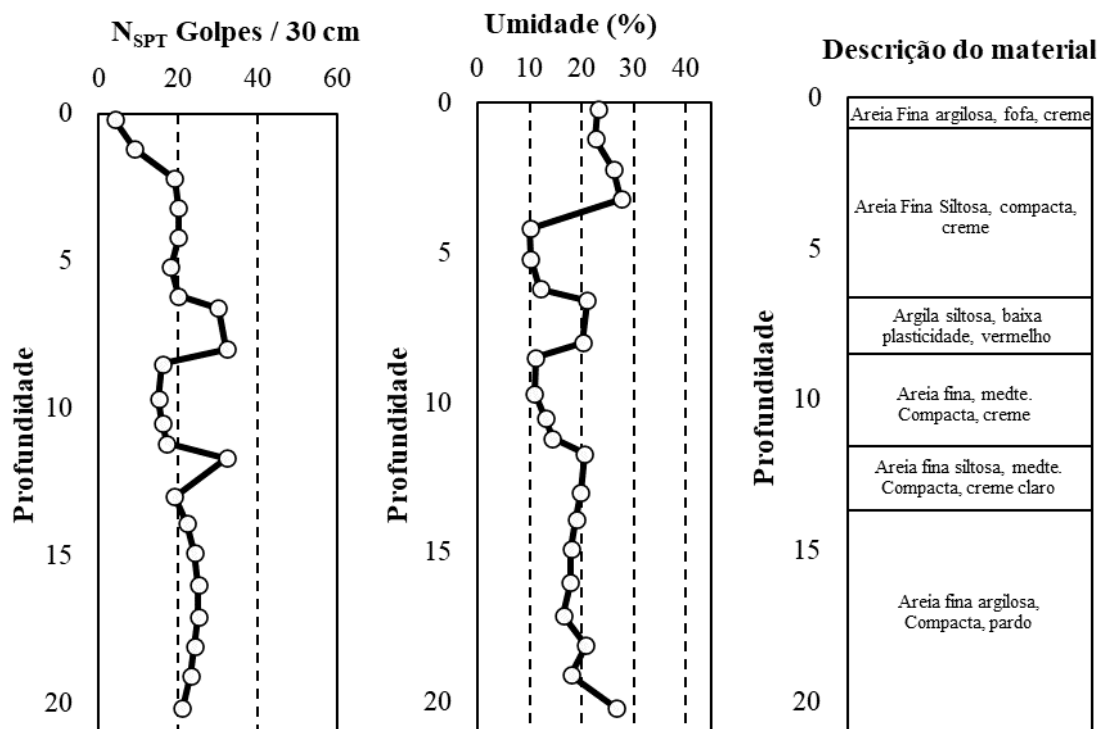
Fonte: A Autora (2022)

Figura 45 – Furo de sondagem SP-01, com umidade e descrição dos solos.



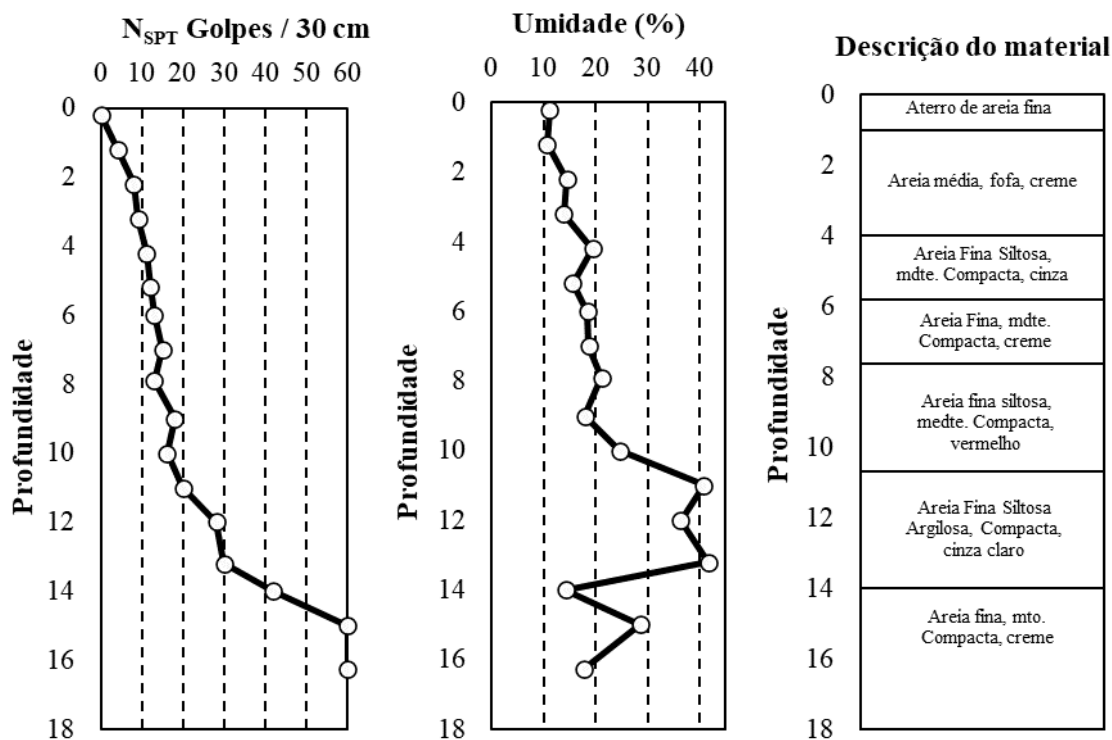
Fonte: A Autora (2022)

Figura 46 – Furo de sondagem SP-02, com umidade e descrição dos solos.



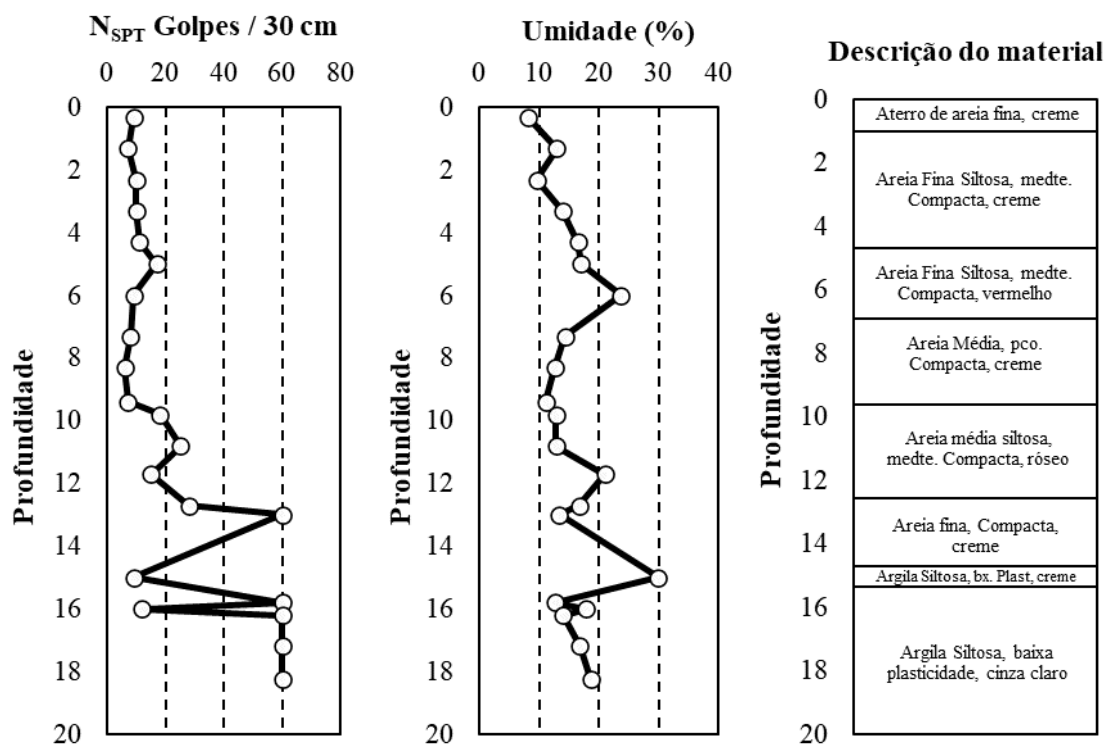
Fonte: A Autora (2022)

Figura 47 – Furo de sondagem SP-03, com umidade e descrição dos solos.



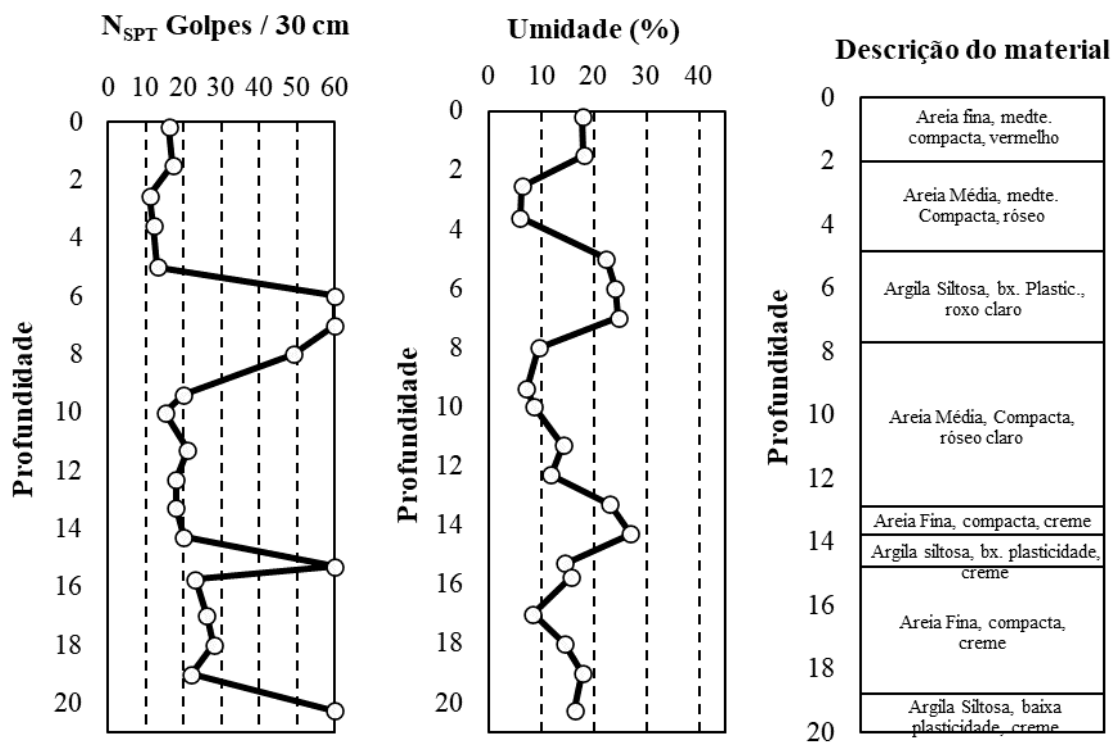
Fonte: A Autora (2022)

Figura 48 – Furo de sondagem SP-04, com umidade e descrição dos solos.



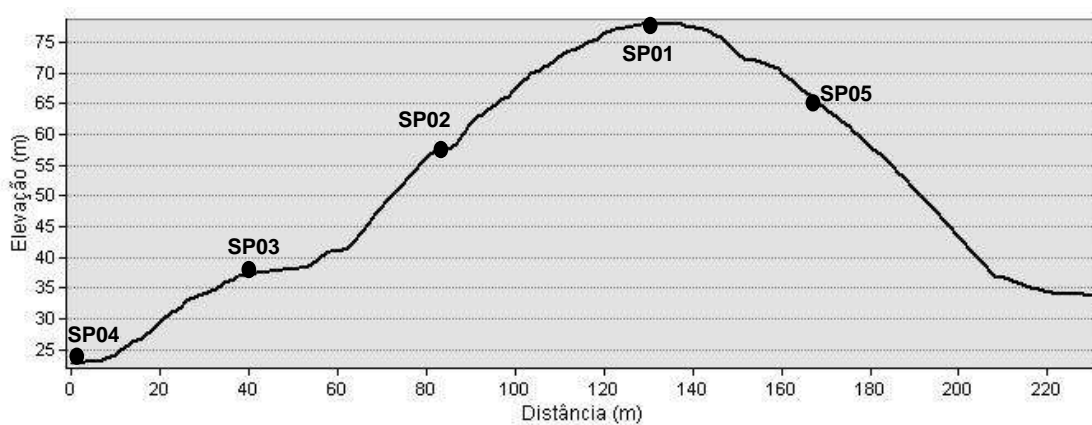
Fonte: A Autora (2022)

Figura 49 – Furo de sondagem SP-05, com umidade e descrição dos solos.



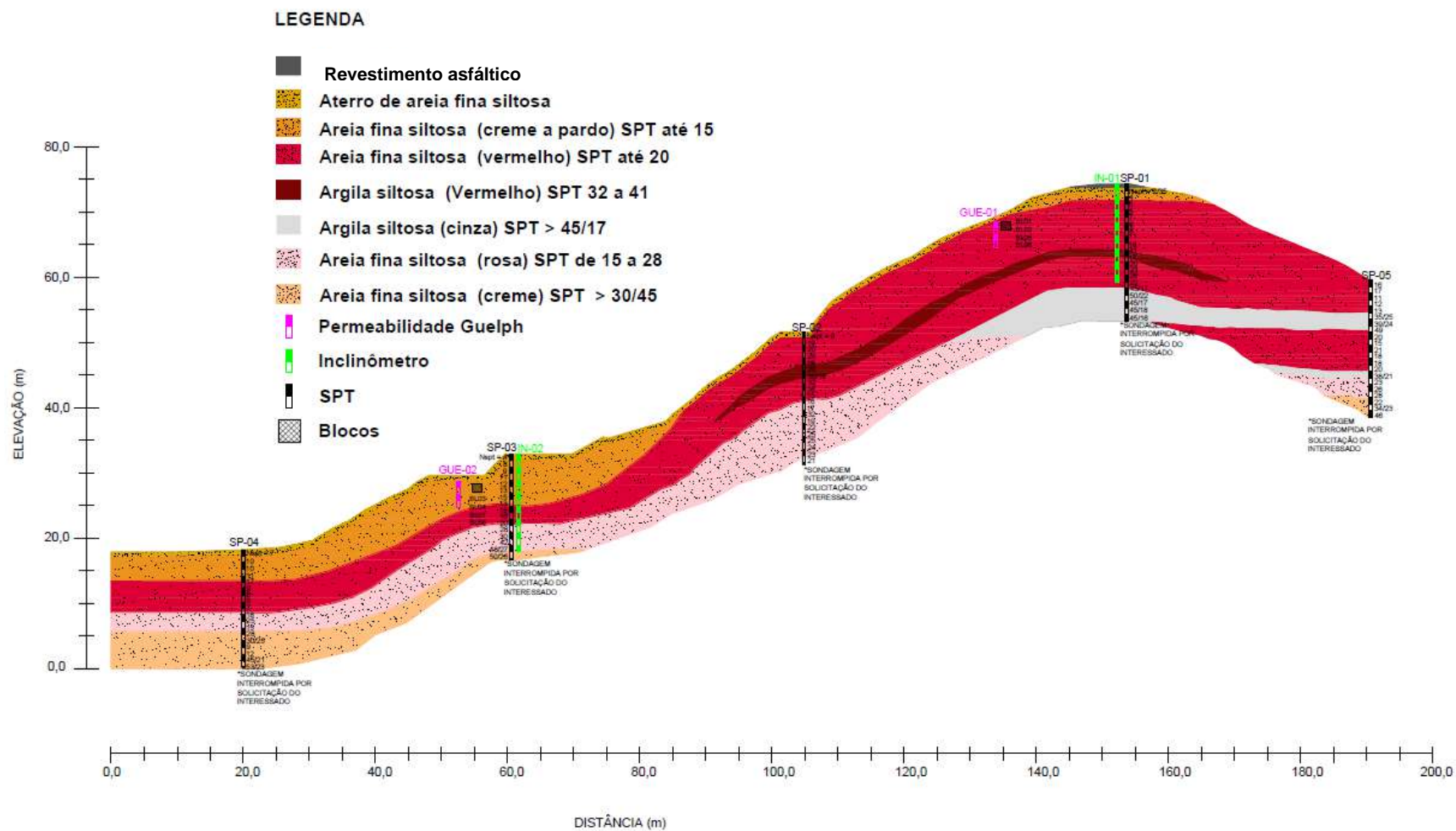
Fonte: A Autora (2022)

Figura 50 – Perfil de sondagem completo.



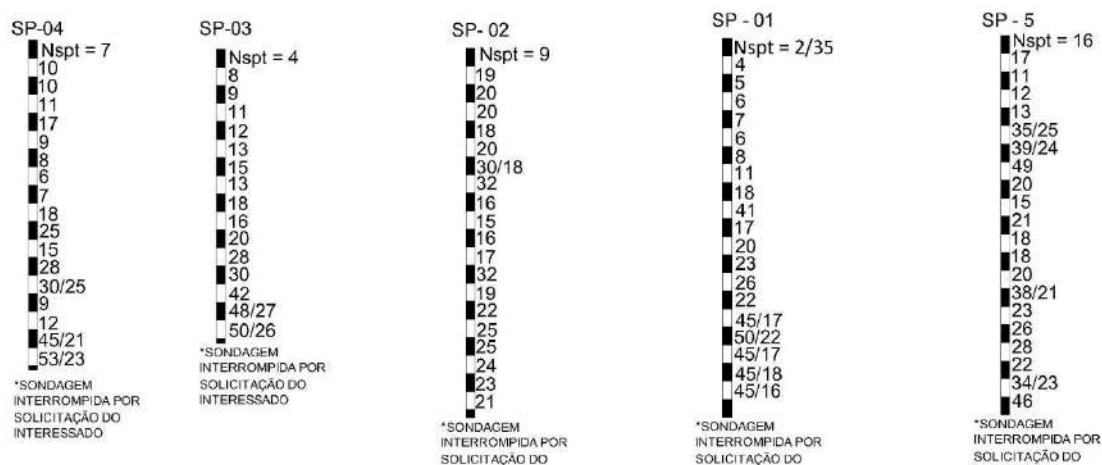
Fonte: A Autora (2022)

Figura 51 – Perfil Geotécnico obtido através dos furos de sondagem.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 52 – Resultados das sondagens SPT.



Fonte: A Autora (2022)

4.3.2 Mapeamento geológico

O mapeamento geológico foi realizado com a equipe de Geologia do GESEP. Neste trabalho, a encosta foi percorrida a pé e escolhidos alguns pontos considerados interessantes, de acordo com seu aspecto mineralógico observados com lupa. Abaixo encontra-se a Figura 53 que mostra os pontos escolhidos para análise mineralógica e geológica.

Figura 53 – Pontos para o mapeamento geológico



Fonte: A Autora (2022)

A Tabela 23 mostra a descrição geológica do material encontrado em cada um desses pontos da Figura 53. São apresentadas também as coordenadas, altitude, inclinação e a data do mapeamento de cada um desses pontos.

Tabela 23 – Mapeamento Geológico realizado na encosta estudada.

Ponto	Coordenadas		Elevação (m)	Inclinação (°)	Descrição
	X (m)	Y (m)			
1	287725	9116100	23	55	Material inconsolidado com coloração marrom, arenoso, grosso com seixos milimétricos (até 5mm) subangulosos de baixa esfericidade. Perfil de 2,10 m com muita presença de matéria orgânica, vegetação e lixo.
2	287762	9116123	37	75	Perfil de 1,5m. Os 0,4 m superiores é constituído por material muito orgânico. Os primeiros 1,1m encontra-se material menos orgânico de coloração marrom. A matriz desse material é constituída por areia grossa quartzosa com cristais prismáticos e angulosos. Ocorrem nessa matriz seixos de até 3mm. Ocorrem também blocos de até 3cm de argila e concreções de até 3cm.
3	287788	9116110	40	90	Os primeiros 0,20 m correspondem a um horizonte argiloso com textura mosqueada. Acima tem-se 1,3 m de um material arenoso grosso, prismático e anguloso com textura mosqueada. Ocorre a presença de blocos de até 3cm de argila e concreções de até 5cm.
4	287808	9116091	40	80	Os primeiros 1,20 m correspondem a um material amarronzado, arenoso grosso, quartzoso, com cristais prismáticos e subangulosos (consolidados). Acima tem-se 0,50 m de material bem orgânico.
5	287819	9116060	44	90	Perfil de 2,30 m com material que corresponde a material siltoso com presença de fração argilosa e areia fina. A forma dos grãos é arredondada e prismática. Material mal selecionado. Apresenta seixos de quartzo de até 3cm, blocos de argila e concreções de 3 cm. A matriz é quartzosa. Nesse perfil existem fissuras devido provavelmente às raízes das plantas.
6	287847	9116087	61	70	Nos primeiros 1,40 m o material é arenoso rico em feldspato, grosso, com cristais prismáticos e arredondados de quartzo e feldspato. Mal selecionado. A coloração varia de marrom, branca e avermelhada. Acima (0,90 m) o material é arenoso grosso quartzoso com presença de silte e argila prismáticos. Acima, 1m aproximadamente, encontra-se camada de argila branca.
7	287854	9116057	57	70	Os primeiros 1,20 m correspondem a um horizonte mais orgânico que ainda guarda características da rocha. Tem-se material arenoso grosso, em algumas partes mais ricos em feldspatos. Coloração avermelhada devido a oxidação. Tem-se concreções e blocos de argila nesse material. Acima tem-se 10 cm de aterro.

8	287830	9116012	52	75	Os primeiros 0,60 m são compostos por um material amarronzado muito grosso, mal selecionado, quartzoso, subarredondado a subanguloso com seixos de quartzo arredondados de até 3cm. Acima, tem-se 1,30 m e um material amarronzado areno-siltoso com presença de argila, quartzoso com concreções e seixos de até 3 cm.
9	287726	9116157	43	65	Material fruto de um movimento de massa. Coloração amarronzada, grãos arenosos, mal selecionados, quartzoso, subanguloso a sub-arredondado com alguns seixos e concreções de até 3cm.
10	287737	9116167	52	84	Material amarronzado, cascalhoso, mal selecionado, com forma sub-arredondadas e sub-angulosas, contendo níveis seixosos e seixos dispersos. Sem concreções. Perfil tem 2,40 m, dos quais 0,30 m superiores correspondem a um horizonte mais desenvolvido de solo.
11	287807	9116158	69	75	Perfil de 2,00 m. Material amarronzado escuro. Bem intemperizado, arenoso grosso, quartzoso, mal selecionado com concreções de até 2cm. Bem orgânico.
12	287849	9116104	67	70	Perfil de 1,2m de material amarronzado claro. Areno-siltoso. Mal selecionado, quartzoso, com cristais sub-arredondados. Orgânico com raízes de plantas e blocos de 2 cm de concreções arredondados. Acima, tem-se 20 cm de solo bem desenvolvido.
13	287836	9116100	58	72	Perfil de 1,9m. Muito intemperizado, com coloração marrom escura e grande quantidade de concreções de até 3 cm. Material arenoso com muita matéria orgânica.
14	287773	9116080	25	75	Perfil de 0,5m. Material arenoso bem intemperizado, bem consolidado, sub anguloso, mal selecionado, com seixos e concreções de até 3cm. Aproximadamente 1m de solo orgânico bem desenvolvido.
15	287783	9116040	27	90	Material arenoso quartzoso grosso a cascalhoso, mal selecionado, grãos de quartzo, prismáticos e esféricos, sub-angulosos a angulosos com blocos de argila de 2 cm, seixos de até 3cm e concreções de até 5cm. Perfil de 0,90 m.

16	287840	9115994	49	75	Material amarronzado, arenoso, grosso, mal selecionado, com cristais subangulosos e subarredondados. Composição quartzosa. Observam-se seixos de quartzo (2cm). Material com presença de raízes e matéria orgânica.
17	287859	9116031	56	90	Perfil de 0,60m com material amarronzado (marrom a vermelho) devido a oxidação. Material arenoso, grosso a cascalhoso, mal selecionado, com cristais subangulosos e subarredondados, quartzoso. Nesse material encontram-se concreções e seixos de quartzo de até 3cm.
18	287887	9,1E+07	50	90	Perfil de 1,87m. Material arenoso grosso, mal selecionado, quartzoso, cristais de quartzo subangulosos e subarredondados de quartzo. Grande quantidade de concreções de 2 a 5 cm. Cor marrom amarelada.
19	287929	9116024	69	70	Perfil de 6m. Material de coloração avermelhada devido à oxidação, arenoso, grosso, quartzoso. Grande quantidade de concreções milimétricas. Cristais de quartzo subangulosos e subarredondados. Material bem intemperizado.
20	287929	9115975	53	75	Perfil de 2m com material marrom amarelado claro, arenoso a cascalhoso. Quartzoso, cristais angulosos, mal selecionados. Alguns cristais prismáticos. Há concreções de ferro e seixos de quartzo de até 2cm. Foram encontrados grãos de quartzo de coloração leitosa.
21	287859	9115961	38	70	Perfil de 2m. Material marrom, com raízes de plantas, bem intemperizado, arenoso, de médio a grosso, mal selecionado, cristais subangulosos e subarredondados de quartzo. Materiais com concreções de até 1cm.
22	287805	9115982	38	65	Perfil de 2m. Material consolidado de cor avermelhada, rico em quartzo e feldspato. Granulometria fina a média. Alguns grãos apresentam-se bem formados, tanto de quartzo como de feldspato bem oxidados.

Fonte: A Autora (2022)

Através do mapeamento geológico realizado na região trabalhada foi possível identificar duas fácies sedimentares distintas para as rochas da Formação Barreiras: fácies de leques aluviais e fácies de canais fluviais/planícies de inundação. A primeira fácies se apresenta na forma de sedimentos conglomeráticos constituídos por seixos centimétricos de quartzo envoltos numa matriz arenosa grossa. Tais níveis ocorrem geralmente intercalados com camadas arenosas; nota-se nessas camadas a ausência de estruturas sedimentares. Além dos seixos podem ocorrer também blocos centimétricos de concreções ferruginosas e também blocos de argila. Essas características indicam que sua formação ocorreu por processos de fluxos de detritos de alta energia em um ambiente de leques aluviais.

Ainda acerca da fácies canais fluviais/planícies de inundação foram encontradas camadas de argila maciça geralmente com uma textura mosqueada. A presença de rochas arenosas aponta um ambiente deposicional de canais fluviais e a presença de camadas argilosas indicam a presença de planícies de inundação adjacentes aos canais fluviais onde por ocasião do transbordamento desses canais houve a deposição de materiais finos.

As Figura 54 a Figura 65 apresentam as imagens detalhadas de alguns desses pontos estudados. Nelas são mostradas algumas das concreções ferruginosas e dos blocos de argila encontrados nos solos observados no mapeamento.

Figura 54 – (a) Ponto 1 (b) Ponto 2 do mapeamento geológico.



(a)



(b)

Fonte: A Autora (2022)

Figura 55 – (a) Perfil do ponto 3 do mapeamento Geológico. (b) Concreções de ferro.



(a)



(b)

Fonte: A Autora (2022)

Figura 56 – Pontos (a) 4 e (b) 5 do mapeamento geológico.



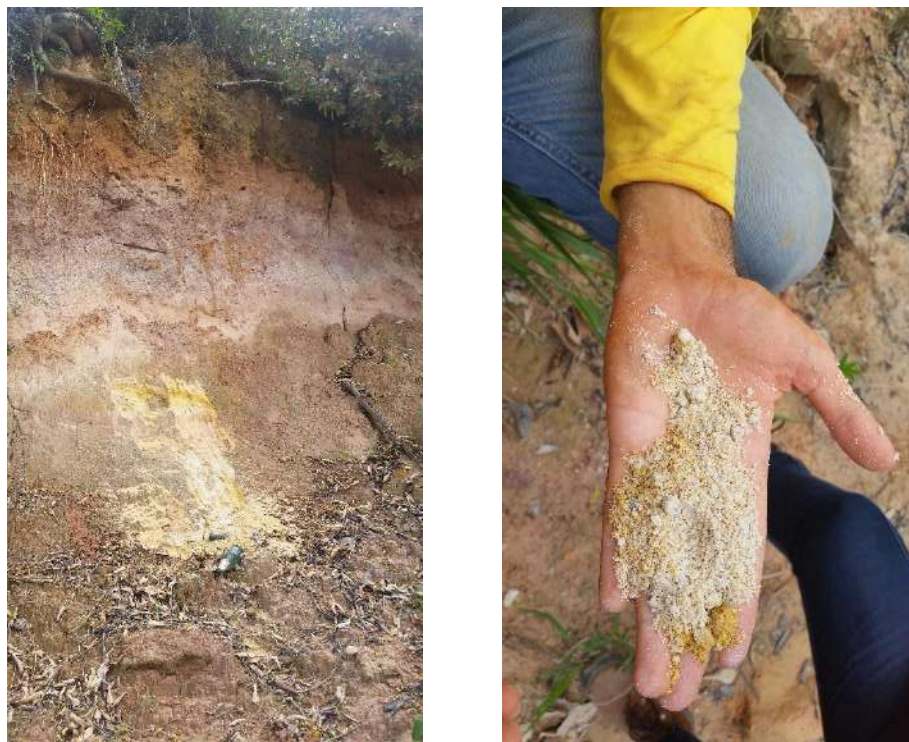
(a)



(b)

Fonte: A Autora (2022)

Figura 57 – (a) Perfil do ponto 6 do mapeamento Geológico. (b) Material arenoso rico em feldspato.



(a)

(b)

Fonte: A Autora (2022)

Figura 58 – (a) Perfil do ponto 7 do mapeamento Geológico. (b) Blocos e concreções de argila.

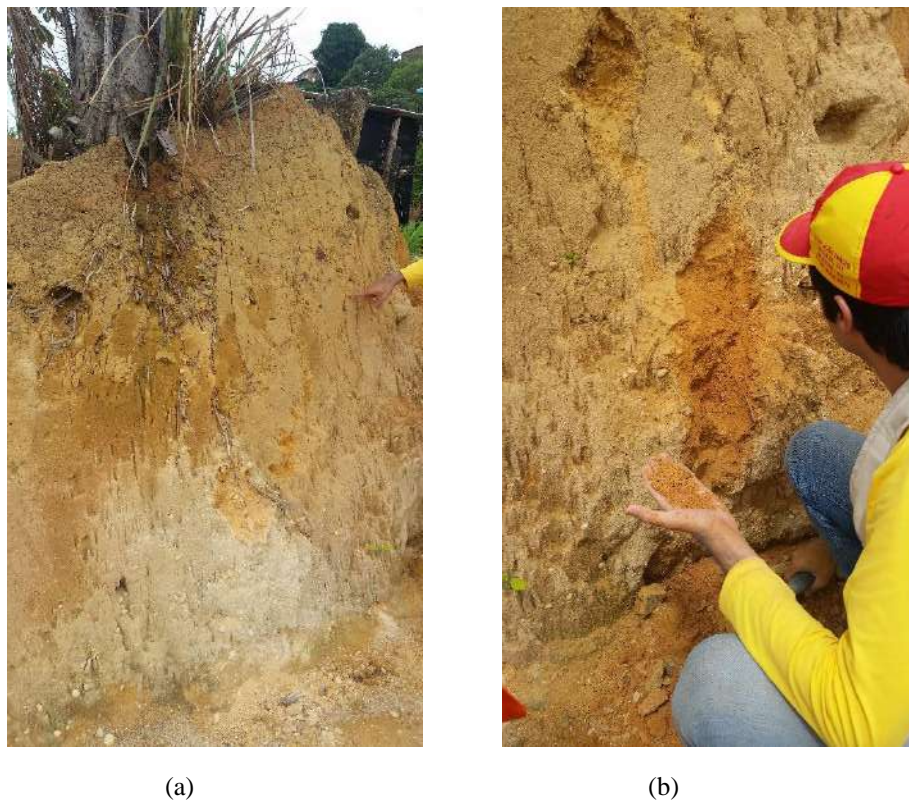


(a)

(b)

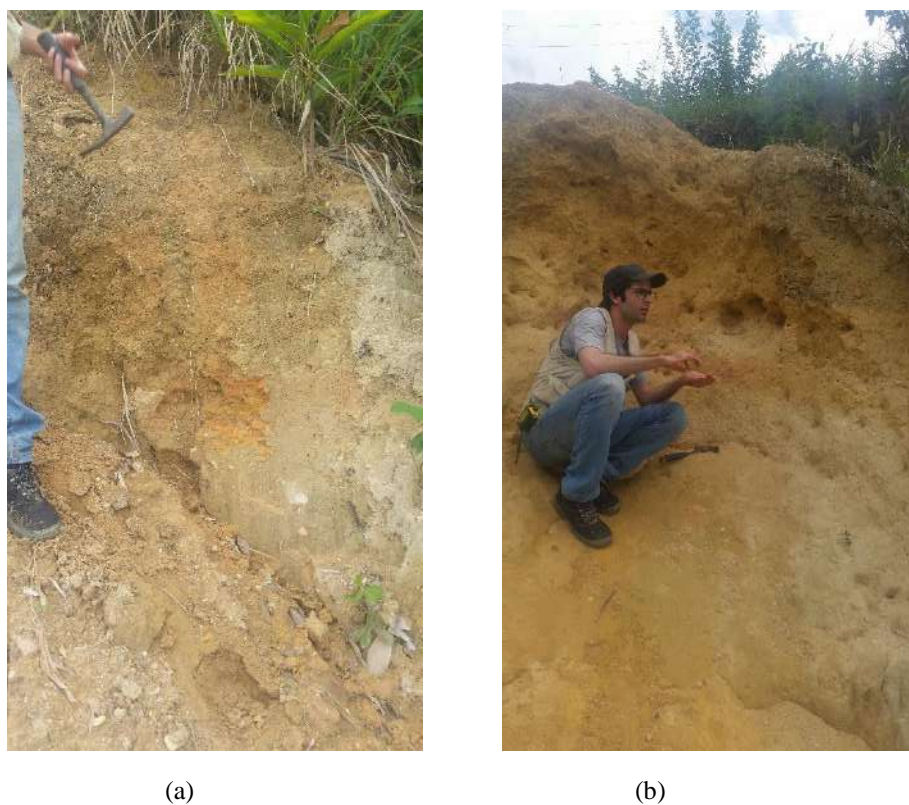
Fonte: A Autora (2022)

Figura 59 – (a) Perfil do ponto 8 do mapeamento Geológico. (b) Material muito grosso quartzoso.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 60 – Pontos (a) 9 e (b) 10 do mapeamento geológico.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 61 – Pontos (a) 12 e (b) 13 do mapeamento geológico.



(a)



(b)

Fonte: A Autora (2022)

Figura 62 – Pontos (a) 14 e (b) 16 do mapeamento geológico



(a)



(b)

Fonte: A Autora (2022)

Figura 63 – Pontos (a) 17 e (b) 20 do mapeamento geológico



(a)



(b)

Fonte: A Autora (2022)

Figura 64 – (a) Perfil do ponto 18 do mapeamento Geológico. (b) Concreção de ferro.



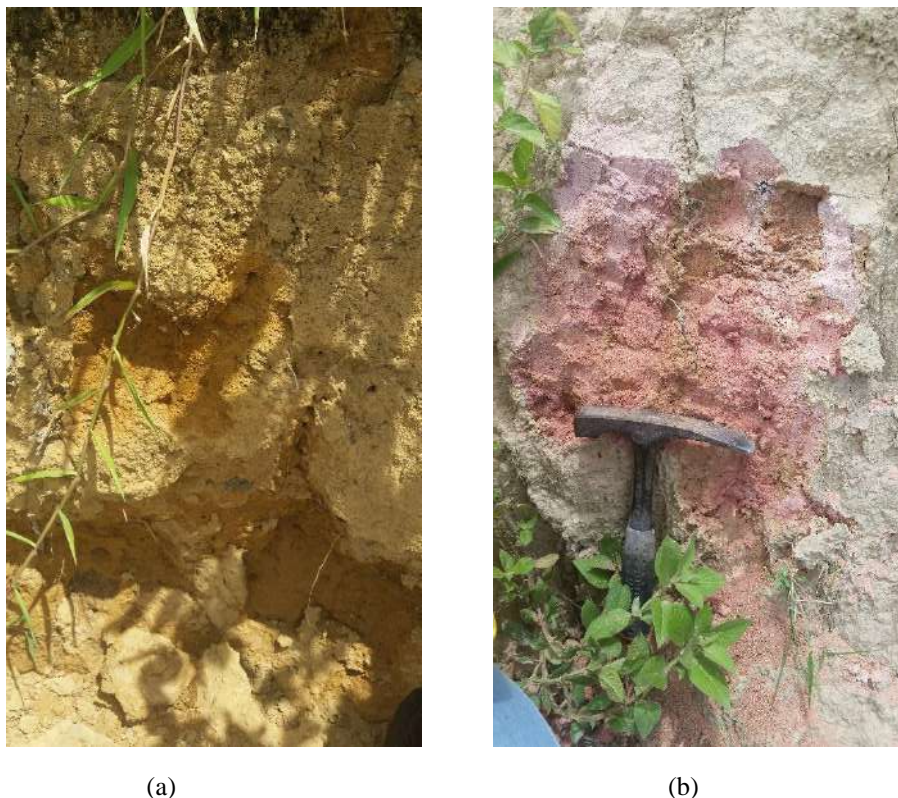
(a)



(b)

Fonte: A Autora (2022)

Figura 65 – Pontos (a) 21 e (b) 22 do mapeamento geológico

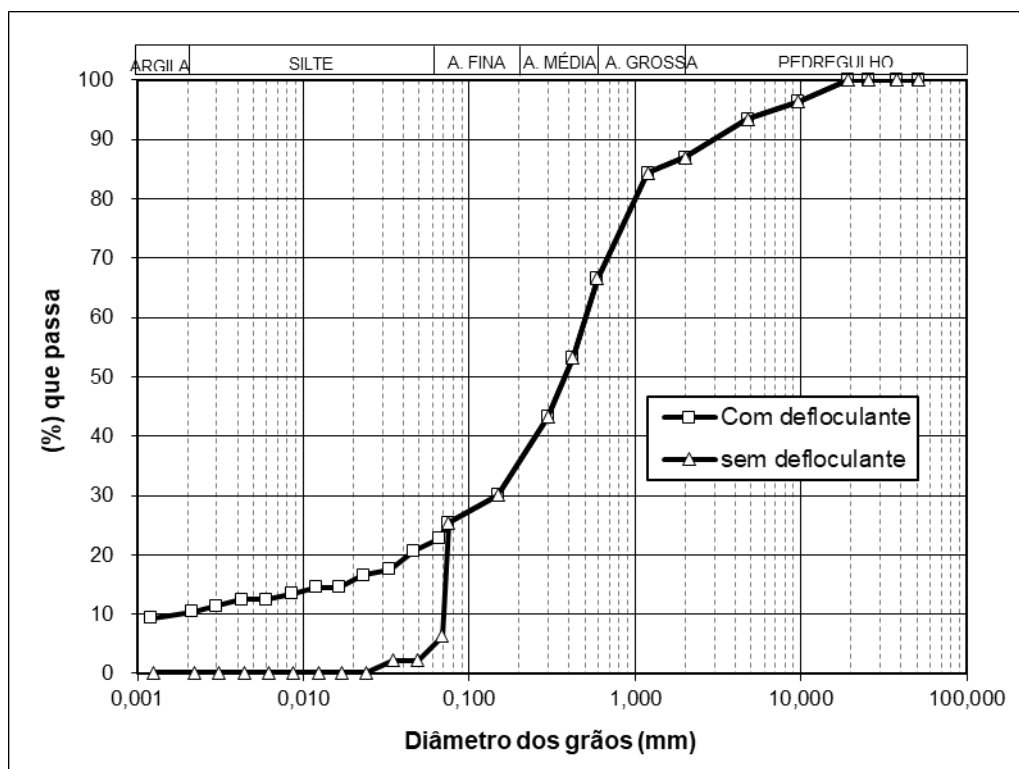


Fonte: A Autora (2022)

Foram realizados alguns ensaios de caracterização geotécnica com amostras de alguns desses pontos observados durante o mapeamento geológico. Os pontos escolhidos para caracterizar o solo foram os pontos 10, 18 e 21, pois percebeu-se que esses 3 locais apresentavam solos observados noutros pontos da encosta. As Figura 66 a Figura 68 mostram os resultados das curvas granulométricas e a Tabela 24 mostra os valores dos limites de liquidez e plasticidade, a distribuição granulométrica e a classificação SUCS para cada solo.

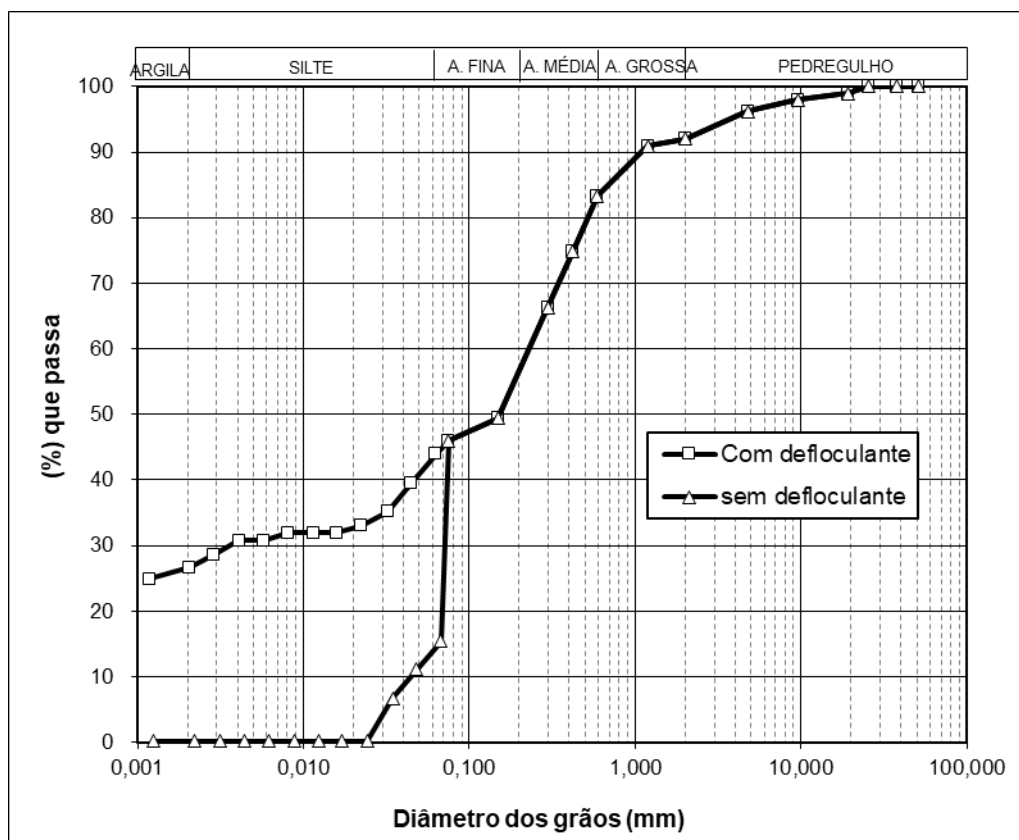
O solo do ponto 10 apresenta 13% de pedregulho, 21% de areia grossa, 10% de areia média, 33% de areia fina, 12% de silte e 12% de argila. O solo do ponto 18 apresenta 8% de pedregulho, 9% de areia grossa, 25% de areia média, 15% de areia fina, 16% de silte e 27% de argila. O solo do ponto 21 apresenta 0% de pedregulho, 8% de areia grossa, 40% de areia média, 21% de areia fina, 14% de silte e 17% de argila. De acordo com a classificação SUCS, os solos dos pontos 10, 18 e 21 são SM-SC, SC e SC respectivamente. Observa-se também nas curvas que os solos dos pontos 18 e 21 apresentam maior dispersão em relação ao solo do ponto 10.

Figura 66 – Curva granulométrica realizada com solo do Ponto 10 do Mapeamento Geológico



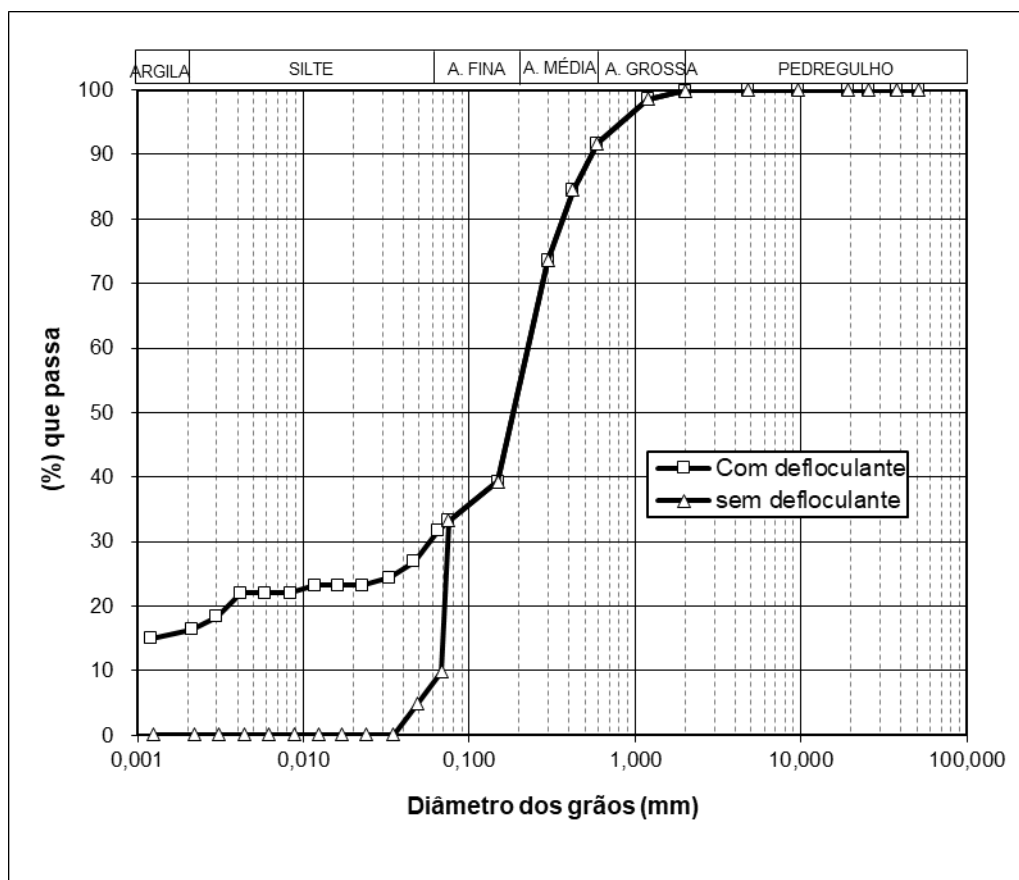
Fonte: A Autora (2022)

Figura 67 – Curva granulométrica realizada com solo do Ponto 18 do Mapeamento Geológico



Fonte: A Autora (2022)

Figura 68 – Curva granulométrica realizada com solo do Ponto 21 do Mapeamento Geológico



Fonte: A Autora (2022)

Tabela 24 – Valores de LL, LP e IP, Distribuição Granulométrica e Classificação dos solos.

Ponto	LL	LP	IP	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	SUCS
10	23,9	18,91	4,99	13	21	10	33	12	12	SM-SC
18	33,65	22,11	11,54	8	9	25	15	16	27	SC
21	32,8	19,3	13,5	0	8	40	21	14	17	SC

Fonte: A Autora (2022)

4.3.3 Coleta de amostras

A amostragem realizada na área de estudo constou da coleta de amostras indeformadas tipo bloco, a profundidades de até 1,2m. A localização da coleta de amostras está representada na Figura 69. As amostras foram retiradas próximo aos pontos de sondagem SP-01 e SP-03.

Figura 69 – Localização das retiradas dos blocos.

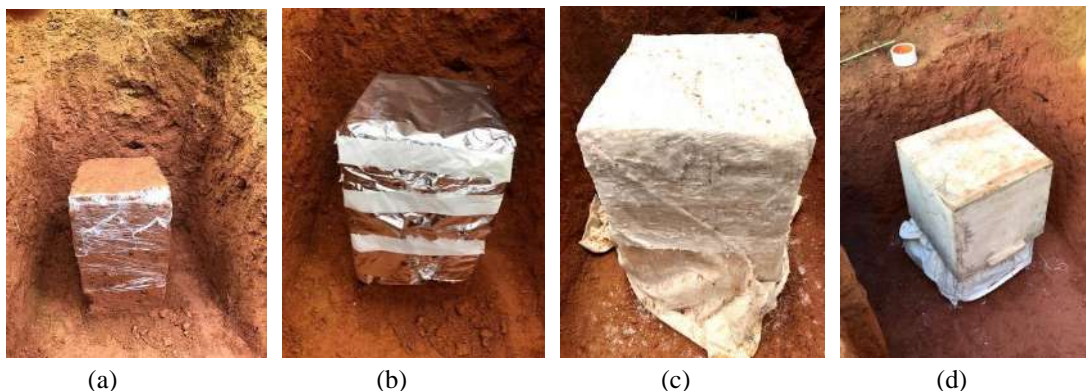


Fonte: Google Earth 2020

Os procedimentos adotados para coleta das amostras indeformadas tipo bloco constaram de escavação manual até a cota desejada, obtendo-se um poço exploratório; em seguida, os blocos foram moldados com uma faca afiada até atingirem seções transversais de aproximadamente 30 x 30 x 30 cm. Os blocos depois de moldados eram envolvidos em papel filme, papel alumínio, em um tecido de algodão, sendo em seguida parafinados até formar uma capa suficientemente rígida de 1cm de espessura. Posteriormente, as bases dos blocos foram seccionadas com o auxílio de uma faca e os blocos acondicionados dentro de uma caixa de madeira contendo pó de serra, onde se realizava o fechamento das bases dos blocos. Foram colocadas etiquetas nos topos dos blocos, contendo informações como local, data da coleta, número do bloco e profundidade da coleta. Por fim, foram transportados de forma cuidadosa até a câmara úmida do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE.

Para cada local de amostragem indeformada de bloco foram coletadas amostras em saco (amolgadas) de aproximadamente 10 kg, proveniente do material resultante do acabamento dos blocos. Essas amostras foram colocadas em sacos de boa resistência, etiquetados e transportados também para o Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE. A Figura 70 mostra alguns detalhes da retirada das amostras em bloco.

Figura 70 – Detalhes da coleta de amostras indeformadas tipo bloco na encosta estudada (a) Papel filme; (b) Papel alumínio (c) Pano de algodão e parafina; (d) Acondicionamento do bloco em caixa de madeira.



Fonte: A Autora (2022)

4.3.4 Ensaio de Permeabilidade Guelph

Para a determinação da condutividade hidráulica *in situ*, foi utilizado o permeâmetro Guelph. Este equipamento emprega em sua utilização o princípio de Mariotte para estabelecer o equilíbrio da carga d'água constante aplicada durante o ensaio, obtendo-se a permeabilidade saturada (K_{fs}) (Soilmoisture, 1991). A condutividade hidráulica não saturada pode ser obtida através do potencial mátrico de fluxo (ϕ_m) do solo através da Equação (31):

$$K(\Psi) = K_{fs} e^{\alpha \Psi} \quad (31)$$

Onde K_{fs} = condutividade hidráulica saturada; $\alpha = K_{fs} / \phi_m$ é uma constante, a qual é dependente das propriedades do solo; ϕ_m = potencial mátrico de fluxo obtido diretamente do ensaio e ψ é a sucção do solo em cm de coluna d'água.

Os ensaios Guelph foram realizados na encosta em estudo, próximos aos furos de sondagem, SP01 e SP03, a cada 1m, atingindo a profundidade de até 4 m. De forma sucinta, o procedimento de ensaio consiste em abrir um furo no solo com um trado, em seguida, instala-se o equipamento e enche-se o seu reservatório do mesmo com água. Concluída essa etapa, eleva-se o tubo de ar do aparelho para uma altura pré-estabelecida (H), permitindo a passagem de água até a formação de uma lâmina d'água dentro do furo. Após algum tempo, uma pequena área em torno do furo ficará saturada, criando um bulbo de saturação, nesse estágio o fluxo de saída água (Q) torna-se constante, sendo os valores lidos nessa fase utilizados no cálculo da condutividade hidráulica (AGUIAR, 2001; MEIRA, 2008). A Figura 71 ilustra o procedimento de instalação e realização do ensaio com o permeâmetro de Guelph.

Figura 71 – Procedimento de instalação e realização do ensaio com o permeâmetro de Guelph: a) Inserido trado no solo; b) realização do furo com o trado; c) instalação do equipamento, d) realização das leituras durante o ensaio.



Fonte: A Autora (2022).

As Figura 72, Figura 73, Tabela 25 e Tabela 26 apresentam os resultados obtidos através dos ensaios Guelph. Nelas encontram-se os resultados com indicação da condutividade hidráulica saturada, o potencial mátrico de fluxo e as umidades iniciais e finais. Observa-se que os valores de K_{fs} variaram de 1 a $2,77 \times 10^{-7}$ m/s para o furo SP1 e de 0,43 a 5×10^{-8} para o furo SP3, com maiores valores situados nas camadas mais arenosas a 4,0 m e 3,0

m de profundidade, respectivamente. Os resultados encontrados estão concordantes com a faixa de valores encontrada para outros solos da Formação Barreiras de Pernambuco e Rio Grande do Norte conforme mostrado na Tabela 27.

Tabela 25 – Valores dos coeficientes de permeabilidades saturadas, potenciais mátricos e as umidades iniciais e finais do solo (Furo G01).

Prof. (m)	K (m/s)	ϕ_m (m ² /s)	W _{inicial} (%)	W _{final} (%)
0,00 – 1,00	1.43×10^{-7}	1.99×10^{-10}	26.79	30.93
1,00 – 2,00	1.80×10^{-7}	2.50×10^{-10}	24.90	29.70
2,00 – 3,00	2.77×10^{-7}	3.85×10^{-10}	26.12	28.59
3,00 – 4,00	1.08×10^{-7}	1.68×10^{-10}	25.96	28.50

Fonte: A Autora (2022).

Tabela 26 – Valores dos coeficientes de permeabilidades saturadas, potenciais mátricos e as umidades iniciais e finais do solo (Furo G03).

Prof. (m)	K (m/s)	ϕ_m (m ² /s)	W _{inicial} (%)	W _{final} (%)
0,00 – 1,00	2.65×10^{-8}	3.68×10^{-11}	13.01	18.76
1,00 – 2,00	0.74×10^{-8}	1.03×10^{-11}	20.42	27.01
2,00 – 3,00	0.43×10^{-8}	0.60×10^{-11}	16.68	25.014
3,00 – 4,00	5.22×10^{-8}	7.26×10^{-11}	18.28	26.36

Fonte: A Autora (2022).

Tabela 27 – Permeabilidade de solos provenientes da Formação Barreiras na RMR - Pernambuco e RN.

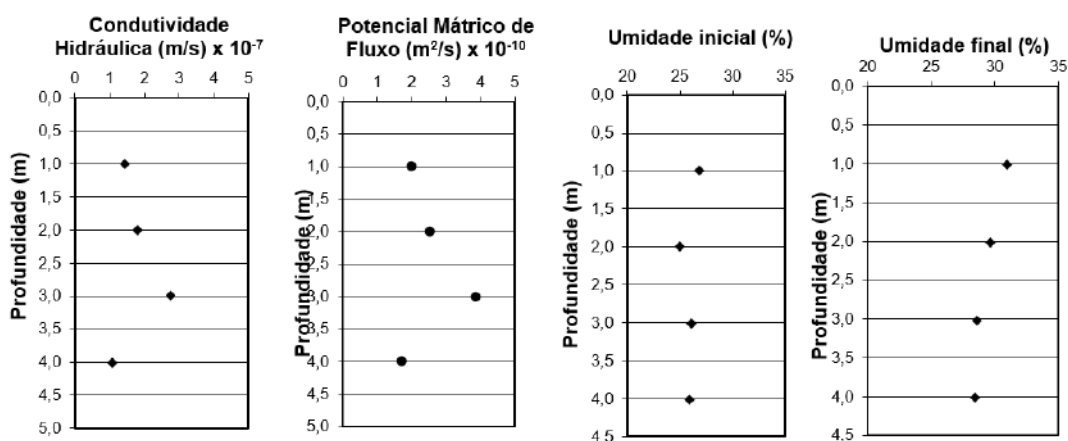
Ref.	Local	K (m/s)
Lima (2002)	PE	$1,24 \times 10^{-5}$ a $6,43 \times 10^{-7}$
Lafayette (2000)	PE	$7,6 \times 10^{-5}$
Lafayette (2006)	PE	2,78 a $5,23 \times 10^{-6}$
Silva et. al (2005)	PE	$1,2 \times 10^{-6}$ a $4,8 \times 10^{-7}$
Coutinho e Silva (2007)	PE	1,2 a $4,8 \times 10^{-6}$
Severo et al. (2005)	RN	$6,5 \times 10^{-5}$ a $1,5 \times 10^{-8}$

Fonte: A Autora (2022).

De acordo com a classificação proposta por Terzaghi, Peck e Mesri (1996), os coeficientes de permeabilidade saturada (K), determinados por meio do Permeâmetro de Guelph, classificam esse solo como de baixa permeabilidade, apresentando comportamento típico de solos formados por areias muito finas ou compostos pela mistura de silte, areia e

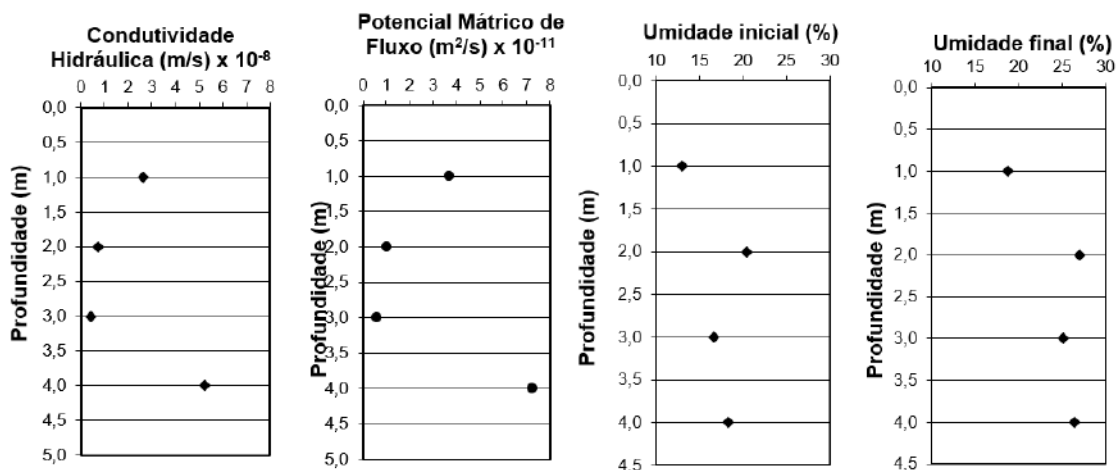
argila. Esse último caso, concorda com os resultados de granulometria já que se trata de (areias argilosas) SC, pois apesar de serem predominantemente arenoso, os solos estudados também ostentam uma parcela considerável de finos (silte e argila).

Figura 72 – Resultados dos coeficientes de permeabilidades obtidas “in situ”, potencial mátrico e umidade inicial e final (G01).



Fonte: A Autora (2022).

Figura 73 – Resultados dos coeficientes de permeabilidades obtidas “in situ”, potencial mátrico e umidade inicial e final (G03).

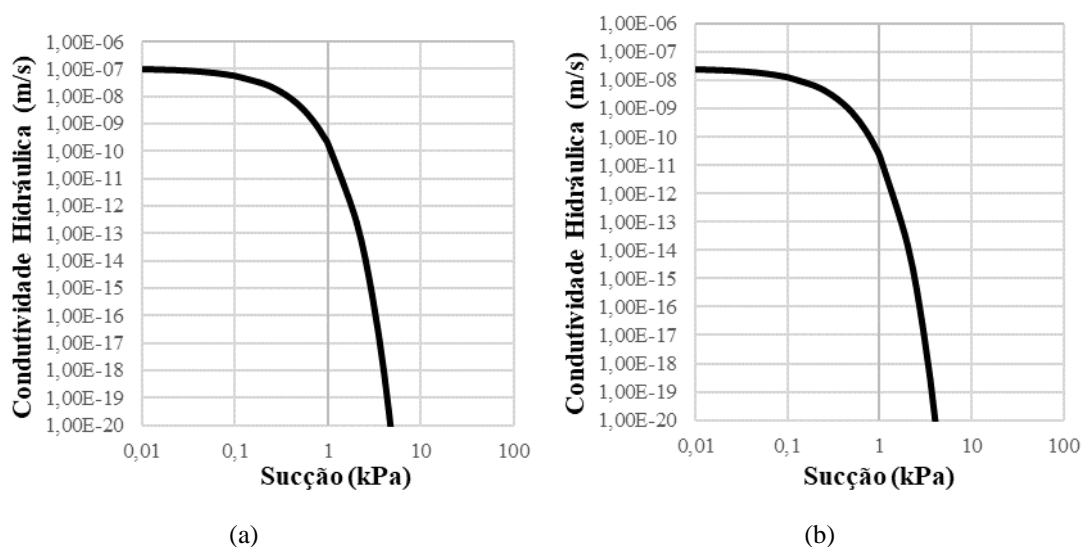


Fonte: A Autora (2022).

A condutividade hidráulica não saturada relacionada com a sucção do solo foi determinada considerando-se resultados do potencial mátrico de fluxo (ϕ_m) obtidos do ensaio aplicados na Equação (31), onde a Figura 5 ilustra os resultados obtidos. Uma pequena variação na condutividade hidráulica é observada (Figura 5) em sucções menores do que 0,4 kPa (valor aproximado de entrada de ar) reduzindo aproximadamente de 10^{-7} a 10^{-8} m/s e de 10^{-8} a 10^{-9} m/s. Este é um comportamento esperado, visto que acima do valor de sucção de

entrada de ar, o ar encontra-se de forma oclusa, exercendo, desta forma pouca influência no fluxo de água no solo. A partir deste ponto, o ar passa a ocupar a maior parte dos poros do solo, aumentando os meniscos, resultando numa acentuada redução da condutividade hidráulica do solo. Comportamento semelhante foi encontrado por Coutinho *et al.* (2006) e Silva e Coutinho (2007), também em um solo da Formação Barreiras, com pequena variação na condutividade hidráulica não saturada na faixa de 10^{-4} a 10^{-5} m/s para valores de sucção menores do que 1 kPa, seguida por acentuado decréscimo com o aumento da sucção.

Figura 74 – Condutividade hidráulica não saturada x sucção do solo. (a) Furo SP1 e (b) Furo SP3



Fonte: A Autora (2022).

4.4 INSTRUMENTAÇÃO

Nesta seção são apresentados a metodologia e os resultados referentes a instalação do pluviômetro e inclinômetros.

4.4.1 Pluviometria

Como mostrado anteriormente, a instrumentação pluviométrica foi realizada por meio de 3 pluviômetros: Sendo dois do CEMADEN e um do GEGEP. Na encosta, utilizou-se o pluviômetro modelo Ville de Paris, conforme ilustra a Figura 75.

Figura 75 – Pluviômetro Ville de Paris instalado na área de estudo.



Fonte: A Autora (2022).

O pluviômetro Ville de Paris consiste de um tubo confeccionado com inox 304 nº 26, possuindo dimensões de 630mm de altura; 400 cm² de área de captação; 225,7mm de diâmetro da boca, peso de 3kg e com 200mm de capacidade de chuva. Para instalação do pluviômetro Ville de Paris são necessários uma haste de sustentação para fixação do pluviômetro, 2 braçadeiras, soldas e rebites. Os resultados obtidos de dados pluviométricos foram apresentados anteriormente.

4.4.2 Inclínômetros

A instalação das verticais de inclinômetros teve como objetivo o monitoramento da encosta para detectar quaisquer deslocamentos que porventura venham a ocorrer. É de grande importância que se tenham esses dados para análise e retroanálise de estabilidade da encosta, em uma possível ruptura (SCHILLING, 1993; LACERDA, 1997; 2004; LEROUEIL, 2004; CAPUTO et al., 2004).

Na encosta em estudo foram instalados um total de 2 verticais de inclinômetros nos meses de dezembro de 2016 e junho de 2017. As profundidades de instalação foram de 15m. O monitoramento das leituras foi realizado, inicialmente, a cada 15 dias, sendo em seguida ajustado conforme a necessidade, tendo como referência os resultados obtidos.

O equipamento utilizado consiste num torpedo sensor o qual é introduzido num tubo guia vertical de observação, fornecendo dados que permitem medir perfis de deslocamentos horizontais de massas de solo. O inclinômetro mede o ângulo de inclinação do tubo-guia com a vertical, na posição em que o torpedo se encontra.

O equipamento utilizado na pesquisa para medir os deslocamentos horizontais foi o inclinômetro DIGITILT, modelo 50304, fabricado nos Estados Unidos pela Sinco Slope Indicator. Segundo Coutinho e Ortigão (1990) a confiabilidade deste equipamento é considerada muito boa com repetibilidade de aproximadamente $\pm 2\text{mm}$ de deslocamento no topo de um tubo com 15m de comprimento.

Para a obtenção dos deslocamentos horizontais fez-se necessário à instalação dos tubos guia, a qual seguiu as recomendações propostas por Silva (2007) e pela GEORIO (2000). Para a instalação dos tubos-guia, fez-se primeiramente um furo de 4" com utilização de equipamento de sondagem com circulação de água, até atingir uma camada de solo resistente e indeslocável. Ou seja, a extremidade inferior do tubo foi localizada em região do terreno que não devia se deslocar. Desta forma, a ancoragem dos tubos fez-se em geral com um comprimento de aproximadamente 3,0m estando situado em camadas de solos que apresentaram valores de SPT elevados.

Depois da abertura e limpeza do furo, os tubos de acesso foram introduzidos, sequencialmente, emendados por luvas de alumínio, até o limite da perfuração. Inicialmente os tubos de alumínio eram preparados formando conjuntos de 6m de comprimento, para facilitar a instalação, tendo sido antes verificado se existiam sinais de curvatura nos tubos. Cuidados também foram tomados no sentido de verificar o alinhamento das ranhuras dos tubos, à medida em que os mesmos eram emendados pelas luvas.

A Figura 76 ilustra a instalação de um tubo-guia na encosta em estudo. Na união de duas seções de tubos de 3,0m evitava-se encostar, entre si, suas extremidades, entre dois tubos contíguos, onde foi deixado um comprimento livre de 20mm para ambos os lados. Segundo Coutinho (1986) e Cardia (1990), além de permitir maior deslocamento horizontal, esse sistema poderia permitir deformações verticais do conjunto. A Figura 76 ilustra o detalhe da colocação dos rebites para fixação das luvas nos tubos de acesso. Seguindo as recomendações de Cardia (1990), tomou-se o cuidado de vedar a tampa localizada na extremidade inferior do furo e a região em torno das extremidades das luvas, com fita adesiva plástica, para evitar a penetração de solo, de bentonita e da calda de cimento nos tubos-guia, principalmente nas ranhuras.

Figura 76 – Instalação dos tubos guia para leitura de inclinômetro. a) Tubos de inclinômetro, b) Cravação do tubo no furo c) Colocação dos rebites. d) Colocação de água dentro do tubo para que ele descesse.



(a)



(b)



(c)



(d)

Fonte: A Autora (2022).

Os resultados aqui mostrados referem-se ao monitoramento realizado no período de dezembro de 2016 a agosto de 2019, com leitura inicial realizada no dia 07/12/2016. As

verticais de inclinômetros foram instaladas no eixo da encosta mais provável de ocorrer deslizamento.

As Figura 77 e Figura 78 apresentam graficamente, em função da profundidade, os ângulos de inclinação com a vertical no eixo principal de deformação (eixo "A" de orientação dos tubos de inclinômetro), os quais indicam a profundidade de ocorrência das maiores distorções das verticais de inclinômetros. Verificou-se que as duas verticais de inclinômetro apresentaram distorções angulares praticamente nulas, indicando a ocorrência de deslocamentos horizontais bastante pequenos. As Fonte: A Autora (2022).

Figura 79 e Figura 80 apresentam os deslocamentos horizontais obtidos nas verticais de inclinômetro referentes aos eixos (A+) - (A-) e (B+) - (B-).

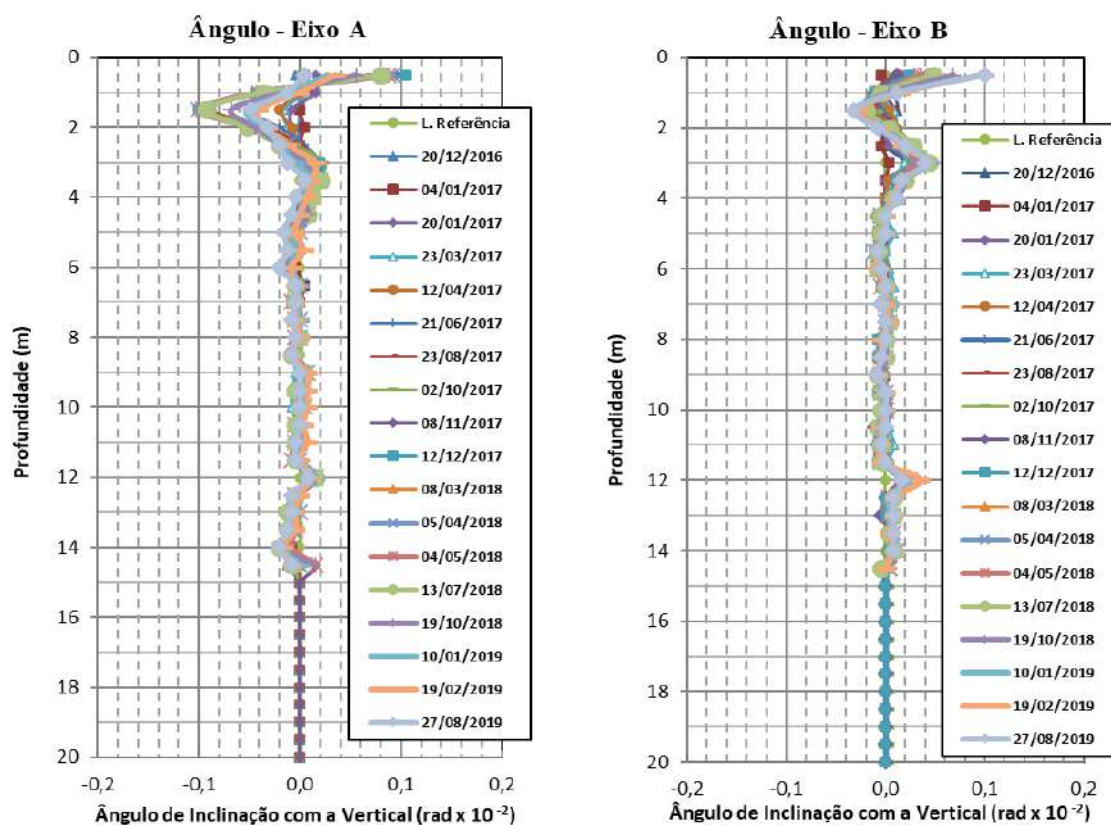
Na vertical referente ao furo SP-01 (Fonte: A Autora (2022).

Figura 79), localizado no topo do deslizamento, foram observados deslocamentos horizontais máximos da ordem de 1,0 mm próximo à superfície do terreno. Observa-se pequena redução dos deslocamentos no intervalo entre algumas medições podendo ser justificado por imprecisões do equipamento. Na vertical referente ao Furo SP-03 (Figura 80), localizado no meio da encosta, pode-se verificar deslocamentos horizontais máximos no eixo principal do movimento de aproximadamente 2mm. Percebe-se que os deslocamentos encontrados em ambas as verticais não são indicativos de movimento, já que as leituras seguintes não apresentaram a tendência de crescimento nos valores.

NasFonte: A Autora (2022).

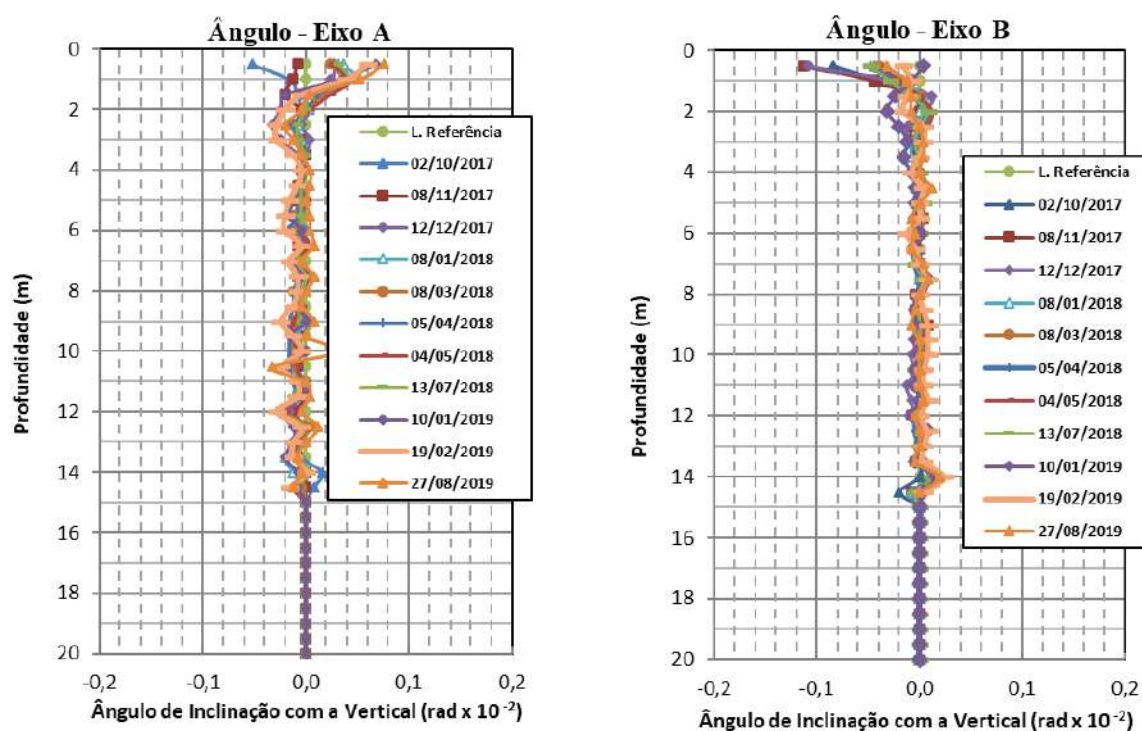
Figura 79 e Figura 80 referente aos Furos SP-01 e SP-02, respectivamente, são mostrados deslocamentos negativos no eixo A+- A-, podendo significar segundo Schilling (1993), o reflexo de um movimento localizado de rotação no inclinômetro.

Figura 77 – Ângulos verticais obtidos ao longo da vertical de inclinômetro SP-01



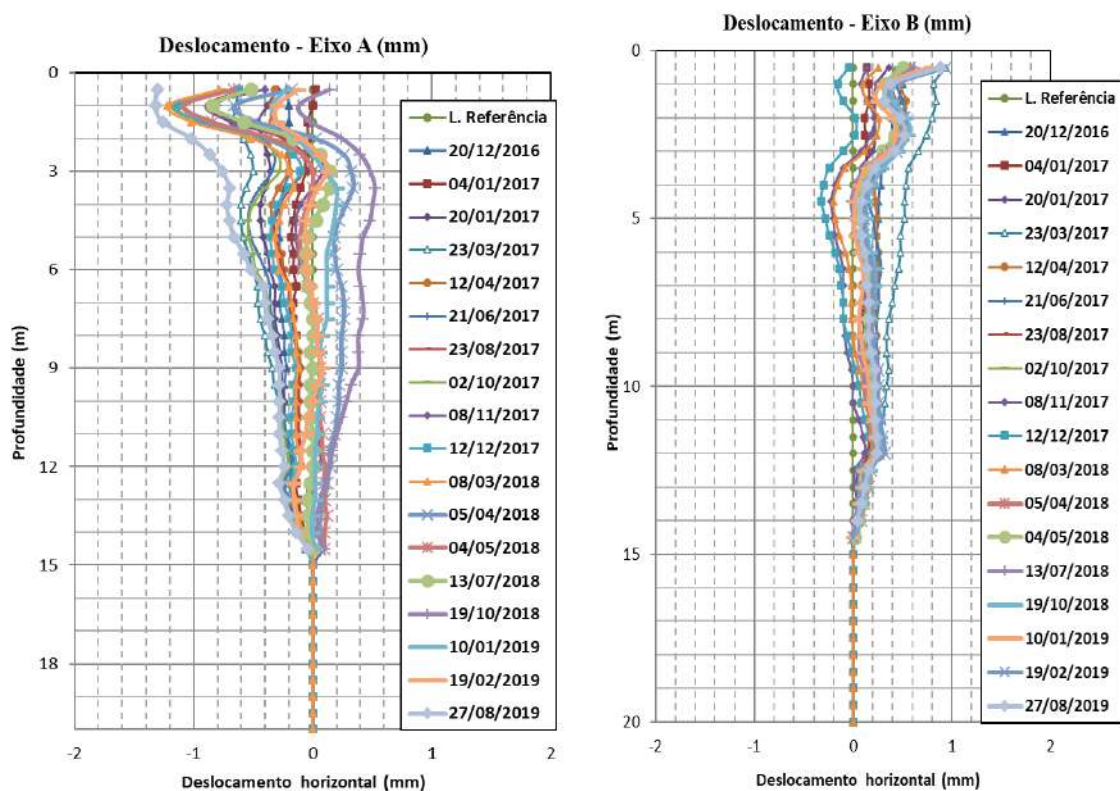
Fonte: A Autora (2022).

Figura 78 – Ângulos verticais obtidos ao longo da vertical de inclinômetro SP-03



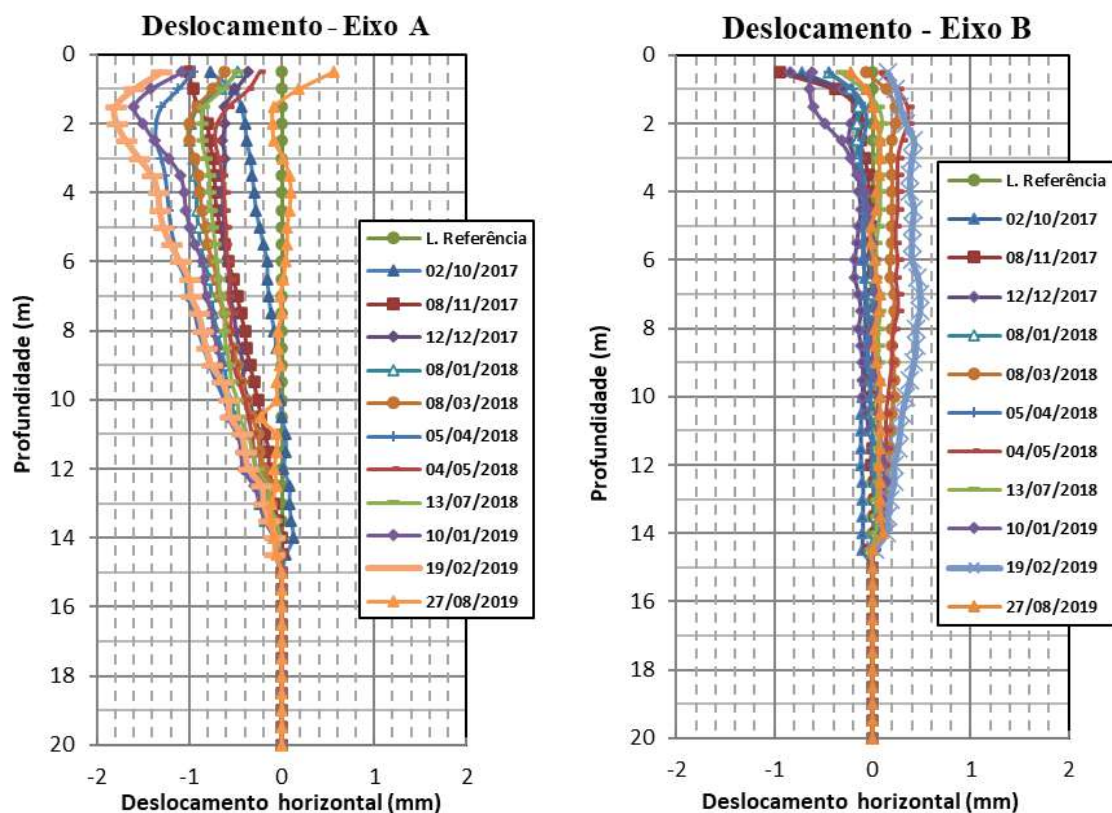
Fonte: A Autora (2022).

Figura 79 – Deslocamentos horizontais referentes a vertical do furo SP-01



Fonte: A Autora (2022).

Figura 80 – Deslocamentos horizontais referentes a vertical do furo SP-03



Fonte: A Autora (2022).

4.5 SÍNTESE DO CAPÍTULO

Conforme o apresentado nesse Capítulo, a área de estudo desta pesquisa trata-se de uma microbacia hidrográfica, com área aproximada de 145.600m², localizada no municípios de Recife. A análise dos aspectos climáticos mostrou que em relação a pluviometria da região, o período chuvoso está concentrado nos meses de março a agosto, com médias mensais geralmente maiores que 150 mm. Este período é considerado de alerta para as defesas civis da Região Metropolitana do Recife. As precipitações máximas mensais ocorreram nos meses de maio, junho e julho, com médias mensais maiores que 300 mm de chuva.

No que se refere aos aspectos geológicos foi identificado a existência de duas unidades geológicas distintas, a Formação Barreiras que aflora em posições mais elevadas e a presença de sedimentos aluvionares em áreas planas localizadas no fundo dos vales. Em relação aos aspectos geomorfológicos foram identificadas quatro unidades de relevo: o plano aluvial, as colinas com topos alongados e a rampa de colúvio.

Quanto às sondagens, uma característica comum a todos os furos é que, sempre que encontrada uma camada de argila siltosa, o N_{SPT} atingia um pico e logo depois voltava a cair. Isso pode ser explicado pela camada de argila de consistência dura que eleva a resistência. Em relação a umidade, percebeu-se que houve uma variação grande ao longo dos furos de sondagem de acordo com o material existente na camada

Verificou-se também que as duas verticais de inclinômetro instalados apresentaram distorções angulares praticamente nulas, indicando a ocorrência de deslocamentos horizontais bastante pequenos.

5 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E ESTRUTURAL DOS SOLOS DA ENCOSTA E SEUS ÍNDICES DE INTEMPERISMO

Rochas localizadas em regiões que possuem altas taxas de precipitação tendem a originar grandes horizontes de solo na superfície. Compreender as características do solo é essencial para o uso e ocupação da superfície, principalmente quando localizada em encostas.

Diversos estudos têm sido realizados ao redor do mundo para demonstrar a relação entre intemperismo, características geoquímicas e deslizamentos de terra. Shao et al. (2012) estudaram a variação do Índice Químico de Alteração (CIA) para demonstrar a potencial influência de variáveis geológicas e climáticas no intemperismo químico nas bacias de drenagem da China e Taiwan.

Sajinkumar et al. (2011) observaram como o intemperismo na encosta barlavento dos Gates Ocidentais influencia a ocorrência de deslizamentos de terra e os fatores que aceleram o processo de intemperismo. Segundo Rodrigues (2014), existe uma relação direta entre os processos de intemperismo que atuam em uma determinada região e sua suscetibilidade ao fenômeno de instabilidade de taludes, especificamente o deslizamento de terra e o carregamento dos blocos nele contidos.

Migon (2013) mostrou que em terrenos profundamente intemperizados, os padrões de movimento de massa estão diretamente relacionados ao grau de intemperismo. Regmi et al. (2013) estudaram o deslizamento de terra Dumre Besi no centro do Nepal e verificaram que embora tenha sido desencadeado pelas chuvas de monção em 2003, as estruturas geológicas e a erosão das rochas desempenharam um papel fundamental no seu início e intensificação. Xu et al. (2018) estudaram os fatores de crescimento de deslizamentos ocorridos na área do Reservatório das Três Gargantas na China para a prevenção e controle de deslizamentos regionais. Rendon et al. (2020) estudaram a caracterização de propriedades químicas, mineralógicas e geotécnicas de solos derivados de cinzas vulcânicas. Concluiu-se que o estudo dos solos requer um rigoroso conhecimento e compreensão da formação do solo, ambiente deposicional e mineralogia. A caracterização química dos solos desempenha um papel importante para compreender as características de retenção de água e sua influência nas diferentes propriedades geotécnicas.

Neste contexto, este Capítulo apresentará o estudo de solos originários de rochas sedimentares da Formação Barreiras da encosta analisada. Esta unidade geológica possui muitas fácies sedimentares e a compreensão de cada uma delas é fundamental. Assim, como continuidade da linha de pesquisa do GEGEP/UFPE (Coutinho et al. 2019), será abordada a

caracterização geoquímica e mineralógica com análise espacial dos seguintes parâmetros do solo da encosta do Alto de Santa Tereza em Recife/Brasil: granulométricos; morfooscópico; composicional; químico e mineralógicos. Por fim, o objetivo deste Capítulo é relatar como o intemperismo no solo da encosta influencia na ocorrência de deslizamentos de terra.

O Capítulo está dividido em três seções principais. A primeira delas apresenta a metodologia utilizada nos ensaios da caracterização geoquímica e mineralógica. A segunda visa apresentar os resultados obtidos com esses ensaios. E a terceira e última seção contempla a análise da relação entre o intemperismo e os deslizamentos.

5.1 EXPERIMENTOS E METODOLOGIA DE ANÁLISE

Nesta seção serão apresentadas as metodologias utilizadas nos ensaios de caracterização espacial dos parâmetros granulométricos, de caracterização mineralógica, de caracterização química e de caracterização microestrutural.

5.1.1 Caracterização Espacial dos Parâmetros granulométricos

A coleta de dados geológicos foi realizada pela autora juntamente com a equipe de Geologia do GEGEP, que percorreram a encosta, escolhendo solos representativos de acordo com seus aspectos mineralógicos observados com lupa. Essas análises incluíram a observação do tamanho do grão, esfericidade, tipo de material e cor. Em alguns pontos, cujos solos apresentavam características com melhor visualização, foram retiradas amostras, que foram: G03, G05, G06F, G06Q, G08.

Foram coletadas amostras não perturbadas e representativas de perturbações em 2 locais diferentes ao longo do perfil estudado. Amostras foram retiradas após a escavação, dois blocos coletados na profundidade de 0,90 metros, e dois blocos na profundidade de 1,25 metros, blocos com formato cúbico de 0,30x0,30x0,30 m. Para cada profundidade, foi coletada uma amostra perturbada pesando aproximadamente 10 kg. As amostras foram coletadas de acordo com a NBR 9604 (2016) e submetidas à análise por peneiramento a seco, de acordo com o procedimento padrão descrito por Briggs (1977)

A distribuição das amostras de sedimentos em classes granulométricas foi realizada estatisticamente utilizando os Sistemas de Análise Granulométrica (SYSGRAN). O SYSGRAN é um programa desenvolvido por Camargo (2006) do Centro de Estudos Marinhos da Universidade Federal do Paraná. O SYSGRAN forneceu o diâmetro médio, seleção, assimetria e curtose dos sedimentos, de acordo com o método padrão descrito por Folk (1957).

5.1.2 Caracterização Mineralógica

Para a caracterização mineralógica, foram realizadas análises mineralógicas dos materiais em estudo com base nas análises realizadas por lente binocular para a fração areia, e por DRX para a fração silte e argila. Os resultados são apresentados em forma de fotos (fração areia) e de difratogramas (fração argila e silte).

A análise mineralógica da fração areia foi realizada no LGGM – Laboratório de Geologia e Geofísica Marinha através de lupa binocular, da marca *Lieder* (aumento de 100x), pertencente ao Departamento de Geologia da UFPE, com o apoio do Professor Valdir do Amaral.

A metodologia para esta análise consistiu inicialmente na coleta de porções representativas de amostras, em seguida, foram lavadas em peneiras de abertura de 2 mm e 0,062 mm em água corrente para retirar a fração fina do solo. O material retido nessas peneiras foi colocado na estufa a 100° C para posterior visualização ao microscópio (*Lieder*) com lente binocular; neste caso, havia material retido apenas na peneira de abertura de 0,062 mm.

Para análise microestrutural da fração silte e argila de amostras de solo de encosta, utilizou-se a técnica de difração de raios X para avaliar as fases cristalográficas. As análises foram realizadas em difratômetro de raios X (*Bruker D8 Advance Davinci*), utilizando radiação Cu-K α ($\lambda = 1,5406 \text{ \AA}$). O degrau foi de 0,02 para uma faixa em 2θ de 10° a 70° com 40 mA e 40 kV para corrente e tensão, respectivamente. Os difratogramas obtidos foram comparados com os padrões dos arquivos cristalográficos JCPDS (*Joint Committee on Powder Diffraction Standards*) com 00-005-0490 e 00-001-0527 utilizando o Software PANalytical X'Pert PRO®.

5.1.3 Caracterização Química

Os atributos químicos dos materiais foram analisados, correlacionando os resultados obtidos com a mineralogia presente. Os ensaios químicos foram realizados em amostras de solo dos blocos indeformados e solos coletados durante a coleta de dados geológicos. Foram realizadas as análises para determinar a porcentagem de saturação, pH em água, complexo de sortivo, carbono orgânico, nitrogênio e matéria orgânica.

A determinação dos elementos: SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, MgO, CaO, K₂O, TiO₂, P₂O₅ e MnO (óxidos), foram realizadas no Laboratório NEG-LABISE do Departamento de Geologia da UFPE (Universidade Federal de Pernambuco), sob orientação da Professora Valderez P.

Ferreira. A metodologia utilizada para esta análise consistiu, à princípio, em secar uma porção das amostras em estufa a 110°C para eliminar a água de adsorção e depois levar a uma mufla a 1000°C por duas horas para determinar a perda ao fogo (PF). Uma porção de amostra na forma de pó seco foi prensada com 30 toneladas de pressão. As pastilhas assim formadas foram analisadas qualitativamente para elementos pesados e alguns leves, e então semi-quantitativamente para os detectados na varredura qualitativa. Os resultados foram recalculados para 100%, para incorporar o valor da perda ao fogo. Todos os elementos da tabela periódica podem ser detectados, com exceção dos elementos leves (H, He, Li, Be, B, C, N e O). Para as análises químicas, foi utilizado um espectrômetro de fluorescência de raios X Rigaku, modelo ZSX Primus II, equipado com tubo Rh e sete cristais analisadores.

5.1.4 Caracterização Microestrutural

A microestrutura do solo pode auxiliar no melhor entendimento do comportamento mecânico observado em laboratório. A forma mais direta de visualizar a microestrutura do solo é através da microscopia eletrônica de varredura (MEV), na qual o solo pode ser fotografado com ampliação de centenas a milhares de vezes. Este procedimento permite observar o arranjo das partículas, cimentações e até identificar alguns minerais.

Nesta pesquisa, o equipamento empregado para a análise da microestrutura do solo foi o Microscópio Eletrônico de Varredura da Tescan - Mira 3 (Scanning Electron Microscope) do Laboratório de Microscopia Eletrônica do Departamento de Física/UFPE. A alta resolução do equipamento permitiu uma ampliação da imagem de até 30 mil vezes. A análise das amostras foi realizada com a ajuda do técnico Sérgio Santos. O preparo das amostras consistiu na coleta de pequenos torrões, que foram colocados em cápsulas e mantidos em estufa por 24 horas para secagem completa. Em seguida, as amostras foram fixadas em suporte metálico cilíndrico com cola especial para obter a superfície de observação. Em seguida, os suportes foram colocados em uma campânula a vácuo, para então serem submetidas à metalização com feixes de ouro que foi realizada no Departamento de Química da UFPE. Após este processo procedeu-se a realização da varredura das amostras.

5.2 RESULTADOS E ANÁLISES DOS EXPERIMENTOS

Nesta seção serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização espacial dos parâmetros granulométricos, de caracterização mineralógica, de caracterização química e de caracterização microestrutural.

5.2.1 Descrição da coleta de dados geológicos

Através da coleta de dados geológicos, foi possível identificar duas fácies sedimentares distintas para as rochas da Formação Barreiras: leques aluviais e canais fluviais/planícies de inundação. A primeira fácies aparece como sedimentos conglomeráticos constituídos por cascalho centimétrico de quartzo envolto em uma matriz arenosa grossa que geralmente ocorre intercalada com camadas arenosas; nestas camadas não estão presentes estruturas sedimentares. Além do cascalho, também podem ocorrer blocos centimétricos de concreções ferruginosas e blocos de argila. Essas características indicam que sua formação ocorreu devido a processos de fluxo de detritos de alta energia em um ambiente de leques aluviais.

Ainda acerca da fácies canais fluviais/planícies de inundação, foram encontradas camadas de argila maciça geralmente com textura mosqueada. A presença de material arenoso aponta para um ambiente deposicional de canais fluviais, e a presença de camadas argilosas indica a presença de planícies de inundação adjacentes aos canais fluviais onde houve deposição de materiais de granulização fina por ocasião do transbordamento desses canais.

A Figura 81 apresenta imagens detalhadas de alguns dos pontos estudados, mostrando concreções ferruginosas e blocos argilosos encontrados nos solos observados na coleção.

Figura 81 – a), b) Cortes na encosta feitos pela população e c), d) concreções ferruginosas



a)

b)

c)

d)

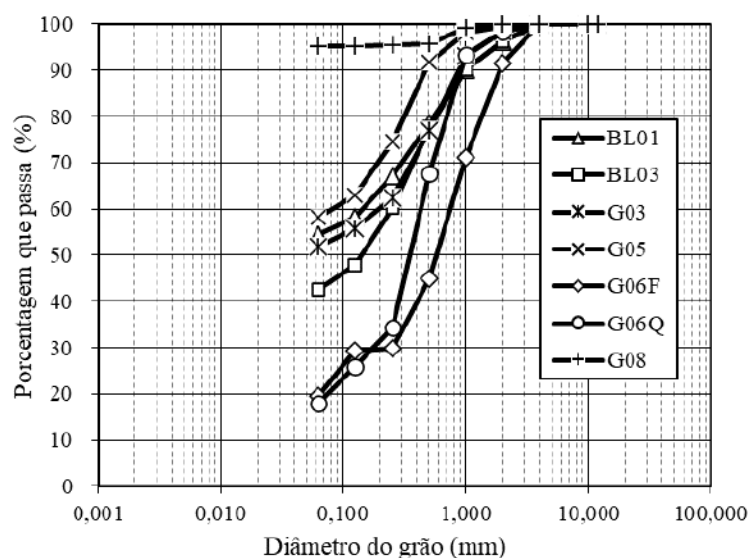
Fonte: A autora (2022)

5.2.2 Análise espacial dos parâmetros granulométricos

A Figura 82 mostra o gráfico com a distribuição granulométrica dos grãos das amostras estudadas, e a Tabela 28 apresenta os resultados encontrados para a análise espacial dos parâmetros granulométricos através do SYSGRAN. Moraes Filho et al. (1999)

observaram que, dentro do grupo Barreiras, é notável a alternância de depósitos pelíticos e psamo-psefíticos, conferindo ao conjunto uma aparência grosseira estratificada. Conforme descrito pelos autores citados, os sedimentos são predominantemente arenosos, mal selecionados, com baixa maturidade textural e mineralógica, mostrando que o transporte a que foram submetidos foi curto e torrencial. Ainda assim, as amostras apresentam uma porcentagem significativa de partículas finas.

Figura 82 – Curvas granulométricas das amostras.



Fonte: A Autora (2022)

Também foi observado o grau de seleção, isto é, uma medida de dispersão da amostra, que significa o desvio padrão da distribuição de tamanho (BRIGGS, 1977). De acordo com os processos mencionados por Briggs (1977), os sedimentos analisados foram classificados como mal selecionados a muito mal selecionados. Este fato provavelmente indica um grande volume de sedimentos e curto transporte para sua deposição.

Sedimentos bem selecionados implicam em grãos com pequena dispersão dos seus valores granulométricos, enquanto sedimentos mal selecionados indicam o inverso (Nichols, 2009). Segundo Russel (1939), o grau de seleção se processa pela ação de três PROCESSOS: (i) a seleção local, que ocorre durante a deposição dos sedimentos, (ii) a seleção progressiva, que ocorre durante o transporte, e ainda, (iii) a junção de seleção local e progressiva, processo que seria o mais comum. Durante o transporte ocorrem dois principais processos seletivos: (i) a deposição seletiva de certas partículas, geralmente em função do seu tamanho, forma e densidade, e (ii) a destruição de certos materiais, que tem relação com a sua resistência a agentes intempéries (BRIGGS, 1977).

Adicionalmente, Folk (1974) afirma que o selecionamento depende de três fatores principais: (i) tamanho dos grãos que são fornecidos para o ambiente deposicional; (ii) retrabalhamento durante a deposição, que no ambiente praial é resultado da ação de ondas, marés e espraçamento (NEAL et al., 2007) e; (iii) frequência e energia das correntes. De uma forma geral, o selecionamento aumenta durante o transporte e da distância da área fonte, e com a diminuição do tamanho dos grãos (FOLK; WARD, 1957).

Dessa forma, os sedimentos fluviais, geralmente, são pobremente a moderadamente selecionados, os sedimentos de praia são moderadamente a bem selecionados e os sedimentos eólicos são bem a muito bem selecionados (MARTINS, 2003; FRIEDMAN, 1961; FRIEDMAN, 1967). De acordo com os processos citados por Briggs (1977) e Russell (1939), os sedimentos analisados foram classificados como pobremente selecionados a muito pobremente selecionados. Esse fato indica, provavelmente, grande aporte de sedimentos e pequeno transporte até sua deposição.

A assimetria representa o grau de deformação da curva de frequência simples para a direita ou para a esquerda (ANDRIOTTI; SILVA, 2003). Se os valores da moda, da média e da mediana forem iguais, a distribuição é considerada simétrica, caso contrário, a distribuição é assimétrica. A curva é considerada assimétrica positiva quando a cauda da distribuição está deslocada para a direita (grãos finos) e é considerada assimétrica negativa quando a cauda está deslocada para a esquerda (grãos grossos) (DIAS, 2004). Friedman (1961) e Martins (1965) afirmam que assimetria positiva ocorre devido ao agente transportador ser unidirecional (ambiente fluvial e eólico), enquanto a assimetria negativa é causada pela remoção dos grãos finos através do joeiramento ou adição de material grosso (ambiente praial).

Porém, Duane (1964) salienta que em locais onde a ação de joeiramento ocorre apenas em parte do tempo, as curvas podem ser negativas ou positivas, e que os sedimentos com assimetria negativa ocorrem somente em praias que não existe interferência de outros agentes costeiros, além das ondas e correntes costeiras.

Tabela 28 – Resultados da análise espacial dos parâmetros granulométricos realizados com o SYSGRAN

Amostras	Média	Classificação	Mediana	Seleção	Classificação (seleção)	Assimetria	Classificação	Curtose	Classificação	% Cascalho	% Areia	% Lama
BL01	3.186	Areia muito fina	4.083	1.788	Pobrememente selecionado	-0.6859	Muito negativa	0.7534	Platicúrtica	3.73	41.77	54.51
BL03	2.762	Areia fina	2.917	1.769	Pobrememente selecionado	-0.1876	Negativa	0.7626	Platicúrtica	3.707	53.79	42.51
G03	3.169	Areia muito fina	4.034	1.748	Pobrememente selecionado	-0.661	Muito negativa	0.7061	Platicúrtica	1.763	46.48	51.76
G05	3.53	Areia muito fina	4.14	1.38	Pobrememente selecionado	-0.619	Muito negativa	0.6606	Muito platicúrtica	0.65	41.21	58.14
G06F	1.587	Areia média	0.902	2.026	Muito pobrememente selecionado	0.3739	Muito positiva	0.6389	Muito platicúrtica	8.605	71.91	19.49
G06Q	2.185	Areia fina	1.766	1.599	Pobrememente selecionado	0.2865	Positiva	0.7458	Platicúrtica	1.77	80.28	17.95
G08	3.807	Areia muito fina	4.049	1.012	Pobrememente selecionado	-0.424	Muito negativa	0.8649	Platicúrtica	0	47.4	52.6

Fonte: A Autora (2022)

Dessa forma, a assimetria é um parâmetro intrínseco ao ambiente de deposição. As areias de praia têm assimetria negativa, enquanto as areias de rios e dunas possuem assimetria positiva (MARTINS, 2003; FRIEDMAN, 1961, FRIEDMAN, 1967; DUANE, 1964; MASON; FOLK, 1958).

As curvas de distribuição dos sedimentos investigados apresentaram-se, predominantemente, assimétricas negativas sendo observadas duas amostras com assimetria positiva. Considerando que a Formação Barreiras é originada em ambientes fluviais que possuem assimetria positiva deve-se considerar-se a possibilidades de se tratar de sedimentos correspondes à sedimentação Pós-Barreiras.

O conceito dos Sedimentos Pós-Barreiras é defendido por diversos autores (SÁ, 1969; ROSSETTI et al., 1989; ROSSETTI, 2004) e corresponde à uma sedimentação mais recente relacionada à processos que envolvem regiões costeiras com influência da água dos mares e também ação dos ventos o que resultaria em partículas sedimentares com características de assimetria tanto positivas como negativas. A Sedimentação Pós-Barreiras data de 74.800 a 30.800 anos (ROSSETTI et al. 2011) enquanto a Formação Barreiras se encontra no intervalo do Mioceno e comumente são separadas por uma crosta laterítica que não foi identificada na encosta estudada.

A curtose consiste no grau de achatamento de uma curva em relação à curva representativa de uma distribuição normal (ANDRIOTTI; SILVA, 2003). A curva de distribuição da curtose pode ser classificada como: platicúrtica, mesocúrtica ou leptocúrtica (Dias, 2004). As variações na curtose podem ser, em geral, relacionadas ao grau de polimodalidade dos sedimentos (CRONAN, 1972). Quando existe apenas uma fonte de sedimentos, a curva de distribuição de sedimentos tende a ser unimodal (Folk, 1974 e Davis e Fitzgerald, 2004), ou seja, com valor de curtose próximo de 1 (CRONAN, 1972). Quando a curva de distribuição de sedimentos apresenta uma segunda moda, pouco expressiva, o valor de curtose será maior do que 1 e a curva se tornará mais fortemente leptocúrtica (CRONAN, 1972). Porém, quando existem diferentes fontes, cada fonte de sedimentos possuirá uma população que representará uma moda na curva de distribuição (FOLK, 1974; DAVIS; FITZGERALD, 2004). Desta forma, o valor de curtose irá diminuir para valores inferiores a 1 e a curva tenderá a ser bimodal ou polimodal, ou seja, platicúrtica (CRONAN, 1972).

As misturas de sedimentos praias e sedimentos fluviais ou, ainda, de sedimentos terrígenos e bioclásticos exemplificam essa situação. Adicionalmente, Barros et al. (2008) afirmam que as curvas leptocúrticas são indicativas de ambientes de maior energia de ondas e

correntes, com maior movimentação dos sedimentos. Por outro lado, as curvas platicúrticas indicam ambientes de baixa energia, com menor movimentação de sedimentos. Os sedimentos praias, em geral, possuem curvas leptocúrticas, enquanto que sedimentos eólicos apresentam curvas mesocúrticas (NOAA, 1997; FOLK; WARRD, 1957). No entanto, o significado geológico da curtose ainda é pouco conhecido, sendo por isso pouco conclusivo nas interpretações sedimentológicas (BOGGS, 2006). As análises expõem que as partículas das amostras estudadas possuem comportamento platicúrtico, ou seja, houve pouca movimentação no ambiente sedimentar o que converge com o baixo grau de seleção de tais sedimentos. O baixo grau de seleção contribui para a saturação dos horizontes de solo quando submetidos a períodos de chuva.

5.2.3 Análise mineralógica

Uma análise mineralógica permite além da composição mineral, a determinação dos tamanhos, formas e características das partículas num solo. A mineralogia também tem papel fundamental em interações químicas que ocorrem entre as partículas do solo. Juntos, estes fatores determinam a plasticidade, expansão, compressão, força e comportamento de condutividade dos fluidos nos solos. Embora a mineralogia permita um maior entendimento das características geotécnicas dos solos, a mesma não é empregada com frequência nas investigações geotécnicas (MITCHELL, 1992).

Sendo assim, a finalidade das análises mineralógicas é a possibilidade de um melhor conhecimento geológico-geotécnico do solo. Por consequência, tem-se melhor compreensão na interpretação dos resultados de ensaios de laboratório e no conhecimento do comportamento do solo, sendo possível associar determinadas características a ocorrência de desastres.

A seguir, serão apresentadas as análises mineralógicas dos materiais em estudo tendo como base as análises realizadas por lupa binocular referente a fração areia e as análises através de difração de Raio X referentes a fração silte e argila. Os resultados serão apresentados em forma de fotos (fração areia) e de difratogramas (fração argila e silte).

5.2.3.1 Fração Areia (Lupa Binocular)

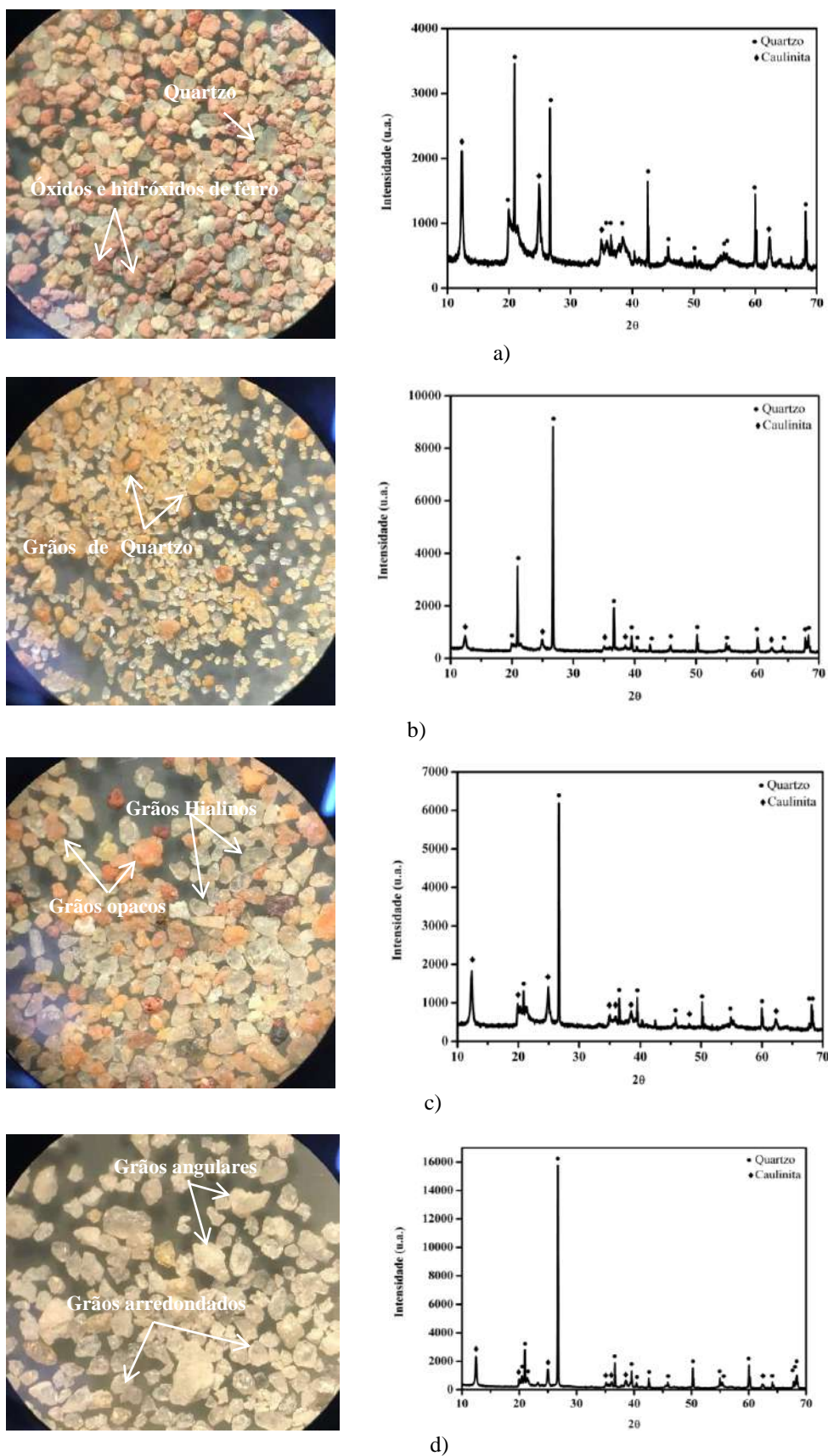
A Figura 83 ilustra os grãos da fração total de areia das amostras de solos amolgadas e de blocos pertencentes à Formação Barreiras (FB).

Com base em Silva (2007), o estudo morfooscópico e composicional de grãos de solos da Formação Barreiras mostra, de um modo geral, que as amostras apresentam grãos de areia mal a moderadamente selecionados com a presença do mineral quartzo em sua composição, confirmando os elevados teores de SiO_2 encontrados nas análises químicas. Quanto à cor, ocorre a predominância dos hialinos, apresentando também grãos leitosos e grãos opacos. Quanto ao arredondamento é observada a predominância de grãos sub-angulosos a angulosos e alguns grãos sub-arredondados (grãos maiores). O arredondamento dos grãos reflete a característica de possíveis sedimentos que foram submetidos a um maior transporte. De forma geral, os grãos da fração arenosa podem ser classificados com uma moderada a má seleção o que implicará na saturação do solo devido às águas advindas das chuvas.

Mesmo que o processo de lavagem na preparação das amostras tenha removido a maior parte dos óxidos, ainda se verificam alguns grãos de quartzo revestidos por películas de óxido de ferro, resultando na tonalidade avermelhada e em algumas amostras a presença de fragmentos de concreções ferruginosas. Este fato vem a confirmar os teores de óxido de ferro encontrados nas análises químicas dos solos aqui estudados e a possibilidade destes solos estarem em processos de laterização. Segundo Milititsy (1985) solos em processos de laterização apresentam predominantemente na fração areia, o mineral quartzo na sua composição. Na Tabela 29 encontram-se as descrições detalhadas de cada amostra analisada.

Características mineralógicas semelhantes da fração areia de solos da Formação Barreiras e solo residual maduro de granito também são descritas por Souza Neto (2004), Lafayette (2006), Silva (2007).

Figura 83 – Análise mineralógica da fração areia realizado por lupa binocular e Difratomogramas de Raio-X
a)BL01; b)BL03; c)G03 e d)G06F.



Fonte: A Autora (2022)

Tabela 29 – Descrição morfoscópica e composicional a partir das imagens com lupa binocular

Amostra	Descrição morfoscópica e composicional
BL01	Amostra composta por 65% de óxidos e hidróxidos de ferro e 35% de quartzo. Os grãos de quartzo se caracterizam pelo seu brilho e translucidez enquanto os óxidos e hidróxidos de ferro por suas colorações avermelhadas amarronzadas. Ocorrem grãos de quartzo apresentando colorações avermelhadas devido aos processos de oxidações que diminuem sua translucidez. O formato dos grãos é predominantemente sub-angulosos a sub-arredondados; média esfericidade. Classificada como moderadamente selecionada.
BL03	Amostra composta por 100% de quartzo. Os grãos de quartzo se caracterizam pelo seu brilho e translucidez. Ocorrem grãos de quartzo apresentando colorações avermelhadas devido aos processos de oxidações que diminuem sua translucidez. O formato dos grãos é predominantemente angulosos a sub-angulosos; baixa a média esfericidade. Classificada como mal selecionada.
G03	Amostra composta por 10% de óxidos e hidróxidos de ferro e 90% de quartzo. Os grãos de quartzo se caracterizam pelo seu brilho e translucidez enquanto os óxidos e hidróxidos de ferro por suas colorações avermelhadas amarronzadas. Ocorrem grãos de quartzo apresentando colorações avermelhadas devido aos processos de oxidações que diminuem sua translucidez. O formato dos grãos é predominantemente sub-angulosos a sub-arredondados; média esfericidade. Classificada como moderadamente selecionada.
G05	Amostra composta por 10% de óxidos e hidróxidos de ferro; 15% de feldspatos intemperizados e 75% de quartzo. Os grãos de quartzo se caracterizam pelo seu brilho e translucidez; os óxidos e hidróxidos de ferro por suas colorações avermelhadas amarronzadas; os grãos de feldspatos intemperizados caracterizam-se pela coloração esbranquiçada a leitosa. Ocorrem grãos de quartzo apresentando colorações avermelhadas devido aos processos de oxidações que diminuem sua translucidez. O formato dos grãos é predominantemente sub-angulosos a sub-arredondados; média esfericidade. Classificada como moderadamente selecionada.
G06F	Amostra composta por 100% de quartzo. Os grãos de quartzo se caracterizam pelo seu brilho e translucidez. O formato dos grãos é predominantemente angulosos a sub-angulosos; baixa a média esfericidade. Classificada como moderadamente selecionada.
G06Q	Amostra composta por 5% de feldspatos intemperizados e 95% de quartzo. Os grãos de quartzo se caracterizam pelo seu brilho e translucidez; os grãos de feldspatos intemperizados caracterizam-se pela coloração esbranquiçada a leitosa. Ocorrem grãos de quartzo apresentando colorações avermelhadas devido aos processos de oxidações que diminuem sua translucidez. O formato dos grãos é predominantemente sub-angulosos a sub-arredondados; média esfericidade. Classificada como moderadamente selecionada.
G08	Amostra composta por 20% de óxidos e hidróxidos de ferro; 5% de feldspatos intemperizados e 75% de quartzo. Os grãos de quartzo se caracterizam pelo seu brilho e translucidez; os óxidos e hidróxidos de ferro por suas colorações avermelhadas amarronzadas; os grãos de feldspatos intemperizados caracterizam-se pela coloração esbranquiçada a leitosa. Ocorrem grãos de quartzo apresentando colorações avermelhadas devido aos processos de oxidações que diminuem sua translucidez. O formato dos grãos é predominantemente sub-angulosos a sub-arredondados; média esfericidade. Classificada como moderadamente selecionada.

Fonte: A Autora (2022)

5.2.3.2 Fração Silte e Argila (DRX)

Os difratogramas de Raios X referentes à fração silte e argila dos materiais provenientes da amostragem em sacos (mapeamento geológico) e em bloco estão apresentados na Figura 83. A identificação dos minerais presentes nos solos se deu considerando-se preferencialmente os picos de 1º ordem. Os resultados obtidos são registros gráficos, compreendendo picos específicos através dos quais pode-se determinar o tipo de mineral presente na amostra, por comparação com os presentes em tabelas encontradas na literatura.

Todas as amostras foram identificadas utilizando as cartas do banco de dados JCPDS (Joint Committee on Powder Diffraction Standards) nº 00-005-0490 referente a fase quartzo e nº 00-001-0527 correspondente a fase caulinita. Os óxidos de silício e o alumínio são os componentes com maior porcentagem mássica em todas as amostras estudadas sendo o quartzo identificado como uma das fases cristalina do SiO_2 e o constituinte predominante. O pico de maior intensidade em todos os difratogramas foi identificado como pertencente a fase do quartzo em aproximadamente $26,7^\circ$ em 2θ .

Resultados semelhantes foram encontrados por Lafayette (2006) tanto para solos da Formação Barreiras como solos residuais maduros de granito. Gusmão Filho et al. (1986) e Coutinho et al. (2007) também encontraram os minerais caulinita e quartzo em solos da Formação Barreiras. Nesses outros estudos também foi encontrado o mineral mica, indicando menor grau de intemperização nesses solos do que os estudados nesse trabalho. A ausência do mineral feldspato, nas amostras coletadas, indicada pelo ensaio de difração de raio-X, também pode ser um indício de um grau elevado de alteração dos solos.

Silva et al. (2019) encontraram, através da difração de raios X, pequenos picos de feldspato e quartzo nas argilas, que eram compostas, em sua maioria, por caulinita-esmectita interestratificada, provavelmente estabilizada por pouca ocorrência de drenagem, e que conferia a alta atividade argilosa, incomum em solos próximos ao estudado.

Cardoso et al. (1995), apresentaram um estudo micromorfológico sobre solos profundamente intemperizados de diferentes áreas do DF, e constaram que estes são formados por agregados de matriz fortemente argilosa, interligados entre eles e a grãos de quartzo por pontes de argila. Mostraram também que o colapso nesse tipo de solo é mais influenciado pelos fatores pedogenéticos que simplesmente pela origem dos solos. Isso acontece porque a colapsibilidade é consequência do arranjo estrutural dos solos, que, por sua vez é resultado

direto de sua química e mineralogia (CARDOSO; MARTINS; CAMAPUM DE CARVALHO, 1998).

5.2.4 Análise microestrutural

O MEV é um instrumento essencial na caracterização da microestrutura de objetos sólidos, no caso do presente estudo, as partículas sedimentares. A alta resolução que pode ser obtida é uma das grandes vantagens do MEV, resoluções da ordem dos nanômetros (NAGATANI et al. 1987). O instrumento também pode fornecer uma perspectiva tridimensional e o exame em pequenos aumentos, o que é extremamente útil.

As imagens do MEV das amostras estudadas estão presentes nas e . De acordo com a composição mineralógica das amostras analisadas, uma série de interpretações foram feitas. A mineralogia aponta para a existência de quartzo e caulinita, que apresentam características diversas quando observadas por MEV. Em se tratando de partículas sedimentares de quartzo, podem ser feitas uma série de análises, partindo do princípio que se trata de um mineral que compõe a rocha originalmente e que possui uma alta resistência aos processos de intemperismo e alteração. Dentro deste contexto, a forma da partícula sedimentar é essencial, principalmente para detriticos não coesivos.

Segundo Suguio (2003), a forma das partículas sedimentares depende de vários fatores, como:

- 1) A forma original como o mineral cristaliza e dispõe suas faces, pois esta forma pode condicionar o modo que esta partícula assumirá durante as diferentes fases do ciclo sedimentar;
- (2) Dureza, fragilidade e resistência à abrasão;
- (3) Se estão em áreas de fragilidade, como fraturas, diaclases, estratificação, xistosidade ou clivagem;
- (4) O agente de transporte ao qual a partícula foi submetida e as características desse transporte, incluindo a distância e a energia do transporte.

Em todas as amostras analisadas, a maioria das partículas sedimentares de quartzo são subangulares a subarredondadas com graus de esfericidade altos e baixos. Em alguns casos, há faces bem preservadas, mas foi possível ver faces prismáticas e também bipiramidais (G06F). Devido às associações com cristas de diferentes tamanhos e morfologias, é possível inferir que essas partículas foram depositadas próximas à área fonte, apresentando um curto tempo de inserção no ciclo sedimentar.

As partículas de caulinita aparecem cobrindo as partículas de quartzo e os processos de intemperismo químico dos feldspatos originam a caulinita. Os feldspatos compõem menor quantidade da rocha sedimentar formada, por isso, a proporção de caulinita é pequena quando comparada ao quartzo. As amostras analisadas neste trabalho apresentam caulinita com formas pseudo hexagonais (G06Q), pilastras (G06Q) e cristais planos na forma de lamelas com bordas irregulares (BL03). A maioria dos cristais tem contatos formando ângulos próximos a 90 e 120°, característica da estrutura da caulinita conforme amostra 6. (MONTEIRO et al. 2007; GUERRA et al. 2008).

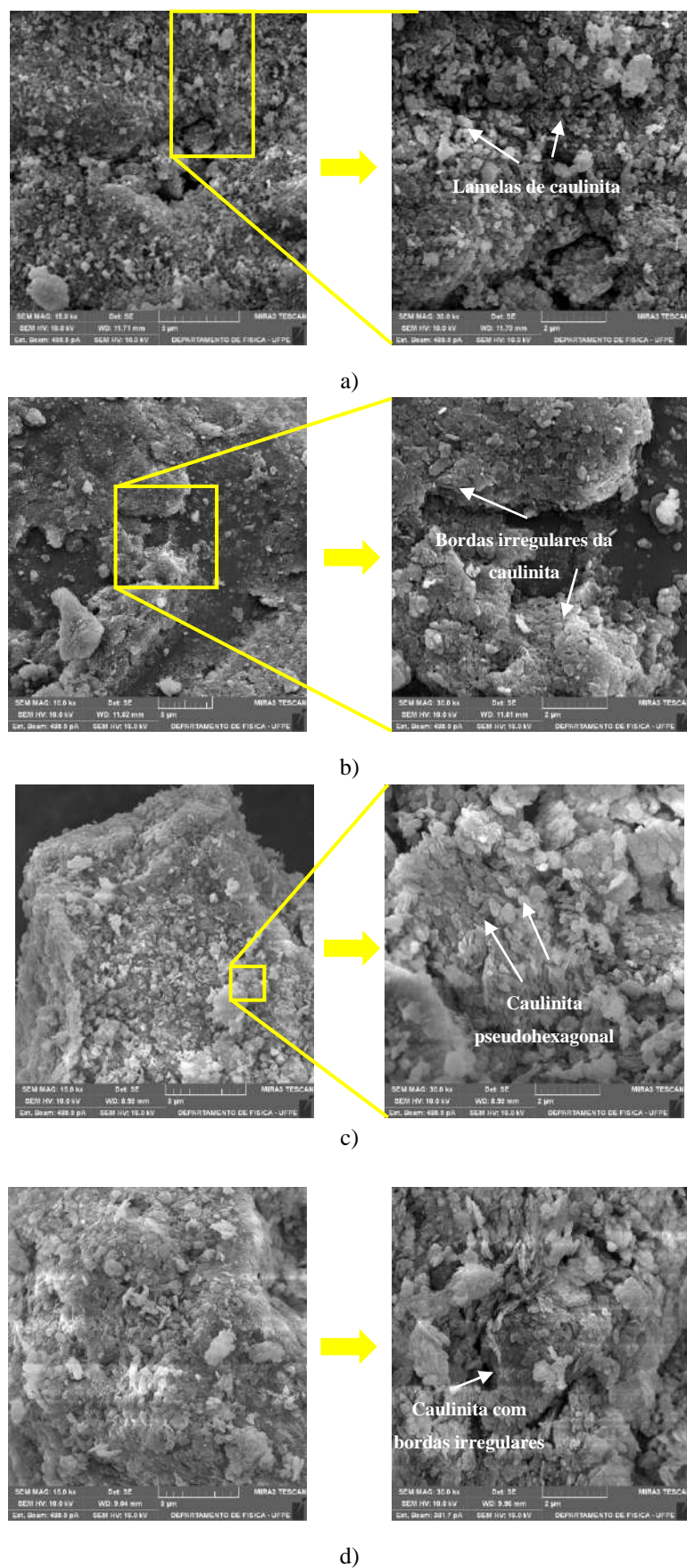
5.2.5 Análise química

Os resultados obtidos nos ensaios químicos realizados no laboratório da UFRPE estão na Tabela 30. São apresentados a percentagem de saturação de bases, o pH em água, o complexo sortivo, o carbono orgânico, o nitrogênio e a matéria orgânica.

Em geral, observa-se na Tabela 30 a predominância dos cátions de Ca^{++} e Mg^{++} . Os valores das somas de cátions trocáveis, $S (\text{Ca}^{++} + \text{Mg}^{++} + \text{K}^+ + \text{Na}^+)$, são inferiores a 2,11 $\text{cmol}/\text{dm}^{-3}$, indicando baixos teores de bases trocáveis (Ribeiro et al., 1999). Polivanov (1998) conclui que o valor de soma de bases trocáveis se mostra um bom índice para avaliar a evolução intempérica ao longo de um perfil, podendo ser um indício que os solos em estudo são bastante intemperizados.

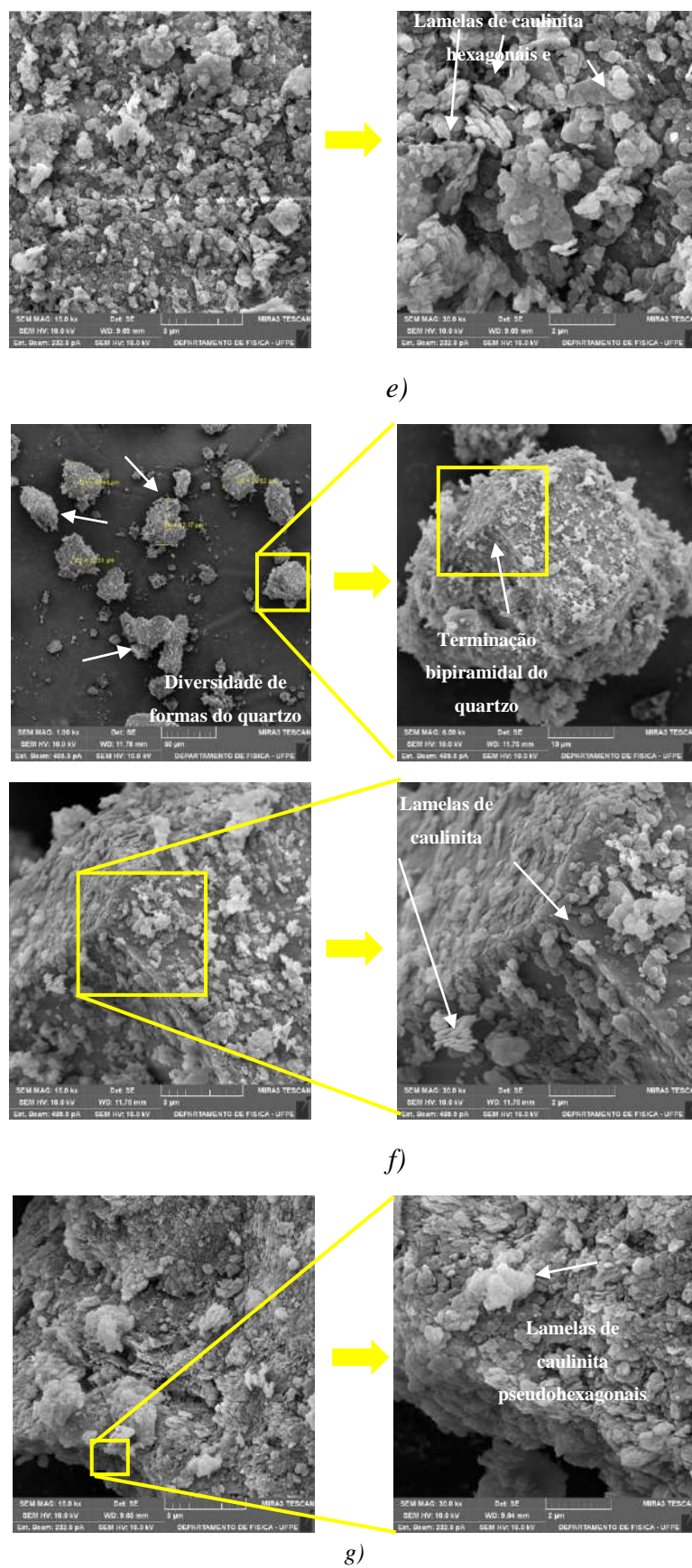
A capacidade de troca catiônica (CTC), representando a atividade do solo, apresenta CTC inferiores a 5 $\text{cmol}/\text{dm}^{-3}$ (faixa de 1 a 4 cmol/kg) caracterizando desta forma atividades baixas, sendo típico de solos cauliniticos. Segundo Mitchell (1992) os argilominerais tem valores típicos de CTC, haja vista o conhecimento da estrutura cristalina. Com base nos valores obtidos confirma-se que os solos têm possivelmente na sua composição predominância do argilomineral caulinita. Conforme Camapum de Carvalho (2004), quimicamente pode-se dizer que a capacidade de troca catiônica é baixa nos solos tropicais profundamente intemperizados (solos lateríticos).

Figura 84 – Análise microestrutural (MEV). a)BL01; b)BL03; c)G03; d)G05



Fonte: A Autora (2022)

Figura 85 – Continuação da Análise microestrutural (MEV). e) G06F; f) G06Q e g) G08



Fonte: A Autora (2022)

Tabela 30 – Resultados dos ensaios químicos.

Cátions Trocáveis (cmolcdm ⁻³)	BL01	BL03	G03	G05	G06F	G06Q	G08
Ca ⁺⁺	0.98	1.20	0.35	0.33	0.10	0.10	0.35
Mg ⁺⁺	0.13	0.70	0.30	1.43	0.35	0.18	0.18
K ⁺	0.01	0.02	0.11	0.04	0.02	0.03	0.03
Na ⁺	0.11	0.05	0.53	0.31	0.09	0.10	0.37
H ⁺	1.99	1.85	1.75	1.72	0.00	0.40	1.40
Al ⁺⁺⁺	0.31	0.14	0.50	0.84	0.53	0.38	1.20
S (cmolc/dm ⁻³)	1.23	1.97	1.29	2.11	0.56	0.41	0.93
T-CTC (cmolc/dm ⁻³)	3.53	3.96	3.54	4.67	1.09	1.19	3.53
V (%)	34.84	49.75	36.44	45.18	51.38	34.45	26.35
Saturação por Alumínio (%)	20.13	6.64	27.93	28.47	48.62	48.10	56.34
Saturação por Sódio (%)	3.12	1.26	14.97	6.64	8.26	8.40	10.48
pH (H ₂ O)	5.30	5.10	4.60	4.40	4.70	4.70	4.40
pH (KCl 1M)	4.10	4.30	3.90	3.90	3.90	4.00	3.80
ΔpH (pHKCl - pHH ₂ O)	-1.20	-0.80	-0.70	-0.50	-0.80	-0.70	-0.60
P (mgdm ⁻³)	0.00	2.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
CO (g/kg)	2.45	4.16	2.38	3.03	0.86	1.38	1.77
N (g/kg)	0.23	0.34	0.16	0.23	0.05	0.08	0.10
MO (g/kg)	4.22	7.17	4.11	5.22	1.48	2.37	3.06

Fonte: A Autora (2022)

A saturação de bases, V (S/CTC), significa a proporção da capacidade de troca catiônica ocupada pelas bases. Verifica-se na Tabela 30 que a amostra G06F apresenta percentagem de saturação de bases (V) superior a 50%, classificando-se segundo Prado (1995) como um solo eutrófico (solo fértil). As outras amostras apresentam percentagem de saturação de bases (V) por alumínio inferior a 50%, sendo, portanto, solos distróficos (solos ácidos de média ou baixa fertilidade).

O caráter sódico é usado para distinguir horizontes ou camadas que apresentem saturação por sódio ($100N_a^+/T$) igual ou maior do que 15%. As amostras estudadas apresentaram porcentagens de saturação por sódio inferiores a 15%, ocasionando a baixa dispersão das argilas.

Um maior teor de matéria orgânica num solo possibilita geralmente a formação de um maior teor de agregados na estrutura dos solos. Segundo Greeland et al. (1975) solos com menos de 3,5% de matéria orgânica possuem agregados instáveis, porém De Ploey & Poesen (1985) são mais conservativos e propõem um limite de 2%. Desta forma, os teores de matéria orgânica obtidos a partir do carbono orgânico dos solos estudados na faixa de 1,48 à 7,17 g/Kg indicam, de acordo com esse parâmetro, solos mais estáveis.

O pH foi determinado em água e em solução normal de KCl, apresentando-se ácido

(4,4 - 5,3) para todos os solos estudados (Tabela 30). Segundo Ferreira (1985), pH ácido corresponde à presença predominante do mineral caulinita na composição dos solos

Quanto à importância do pH, há de se destacar que o fato de que a diferença entre o pH determinado em KCl e em água constitui um forte indicativo do grau de alteração do solo. Valores de ΔpH ($\text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$) positivos indicam a predominância dos oxihidróxidos de ferro e alumínio, enquanto valores negativos são indicativos de argilas silicatadas (CAMAPUM DE CARVALHO, 2004). A determinação do ΔpH , indica se o alumínio está com sua maior parte na forma trocável ou não trocável. O aumento dos cátions $\text{H}^+ + \text{Al}^{+++}$ trocáveis, corresponde a uma diminuição do pH do solo, pois $\text{H}^+ + \text{Al}^{+++}$ são responsáveis pela acidez do solo.

Os valores do ΔpH dos solos aqui estudados encontram-se na Tabela 30, onde observa-se que os valores do pH determinado em água são maiores do que os valores do pH determinado em solução de KCl, ocasionando ΔpH negativos. A indicação do ΔpH negativo constata a presença de alumínio trocáveis e predominância de minerais argila em processo de intemperização. Outro aspecto verificado é a tendência à floculação dos sistemas dominados por íons de H^+ e Al^{+++} , como é o caso dos solos aqui estudados.

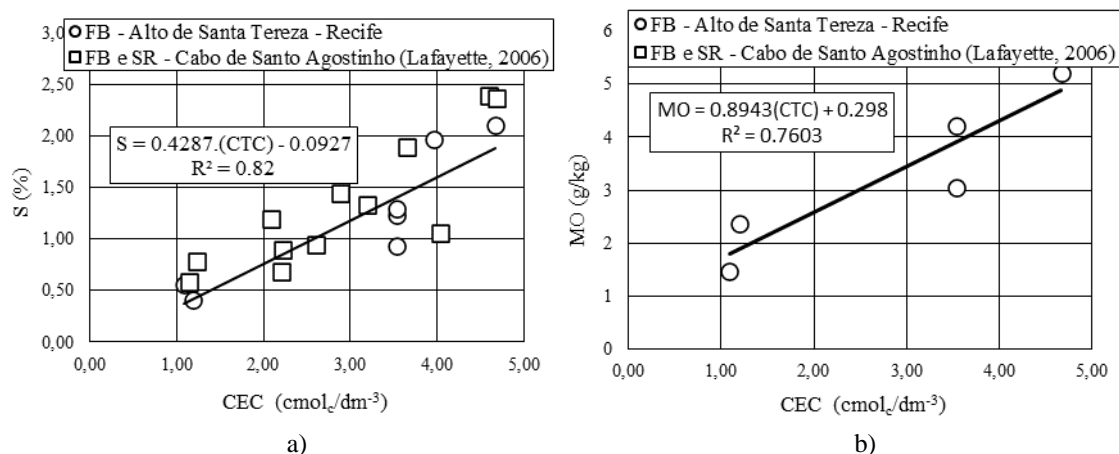
Ainda com relação ao pH dos solos, coloca-se em evidência o fato de que, na interação entre partículas de argila, os fenômenos de agregação e dispersão ocorrem em função da maior ou menor importância das forças de repulsão em relação às de atração (VIDALIE, 1977; a partir de CAMAPUM DE CARVALHO, 2004). Sendo que a floculação geralmente só ocorre quando as forças repulsivas entre as partículas são fracas. As forças de atração compreendem as forças de Van der Waals, ligações de hidrogênio, e outras forças eletrostáticas e de tensão superficial. As forças de repulsão aumentam com o aumento do pH e diminuem com sua redução. No caso dos solos em estudo, os valores de pH indicam as forças de atração são mais atuantes do que as de repulsão, tendendo a formação de sistemas floculados, dando indícios de ocorrência de processos de intemperismo avançados nos solos estudados.

De acordo com Sobral et al. (2015), teores altos de potássio indicam presença de minerais primários e pouco intemperismo, o que ocorre em solos de regiões mais secas. Teores mais baixos de potássio indicam solos mais intemperizados, o que caracteriza os solos estudados, com valores de K^+ abaixo de 0,11. Da mesma forma, os teores de sódio (Na^+) foram todos baixos (abaixo de 0,37), indicando alto grau de intemperismo e a existência de minerais secundários.

O teor de fósforo no solo é estimado pelo extrator Mehlich-1 que é uma mistura dos ácidos sulfúrico e clorídico. Os baixos valores encontrados indicam que não há poluição no solo proveniente de produtos domésticos (SOBRAL et al., 2015).

A Figura 86 apresentam as correlações entre a soma de bases (S) x capacidade de troca catiônica CTC) e entre o teor de matérias orgânica (MO) x capacidade de troca catiônica (CTC), respectivamente. Percebe-se que há relação diretamente proporcional entre o teor de matéria orgânica e a capacidade de troca catiônica. São solos agronomicamente fracos, com pouca matéria orgânica devido aos baixos valores de CTC. Quanto a soma de bases, esta aumenta com o CTC. Os coeficientes de correlações entre as propriedades químicas foram superiores a 0,76.

Figura 86 – Correlação entre as propriedades químicas: a) CTC x S e b) CTC x MO



Fonte: A Autora (2022)

As análises químicas para determinação dos óxidos realizados no NEG-LABISE, considerando a fração de solo total, referentes às amostras coletadas em bloco e amolgadas são apresentadas na Tabela 31, junto com os resultados de algumas relações moleculares (Ki, Kr, Sf, ba, Pi).

A presença dos óxidos indica a provável composição mineralógica dos solos. Os teores de SiO₂, Al₂O₃ e Fe₂O₃ são predominantes nos solos da Formação Barreiras estudados (Tabela 31, pois fazem parte da estrutura cristalina da maioria dos minerais presentes nestes solos. Os valores predominantes da sílica (SiO₂) confirmam a presença do mineral quartzo conforme foi detectado nas análises mineralógicas, apresentando percentuais da ordem de 44 a 89%. Como esperado, os maiores percentuais de SiO₂ são encontrados nas amostras mais arenosas. Lafayette (2006) também encontrou predominância deste óxido em solo residual de granito do Cabo de Santo Agostinho.

Tabela 31 – Resultados dos ensaios de fluorescência Raio X.

Elementos	BL01	BL03	G03	G05	G06Q	G06F	G08
Na ₂ O	nd*	nd*	0.11	0.06	nd*	0.04	nd*
MgO	0.02	0.03	0.04	0.07	0.02	0.01	0.03
Al ₂ O ₃	35.65	20.02	28.73	30.2	8.54	7.61	15.75
SiO ₂	44.86	67.39	54.79	54.35	87.45	89.49	71.43
P ₂ O ₅	0.03	0.06	0.07	0.09	0.02	0.01	0.05
SO ₃	0.12	0.08	0.11	0.08	0.02	0.02	0.08
K ₂ O	0.12	0.13	0.22	0.28	0.07	0.05	0.1
CaO	0.04	0.05	0.03	0.05	0.01	0.01	0.04
TiO ₂	1.43	1.16	1.15	1.39	0.25	0.11	0.95
Cr ₂ O ₃	nd	0.06	0.07	nd	nd	0.05	0.07
V ₂ O ₅	0.03	nd*	nd*	0.02	0.01	nd*	nd*
MnO	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	nd*	0.01
Fe ₂ O ₃	6.17	5.96	7.2	4.75	0.7	0.5	4.74
CuO	nd*	tr*	tr*	nd*	nd*	nd*	tr*
ZnO	0.01	tr*	nd*	tr*	tr*	nd*	tr*
Ga ₂ O ₃	0.01	tr*	tr*	tr*	nd*	tr*	nd*
SrO	tr*	tr*	tr*	0.01	nd*	nd*	tr*
ZrO ₂	0.09	0.09	0.05	0.06	0.02	0.01	0.09
PbO	nd*	nd*	tr*	0.01	nd*	nd*	nd*
P.F*	11.39	4.94	7.41	8.56	2.88	2.08	6.65
Total	100	100	100	100	100	100	100
Ki	1.26	3.37	1.91	1.80	10.24	11.76	4.54
Kr	1.07	2.59	1.52	1.56	9.46	11.03	3.49
Sf	7.27	11.31	7.61	11.44	124.93	178.98	15.07
ba	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pi	14.29	15.94	12.91	18.76	124.92	170.57	20.11
CIA	99.89	99.75	99.90	99.83	99.88	99.87	99.75

Fonte: A Autora (2022)

nd* - Não detectado; tr* - Traços; P.F.* - Perda ao Fogo

A concentração do óxido Al_2O_3 pode estar relacionada tanto com a presença do argilomineral caulinita como a illita ou mica. Neste caso, foi verificado nos ensaios de difração de raio-X que a caulinita é o argilomineral predominante. A ausência de teores do óxido Na_2O indica a baixa dispersividade destes solos, como verificado anteriormente.

Com relação aos teores de óxido de ferro, a oscilação da intensidade pluviométrica ao longo do ano, oxidando e reduzindo o ferro, promove a fixação do ferro sob a forma de óxido ou hidróxido, sob a forma de laterita e outros minerais. A análise mineralógica (fração areia) e microestrutural dos solos vêm a confirmar este fato; onde a presença de óxido de ferro também foi verificada. Os teores de Fe_2O_3 em todas as amostras são inferiores a 8%, caracterizando portanto, solos hipoférricos (IBGE, 2007).

Sendo assim, é comum a argilas vermelhas, oxidadas, onde o ferro está presente aderido à superfície dos grãos. Por outro lado, nas camadas arenosas, a permeabilidade maior permite mais liberdade de migração do ferro solúvel entre os grãos de quartzo ou feldspatos e o efeito de fixação superficial nos grãos é menos evidente do que nas argilas, mas há uma maior quantidade de ferro (que pode se tornar insolúvel pela percolação e oscilação das águas das chuvas) obstruindo os poros do solo, juntamente com algum silte ou argila presente como matriz de preenchimento. Com isso pode-se formar na estrutura do solo blocos endurecidos ferruginosos (avermelhados) cimentados por óxido de ferro (SILVA, 2007).

A perda ao fogo (PF) representa a diferença em porcentagem do peso do material aquecido a 1000°C e a 110°C . Esta diferença é causada pela perda de água estrutural das argilas. Verifica-se, em geral que os solos mais argilosos (BL01, G03 e G05), apresentaram maiores perdas.

5.2.6 Índices de Intemperismo

Os valores de K_i e K_r representam índices de intemperismo e são calculados pelas relações moleculares de sílica/alumina (K_i) e sílica/sesquióxidos (K_r). Foram utilizados por Piló e Castro (2020) no estudo dos solos da Lagoa Santa Karst – MG (Brazil), indicando a presença de caulinita e, portanto, um processo de mono-sialitização (formação secundária de silicato) típica dos climas tropicais. Além dos índices K_i e K_r , os índices químicos S_f , b_a e P_i , também baseados em relações moleculares obtidas na fração total do solo, ajudam a avaliar a lixiviação do silício e do feldspato (BRITO, 1981; a partir de FUTAI, 2002). As equações referentes aos índices estão representadas nas Equações (32), (33), (34), (35) e (36).

Em função de o índice Ki da caulinita corresponder a 2, solos muito intemperizados apresentam valores de $Ki \leq 2$, enquanto solos pouco intemperizados possuem valores superiores. O índice Kr, por sua vez, separa solos oxídicos ($Kr \leq 0,75$) de caulíníticos ($Kr > 0,75$) (RESENDE; SANTANA, 1988).

$$Ki = \frac{SiO_2}{Al_2O_3} \quad (32)$$

$$Kr = \frac{SiO_2}{Al_2O_3 + Fe_2O_3} \quad (33)$$

$$Sf = \frac{SiO_2}{Fe_2O_3} \quad (34)$$

$$ba = \frac{CaO + MgO}{Al_2O_3} \quad (35)$$

$$Pi = \frac{100 SiO_2 + MgO}{SiO_2 + TiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3} \quad (36)$$

Os menores valores de Ki encontram-se nas amostras BL01, G03 e G05, sendo, de modo geral, menores que 2, indicando tratar-se de solos caulíníticos. Já para as amostras BL03, G06F, G06Q e G08, os valores são mais elevados, indicando haver quantidade apreciável de óxido de silício nesse solo, comprovada pelas análises de raios-X. Segundo Albers et al. (2002), muitas vezes a identificação e caracterização das demais fases são prejudicadas, devido ao alto teor de quartzo das amostras e sua facilidade de orientar-se, resultando em picos bem definidos e de grande intensidade desta fase cristalina.

Outro índice calculado que se correlaciona ao intemperismo dos solos é o Kr. Esse índice está associado ao grau de intemperismo sob um ponto de vista pedológico. Da mesma forma que o Ki, quanto menor o valor de Kr mais intemperizado será o material. A partir dos valores de Kr, confirmou-se que a amostra mais intemperizada foi também o BL01. Foi obtido um valor de Kr menor para as amostras BL01, G03 e G05 ($Kr < 2$), comparativamente às outras amostras. Pode-se afirmar segundo Prado (1995) que valores próximos a 2 correspondem a sílica combinada com alumina na estrutura da caulinita.

Os valores de Kr obtidos para essas amostras, BL01, G03 e G05, (faixa de 1,07-1,56) caracterizam solos em processos de laterização, caracterizando os solos com um maior grau de intemperização (FERREIRA, 1985). Fonseca (2006) obteve valores de Kr na faixa de 1,4 - 2,0 para solos de Bananal/SP também em processos de laterização. Estes resultados

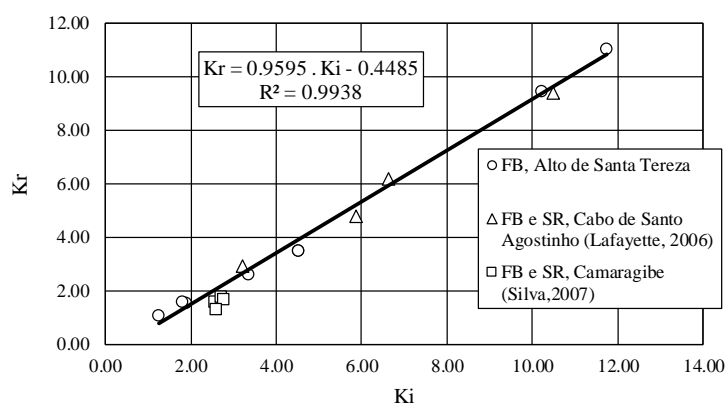
confirmam a baixa atividade desses solos registrada pela capacidade de troca catiônica. Outra característica de solos em processos de laterização é a predominância de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 na sua composição (SCHELLMANN, 1979, a partir de FERREIRA, 1985); o que é observado nos solos aqui estudados (Tabela 31).

Observa-se que o índice Sf, o qual indica a presença do silício. Apenas as amostras de solo com maior concentração do mineral quartzo contribuem para elevar este índice. O índice ba relacionado à presença do feldspato indica que houve pouca lixiviação, mesmo sendo estes materiais mais susceptíveis. O índice Pi relaciona-se com a variação do silício onde os maiores valores relacionam-se com as amostras mais arenosas.

A Figura 87 apresenta as relações entre k_i e k_r para os solos estudados neste trabalho e para os solos estudados por Lafayette (2006) e Silva (2007). Percebe-se que os pontos plotados no gráfico referentes aos solos estudados neste trabalho seguem uma tendência de comportamento. Os valores de K_i crescem linearmente com o aumento de K_r resultando na Equação (37):

$$K_r = 0.9595 \cdot k_i - 0.4485 \quad (37)$$

Figura 87 – Relação entre k_i e k_r em comparação com outros solos já estudados



Fonte: A Autora (2022)

Colocando, no gráfico, os pontos referentes aos valores de k_i e k_r para os solos estudados por Lafayette (2006) e Silva (2007) nota-se que ambos os solos seguem a mesma tendência e estão próximos à reta formada pela Equação (37). Dessa forma, é possível afirmar que essa relação é um bom parâmetro de correlação, tanto para solos da Formação Barreiras como para solos residuais da Região Metropolitana do Recife (RMR).

Sheldon et. al (2002) sugeriram uma medição do grau de alteração obtida pelo cálculo do CIA (índice de alteração química), baseado na proporção molecular (Equação (38)). Para tal, partiram do princípio de que a degradação dos feldspatos e concomitante formação dos

argilominerais é o processo dominante durante o intemperismo químico da crosta superior e que o cálcio, sódio e potássio são geralmente, removidos dos feldspatos, aumentando a proporção de alumínio no material residual.

$$CIA = \frac{Al_2O_3}{Al_2O_3 + CaO + Na_2O} \times 100 \quad (38)$$

Valores de CIA entre 45-55 indicam que não houve alteração significativa enquanto valores próximos a 100 indicam intensa alteração com completa remoção dos elementos alcalinos e alcalinos terrosos (MC LENNAN, 1993). Skurzyński et al. (2020) usaram o índice CIA para quantificar o nível de intemperismo químico em paleossolos na Polônia. A maioria das amostras está na faixa de 50 a 65, o que corresponde ao intemperismo químico fraco sob um clima frio e seco.

Rodrigues (2014), ao estudar perfis de intemperismo representativos de movimentos de massa ocorridos na região, concluiu que a mobilização e reconcentração de elementos e argilominerais, produtos do intemperismo químico, atuam como heterogeneidades dentro desses perfis de alteração e refletem na susceptibilidade dos mesmos a movimentos de massa.

Sajinkumar et al. (2011) verificaram a análise química e o Índice de alteração química (CIA) indicando o intemperismo significativo e sua possível influência nas ocorrências de deslizamentos de terra do Western Ghats. Regmi et al. (2013) perceberam que os valores de CIA aumentam à medida que a rocha se torna mais desgastada. Ao estudarem sedimentos de rios e planícies de inundação, Shao, Yang & Li (2012) mostraram que os valores da CIA das amostras mais finas de material particulado em suspensão dentro de um determinado rio são, em geral, maiores do que os dos sedimentos de planície de inundação mais grosseiros, ressaltando o efeito do tamanho dos grãos de sedimentos nos valores da CIA.

Sorokina (2020) analisou os índices de intemperismo e composição química dos sedimentos do Rio Zeya. Os valores do índice da CIA aumentaram dinamicamente do Zeya Gate até a foz do Selemdzha, demonstrando uma contribuição significativa de rochas bem intemperizadas nos sedimentos do rio.

A Tabela 32 mostra os valores de CIA para os solos estudados nesse trabalho e aqueles estudados por Lafayette (2006) e Silva (2007). Percebe-se que os solos de Formação Barreiras da região metropolitana de Recife apresentam intensa alteração química, pois, em geral, apresentaram valores próximo a 100. Isto é condizente também com o que afirmou

Shao, Yang & li (2012), já que os solos estudados aqui apresentaram porcentagem significativa de partículas finas.

Tabela 32 – Valores de CIA comparados com solos estudados por Silva (2007) e por Lafayette (2006)

FB - Recife							FB e SR - Camaragibe (Silva, 2007)				FB e SR - Cabo de Santo Agostinho (Lafayette, 2006)			
BL-01	BL-03	G-03	G-05	G-06Q	G-06F	G-08	SM-02 / FB	SP-01 / FB	SP-02 / SR	SP-02 / SR	P - 01 FB	P - 01 SR	P - 02 FB	P - 02 SR
99.89	99.75	99.90	99.83	99.88	99.87	99.75	93.92	90.75	97.01	97.76	98.75	99.01	99.21	99.44

Fonte: A Autora (2022)

5.2.7 Intemperismo e Deslizamentos ocorridos

Através do MEV foi possível classificar as micro-partículas com uma má seleção o que pode impor caminhos preferenciais ao fluxo de água, contribuindo com a desestabilização de camadas de solo, resultando em algum processo de movimento de massa.

Em concordância com os resultados do MEV, os grãos da fração arenosa examinados com lupa binocular foram classificados com uma moderada a má seleção, o que implicará em maior infiltração no solo devido às águas advindas das chuvas. Por isso, a existência de sedimentos de granulometria pouco variada e a presença de blocos e seixos de dimensões centimétricas facilita a infiltração de águas durante os períodos de chuva o que pode levar a desestabilização dos horizontes de solo. Pode ocorrer também retenção de água em algumas camadas mais argilosas. Este também seria um fator relevante para a predisposição de instabilidade em períodos chuvosos. Em Recife, as máximas precipitações ocorrem entre os meses de abril e agosto. Esse seria então o período crítico para a ocorrência de deslizamentos.

Adicionalmente, conforme mencionado no item 2.1, não há rede de abastecimento de água nem de saneamento para as edificações que estão no meio da encosta, o que leva ao descarte de águas residuais na própria encosta, assim como mencionado por Mendes et al. (2018). Esse material infiltra no solo, podendo influenciar nas características e no seu comportamento.

Coutinho et al (2019) também verificaram a influência das águas residuais nos processos de instabilidade de uma encosta em Camaragibe / PE. Observaram que o descarte de água correspondia a 35% da precipitação anual e ocorria quase constantemente durante todo o ano, sendo um importante fator na instabilidade e nos processos químicos de intemperização do solo. Diante dessas particularidades, Camapum de Carvalho et al. (2015), recomendam atenção aos procedimentos de infiltração das águas servidas e o uso de

defensivos e insumos agrícolas, que terminam migrando para o interior do maciço ou deslocando-se na superfície do terreno por meio do fluxo superficial, provocado pelas precipitações pluviométricas. Estes podem influenciar também na modificação das partículas do solo.

Os solos deste trabalho apresentaram também intensa alteração química (valores de CIA próximos de 100), e, em sua maior parte, alto grau de intemperismo. Portanto, conforme Rodrigues (2014), Regmi et al. (2013), Shao, Yang & Li (2012) e Sajinkumar et al. (2011) altos valores de CIA, e a existência de concentração de óxidos de ferro e alumínio podem indicar solos mais susceptíveis à ocorrência de deslizamentos.

As ocorrências de deslizamentos anteriores na área também podem ser um fator para contribuir para novas ocorrências. Conforme Mello (1972), áreas vizinhas com características similares a uma determinada área, onde já houve um escorregamento, podem possuir fator de segurança ligeiramente acima de 1,00. Estas áreas estão sujeitas à ruptura quando a resistência dos seus materiais for um pouco mais degradada em função do intemperismo ou quando ocorrer uma chuva que proporcione uma infiltração mais intensa, com aumento significativo de umidade, e/ou uma maior elevação do nível d'água. Somando-se a isso Walker & Shiels (2013) apontaram que deslizamentos de terra alteram muito os solos através de perdas físicas, ganhos e mistura, bem como através de alterações químicas. Em regiões quentes e tropicais, como a estudada aqui, alguma química do solo do deslizamento pode se recuperar às condições pré-deslizamento, mas isso pode durar 55 anos. Nesse período há uma maior susceptibilidade à novas ocorrências.

Somando-se a esses fatores, a atividade físico-química dos solos exerce uma grande influência sobre a sua estrutura. Os solos estudados aqui, possuem quantidade considerável de concreções compostas de óxidos de ferro e alumínio, conforme Tabela 9 (resultados de ensaios FRX), que se unem formando uma estrutura interligada entre eles e os grãos de quartzo por pontes de argila. Conforme Cardoso et al. (1995), isso contribui para a colapsibilidade destes solos, pois ela é consequência do arranjo estrutural dos mesmos, que, por sua vez é resultado direto de sua química e mineralogia. Sendo assim, as chuvas podem afetar também na estrutura dos solos, ao saturá-los, extinguindo essas ligações.

Em síntese, é possível compreender que há uma predisposição a ocorrência de deslizamentos dos solos de Formação Barreiras na encosta “Alto de Santa Teresa”. Isto porque, o conjunto das características físicas, químicas, mineralógicas e microestruturais dos solos aqui analisados, somando-se ao fator das intensas chuvas, levam ao aumento de

saturação do solo e a um elevado grau de intemperismo, coerente com os processos que tem ocorrido.

5.3 SÍNTESE DO CAPÍTULO

O solo da encosta estudada caracteriza-se por ser de Formação Barreiras com duas fácies: fácies de leques aluviais e fácies de canais e fluviais/planícies de inundação. Os ensaios de caracterização mostraram que, em sua maior parte, os solos são areno-argilosos. Verificou-se também a existência de sedimentos de diversas granulometrias e a presença de blocos e seixos de dimensões centimétricas, que facilitam a infiltração de águas durante os períodos de chuva. Camadas menos permeáveis, podem atingir maiores graus de saturação

As análises expõem que as partículas possuem comportamento platicúrtico, ou seja, houve pouca movimentação no ambiente sedimentar o que converge com o baixo grau de seleção de tais sedimentos. O baixo grau de seleção vem confirmar as descrições macroscópicas realizadas nas fácies de leques aluviais e fácies de canais fluviais/planícies de inundação de Formação Barreiras identificados no mapeamento geológico em campo.

Verificou-se que a caulinita e o quartzo são os minerais predominantes nas amostras. Os óxidos de silício e o alumínio são os componentes com maior porcentagem mássica em todas as amostras estudadas, sendo o quartzo identificado como uma das fases cristalina do SiO_2 e o constituinte predominante. A ausência do mineral feldspato, nas amostras coletadas, indicada pelo ensaio de difração de raio-X, também pode ser um indício de um grau elevado de alteração dos solos.

Percebeu-se que há uma relação entre k_i e k_r para os solos estudados neste trabalho, coerente com os resultados anteriores de pesquisa do GEGEP - os solos estudados por Lafayette (2006) e Silva (2007). Os valores de K_i crescem linearmente com o aumento de K_r resultando na Equação (37). Além disso, os valores de K_r encontrados na faixa de 1,07-1,56 caracterizam solos em processos de laterização, caracterizando os solos com um maior grau de intemperização.

Os valores dos índices de intemperismo, destacando-se o índice de alteração química (CIA) (Tabela 32), demonstraram que os solos de Formação Barreiras estudados aqui apresentam intensa alteração química, indicando solos mais susceptíveis à ocorrência de deslizamentos.

Finalmente, em regiões tropicais como o Brasil, onde se encontra em vários Estados a Formação Geológica Barreiras, é fundamental caracterizar os aspectos que afetam as

propriedades e os comportamentos dos solos: a química, a mineralogia e a estrutura. Também é necessário conhecer os processos complementares que influenciam nestas propriedades como a intensidade da chuva e sua infiltração na superfície. Dessa forma, se garantem a segurança e otimização de projetos e a execução e vida útil das obras, com redução de riscos.

6 APRESENTAÇÃO DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE LABORATÓRIO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório com amostras indeformadas e amolgadas dos solos das camadas que compõem o perfil geotécnico da encosta “Alto de Santa Tereza”. Serão apresentados os resultados dos ensaios físicos, permeabilidade tri-
flex, compressão edométrica, curva característica, cisalhamento direto e ensaios triaxiais.

6.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Nesta seção serão apresentados as metodologias e os resultados dos ensaios de caracterização física dos grãos, que incluem granulometria, sedimentação, densidade real dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade.

6.1.1 Metodologia adotada nos ensaios

Os ensaios de granulometria foram realizados através de dois procedimentos. No primeiro, procedeu-se o peneiramento associado à sedimentação, conforme recomendação da NBR 7181/16 (com o uso do defloculante e com agitação mecânica) e no segundo, sem a utilização de defloculante no procedimento de sedimentação de acordo com a NBR 13602/96. Na preparação das amostras foi utilizado o procedimento com secagem prévia ao ar, conforme recomendação da NBR 6457/16.

O procedimento da NBR 6459/16 foi utilizado para determinação do Limite de Liquidez e o procedimento da NBR 7180/16 para determinação do Limite de Plasticidade, com o uso de amostra preparada com secagem prévia ao ar. Para a obtenção da densidade real dos grãos, foram utilizados os procedimentos descritos na NBR 6508/84. A realização dos ensaios está ilustrada nas Figura 88 e Figura 89.

Figura 88 – Realização do ensaio de sedimentação com adição de defloculante nas amostras dos blocos.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 89 – Realização dos ensaios de LL e LP nas amostras dos blocos.



Fonte: A Autora (2022)

6.1.2 Apresentação e análise dos resultados

Aqui serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios destinados à identificação e classificação dos solos da encosta estudada segundo os critérios convencionais. Os ensaios granulométricos apresentados nesta sessão dizem respeito as amostras de solo coletadas em saco no momento da amostragem dos blocos de solo.

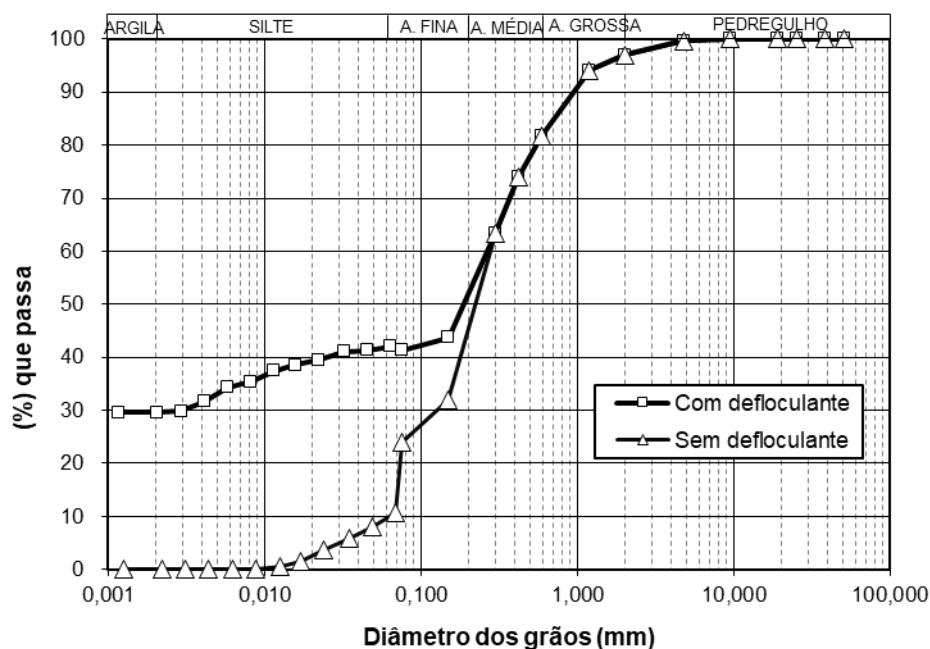
Sendo assim, inicialmente serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização física seguido pela classificação dos solos estudados segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e segundo a proposta de Classificação de Vargas (1988 e 1992). Por fim, é realizada uma análise comparativa dos resultados obtidos na

presente pesquisa com outros materiais similares encontrados na literatura. As Figura 90 a Figura 92 apresentam as curvas granulométricas referentes aos ensaios realizados com e sem o uso de defloculante.

As Tabela 33 e Tabela 34 apresentam um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização, com e sem o uso de defloculante, respectivamente, com as frações dos solos enquadrados segundo a escala da ABNT, peso específico dos grãos, atividade e limites de Atterberg. Também é apresentado na Tabela 33 a classificação dos solos no Sistema Unificado, considerando os ensaios com defloculante.

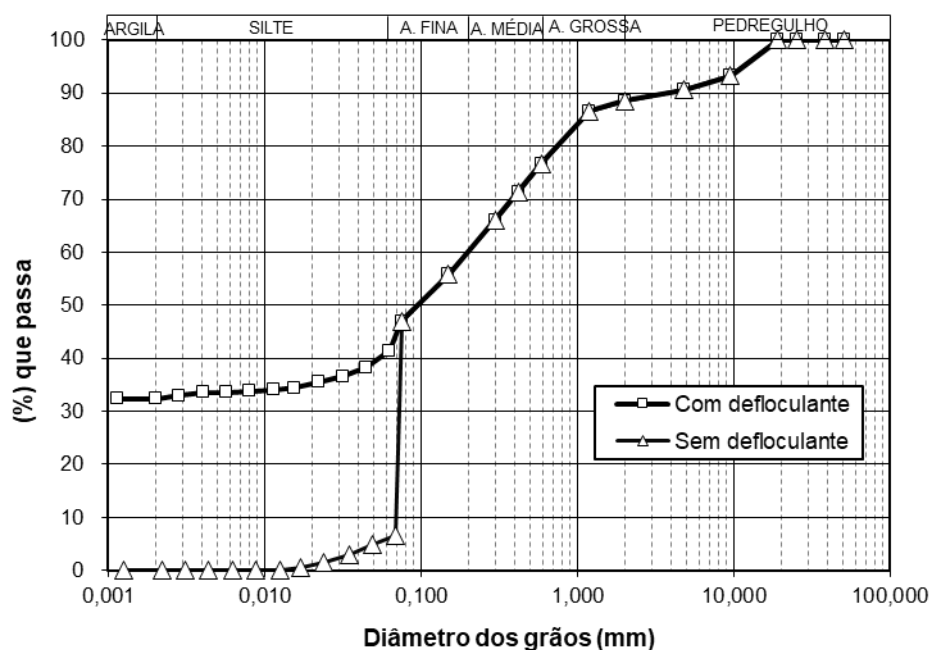
De acordo com os ensaios com o uso do defloculante, os materiais referentes aos blocos BL1 e BL3 apresentam granulometria predominantemente grossa, com menos de 50% (aproximadamente 41% e 47%) passando na peneira # 200 (0,075mm). De um modo geral, a fração predominante é a fração areia, com percentuais totais chegando a 55%. Observa-se um maior percentual de areia média no bloco BL1 (29%), apresentando também percentual de areia grossa (15%) e pedregulho (3%). A fração argila dos solos variou de 30% a 32%. A fração silte variou de 12% a 9%. O solo do bloco BL3 apresentou porcentagem significativa de pedregulho (11%) e de areia fina (20%).

Figura 90 – Curvas Granulométricas do solo dos Bloco BL1.



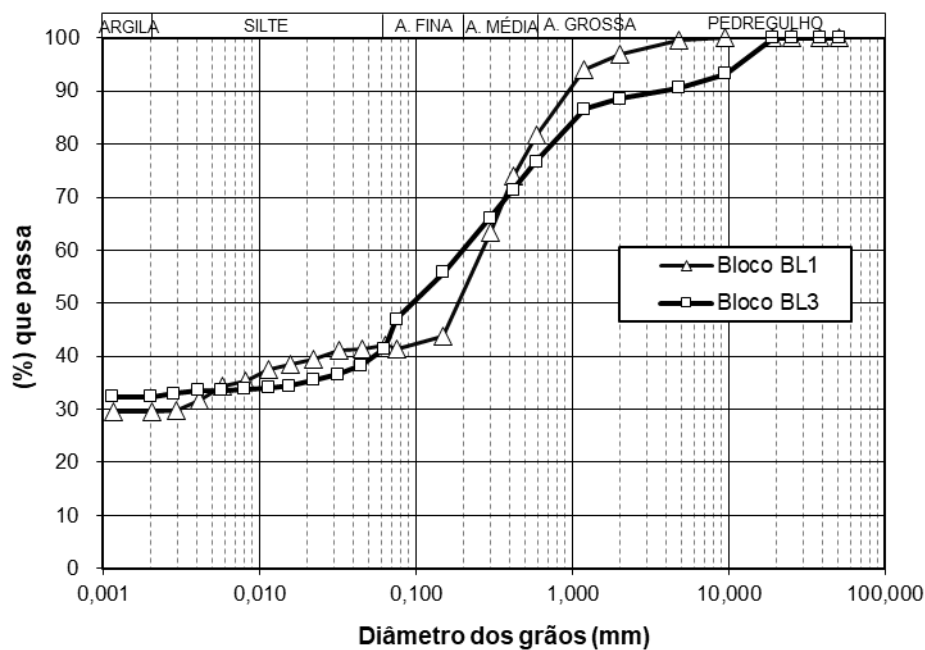
Fonte: A Autora (2022)

Figura 91 – Curvas Granulométricas do solo do Bloco BL3.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 92 – Curvas Granulométricas dos solos dos Blocos BL1 e BL3 com defloculante.



Fonte: A Autora (2022)

Tabela 33 – Limite de Atteberg (NBR 6459/84 e NBR 7180/88) e classificação dos solos pelo SUCS.

Amos.	Prof. (m)	G _s (g/cm ³)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	SUCS
BL1	0,90	2,649	47	29	18	SC
BL3	1,25	2,649	34	25	10	SC

Fonte: A Autora (2022)

Tabela 34 – Composição granulométrica (NBR 6457/16, NBR 7181/16 e NBR 13602/96).

Amostra	Bloco 1	Bloco 3
Prof. (m)	0,90	1,25
Pedreg. (%)	3	11
Areia Grossa (%)	15	12
Areia Med. (%)	29	16
Areia Fina (%)	11	20
Silte (%)	12	9
Argila (%)	30	32

Fonte: A Autora (2022)

Ao realizar-se os ensaios granulométricos com e sem o uso de defloculante analisa-se a dispersividade do solo. As amostras utilizadas sem defloculante tiveram o objetivo de avaliar a granulometria do solo no estado natural, nas condições de campo. Observa-se que ocorre uma diminuição nos percentuais das frações argila e aumento nos percentuais de silte e areia fina, indicando que a argila tende a apresentar-se agregada no seu estado natural (SILVA, 2007).

Apenas os percentuais de areia média permanecem praticamente constantes. A razão entre os percentuais de argila do ensaio sem defloculante para o ensaio com defloculante (PD), expresso em termos percentuais variou de 0,46 a 0,53% indicando tratar-se de solos não dispersivos ($PD < 20\%$), conforme a NBR 13602/20. As Equações (39) e (40) representam a porcentagem de dispersão dos blocos BL1 e BL3, respectivamente:

$$PD_{BL1} = \frac{\%d_{0,002}(H_2O)}{\%d_{0,002}(MB - 32)} = \frac{0,14}{30} * 100\% = 0,46\% \quad (39)$$

$$PD_{BL3} = \frac{\%d_{0,002}(H_2O)}{\%d_{0,002}(MB - 32)} = \frac{0,17}{32} * 100\% = 0,53\% \quad (40)$$

As informações de dispersividade do solo foram complementadas através das informações obtidas dos ensaios de torrão (*Crumb Test*). O objetivo do ensaio de torrão consiste em identificar se a fração argila existente no solo é dispersiva ou não, e caso for, determinar o seu grau de dispersão. Para tanto, realizam-se observações visuais em torrões de solo de aproximadamente dois gramas, imersos em um becker de 150 ml de água destilada (durante 1 hora), e de acordo com o seu comportamento o solo é classificado.

Ao realizar-se o ensaio de dispersão rápida (*Crumb Test*) nas amostras dos blocos BL1 e BL3 verifica-se que o mesmo apresenta comportamento não dispersivo (grau 1), pois não turva a água após uma hora, embora essas amostras do bloco de topo se desmanchem após uma hora (Figura 93 e Figura 94). Este ensaio concorda com o resultado de dispersividade baseados na curva granulométrica com e sem o uso de defloculante.

Figura 93 – Ensaio Crumb Test – BL1 (SP1)



Fonte: A Autora (2022)

Figura 94 – Ensaio Crumb Test – BL3 (SP3)



Fonte: A Autora (2022)

Os índices de plasticidade encontrados variaram de acordo com a natureza mais arenosa ou argilosa dos materiais, onde os solos da Formação Barreiras apresentam-se segundo a classificação de Jenkins citado por Caputo (1973), como solos medianamente plásticos ($7 < IP < 15$). O valor de G_s (2,649) encontrado sugere na fração areia, uma mineralogia composta predominantemente do mineral quartzo. A atividade da argila encontrada no solo do bloco BL1 (SP1) foi de 1,28, classificando o solo como ativo. Já no solo do bloco BL3 (SP3) a atividade da argila foi de 0,59 indicando que o solo é inativo. Os cálculos estão representados nas Equações (41) e (42).

$$I_a(\text{BL1}) = IP / (\% \text{ partículas } \Phi < 2\mu\text{m}) = 18/0,14 = 1,28 \quad (41)$$

$$I_a(\text{BL3}) = \text{IP} / (\% \text{ partículas } \Phi < 2\mu\text{m}) = 10/0,17 = 0,59 \quad (42)$$

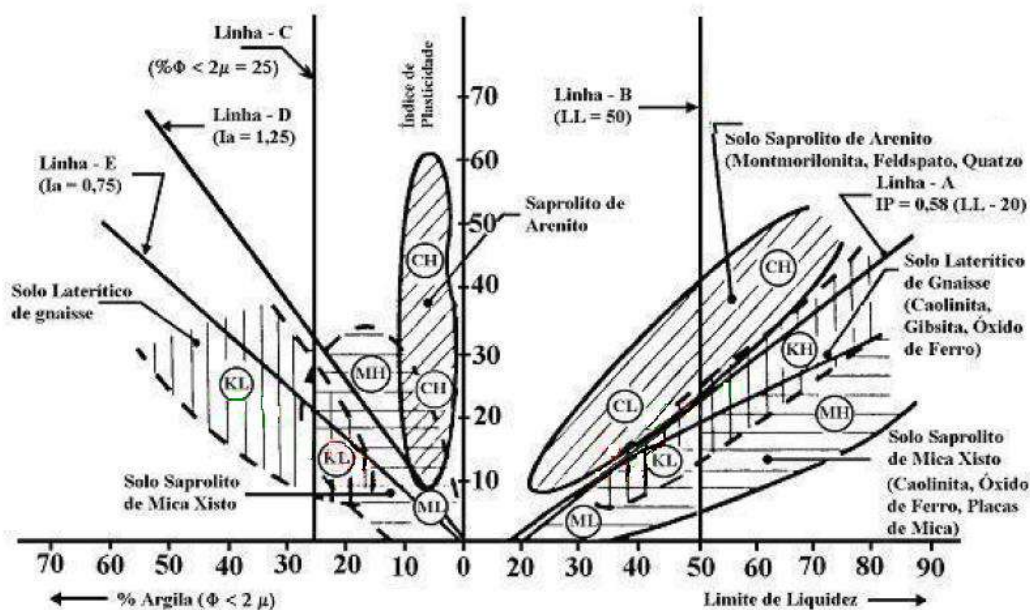
Segundo a Classificação Unificada (SUCS) os solos da Formação Barreiras foram classificados no grupo SC como uma areia argilosa. Embora, na Carta de Plasticidade a fração fina do solo do bloco B3 localize-se bem próximo ao limite abaixo da Linha A, os mesmos apresentam $\text{IP} > 7$ (BADILLO; RODRÍGUEZ, 1973), o que se fez mais prudente classificá-los no Grupo SC. Gusmão Filho et al. (1986), Coutinho et al. (1999) e Lafayette (2000) ao estudarem solos da Formação Barreiras na Região Metropolitana do Recife, também classificaram os solos em sua maioria no grupo SC (SILVA, 2007).

Sabe-se que a Classificação Unificada (SUCS) é melhor aplicada a solos sedimentares localizados em regiões de clima temperado, onde há boas correlações entre as propriedades índices (limites de Atterberg) destes solos e os critérios de identificação adotados. Embora esta classificação possua a grande vantagem de seus grupos poderem ser identificados através de ensaios tátil-visual, quando aplicadas a solos tropicais pode-se mostrar inadequada (SILVA, 2007).

A heterogeneidade, anisotropia e outras particularidades dificultam a elaboração de um modelo conceitual que generalize o comportamento de solos tropicais. A resposta do solo frente às solicitações está fortemente ligada à sua estrutura, cimentação e características herdadas da rocha matriz, onde todas estas propriedades dependem do grau de alteração do material. Índices que representem a plasticidade e a granulometria podem não ser suficientes para caracterizar o comportamento de solos tropicais, onde a estrutura do solo e a mineralogia influenciam nos resultados de caracterização e podem definir o comportamento do solo, e não são consideradas na Classificação Unificada (SILVA, 2007).

Vargas (1988, 1992) defendeu uma adaptação da classificação SUCS para os solos tropicais. Para isso, utilizou o índice de atividade de Skempton para identificar a mineralogia da fração silte e argila como de natureza micácea ou caulínica. A carta de plasticidade e a respectiva classificação proposta por Vargas (1988, 1992) estão apresentadas na Figura 95 e Tabela 35.

Figura 95 – Carta de Plasticidade associada à Carta de Atividade (Vargas, 1988, 1992).



Fonte: Vargas, 1988 e 1992.

Tabela 35 – Proposta de classificação de solos de granulometria fina de modo a incluir solos tropicais (Vargas, 1988 e 1992)

Solos de granulometria fina, contendo pouco ou nenhum material de granulção grossa	Maior Divisão	Grupo do Solo	Sub-grupos propostos	Símbolos Grupos
	Baixa Compressibilidade LL < 50	Silte e areias muito finas.	Areias e fragmentos de rochas	ML
		Areias finas argilosas.	Solos micáceos	MLm
		Argilas siltosas.	Solos não cauliniticos	CL
		Argilas de baixa plasticidade.	Tipo caulinitico	KL
		Argilas arenosas.		
		Argilas siltosas.		
	Alta Compressibilidade LL > 50	Solos siltosos ferrosos		KLf
		Solos siltosos orgânicos		OL
		Areia fina ou solos siltosos	Diatomáceas. Solos elásticos	MH
			Solos micáceos	MHm
		Argilas de alta plasticidade, argilas arenosas ou siltosas	Tipo não caulinitico	CH
			Tipo caulinitico	KH
		Solos argilosos ferrosos		KHf
		Solos argilosos orgânicos		OH

Fonte: Vargas, 1988 e 1992.

Classificando os solos da Formação Barreiras do presente estudo na Classificação de Vargas (1988 e 1992); observa-se que, os solos situam-se abaixo da Linha A sendo classificados no grupo KH (argilas arenosas), caracterizando os solos como solos cauliniticos.

Mesma classificação é dada na Carta de Atividade na qual os solos localizam-se acima da linha E, caracterizando os solos como solos de alta atividade.

Verifica-se que a Classificação de Vargas (1988 e 1992) mostrou-se satisfatória para uma amostra de solo de Formação Barreiras do presente estudo, classificada no grupo KH (argila de alta plasticidade tipo caulinítica).

6.2 PERMEABILIDADE

Nesta seção são apresentados a metodologia e os resultados do ensaio de permeabilidade Tri Flex.

6.2.1 Metodologia adotada nos ensaios

O equipamento utilizado para se determinar a permeabilidade em laboratório foi o Tri Flex-2. Este equipamento permite realizar até 3 ensaios simultaneamente em amostras indeformadas, conforme ilustra a Figura 96. A principal característica deste equipamento é a sua capacidade de simular o ensaio de permeabilidade sob diferentes pressões (confinante, base e topo).

Figura 96 – Equipamento Tri flex 2.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 97 – Corpo de prova sendo montado na câmara.



Fonte: A Autora (2022)

Para realização do ensaio utilizaram-se corpos de prova indeformados com dimensões de 12,7 cm de altura e 10 cm de diâmetro. Os corpos de prova foram inseridos na célula de acrílico (Figura 97) onde se colocou no topo e na base dos mesmos, um conjunto composto de pedra porosa, papel filtro e top cap, onde o papel filtro foi sempre posto em contato com o solo. Envolve-se os corpos de prova, com uma membrana fixada com ligas de borracha, evitando seu contato lateral com a água. Após a montagem da célula foi verificado se não existiam bolhas de ar na superfície, aplicando-se uma pressão lateral para a remoção de ar nas pedras porosas e das linhas de tubulação.

Os ensaios foram realizados tentando simular, aproximadamente, as tensões de campo, onde a tensão confinante, na base e no topo utilizadas foram de 60, 50 e 45 kPa, respectivamente. A cada 24 horas era verificado se a amostra estava saturada através do critério de percolação d'água no corpo de prova, onde o volume d'água que entrava pela base da amostra tinha que ser o mesmo que saía pelo topo, imprimindo-se à amostra um gradiente de fluxo ascendente de 5kPa. A saturação dos corpos de prova se deu em média por um período de 3 dias. Após verificar a saturação do corpo de prova pelo processo acima descrito, era realizado o ensaio de permeabilidade. Inicialmente fechavam-se as válvulas de inserção de pressão da base e do topo da célula onde se encontrava o corpo de prova saturado no Tri flex-2. Em seguida, imprimia-se um gradiente de fluxo ascendente de 5kPa, para se fazer percolar um volume de água destilada de 5cm^3 na amostra. Finalmente, abriam-se as válvulas de topo e de base da célula e, iniciava-se a cronometragem do tempo que a água levava para percolar na amostra.

Repete-se este procedimento até a constância de pelo menos três leituras do tempo com variação de até $\pm 5\%$. Utilizando-se desse resultado, calcula-se o coeficiente de permeabilidade (k) por meio da Equação (43):

$$K = \frac{V \cdot L}{A \cdot T \cdot P} \quad (\text{cm/seg}) \quad (43)$$

V = Volume percolado (5cm³);

L = Altura da amostra (12,7cm);

A = Área do corpo de prova (78,54cm²);

T = Tempo médio p/ percolação de 5cm³ (s);

P = Gradiente psi x 70,37 cm/psi (cm-H₂O).

6.2.2 Apresentação e análise dos resultados

Na Tabela 36 encontram-se as tensões aplicadas durante o ensaio de permeabilidade. A Tabela 37 apresenta os resultados obtidos dos ensaios de permeabilidade realizados utilizando o equipamento Tri flex – 2.

Tabela 36 – Valores de tensões de saturação e de ensaio aplicadas durante o ensaio Tri-Flex 2.

Amos.	Altura. (cm)	σ_{sat} (kPa)			σ_{en} (kPa)		
		σ_{conf}	σ_{topo}	σ_{base}	σ_{conf}	σ_{topo}	σ_{base}
BL1	12,7	270	250	250	270	240	250
BL3	12,7	270	250	250	270	240	250

Fonte: A Autora (2022)

Tabela 37 – Parâmetro de permeabilidade de laboratório para o solo em estudo.

Amostras	Profundidade (m)	Fração de Finos (Silte e Argila)	K ₁ (m/s)
BL1	0,90 – 1,20	41,27%	3,85x10 ⁻⁵
BL3	1,25 – 1,55	47,02%	1,68x10 ⁻⁴

Fonte: A Autora (2022)

A permeabilidade encontrada da ordem de 10^{-5} e 10^{-4} m/s para os solos da Formação Barreiras. Segundo Head (1994) pode-se classificar estes solos da Formação Barreiras com permeabilidade alta.

Os resultados também são concordantes com a granulometria dos solos estudados, onde o caráter mais arenoso encontrado nos solos de Formação Barreiras (ver Tabela 34) coincide com permeabilidade altas. O resultado obtido no presente estudo para o Bloco 1 também está dentro da faixa de permeabilidade encontrada em outros solos da Formação Barreiras do Estado de Pernambuco apresentados sumariamente na Tabela 38.

O coeficiente de permeabilidade pelo ensaio Tri-flex apresentou-se com ordem de grandeza maior que os observados pelos ensaios Guelph. Isto pode ter relação com a presença de grande quantidade de pedregulhos nas amostras (Figura 98), que contribuiu para o aumento dos vazios e maior facilidade de passagem da água pelos poros. Entretanto, também se encontra uma diferença na mesma ordem de grandeza, entre os ensaios de permeabilidade em campo e laboratório, no solo estudado por Lafayette (2000). Essa diferença pode estar associada à heterogeneidade do solo em campo, na base do furo, criando um gradiente hidráulico diferenciado em relação ao do laboratório. Além do solo, em laboratório, estar completamente saturado enquanto no campo esta situação não é garantida.

Tabela 38 – Permeabilidade de solos da Formação Barreiras e solos residuais de granito do Estado de Pernambuco

	Referência	Local	Permeabilidade (m/s)	
			Laboratório (Tri flex)	Campo (Guelph)
Solo de Formação Barreiras	Presente estudo	Passarinho, PE	$1,68 \times 10^{-4}$ a $3,85 \times 10^{-5}$	$0,45 \times 10^{-8}$ a $2,77 \times 10^{-7}$
	*Lafayette (2000)	Recife, PE	$7,6 \times 10^{-5}$	$2,5 \times 10^{-5}$
	*Lima (2002)	Recife, PE	$1,86 \times 10^{-5}$	$9,07 \times 10^{-7}$
	Lafayette (2006)	Cabo, PE	$2,78$ a $5,23 \times 10^{-6}$	$1,8$ a $7,5 \times 10^{-6}$
	Santana (2006)	Recife, PE	$1,89$ a $3,15 \times 10^{-5}$	$2,12 \times 10^{-5}$
	Silva (2007)	Camaragibe, PE	$1,2 \times 10^{-6}$ a $4,8 \times 10^{-7}$	$1,22$ a $7,3 \times 10^{-6}$
	*Bandeira (2010)	Recife, PE	$7,64 \times 10^{-3}$	-
	Guedes (2013)	Cabo de Santo Agostinho, PE	$6,45 \times 10^{-6}$	-
	Santos (2018)	Recife, PE	$1,4 \times 10^{-5}$ a $6,36 \times 10^{-6}$	-

*Áreas bem próximas a encosta estudada nesta tese.

Fonte: Adaptado de Coutinho e Severo (2009)

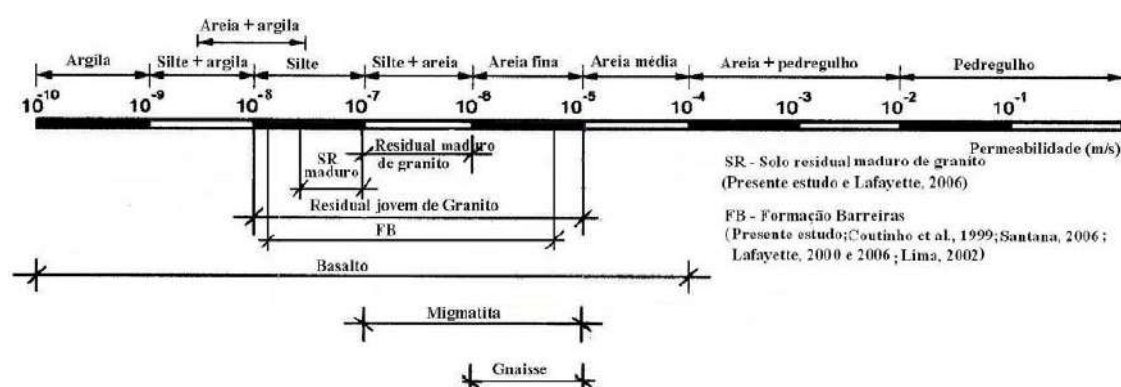
Figura 98 – Pedregulhos presentes no Bloco BL-03.



Fonte: A Autora (2022)

A Figura 99 apresenta faixa de valores típicos de permeabilidade de alguns solos residuais relacionadas com sua granulometria (COUTINHO; SILVA, 2005; modificado de SCHNAID et al., 2004). Pode ser observado que os solos residuais apresentam uma ampla faixa de valores de permeabilidade (10^{-4} a 10^{-10} m/s) a depender do tipo de rocha matriz, destacando a grande faixa dos solos residuais de basalto. Os solos da Formação Barreiras compreendem uma maior faixa de valores da ordem de 10^{-5} a 10^{-7} m/s, onde a variação dos resultados depende dos teores mais argilosos ou arenosos dos materiais estudados.

Figura 99 – Permeabilidade de solos residuais e solos da Formação Barreiras



Fonte: Coutinho e Silva, 2005; modificado de Schnaid et al., 2004.

6.3 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

Nesta seção são apresentados a metodologia e os resultados dos ensaios edométricos duplos para análise de colapsibilidade do solo.

6.3.1 Metodologia adotada nos ensaios

Foram realizados ensaios edométricos duplos (nas condições inundada e na umidade natural), com o objetivo de determinação e avaliação dos parâmetros de compressibilidade (coeficiente de adensamento vertical - C_v , índice de compressão - C_c , e expansão - C_s , coeficiente de compressão volumétrica - m_v , módulo edométrico - E'_{oed}); estimativa do coeficiente de permeabilidade - k , determinação da tensão de escoamento e avaliação do colapso dos materiais.

Para a realização dos ensaios edométricos foram utilizadas prensas de adensamento fabricadas pela Ronald Top S.A, do tipo convencional com sistema de cargas através de pesos em pendural, com relação de braço 1:10 e células edométricas do tipo anel fixo. As leituras das deformações foram realizadas através de extensômetros fabricados pela Mitutoyo e com sensibilidade de 0,01 mm. Foram utilizados anéis de adensamento com área de 60 cm² e 2 cm de altura.

No início e no final de cada ensaio eram medidas as umidades iniciais e finais dos corpos de prova. Os corpos de prova foram moldados por compactação estática diretamente no anel de adensamento. Com o anel apoiado na base da célula edométrica era depositado o solo até preencher todo o vazio. Com o auxílio de um disco de aço a compactação era realizada manualmente. A compactação era encerrada quando o peso do corpo de prova estivesse compatível com o peso do corpo correspondente a amostra indeformada. Em todos os ensaios realizados na umidade natural, as pedras porosas eram previamente secas ao ar, e sobre elas eram colocados papéis filtro, para em seguida serem montadas as células edométricas. As etapas de realização do ensaio estão apresentadas na Figura 100.

Para os ensaios inundados as pedras porosas eram saturadas em água destilada. A inundação dos corpos de prova era realizada pela parte inferior da célula edométrica com água destilada, após serem estabilizadas as deformações com a amostra submetida a uma tensão de 1kPa. Para minimizar a perda de umidade em ensaios com amostras na umidade natural, o topo da célula de adensamento era envolvido por uma capa plástica envolvida por ligas de borracha. Esse procedimento foi adotado inicialmente por Jennings & Knigh (1957) e tem sido utilizado até os dias de hoje por outros autores (ex. FERREIRA, 1995; FUTAI, 1997; SOUZA NETO, 1998 e 2004; LAFAYETTE, 2006).

Figura 100 – Etapas de Realização do ensaio edométrico. a) e b) Moldagem do corpo de prova; c) Prensa com corpo de prova inundado.



Fonte: A Autora (2022)

Para os ensaios edométricos duplos foi utilizado o intervalo de tensões de 2,5, 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280kPa no carregamento e de 640, 160, e 40Kpa no descarregamento. Para os ensaios edométricos simples, aplica-se uma tensão pré-determinada nos corpos de prova e faz-se leituras no extensômetro até que se obtenha a estabilização das deformações (em torno de 24h), para então ser efetuada a inundação do solo. As deformações decorrentes da inundação eram acompanhadas por um período de 24 horas.

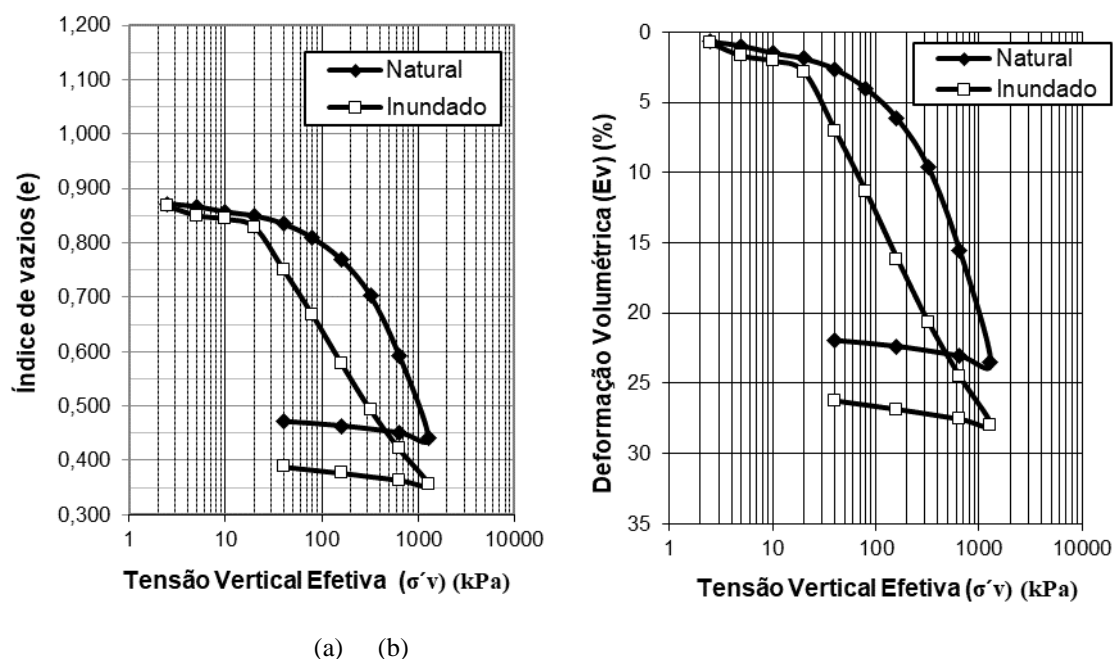
As leituras de deformação foram realizadas à 0, 9, 15 e 30 segundos e a 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 e 1440 minutos. O critério para determinação do tempo de duração de cada estágio de tensão foi definido quando as deformações entre dois intervalos de tempo consecutivos, numa razão $(\Delta t/t) = 1$, fosse inferior a 5% da deformação total ocorrida até o tempo anterior, conforme Ferreira (1995). Sendo assim, os ensaios foram realizados com tempo de duração para cada estágio de tensão de 24 horas.

6.3.2 Apresentação e análise dos resultados

Neste item serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios edométricos duplos (condições: umidade natural e inundada) através da avaliação dos parâmetros de compressibilidade e das tensões de escoamento dos materiais estudados.

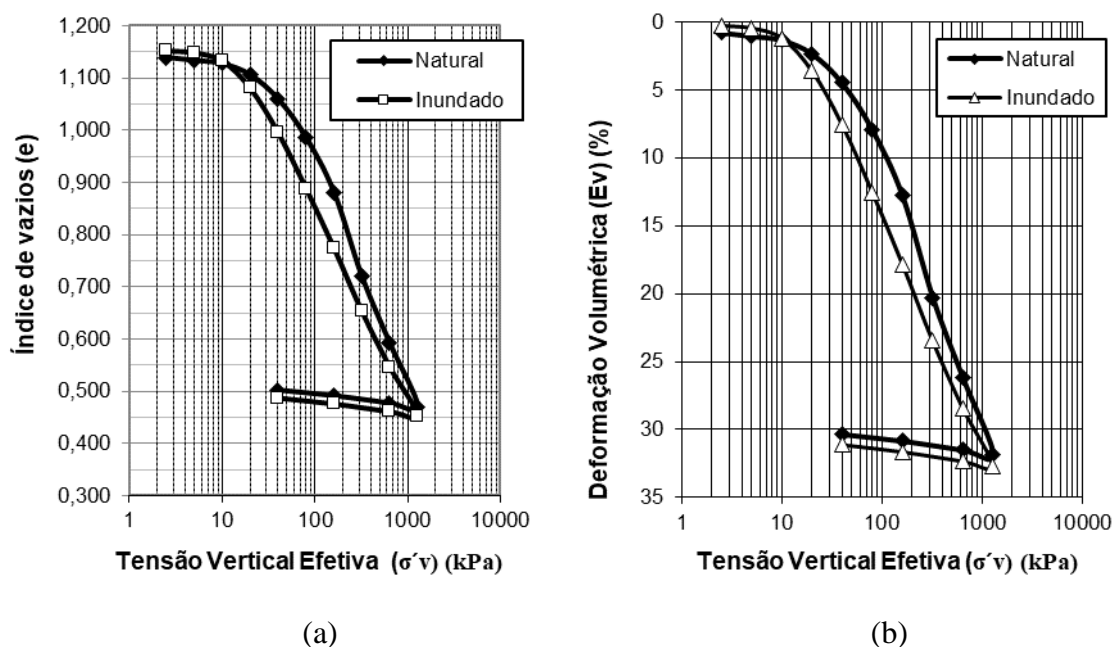
As Figura 101 e Figura 102 apresentam os resultados dos ensaios edométricos duplos, através das curvas que relacionam o índice de vazios (e) e a deformação volumétrica específica (ε) em escala linear e tensão vertical de consolidação em escala logarítmica ($\log \sigma_v$) do solo da Formação Barreiras.

Figura 101 – Ensaios Edométricos duplos – Bloco BL1 (a) Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação. (b) Variação da deformação volumétrica com a tensão vertical de consolidação.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 102 – Ensaios Edométricos duplos – Bloco BL3 (a) Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação. (b) Variação da deformação volumétrica com a tensão vertical de consolidação.



Fonte: A Autora (2022)

Todas as amostras, em geral, apresentam trecho virgem bem definido. Observa-se que as curvas referentes às amostras do Bloco BL3 são praticamente iguais, tanto nos ensaios na umidade natural como no ensaio inundado. Este fato provavelmente relaciona-se ao elevado

teor de umidade destas amostras no estado natural, apresentando-se próxima da condição de saturação, fazendo com que não haja diferenças de comportamento em relação ao ensaio inundado. Sendo assim, maiores diferenças entre as deformações volumétricas dos ensaios na condição inundada e na umidade natural são observadas apenas nas amostras do Bloco BL1.

As diferenças de comportamento entre os ensaios inundados e na umidade natural, principalmente para as amostras do Bloco BL1, podem ser atribuídas ao efeito da sucção, que provoca um enrijecimento dos solos através do aumento da resistência dos aglutinados de partículas e das ligações cimentantes. Em decorrência disso, há um aumento na tensão de escoamento para as amostras na umidade natural. Nos ensaios inundados, estas ligações encontram-se fragilizadas pela redução da sucção. Como consequência, as deformações serão maiores no estado inundado em relação ao mesmo solo na umidade natural.

Com relação a tensão de escoamento, sabe-se que a mesma é caracterizada por um valor tal que, a partir deste, percebe-se uma notável deformabilidade do material. No presente estudo, as tensões de escoamento foram determinadas pelo método gráfico de Pacheco Silva. Este método possui a vantagem em relação ao método de Casagrande, uma vez que não se faz necessária à determinação de um raio mínimo na curva do ensaio, muitas vezes difícil de ser identificada e, portanto, sujeito a erros na sua determinação.

A Tabela 39 apresenta as tensões de escoamento obtidas dos ensaios edométricos duplos tanto na condição de umidade natural como na condição inundada. As tensões de escoamento são maiores nas amostras na condição natural tendo em vista uma maior rigidez das amostras nesta condição de umidade. Menores diferenças entre as tensões de escoamento na condição de umidade natural e inundadas são verificadas nas amostras do Bloco BL3, tendo em vista o grau de saturação das amostras ser praticamente semelhante nas condições de umidade natural e inundada, conforme abordado anteriormente.

Os índices de compressão e de expansão foram obtidos com base nas curvas e versus $\log \sigma_v$. O índice de compressão (C_c) foi calculado para a reta aproximada definida entre $320\text{kPa} < \sigma_v < 1280\text{kPa}$ e o índice de expansão (C_s) para o trecho entre $40\text{kPa} < \sigma_v < 1280\text{kPa}$, na curva de descarregamento. Os resultados são apresentados na Tabela 39. Os índices de compressão e de expansão obtidos a partir dos ensaios na umidade natural foram, em geral, superiores aos obtidos a partir dos ensaios inundados.

As tensões de pré-adensamento para ambos os blocos, na condição inundada, foram iguais a 20kPa. Já na condição Natural houve grande diferença de comportamento entre os

blocos. O Bloco BL1 teve tensão de pré-adensamento igual a 210kPa e o bloco BL3 teve tensão de pré-adensamento igual a 52kPa.

Tabela 39 – Parâmetros dos ensaios oedométricos

	BL 01 - Inundado	BL 01 - Natural	BL 03 - Inundado	BL 03 - Natural
$e_o =$	0,883	0,885	1,159	1,157
$C_c =$	0,229	0,434	0,348	0,415
$C_s =$	0,022	0,020	0,017	0,021
$\sigma'_{vm} =$	20 kPa	210 kPa	20 kPa	52 kPa
$Sr (\%) =$	35,620	36,099	42,653	42,424
$w_i (\%) =$	11,872	12,059	18,665	18,523
$\rho (g/cm^3) =$	1,574	1,575	1,456	1,456
$\rho_d (g/cm^3) =$	1,407	1,405	1,227	1,228
$Ex (\%) =$	0,150	0,150	0,150	0,125

Fonte: A Autora (2022)

6.3.2.1 Avaliação da colapsibilidade dos solos através dos ensaios edométricos duplos e ensaios edométricos simples

Nos parágrafos seguintes será avaliado a colapsibilidade dos solos estudados através dos ensaios edométricos duplos, utilizando o critério de classificação de Reginatto & Ferrero (1973) e dos edométricos simples utilizando o critério de classificação de Vargas (1978).

O critério de Reginatto & Ferrero (1973) para avaliação da colapsibilidade dos solos utiliza a Expressão (44):

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (44)$$

Onde: σ_{vpn} = Tensão de escoamento do solo na umidade natural;

σ_{vps} = Tensão de escoamento do solo inundado;

σ_{v0} = Tensão vertical devido ao peso próprio do solo “in situ”.

De acordo com essa classificação o solo pode ser verdadeiramente colapsível ($\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$), condicionado ao colapso ($\sigma_{vps} > \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$) e não colapsível ($\sigma_{vps} = \sigma_{vpn}$ e $C = 0$). A classificação do solo estudado nesta dissertação está apresentada na Tabela 40.

A partir dos resultados dos ensaios edométricos duplos com amostras na condição de umidade natural e amostras inundadas (para os corpos de prova dos blocos indeformados), determinou-se os coeficientes de colapsibilidade de cada amostra. As informações para o cálculo do coeficiente de colapsibilidade e a classificação segundo Reginatto e Ferrero encontram-se na Tabela 40. Os pesos específicos naturais foram obtidos a partir dos corpos de prova dos ensaios edométricos. As profundidades determinadas para os blocos representam a diferença de cota entre o nível do terreno e o centro do bloco.

Tabela 40 – Classificação da colapsibilidade do solo segundo Reginatto e Ferrero (1973)

Bloco	ρ (g/cm ³)	σ_{vpn} (kPa)	σ_{vps} (kPa)	σ_{v0} (kPa)	Reginatto e Ferrero (1973)	
					C	Classificação
Bloco BL1	1,456	210	20	13,10	0,035	Condicionado ao colapso
Bloco BL3	1,574	42	20	19,67	0,015	Condicionado ao colapso

Fonte: A Autora (2022)

Esse resultado foi similar aos encontrados nos estudos realizados por Lafayette (2006), Meira (2008) e Santos (2018) em solos da Formação Barreiras pertencentes a fáceis canal fluvial que também foram classificados como condicionados ao colapso.

O critério proposto por Jennings e Knight (1975) classifica o solo de acordo com a gravidade dos danos em uma obra (Tabela 41), variando de sem problema a problema muito grave, a partir do valor do potencial de colapso (PC) de acordo com a Equação (45). O potencial de colapso do solo foi calculado mediante a diferença entre as deformações fornecidas pelas curvas dos ensaios edométricos naturais e inundados, a partir da razão entre a variação de altura do corpo de prova antes e depois da inundação, em percentagem.

Tabela 41 – Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975)

PC	Gravidade dos Problemas
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema Moderado
5 a 10	Problemático
>20	Problema Muito Grave

Fonte: A Autora (2022)

$$PC (\%) = (\Delta H / H_i) * 100 \quad (45)$$

Em que: $PC (\%)$ é o potencial de colapso em percentagem; ΔH é a variação da altura do corpo de prova devido à inundação e H_i é a altura do corpo de prova no início da

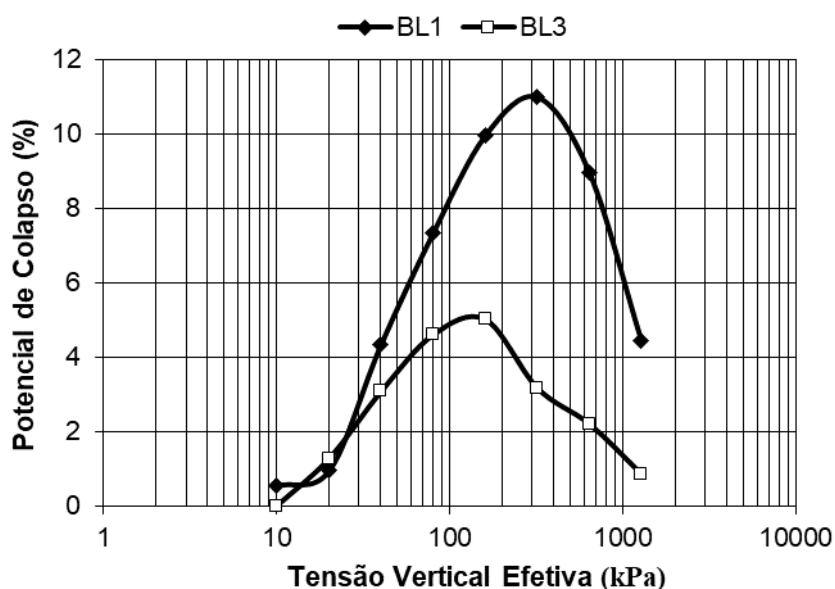
inundação. A Tabela 42 apresenta os valores de potencial de colapso para cada uma das tensões ensaiadas. Enquanto a Figura 103 mostra as tensões verticais versus o potencial de colapso do solo.

Tabela 42 – Valores dos potenciais de colapso dos ensaios edométricos duplos

Blocos	Prof. (m)	Potencial de colapso nas tensões verticais de inundação (%)							
		10 kPa	20 kPa	40 kPa	80 kPa	160 kPa	320 kPa	640 kPa	1280 kPa
BL1	0,9 - 1,20	0,55	0,95	4,35	7,345	9,965	11	8,975	4,45
BL3	1,25 - 1,55	0,00	1,27	3,08	4,61	5,02	3,17	2,2	0,85

Fonte: A Autora (2022)

Figura 103 – Potencial de colapso x tensão vertical



Fonte: A Autora (2022)

Através da análise do gráfico constata-se que o potencial de colapso aumenta, até atingir o ponto máximo, referente a 11%, na tensão vertical de 320 kPa para o BL1 e referente a 5,02%, na tensão vertical de 160 kPa para o BL3. Em seguida, é observado uma redução gradativa do potencial de colapso nas demais tensões. Esse resultado classifica o solo como problemático segundo a classificação proposta por Jennings e Knight (1975).

Comportamento similar foi encontrado nas amostras de solo ensaiadas nos estudos de Souza (2014) e Santos (2018). Segundo Souza Neto (2004), em solos arenosos, como o analisado nessa tese e nos estudos citados, pequenas variações na umidade, provocam grande variação na sucção, sendo esse motivo o necessário para provocar colapso parciais.

6.4 CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO

Nesta seção são apresentados as metodologia e os resultados dos ensaios de curva característica do solo que incluem os métodos do papel filtro, dessecador de vácuo e mesa de tensão.

6.4.1 Metodologia adotada nos ensaios

A relação entre o teor de umidade ou o grau de saturação e a sucção é definida como curva característica. A curva e os valores de sucção estão relacionados com a textura, composição mineralógica e a estrutura do solo (BRIAUD, 2013). Sendo assim, o objetivo principal destes ensaios consiste na obtenção de uma caracterização geotécnica de laboratório mais abrangente a respeito do solo de Formação Barreiras estudado assim como a obtenção da relação entre sucção e teor de umidade que ajudará na interpretação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial com medida de sucção. Nesta pesquisa, as curvas características serão obtidas pelo método do papel filtro, do dessecador de vácuo e da mesa de tensão.

Para todos os métodos utilizados, as amostras para a determinação de curvas características foram coletadas dos blocos do B1 e B3 em anéis.

6.4.1.1 Papel Filtro

O método do papel filtro baseia-se no princípio de que um solo, quando é posto em contato com um papel filtro, em um ambiente hermeticamente fechado, faz com que este último absorva uma certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de pressão. Nesta condição, o papel e o solo possuirão a mesma sucção, porém com umidades gravimétricas diferentes. Conhecida a curva de calibração do papel (relação sucção - umidade) e a umidade gravimétrica do mesmo determina-se a sucção do solo (SILVA, 2007). Na atual pesquisa serão obtidas tanto a curva de secagem como a de umedecimento.

Para início dos ensaios, foram moldados três corpos de prova de cada um dos 2 blocos (topo e meio da encosta, BL1 e BL3), obtendo um total de 6 corpos de prova, por cravação estática, de anéis confeccionados em aço inoxidável com dimensões e peso bem definidos.

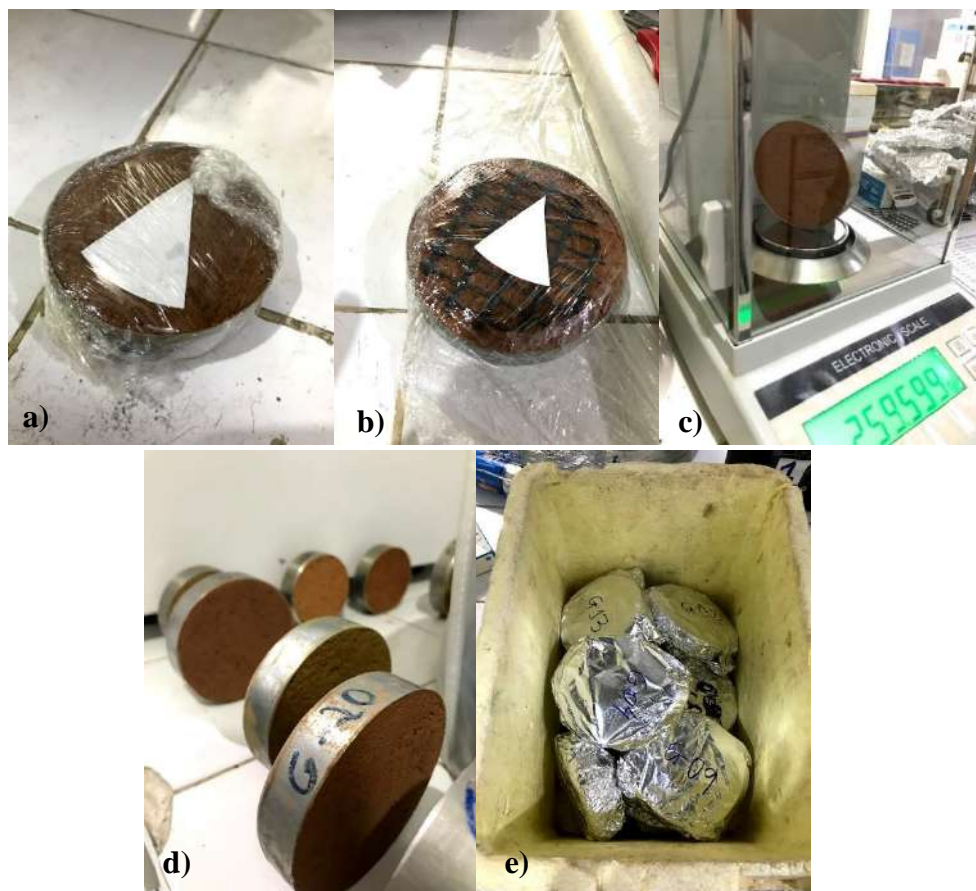
Os ensaios da curva de secagem tiveram início com a saturação dos corpos de prova, objetivando primeiramente a determinação da curva de secagem (o início dos ensaios refere-se aos pontos de umidade máxima). Desta forma, os corpos de prova foram colocados sobre pedras porosas em contato com água destilada, onde o nível d'água situava-se

aproximadamente na metade da espessura das pedras porosas. A fim de evitar o contato dos corpos de prova com as pedras porosas foi colocado um papel filtro entre os mesmos. A saturação dos corpos de prova deu-se por capilaridade, por um período de aproximadamente 15 dias.

Em seguida, dois papéis filtros (um em cada lado do corpo de prova) foram colocados em contato com o solo. O manuseio do papel filtro durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica, para evitar qualquer alteração nas características originais do papel. O conjunto (papel mais corpo de prova) foi envolvido com várias camadas de filme de PVC para evitar a transferência (perda ou ganho de umidade) de água com o meio, seguido por papel alumínio e armazenado em uma caixa térmica (caixa de isopor). O tempo de estabilização adotado foi de 7 dias. Esses procedimentos foram adotados para obtenção de todos os pontos das curvas características. Após este período os papéis eram removidos das amostras e pesados em uma balança digital com capacidade de 200gr e sensibilidade de 0,0001gr, determinando-se, desta forma, o peso úmido. Em seguida, os papéis eram colocados em cápsulas numeradas e conduzidos a uma estufa com temperatura de 105°C durante 24h, para posterior determinação do peso seco. A Figura 104 apresenta as etapas de realização do ensaio.

Na pesagem do papel úmido, o tempo de pesagem (retirada do papel do solo e condução à balança) do papel ocorreu em poucos segundos (entre 5 e 10s). Na pesagem do papel seco, alguns cuidados foram tomados, a fim de evitar ganho de umidade do papel até o momento da pesagem. As cápsulas contendo os papéis filtro eram removidas da estufa até a balança dentro de um dessecador com sílica. Em seguida, os papéis eram retirados do dessecador e pesados sem exceder o tempo de 30 segundos recomendado por Chandler e Gutierrez (1986). Estes procedimentos foram realizados até a obtenção final das curvas características, tanto a curva de secagem como a de umedecimento. Uma vez que havia dois corpos de prova por amostra, dois pontos da curva eram obtidos em cada pesagem.

Figura 104 – Etapas da realização do ensaio com papel filtro. a) lado de medida da sucção total. b) lado de medida da sucção mátrica. c) pesagem do amostra. d) amostras em secagem. e) amostras embaladas e guardadas em caixa de isopor.



Fonte: A Autora (2022)

Para obtenção da curva de secagem, os corpos de prova permaneciam expostos às condições ambientes a fim de atingir uma umidade inferior à umidade anterior obtida. Com o término da curva de secagem se iniciará a obtenção da curva de umedecimento, onde o umedecimento das amostras foi realizado através de um pulverizador manual, com o objetivo inverso ao da curva de secagem (ganho de umidade).

Na atual pesquisa, o papel filtro utilizado foi o Whatman 42, o qual, no estado seco ao ar, apresenta umidade da ordem de 6%, permitindo medir sucções na faixa de 0 a 29MPa (MARINHO, 1994). A sucção foi determinada a partir da curva de calibração de Chandler et al. (1992) citado por Marinho (1994), resumida nas Equações (46) e (47). Até a atual data, foram realizadas as curvas de secagem.

$$\text{Para umidade do papel } (w) > 47\% \quad \text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48 \log w)} \quad (46)$$

$$\text{Para umidade do papel } (w) > 47\% \quad \text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622 w)} \quad (47)$$

6.4.1.2 Dessecador de Vácuo

A técnica do dessecador de vácuo é usada como uma medida padrão da sucção total do solo. Nela, a sucção é controlada pela umidade relativa do ambiente em que a amostra é mantida.

O princípio do método é estabelecer uma condição de equilíbrio entre a amostra e uma solução de sais ou ácidos com uma concentração adequada, que foi previamente introduzida no dessecador de vácuo.

A sucção está relacionada à umidade relativa através da Equação (48) (para temperatura de 20 °C):

$$pF = 6,502 + \log(2 - \log H) \quad (48)$$

pF = Sucção total.

$H = p/p_o.100$ é a umidade relativa do vapor de água nos poros do solo.

Desta forma, a sucção corresponde a uma umidade relativa que, por sua vez, varia de acordo com o tipo e a concentração da solução utilizada Aitchison e Richards (1965) apresentam a relação entre a densidade das soluções de ácido sulfúrico e umidade relativa, enquanto Baker et al (1973) apresentam dados sobre soluções de cloreto de sódio. As Tabela 43 e Tabela 44 resumem esses valores.

A aplicação de vácuo dentro do dessecador, assim como o aumento da superfície livre da solução, pode acelerar o processo de transferência de umidade. Blight (1966) observa que o tempo de equilíbrio da umidade nos processos de umedecimento varia de 100 a 250 dias (para umidade superior a 86%); enquanto no processo de dessecação este tempo é de 100 dias, para todos os intervalos de umidade utilizados.

Sridharan (1968), testando solos argilosos compactados obtém tempos de equilíbrio para processos de equilíbrio que variam de 12 dias (para umidade relativa da ordem de 7%) a 90 dias (para umidade relativa de 100%).

Tabela 43 – Relação entre a densidade do ácido sulfúrico e a sucção

Densidade da solução de ácido sulfúrico (g/cm³)	Umidade Relativa (%)	Sucção (20°C)	
		S (Mpa)	≈ pF (log h)
1,025	98,00	2,84	4,45
1,030	97,60	3,42	4,53
1,035	97,20	3,99	4,59

1,045	96,40	5,16	4,70
1,055	95,60	6,33	4,79
1,070	94,40	8,11	4,90
1,085	93,00	10,21	5,00
1,105	91,30	12,80	5,10
1,125	89,30	15,92	5,19
1,145	86,80	19,91	5,29
1,170	82,90	26,38	5,41
1,195	79,00	33,16	5,51
1,220	75,10	40,28	5,60
1,250	69,30	51,59	5,70
1,275	63,70	63,44	5,79
1,305	56,20	81,07	5,90
1,340	48,00	103,25	6,01
1,375	39,90	129,25	6,10
1,415	31,20	163,85	6,21
1,455	23,50	203,72	6,30
1,500	16,10	256,89	6,40
1,545	10,20	321,13	6,50
1,590	5,50	408,02	6,60
1,640	2,70	508,11	6,70
1,695	1,00	647,84	6,80
1,750	0,30	817,21	6,90
1,790	0,07	1021,93	7,00

Fonte: A Autora (2022)

Na atual pesquisa serão realizados ambos os ensaios para obter pontos com sucções mais elevadas (H_2SO_4) e pontos com sucções mais baixas (NaCl) na curva característica. Assim será possível obter uma curva mais completa e, se necessário, comparar pontos obtidos pelos 3 métodos.

Tabela 44 – Potenciais de água de uma solução de NaCl em função da temperatura e da molalidade

Molalidade	g NaCl a cada 1000 g H_2O	Potenciais de água (Mpa)		
		20 °C	25 °C	30 °C
0,05	2,922	0,23	0,24	0,24
0,10	5,844	0,46	0,47	0,48
0,20	11,688	0,92	0,93	0,95
0,30	17,532	1,37	1,39	1,41
0,40	23,376	1,83	1,86	1,89
0,50	29,220	2,28	2,33	2,37
0,60	35,064	2,75	2,80	2,85

0,70	40,908	3,21	3,27	3,33
0,80	46,752	3,68	3,75	3,82
0,90	52,596	4,16	4,24	4,31
1,00	58,440	4,64	4,73	4,82
1,10	64,284	5,12	5,23	5,33
1,20	70,128	5,62	5,73	5,84
1,30	75,972	6,11	6,24	6,36
1,40	81,816	6,61	6,75	6,89
1,50	87,660	7,12	7,27	7,42
1,60	93,504	7,64	7,80	7,96
1,70	99,348	8,16	8,33	8,49
1,80	105,192	8,69	8,87	9,06
1,90	111,036	9,22	9,42	9,62
2,00	116,880	9,76	9,97	10,18

Fonte: A Autora (2022)

6.4.1.3 Mesa de Tensão

Segundo a Teixeira e Behring (2017), o funcionamento das mesas de tensão é embasado na remoção de água de uma determinada amostra até uma determinada sucção controlada mediante a aplicação de uma diferença de potencial gerada por uma coluna de água pendente ou bomba de vácuo. As tensões comumente aplicadas às amostras são 0 kPa; 1 kPa; 3 kPa; 6 kPa e 10 kPa para as mesas de tensão de areia, sendo possível atingir tensões de até 50 kPa em mesas de areia-caolin ligadas à uma bomba de vácuo.

Nesse ensaio as amostras devem ser previamente saturadas por capilaridade, recomenda-se que sejam afixadas telas de náilon na parte inferior dos amostradores com elástico para evitar a perda de solo. A saturação é verificada quando é observado o brilho da água na superfície da amostra. Em seguida, as amostras são postas na mesa de tensão e submetidas a determinados potenciais de tensão até cessar a drenagem da água retida nos poros do solo das amostras.

Quando o equilíbrio é alcançado, deve-se realiza a pesagem do solo e anotar os resultados, pois a umidade da amostra é definida por gravimetria. Logo após esse procedimento tal amostra deve ser colocada novamente na mesa de tensão para determinação do próximo nível. Todas essas etapas são repetidas até o ultimo nível. Recomenda-se que durante o ensaio a mesa de tensão permaneça coberta para reduzir a perda de água por evaporação.

As amostras desse estudo foram submetidas progressivamente às tensões: 0, 0,1, 0,2, 0,5 e 1 kPa utilizando-se mesa de tensão de caolin sem bomba a vácuo. A

Figura 105 apresenta as etapas do ensaio para determinação da sucção por meio da mesa de tensão.

Figura 105 – Etapas do ensaio para determinação da sucção por meio da mesa de tensão: a) preparação da amostra com telas de náilon e elástico; b) processo de saturação do solo por capilaridade; c) Realização do ensaio com mesa de tensão coberta.



Fonte: A Autora (2022)

6.4.2 Apresentação e análise dos resultados

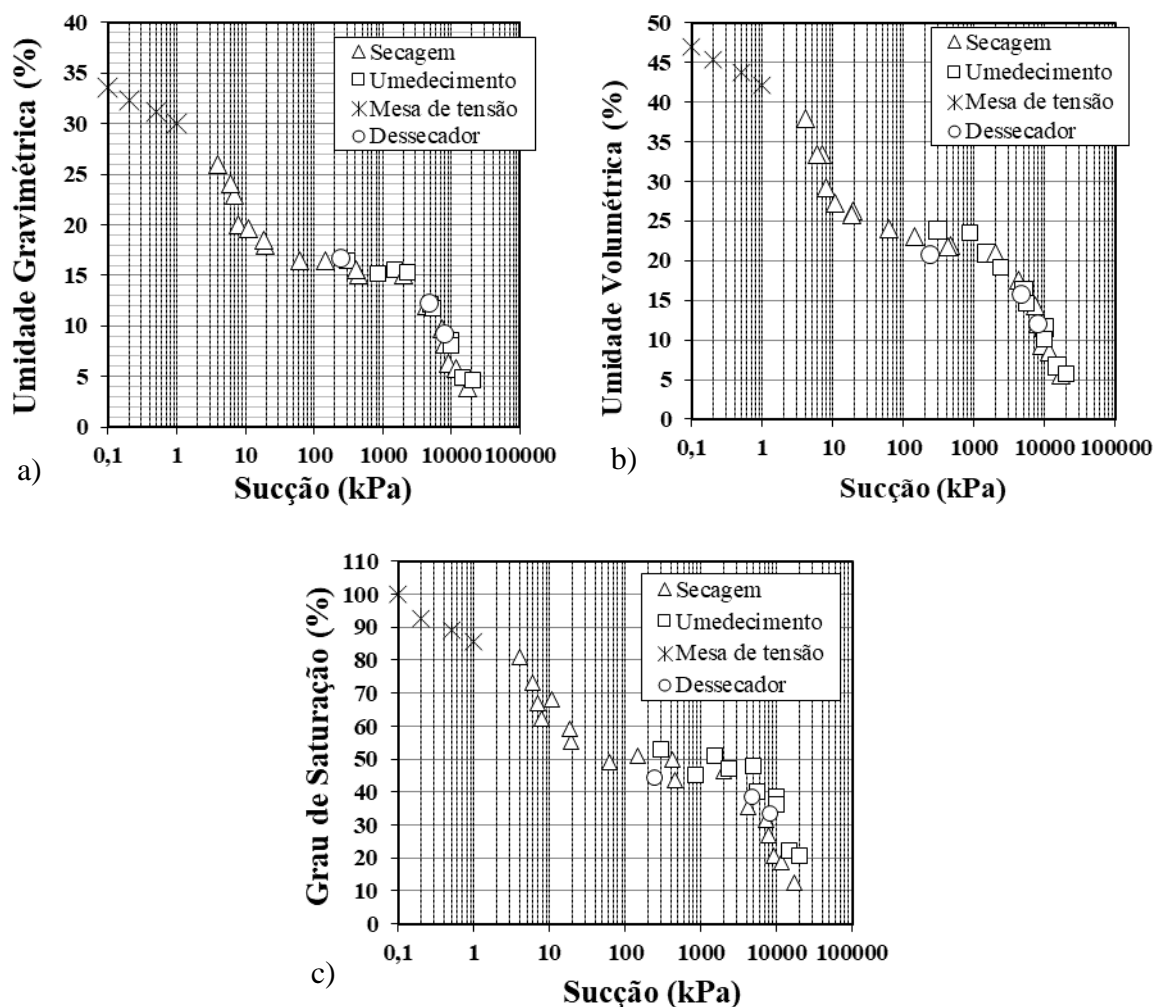
As curvas características dos solos obtida através dos métodos do papel filtro, dessecador de vácuo e mesa de tensão estão apresentadas nas Figura 106 e Figura 107. Essas Figuras apresentam as curvas características em função da umidade gravimétrica, umidade volumétrica e grau de saturação.

O cálculo da umidade volumétrica foi realizado através da Equação (49), correlacionando-a com a umidade gravimétrica.

$$\theta = \frac{w\rho_b}{\rho_w} \quad (49)$$

Em que: θ é a umidade volumétrica do solo; w é a umidade gravimétrica do solo; ρ_b é o peso específico aparente seco e ρ_w é o peso específico da água.

Figura 106 – Curvas características obtidas através do método do papel filtro, dessecador de vácuo e mesa de tensão do Bloco BL01. a) Umidade gravimétrica x sucção; b) Umidade volumétrica x sucção e c) Grau de saturação x sucção

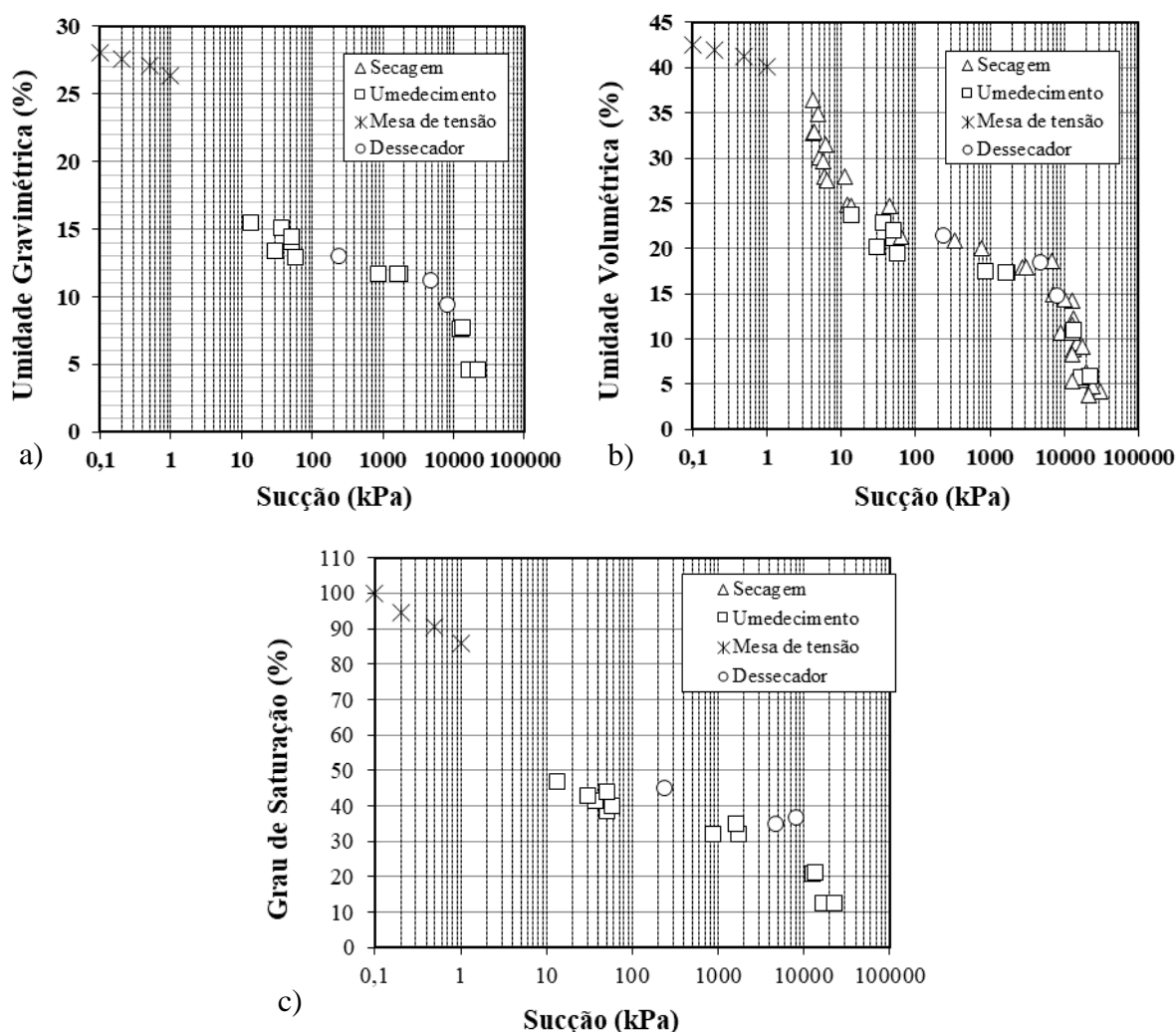


Fonte: A Autora (2022)

As curvas características apresentadas nas Figura 106 e Figura 107, são típicas de solo arenoso apresentando consonância com a granulometria, que mostra que os solos nesta encosta, apresentam uma textura areno-argilosa. Como também foi observado por Coutinho et al. (2019), as curvas caracterizam-se apresentar um trecho inicial em que grandes variações de umidade causam pequenas variações da sucção, seguido de outro intervalo, em que pequenas variações de umidade resultam em grandes alterações na sucção do solo.

Observa-se nas curvas para os blocos BL1 e BL3 que os pontos das curvas, para os solos da Formação Barreiras, durante o processo de umedecimento e secagem se apresentaram muito próximos, ficando difícil de identificar algum efeito da histerese. Coutinho et al. (2019) relatou o mesmo comportamento para solos da Formação Barreiras em Camaragibe/PE.

Figura 107 – Curvas características obtidas através do método do papel filtro, dessecador de vácuo e mesa de tensão do Bloco BL03. a) Umidade gravimétrica x sucção; b) Umidade volumétrica x sucção e c) Grau de saturação x sucção



Fonte: A Autora (2022)

Além disso, os formatos das curvas são semelhantes a uma “sela”, típico de solos que apresentam distribuição de poros bi-modal (não homogênea). A curva característica bimodal se origina de uma estrutura de porosidade dupla. Por isso, elas possuem dois pontos de entrada de ar intercaladas por um trecho relativamente horizontal. O primeiro ponto de entrada de ar é referente a dessaturação da macroestrutura e outro relativo à dessaturação da microestrutura. (SEGUNDO LI; LI; ZHANG, 2018).

De acordo com Gitirana Junior, Marinho e Soto (2015), os solos bimodais podem ser formados por diferentes processos pedogenéticos, tais como materiais com distribuições granulométricas descontínuas, estruturas com micro e macroporos formados por agregação física pelo processo de intemperismo, com predominância de lixiviamento do solo e processos biológicos.

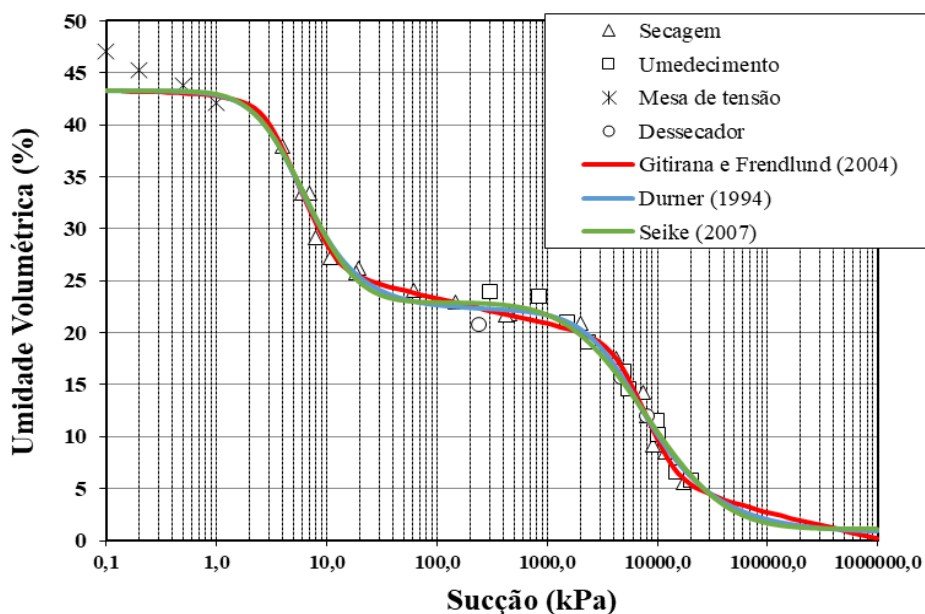
Segundo Silva (2007), esta distribuição deve-se aos processos de intemperismo, que são responsáveis pela formação de agregações de partículas de solo, apresentando uma microestrutura bem definida. A comparação entre os resultados de ensaios granulométricos, com e sem utilização de defloculante, indicaram que nos solos estudados, as partículas de argila tendem a apresentar-se agregada no seu estado natural. Além disso, no mapeamento geológico de campo foi possível observar concreções de argila nas camadas de solo analisadas. As análises química e mineralógica também mostraram que os solos da encosta estudada apresentam grau considerável de intemperismo. Todos esses fatores podem ter contribuído para o formato de “sela” nas curvas características. Curvas características com esse formato foram encontrados em outros trabalhos realizados dentro e fora da área de estudo na RMR, exemplo: Souza Neto (2004), Lafayette (2006), Santana (2006), Meira (2008), Magalhães (2013), Ramos (2019), Coutinho et al. (2019), Moraes (2022) e Andrade (2022).

Também foram realizadas nesta pesquisa, a medição da sucção total e matricial. Por definição a sucção total é a soma de duas parcelas de sucção, a sucção matricial e a sucção osmótica. De acordo com Fattah (2014), a componente matricial está relacionada com a matriz do solo, ou seja, ao tipo de partículas e seu arranjo estrutural. A componente osmótica, está relacionada com a concentração química de solutos da água livre dos poros do solo. A sucção matricial pode ser determinada por métodos diretos e indiretos, enquanto a sucção osmótica é geralmente determinada de forma indireta, através da diferença entre a sucção total e a mátrica.

Nas curvas características apresentadas, para ambos os blocos, não foi observado diferença significativa entre a sucção total e a sucção mátrica, esse resultado indica que a sucção osmótica apresentou pouca influência sobre os solos analisados. Por isso, as Figura 106 e Figura 107 não distingue entre sucção mátrica e total para os pontos de secagem e umedecimento.

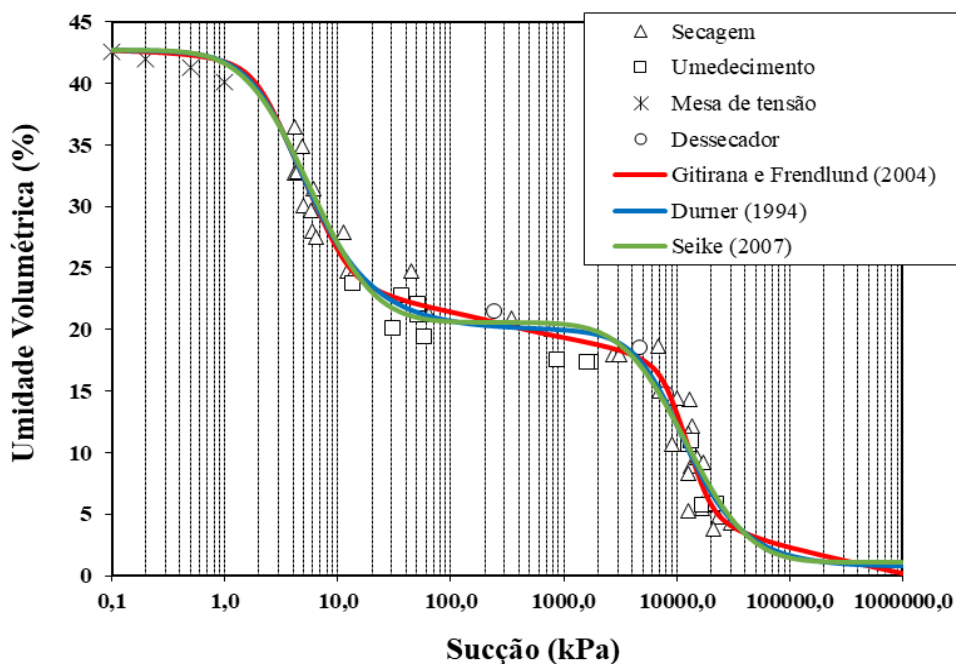
Foram realizados ajustes estatísticos para representar a forma das curvas características dos solos da Formação Barreiras estudados utilizando as equações propostas por Durner (1994), Gitirana e Fredlund (2004) e Seki (2007). Foram utilizados os 3 modelos de ajuste para comparação e estão apresentados nas Figura 108 e Figura 109. Todos os modelos são adequados para solos com curvas características bimodais.

Figura 108 – Curva característica com ajustes para o bloco BL1



Fonte: A Autora (2022)

Figura 109 – Curvas características com ajustes para o bloco BL2



Fonte: A Autora (2022)

As equações do modelo desenvolvido por Gitirana Junior e Fredlund (2004) conseguem ajustar curvas características unimodais e bimodais. Ele é baseado na equação da hipérbole, desse modo os parâmetros da equação são coordenadas onde as hipérboles assíntotas se encontram. As curvas características deste estudo possuem dois pontos de entrada de ar e dois pontos de umidade residual distintos, resultando em quatro pontos de

flexão. Desse modo, no modelo de Gitirana Junior e Fredlund (2004) são necessários oito parâmetros para representar uma curva característica bimodal: Ψ_{b1} , Ψ_{res1} , S_{res1} , Ψ_{b2} , S_b , Ψ_{res2} , S_{res2} e a usado para definir a nitidez das transições nos pontos de curva.

O parâmetro Ψ_{b1} representa a sucção correspondente ao primeiro ponto de entrada de ar; Ψ_{res1} representa a sucção correspondente a umidade residual do primeiro trecho da curva característica bimodal; S_{res1} representa o grau de saturação da umidade residual do primeiro trecho da curva característica bimodal; Ψ_{b2} representa a sucção corresponde ao segundo ponto de entrada de ar; S_b representa o grau de saturação do segundo ponto de entrada de ar; Ψ_{res2} representa a sucção correspondente a umidade residual do segundo trecho da curva característica bimodal; S_{res2} representa o grau de saturação da umidade residual do segundo trecho da curva característica bimodal.

A Tabela 45 apresenta os parâmetros de ajuste das curvas características ajustadas pelo modelo de Gitirana Junior e Fredlund (2004), entre eles está: a umidade de saturação, sucção dos pontos de entrada de ar e a sucção referente a umidade residual. De acordo com o disposto, a sucção do primeiro ponto de entrada de ar variou entre 1,971 – 2,93 kPa. Esses resultados estão em conformidade com os estudos realizados nos solos da Formação Barreiras, fácies de canal fluvial, realizados por Lafayette (2006), Santana (2006), Silva (2007), Meira (2008), Magalhães (2013) e Santos (2018) que apresentaram valores de entrada de ar variando entre 1,5 e 11,0 kPa.

Tabela 45 – Parâmetros de ajustes do modelo de Gitirana Junior e Fredlund (2004).

Amostra	θ_{sat}	Ψ_{b1}	Ψ_{res1}	S_{res1}	Ψ_{b2}	S_b	Ψ_{res2}	S_{res2}	a
Bloco BL1	0,4353	2,930	10,863	0,564	4.517,408	0,467	12.936,872	0,099	0,080
Bloco BL3	0,4300	1,971	11,410	0,517	8.239,360	0,427	18.013,886	0,077	0,080

LEGENDA

θ_{sat}	umidade volumétrica saturada;	S_b	grau de saturação do 2º ponto de entrada de ar;
Ψ_{b1}	sucção do 1º ponto de entrada de ar;	Ψ_{res2}	sucção residual do 2º trecho;
Ψ_{res1}	sucção residual do 1º trecho;	S_{res2}	grau de saturação residual do 2º trecho;
S_{res1}	grau de saturação residual do 1º trecho;	a	parâmetro de ajuste da curva;
Ψ_{b2}	sucção do 2º ponto de entrada de ar;		

Fonte: A Autora (2022).

O valor da sucção residual variou entre 12.937 –18.014 kPa, a partir desse valor um acréscimo na sucção já não consegue variar o teor de umidade no solo. Novamente, esses valores também estão em concordância com os estudos realizados nos solos da Formação Barreiras já citados que apresentaram valores de sucção residual variando entre 15.000 e 40.000 kPa.

Assim como Gitirana Junior e Fredlund (2004), Durner (1994) desenvolveu uma função de retenção para solos com sistemas de poros heterogêneos, visto que as funções disponíveis não conseguiam ajustar o formato da curva de retenção desses solos adequadamente. Para isso, foi desenvolvida uma função formada pela sobreposição linear de curvas de retenção unimodais com base no modelo proposto por van Genuchten (1980).

O modelo de retenção de van Genuchten (1980) representa uma distribuição de tamanhos de poros contínua, suave, unimodal e em forma de sino e se ajusta quase perfeitamente aos dados de retenção de água da maioria dos solos (GENUCHTEN; NIELSEN, 1985). Nesse modelo o parâmetro α determina a posição da densidade máxima de poros. Os parâmetros m e n determinam a forma da curva de retenção. A Tabela 46 apresenta os parâmetros de ajuste das curvas características ajustadas pelo modelo de Durner (1994), entre eles está: a umidade de saturação e umidade residual.

Tabela 46 – Parâmetros de ajustes do modelo de Durner (1994).

Amostra	θ_{sat}	θ_{res}	w_1	α_1	n_1	α_2	n_2
Bloco BL1	0,4321	0,0072	0,5211	0,0002	2,0583	0,2141	2,5807
Bloco BL3	0,4228	0,0001	0,4792	0,0001	2,2333	0,2985	2,0879

LEGENDA

θ_{sat}	umidade volumétrica saturada;	α_2	parâmetro referente ao tamanho dos poros da segunda curva;
θ_{res}	umidade volumétrica residual;	n_2	parâmetro de forma da segunda curva;
w_1	fator de ponderação das subcurvas;		
α_1	parâmetro referente ao tamanho dos poros da primeira curva;		
n_1	parâmetro de forma da primeira curva;		

Fonte: A Autora (2022).

O modelo proposto por Seki (2007) utilizou o mesmo princípio de Durner (1994), porém, escolheu como modelo base, o modelo desenvolvido por Kosugi (1996) para solos com poros de tamanhos homogêneos. Kosugi (1996) desenvolveu esse modelo de ajuste derivando a curva de retenção de água do solo a partir da distribuição log-normal do tamanho dos poros. Desse modo, Seki (2007) desenvolveu um modelo multimodal através da distribuição log-normal por meio da superposição linear. Em suas análises Seki (2007) pontua

que em curvas bimodais seu modelo teve desempenho de ajuste semelhante ao modelo de Durner (2007). A Tabela 47 apresenta os parâmetros de ajuste das curvas características ajustadas pelo modelo de Durner (1994), entre eles está: a umidade de saturação e umidade residual.

Tabela 47 – Parâmetros de ajustes do modelo de Seki (2007).

Amostra	θ_{sat}	θ_{res}	w_1	hm_1	α_1	hm_2	α_2
Bloco BL1	0,4320	0,0305	0,5007	6,2778	0,7557	6.752,13	0,9145
Bloco BL3	0,4182	0,0116	0,5000	6,4082	0,8650	7.908,48	1,3151

LEGENDA

θ_{sat}	umidade volumétrica saturada;	hm_2	parâmetro de forma da segunda curva;
θ_{res}	umidade volumétrica residual;	α_2	parâmetro referente ao tamanho dos poros da primeira curva;
w_1	fator de ponderação das subcurvas;		
hm_1	parâmetro de forma da primeira curva;		
α_1	parâmetro referente ao tamanho dos poros da primeira curva;		

Fonte: A Autora (2022).

Percebe-se através das Figura 108 e Figura 109 e das Tabelas apresentadas, que todos os modelos utilizados apresentam bastante similaridade, quase que sobrepondo as curvas entre si. A umidade de saturação, por exemplo variou entre 41,82 e 43,53%. A umidade residual variou entre 0 e 3%.

6.5 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Nesta seção são apresentados as metodologias e os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados, que incluem os ensaios de cisalhamento direto convencionais, ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas e ensaios de cisalhamento direto com controle da sucção.

6.5.1 Metodologia adotada nos ensaios

Os ensaios de cisalhamento direto, assim como os de compressão triaxial têm importância fundamental em uma análise de estabilidade ao contribuir, junto com outros aspectos, para uma melhor avaliação da resistência ao cisalhamento. Os parâmetros de resistência obtidos neste estudo serão utilizados nas análises de estabilidade suscetibilidade a serem apresentadas nos Capítulos 7 e 8.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto convencionais (condição inundada e na umidade natural), para determinação da resistência de pico e de pós-pico e ensaios de

cisalhamento direto com reversões múltiplas (condição inundada) para determinação da resistência residual e avaliação do efeito de estrutura, respectivamente. Estes ensaios foram realizados nas amostras coletadas em bloco.

Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto com controle da sucção. O objetivo principal destes ensaios consiste na oportunidade de obtenção de uma caracterização geotécnica de laboratório mais abrangente a respeito de solos da Formação Barreiras e mais próximo da realidade, tendo em vista que, na prática, os solos das encostas encontram-se em estado não-saturado. Entretanto, estes ensaios serão apresentados apenas na Sessão 6.

Os ensaios de resistência ao cisalhamento tiveram os seguintes objetivos:

- Ensaios de cisalhamento direto convencionais (condições: inundada e umidade natural): obtenção dos parâmetros de resistência de pico;
- Ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (condição inundada): obtenção dos parâmetros de resistência residuais;
- Ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada: obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturados dos solos estudados.

6.5.1.1 Ensaios de cisalhamento direto convencionais

O equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto convencional e com reversões múltiplas foi o mesmo. As prensas de cisalhamento são de fabricação da Ronald Top S/A, com sistema de cargas através de peso em pendural. Nas leituras das deformações verticais e deslocamento horizontal utilizou-se extensômetros da marca Mitutoyo com sensibilidade de 0,01 mm e anel de carga para determinação das forças horizontais aplicadas aos corpos de prova.

Foram utilizados corpos de prova com seção transversal quadrada de 10,16cm de lado (4") e 4 cm de altura. Os ensaios foram realizados na condição inundada e na umidade natural. Para os ensaios na condição inundada, os corpos de prova foram embebidos com água destilada por um período de 24 horas antes de serem iniciados os ensaios.

Todos os corpos de prova foram adensados por um período de 24 horas, até atingir sua estabilização. As leituras de deformação foram realizadas a 6, 15 e 30 segundos e a 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480, 1440 minutos, através de extensômetros fabricados pela Mitutoyo com sensibilidade de 0,01 mm. O critério utilizado para verificação da estabilização dos recalques foi o mesmo utilizado nos ensaios edométricos (item 5.6). Após a estabilização das

deformações iniciava-se o cisalhamento. As etapas de realização do ensaio estão representadas na Figura 110.

Figura 110 – Etapas de realização do ensaio de cisalhamento direto: a) moldagem do corpo de prova; b) realização do ensaio na prensa de cisalhamento.



Fonte: A Autora (2022)

A velocidade de deformação adotada nos ensaios foi de 0,025mm/min, calculada segundo orientação de Head (1994). Os deslocamentos horizontais máximos variaram de 13 a 15mm. As tensões normais utilizadas foram de 25kPa, 50kPa, 100kPa e 200kPa. No início e no final de cada ensaio foram coletadas amostras para determinação das umidades iniciais e finais dos corpos de prova. O critério de ruptura adotado nos ensaios foi o valor de pico da tensão cisalhante ou o valor máximo quando a curva tensão-deformação não indicava valor de pico bem definido.

6.5.1.2 Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas

Os ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas foram realizados apenas para a condição inundada, seguindo a mesma metodologia adotada nos ensaios de cisalhamento direto, nas condições natural e inundada, com relação às dimensões dos corpos de prova, moldagem, adensamento, velocidade de deformação e deslocamentos horizontais máximos permitidos. As tensões normais adotadas foram de 25,50, 150 e 300 kPa.

Primeiramente era realizado o ensaio de cisalhamento direto para determinação da resistência de pico, sob velocidade de deformação constante. Em seguida, ao final do trajeto de aproximadamente 12 a 15 mm, retirava-se a água destilada e a carga vertical aplicada na amostra. Então caixa de cisalhamento era revertida para sua posição inicial. Foram realizadas um total de duas reversões por corpo de prova, uma vez que foram observados resultados com pouca variação de resultados, sugerindo que o solo já havia alcançado a condição residual.

6.5.1.3 Ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada

O equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada pe composto por uma prensa convencional adaptada para utilizar uma célula que permite a imposição e controle da sucção através do princípio de translação de eixos. A célula utilizada nesta pesquisa é idêntica àquela utilizada por Silva (2007). A sucção é imposta ao solo pela diferença entre a pressão de ar fornecida pelo nitrogênio, aplicada através de uma válvula de ar, e a coluna de água mantida no reservatório fixado no topo da prensa de cisalhamento.

O ar no interior da célula é mantido por uma camada de graxa, a base de dissulfeto dimolibideno, no topo da célula envolvendo o pistão e uma membrana de celulose semipermeável (permeável à água e impermeável ao ar), a qual substitui a pedra porosa de alta resistência à passagem do ar. Esta membrana possui duas vantagens em relação à pedra porosa: permite a realização de ensaios submetidos a elevados valores de sucção e pode alcançar a saturação em 5 minutos. A Figura 111 mostra o tipo e marca da membrana utilizada.

Figura 111 – Membrana semipermeável utilizada



Fonte: A Autora (2022)

As tensões são aplicadas através de um sistema de pesos em pendural, idêntico ao da prensa de cisalhamento convencional. Nas leituras dos deslocamentos verticais e horizontais foram utilizados extensômetros da marca Mitutoyo com sensibilidade de 0,01mm. A força horizontal foi determinada através de um anel de carga. As etapas de realização do ensaio estão representadas na Figura 112.

Foram utilizados corpos de prova quadrados com dimensões de 50mm de lado e altura de 22mm. A pressão do ar era aplicada apenas sob o peso da placa de transferência de carga e

mantida em média durante 10 dias, a depender do grau de saturação de cada amostra. As sucções adotadas foram 25, 50 e 100 kPa. Após este período eram aplicadas tensões normais específicas e acompanhadas as deformações até a estabilização. As tensões normais adotadas foram 25, 50, 100 e 200kPa, as quais eram mantidas por no mínimo 24 horas. Após a estabilização das deformações os corpos de prova eram cisalhados sob uma velocidade de 0,018mm/min. O deslocamento máximo alcançado em cada ensaio foi 7mm e o tempo de duração em torno de 6,5 horas. Após o cisalhamento, desmontava-se o ensaio e coletavam-se três amostras de solo para determinação do teor de umidade. O critério de ruptura adotado nos ensaios foi o valor de pico da tensão cisalhante ou o valor máximo quando a curva tensão-deformação não indicava valor de pico bem definido.

Figura 112 – Etapas de realização do ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada. a) colocação de graxa; b) preparo da amostra dentro da célula; c) prensa com ensaio funcionando; d) corpo de prova após rompido.



Fonte: A Autora (2022)

6.5.2 Apresentação e análise dos resultados

Nesta seção são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados, que incluem os ensaios de cisalhamento direto convencionais, ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas e ensaios de cisalhamento direto com controle da sucção.

6.5.2.1 Ensaios de cisalhamento direto convencionais

As Figura 113 e Figura 114 apresentam as curvas $\tau \times dh$ (tensão cisalhante x deslocamento horizontal) e $dv \times dh$ (deslocamento vertical x deslocamento horizontal) nas condições natural e inundada referentes as amostras coletadas em bloco a 0,9-1,2m (BL1) de profundidade e a 1,25-1,55m (BL3) de profundidade dos solos da Formação Barreiras. A Tabela 48 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto convencionais.

Os índices de vazios referentes aos solos da Formação Barreiras apresentam-se na faixa de 0,65 a 0,96 sendo maiores nas amostras do Bloco 1 (SP-01). Maiores também são os teores de umidade encontrados no Bloco 1 (SP-01) da ordem de 18 % em relação às encontradas no Bloco 3 (SP-03) da ordem de 12%. Consequentemente, o grau de saturação foi maior no solo do Bloco 1, da ordem de 52% enquanto no solo do Bloco 3 ficou na ordem de 48%.

Tabela 48 – Condições iniciais dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencional

Local	Ensaio Tipo	CONDIÇÃO INICIAL DOS CP - ENSAIOS CONVENCIONAIS					
		σ_n (kPa)	W_o (%)	γ_{nat} (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	e_o	S_o (%)
Bloco BL1	CDN	25	18,64	1,60	1,353	0,96	51,53
		50	18,75	1,62	1,362	0,95	52,55
		100	18,63	1,61	1,357	0,95	51,85
		200	18,63	1,61	1,355	0,95	51,72
	CDI	25	18,63	1,62	1,365	0,94	52,46
		50	18,50	1,61	1,361	0,95	51,77
		100	18,69	1,61	1,361	0,95	52,29
		200	18,62	1,61	1,357	0,95	51,83
Bloco BL3	CDN	25	13,64	1,78	1,597	0,66	46,83
		50	13,45	1,79	1,604	0,65	46,56
		100	13,45	1,78	1,601	0,65	46,37
		200	14,06	1,78	1,588	0,67	47,79
	CDI	25	14,32	1,78	1,587	0,67	48,77
		50	14,25	1,78	1,583	0,67	48,45
		100	14,49	1,79	1,589	0,67	48,94
		200	14,36	1,79	1,594	0,66	49,27

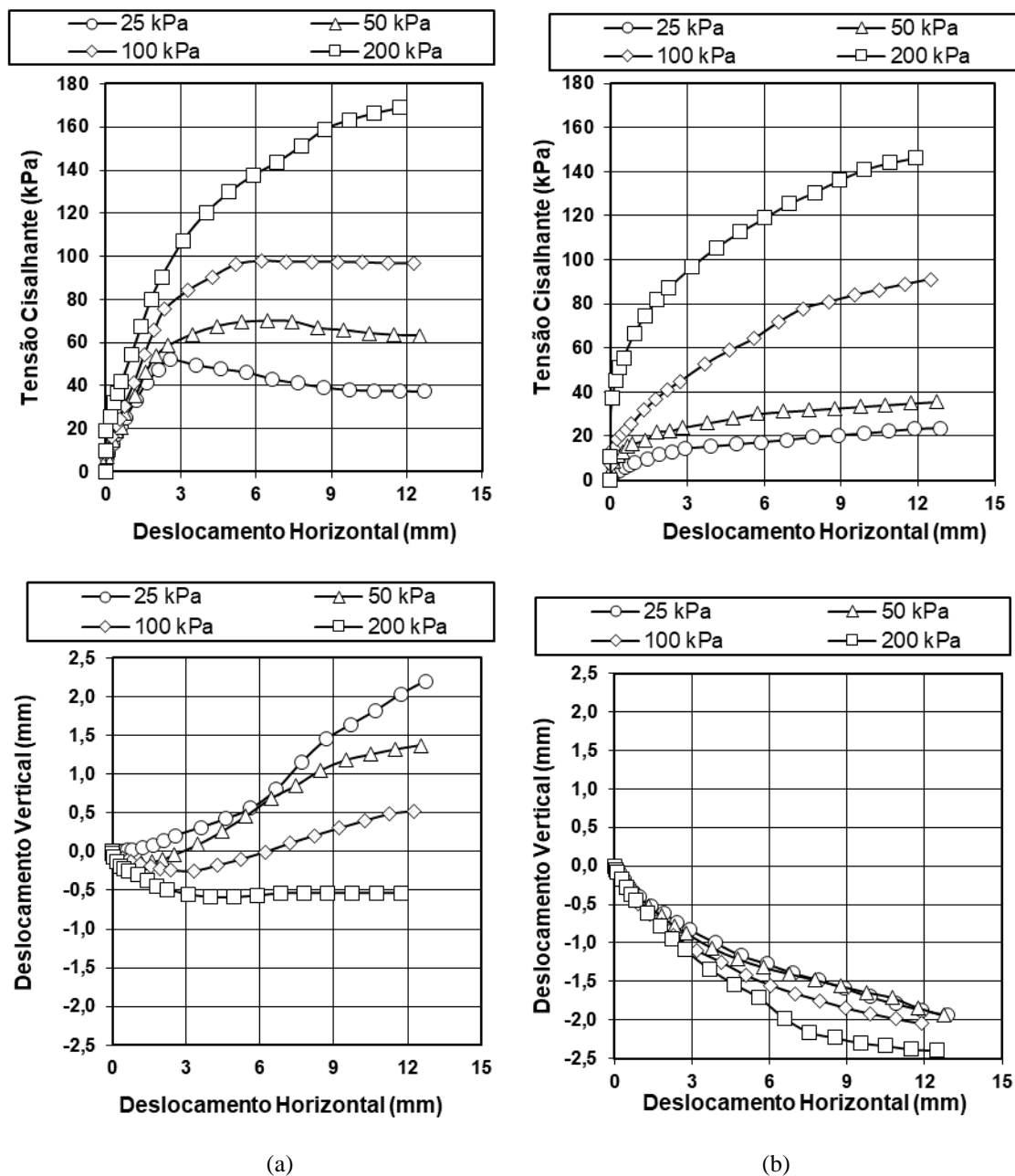
Fonte: A Autora (2022)

Com relação as curvas τ vs. dh , referentes as amostras do Bloco BL1, SP-01, na condição natural (Figura 113a), apresentaram picos bem definidos para os níveis de tensões normais de 25 e 50. Para essas tensões percebe-se um decréscimo na resistência depois de alcançado o pico, atingindo posteriormente patamares constantes. O decréscimo na resistência depois de atingido o pico é mais pronunciado para a tensão de 25kPa, onde possivelmente a estrutura exerce maior influência no comportamento do solo. Este comportamento é acompanhado nas curvas dv vs. dh (Figura 113b), onde as amostras apresentam comportamento inicial de compressão, seguido de dilatação ao atingir a tensão

cisalhante máxima. Verifica-se que o comportamento de dilatação é mais pronunciado para valor de tensão normal de 25kPa.

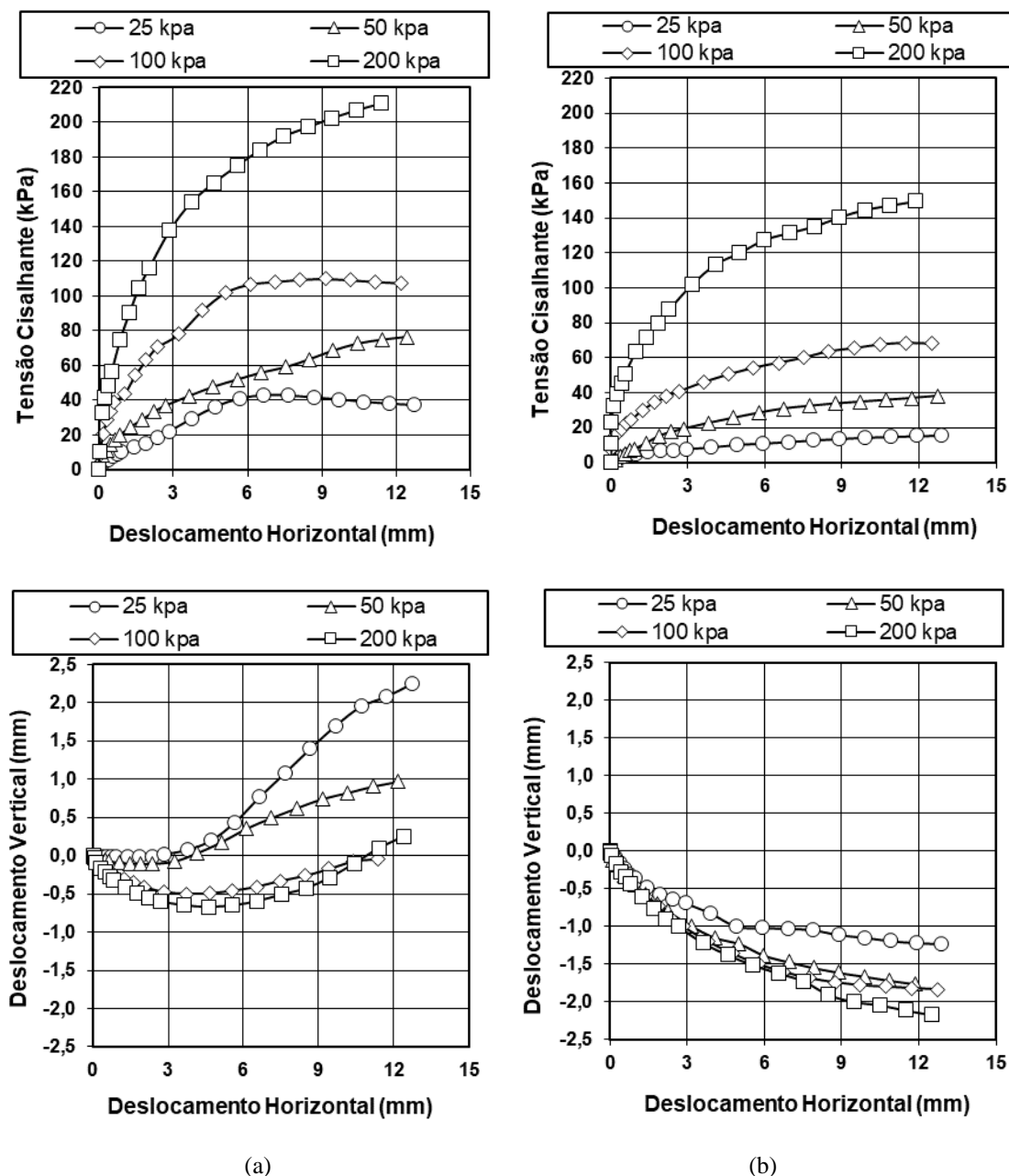
De um modo geral, as curvas τ vs. dh , referentes as amostras do Bloco BL3, SP-03, na condição natural (Figura 114a), não apresentaram picos bem definidos para os níveis de tensões normais de 25, 50, 100 e 200kPa. Nestas amostras, os valores da tensão cisalhante são crescentes com os deslocamentos horizontais tendendo a atingir valores constantes. Leve tendência de comportamento de pico é observado para a tensão de 25 na condição natural. Este comportamento é acompanhado nas curvas dv vs. dh (Figura 113b), onde as amostras apresentam comportamento inicial de compressão, seguido de dilatação ao atingir a tensão cisalhante máxima. Verifica-se que o comportamento de dilatação é mais pronunciado para valor de tensão normal de 25kPa.

Figura 113 – Curvas tensão-deformação - Amostras do bloco BL1 a 0,9 - 1,2m. a) Condição Natural.
b) Condição inundada;



Fonte: A Autora (2022)

Figura 114 – Curvas de tensão-deformação - Amostras do bloco BL3 a 1,25 m- 1,55m. a) Condição Natural. b) Condição inundada;



Fonte: A Autora (2022)

Nos resultados dos ensaios inundados (Figura 113 e Figura 114), verifica-se que as curvas τ vs. dh , apresentaram, em geral, rupturas plásticas, com mobilização crescente das tensões cisalhantes com os deslocamentos; tendendo a atingir valores constantes após certo nível de deslocamento. Segundo Lacerda (2004) solos que apresentam esse tipo de comportamento tendem a apresentar rupturas geralmente lentas em movimentos de massa. Verifica-se que as amostras submetidas a tensão normal de 200kPa, apresentam nas curvas τ vs. dh valores das tensões cisalhantes sempre crescentes com os deslocamentos, nem sempre

evidenciando o valor máximo alcançado com clareza. Os resultados mostram que na condição inundada os solos estudados apresentam comportamento semelhante a um solo normalmente consolidado. Comportamento semelhante foi encontrado por Lima (2002), Lafayette (2006) e Silva (2007) para solos da Formação Barreiras do Recife. Em todas as curvas dv vs. dh referentes aos ensaios inundados dos solos da Formação Barreiras (Figura 113 e Figura 114), observa-se comportamento de compressão para todas as amostras. Nota-se que os deslocamentos verticais na condição inundada são maiores do que os deslocamentos na condição de umidade natural; tendo em vista que a menor rigidez nos solos inundados resulta em maiores compressões.

A Tabela 49 apresenta as condições na ruptura dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto convencional.

Tabela 49 – Condições de ruptura dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencional

Local	Ensaio Tipo	CONDIÇÃO DE RUPTURA			
		Valores de Pico / Máximo			
		σ_r (kPa)	τ_r (kPa)	dh (mm)	dv (mm)
Bloco BL1	CDN	25,65	52,12	2,563	0,21
		53,38	69,88	6,437	0,683
		106,51	97,82	6,21	-0,005
		226,07	168,85	11,715	-0,536
	CDI	28,63	23,6	12,867	-1,94
		57,16	35,62	12,732	-1,94
		114,01	91,01	12,485	-2,395
		226,51	146,14	11,89	-2,047
Bloco BL3	CDN	26,75	43,04	6,654	0,77
		56,97	76,42	12,423	0,25
		108,7	109,93	8,13	0,62
		225,25	210,79	11,39	-0,04
	CDI	28,63	15,71	12,882	-1,232
		57,15	38	12,714	-1,834
		112,74	68,41	11,478	-2,11
		226,44	149,52	11,864	-1,761

Fonte: A Autora (2022)

Tendo em vista os resultados obtidos, verifica-se que comportamento de pós-pico é evidenciado apenas na condição natural referente às amostras do solo da Formação Barreiras para as menores tensões confinantes (Figura 113a e Figura 114a), indicando possivelmente

um estado mais estruturado destas amostras. A Tabela 50 apresenta as condições dos corpos de prova no pós-pico utilizados nos ensaios de cisalhamento direto convencionais.

Chama-se a atenção que comportamento de pós-pico não é verificado nos ensaios inundados conforme abordado anteriormente, nos resultados dos ensaios inundados verifica-se que as curvas τ vs. dh , apresentaram, em geral, rupturas plásticas, com mobilização crescente das tensões cisalhantes com os deslocamentos; tendendo a atingir valores constantes após certo nível de deslocamento. Com a ausência de comportamento de pico, praticamente não ocorre redução da resistência com o aumento dos deslocamentos.

Tabela 50 – Condições dos corpos de prova no pós-pico referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais na umidade natural

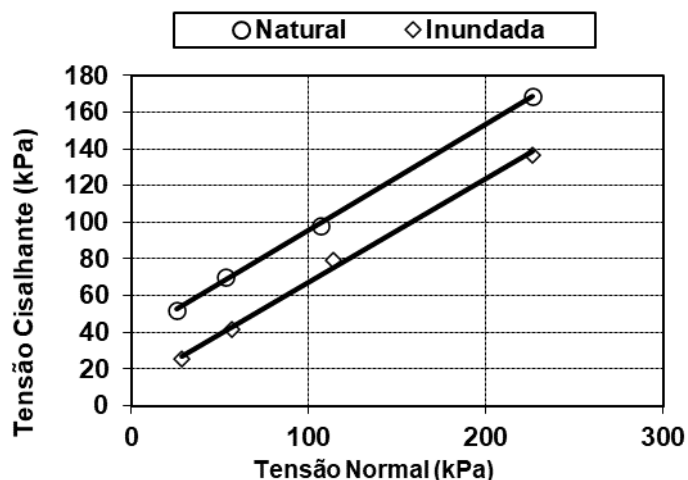
Local	Ensaio Tipo	CONDIÇÃO DE PÓS PICO			
		Valores de Pós Pico			
		σ_r (kPa)	τ_r (kPa)	dh (mm)	dv (mm)
Bloco BL1	CDN	28,58	37,21	12,720	2,201
		57,03	63,12	12,524	1,370
		113,73	96,78	12,268	0,526
Bloco BL3	CDN	28,58	37,34	12,719	2,245
		113,63	107,39	12,187	0,966

Fonte: A Autora (2022)

As envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, encontram-se apresentadas nas Figura 115 e Figura 116. Os parâmetros de resistência encontram-se resumidos na Tabela 51. Foram utilizados ajustes lineares para obtenção dos parâmetros de resistência.

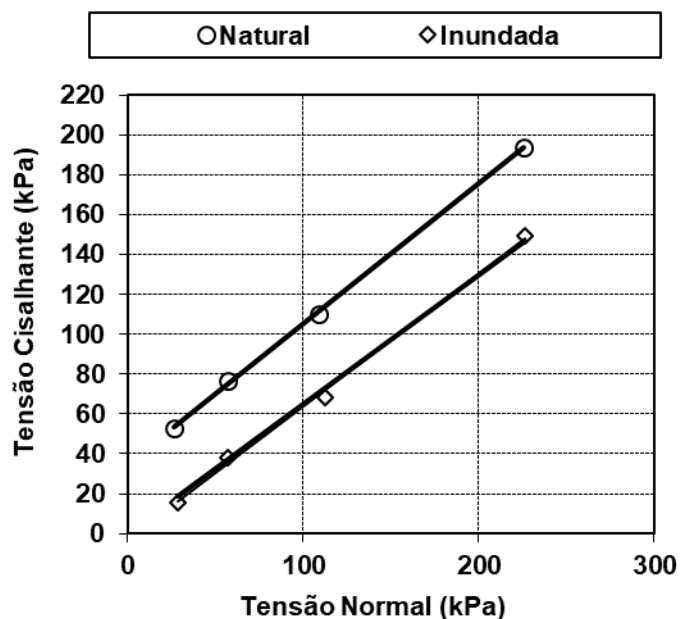
Nas envoltórias de resistência de pico dos ensaios na umidade natural, referentes aos solos da Encosta, observa-se significativa diferença entre os parâmetros de resistência no estado natural ($c = 37,60$ kPa e $34,693$ kPa; $\phi = 35,37^\circ$ e $44,89^\circ$); onde os maiores valores são do Bloco 03 (Areia Argilosa).

Figura 115 – Envoltórias de resistência obtidas dos ensaios de cisalhamento direto – Bloco BL1 / 0,9 m (areia argilosa / Formação Barreiras)



Fonte: A Autora (2022)

Figura 116 – Envoltórias de resistência obtidas dos ensaios de cisalhamento direto – Bloco BL3 / 1,25 m (areia argilosa / Formação Barreiras)



Fonte: A Autora (2022)

Para amostras de um mesmo Bloco, observou-se redução significativa (BL1: $c = 37,60$ kPa para $12,76$ kPa; $\phi = 35,37^\circ$ para $34,40^\circ$; BL 03: $c = 34,693$ kPa para $00,00$ kPa; $\phi = 44,89^\circ$ para $40,48^\circ$) da coesão no quando inundada, se comparada a amostra com umidade natural. O ângulo de atrito elevado, na condição de umidade natural, para o Bloco B3 pode ser explicada pela presença exacerbada de pedregulhos na amostra como mostrado na Figura 98.

Tabela 51 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto

Condição	Bloco 1		Bloco 3	
	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)
Natural	35,37	37,60	44,89	34,693
Inundada	34,40	12,76	40,48	0,00

Fonte: A Autora (2022)

A Tabela 52 apresenta parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos da Formação Barreiras, associado a algumas fácies determinadas, e solos residuais de granito do estado de Pernambuco, junto com a descrição / classificação dos solos.

Observa-se que os parâmetros de resistência para os solos da Formação Barreiras de Pernambuco, na condição inundada, variam de 0 a 30 kPa (intercepto de coesão) e 16° a 35° (ϕ) e, na condição natural, varia de 13 a 84kPa (intercepto de coesão) e 31° a 36° (ϕ). Deve-se considerar que os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto na condição natural sofrem influência de efeitos de sucção, podendo justificar o intercepto de coesão de 84kPa obtido por Lima (2002).

Tabela 52 – Parâmetros de resistência de pico de solos da Formação Barreiras de Pernambuco.

Referência / Local	Solo – Fácies / Gênese	Descrição / Classificação	Condição de ensaio	c (kPa)	ϕ (°)
Presente Estudo	FB	Areia Argilosa SC	Natural	23 - 37	35 - 55
			Inundado	0 - 10	34 - 40
Coutinho et al. (2019) /Camaragibe	FB / Planície Aluvial	Areia argilosa SC	Natural	45 - 47	31 - 44
			Inundado	0 - 3,7	31 - 34
Bandeira (2003)/ Camaragibe	FB / Leque Proximal	Silte arenoso ML	Inundado	12	29
Bandeira (2010)/Dois Unidos	FB	SC	Inundado	10,17	28,6
Lafayette (2006)/ Cabo de S. Agostinho	FB / Leque fluvial	Areia argilosa SC	Natural	33 - 56	33- 36
			Inundado	1,5-1,8	34- 35

Coutinho et al. (1999; 2006); Santos (2001) / Horto de Dois Irmãos-Recife	FB	Areia argilosa SC	Natural	13	41
			Inundado	7,7	35,7
Lafayette (2000)/ Alto do Reservatório-Recife	FB	Areia argilosa SC	Natural	28 - 84	31 - 34
			Inundado	1-15	16-32
Lima (2002) / Alto do Reservatório-Recife	FB	Argila arenosa SC	Natural	28 - 84	31-34
			Inundado	1 - 10	16 - 32

Fonte: Adaptado de Coutinho e Severo (2009)

6.5.2.2 Ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas

Como mencionado anteriormente, neste ensaio foram utilizados os mesmos corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto na condição inundada, portanto os valores apresentados na Tabela 48, que descreve a condição inicial do ensaio, são válidas nesta situação. Já os resultados dos corpos de prova para a condição residual são mostrados na Tabela 53.

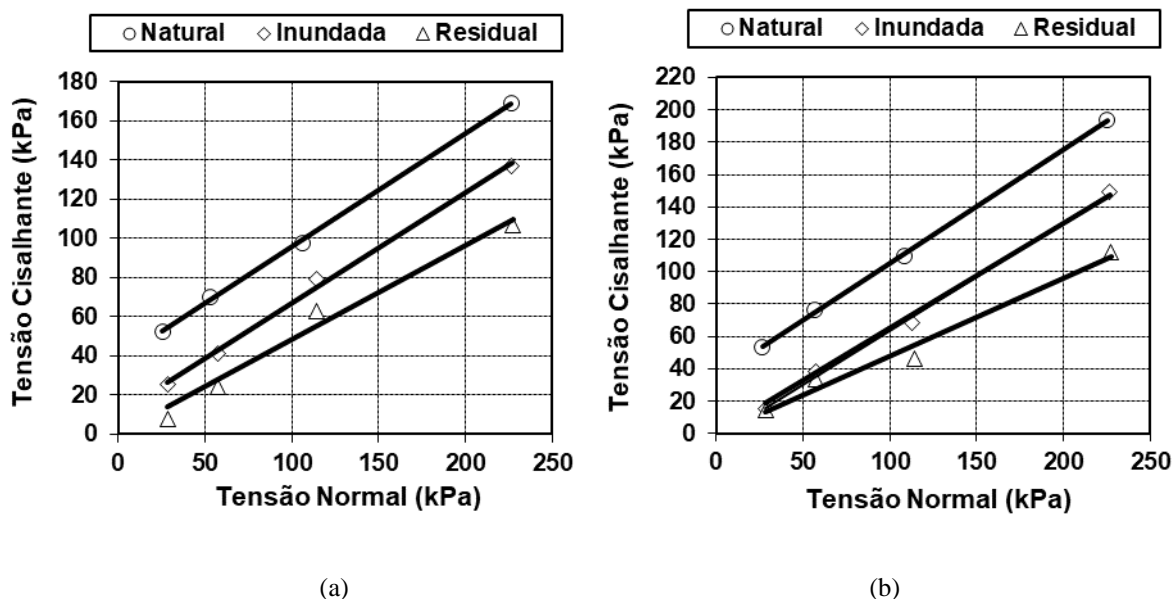
Tabela 53 – Condições dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas

Local	Ensaio Tipo	CONDIÇÃO RESIDUAL			Parâmetro	
		Valores mínimos				
		σ_r (kPa)	τ_r (kPa)	dh (mm)	c ou c' (kPa)	ϕ ou ϕ' (°)
Bloco BL1	CDI	28,65	7,82	12,752	0,4075	28,61
		57,22	24,48	12,614		
		114,15	71,83	12,396		
		227,27	107	11,998		
Bloco BL3	CDI	28,63	14,51	12,688	0	29,76
		57,18	33,23	12,549		
		114,22	46,21	12,453		
		227,17	112,23	11,959		

Fonte: A Autora (2022)

A Figura 117 apresenta a envoltória de resistência obtida para a condição residual, comparando-as com duas condições anteriormente citadas (natural e inundada) para os blocos BL1 e BL3 da encosta estudada.

Figura 117 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento a)BL1; b)BL3



Fonte: A Autora (2022)

Para ambos os blocos, quando comparadas as curvas nas condições natural e inundada, não apresentam paralelismo com relação a curva na condição residual. No entanto, esse comportamento já era esperado e já foi descrito por Silva (2007) e Santos (2018). Neste trabalho, ainda é apontado a grande variação entre os ângulos de atrito obtidos nas três condições. De uma forma geral, a literatura aponta que solos com porcentagens significativas de argila apresentam maiores variações entre os ângulos de atrito obtidos.

6.5.2.3 Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada

Embora a resistência ao cisalhamento não saturada não tenha aplicação direta nos casos de instabilidade da encosta estudada, foram realizados ensaios de cisalhamento direto com controle da sucção com o objetivo de obter uma caracterização geotécnica mais abrangente a respeito dos materiais envolvidos no movimento de massa ocorrido. Além disso, é uma forma de entender o motivo de não se encontrar movimentos de massa de grande abrangência na área de estudo.

A obtenção de parâmetros de resistência não saturados tem contribuição significativa no meio geotécnico, tendo em vista que não é prática corriqueira sua obtenção nos laboratórios de solos em geral, devido ao longo período de tempo para obtenção dos parâmetros. A demora na obtenção dos parâmetros deve-se ao período necessário para estabilização das sucções impostas nos corpos de prova para início do ensaio. Nos solos aqui estudados, devido ao seu caráter mais arenoso, necessitou-se de um período de estabilização

médio de sete dias para estabilização da sucção imposta em cada amostra de solo, conforme também realizado por Silva (2007).

As Figura 118 a Figura 121 apresentam as curvas τ vs. dh (tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal) e dv vs. dh (deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal) para todas as sucções aplicadas nas amostras dos blocos BL1 e BL3. A Tabela 54 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova utilizados nos cisalhamento direto com sucção controlada.

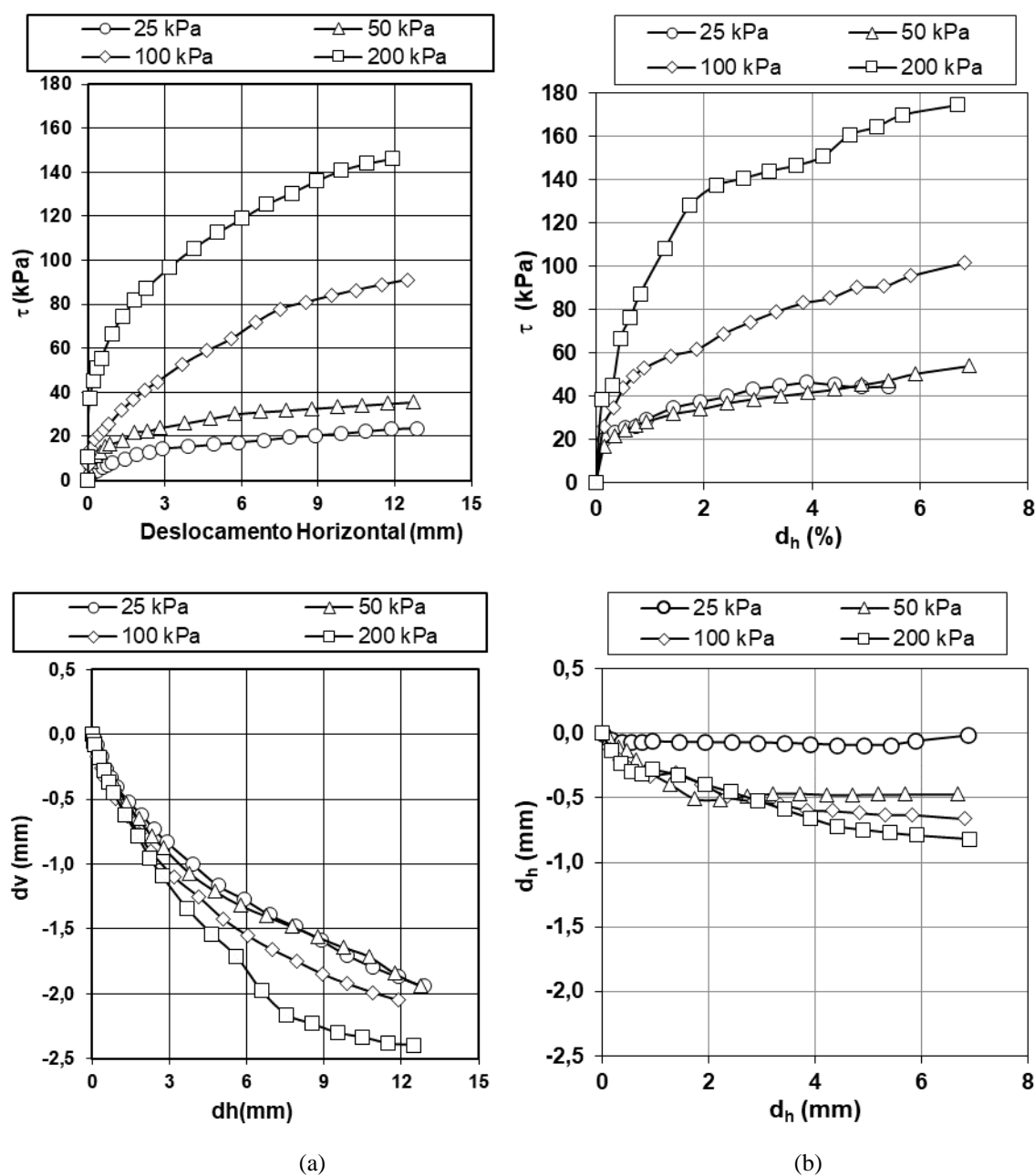
Tabela 54 – Condições iniciais dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada

Bloco	CONDIÇÃO INICIAL DOS CP - ENSAIOS COM SUÇÃO CONTROLADA						
	$u_a - u_w$ (kPa)	σ_n (kPa)	W_o (%)	γ_{nat} (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	e_o	S_o (%)
Bloco BL1	0	25	18,63	1,62	1,365	0,94	52,46
		50	18,5	1,61	1,361	0,95	51,77
		100	18,69	1,61	1,361	0,95	52,29
		200	18,62	1,61	1,357	0,95	51,83
	25	25	21,33	1,56	1,264	0,76	76,45
		50	20,45	1,42	1,298	0,80	69,63
		100	22,10	1,35	1,270	0,72	83,61
		200	21,75	1,50	1,315	0,81	73,14
	50	25	20,2	1,63	1,524	0,76	72,40
		50	21,3	1,56	1,433	0,85	68,26
		100	20,6	1,51	1,393	0,90	62,35
		200	19,32	1,54	1,526	0,87	60,49
	100	25	22,09	1,97	1,617	0,68	87,90
		50	26,73	1,93	1,524	0,79	92,47
		100	22,54	2,02	1,648	0,65	94,04
		200	22,99	1,97	1,602	0,70	89,42
Bloco BL3	0	25	14,32	1,78	1,587	0,72	46,84
		50	14,25	1,78	1,583	0,72	46,30
		100	14,49	1,79	1,589	0,71	47,63
		200	14,36	1,79	1,594	0,71	47,49
	25	25	14,85	1,87	1,724	0,58	79,13
		50	13,74	1,83	1,750	0,56	77,04
		100	14,09	1,95	1,684	0,62	70,97
		200	15,53	1,94	1,762	0,55	87,46
	50	25	14,16	1,84	1,858	0,47	36,00
		50	15,11	1,89	1,762	0,55	35,47
		100	14,26	1,95	1,731	0,57	39,22
		200	13,82	1,85	1,698	0,60	30,75

100	25	14,99	1,96	1,794	0,52	47,24
	50	13,61	1,85	1,765	0,54	33,14
	100	15,26	1,93	1,851	0,47	41,93
	200	14,95	1,90	1,860	0,46	40,76

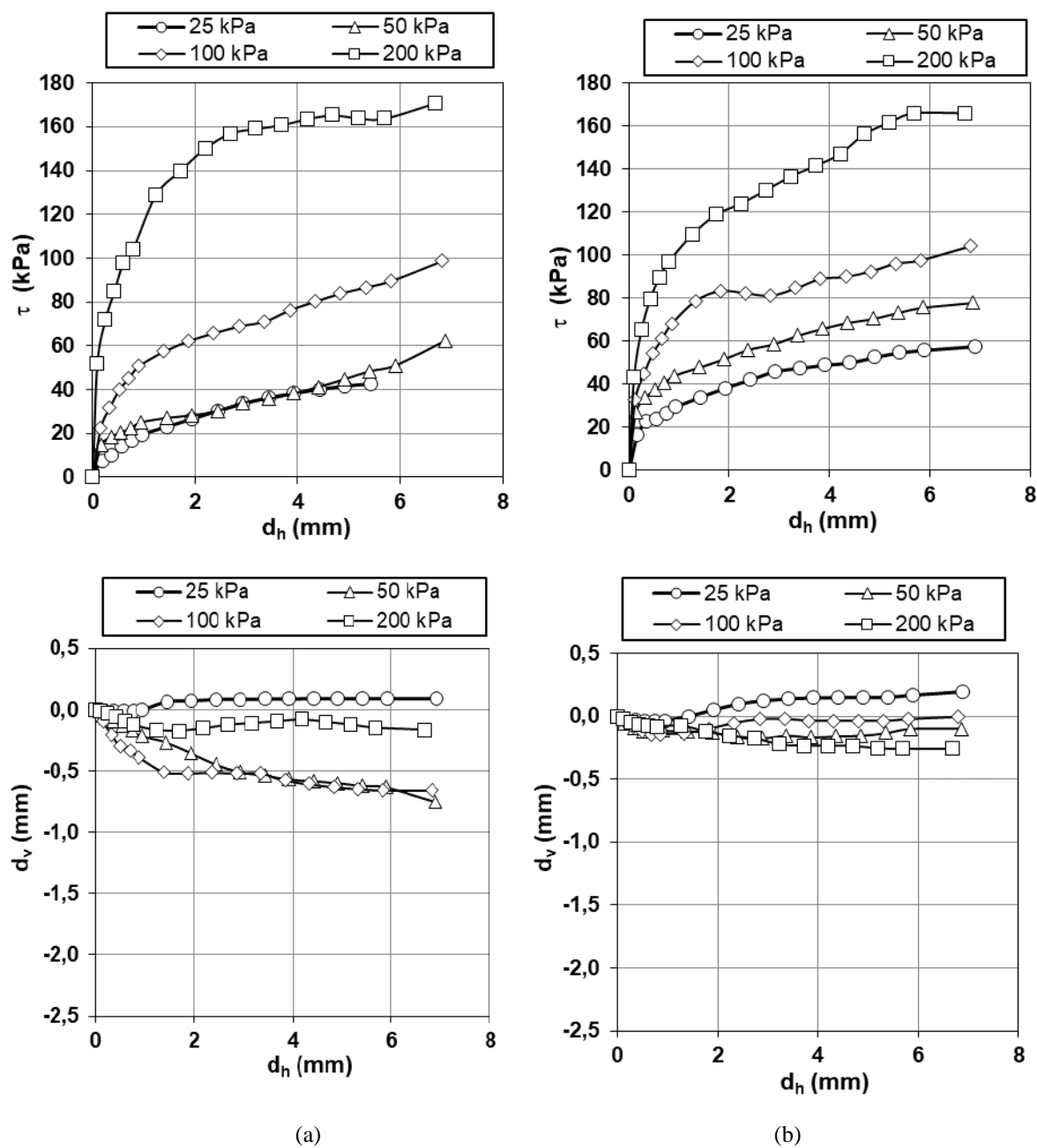
Fonte: A Autora (2022)

Figura 118 – Curvas tensão-deformação – amostras do BL1 a) Sucção = 0kPa; b) Sucção = 25kPa



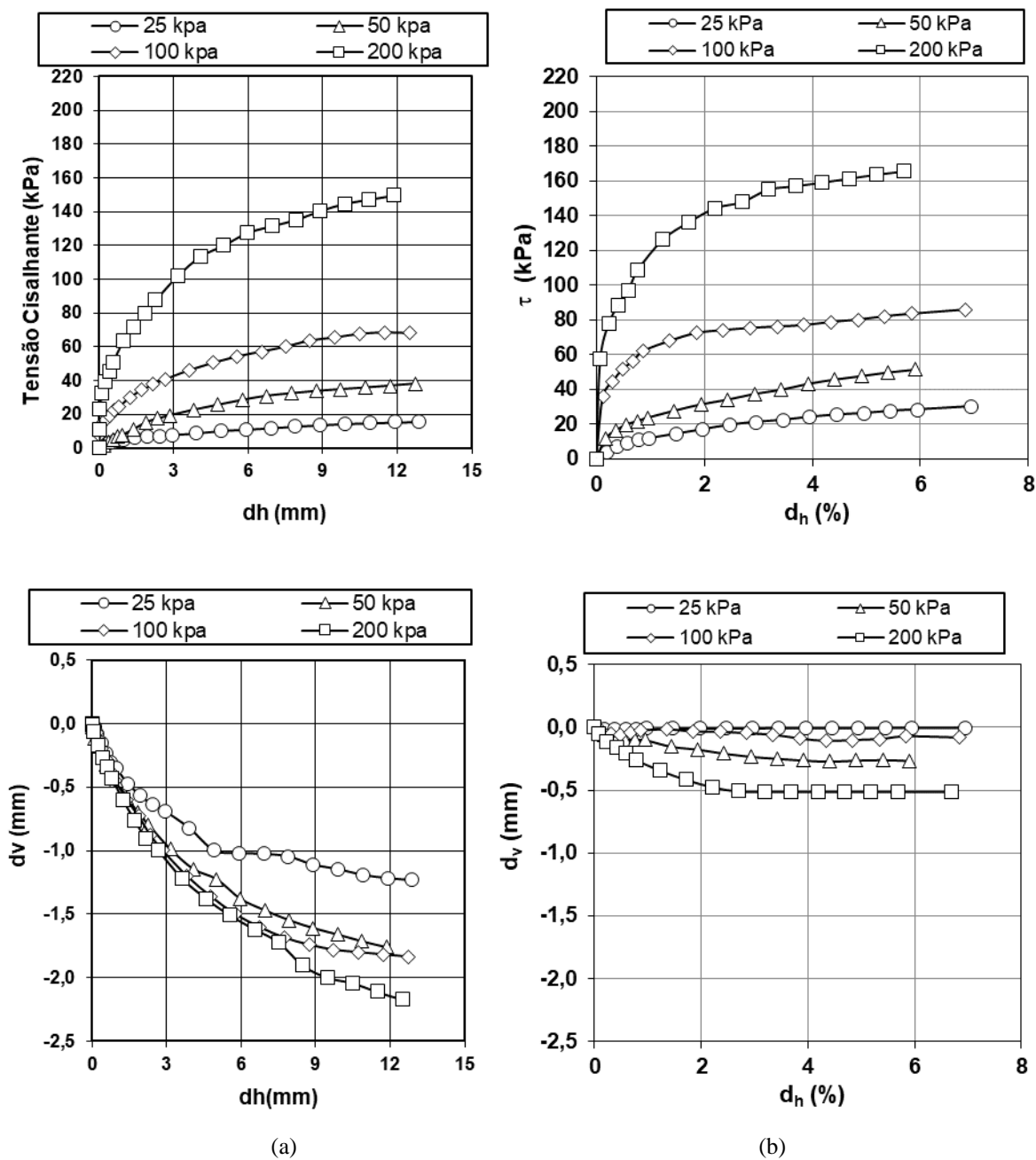
Fonte: A Autora (2022)

Figura 119 – Curvas tensão-deformação – amostras do BL1 a) Sucção = 50kPa; b) Sucção = 100kPa



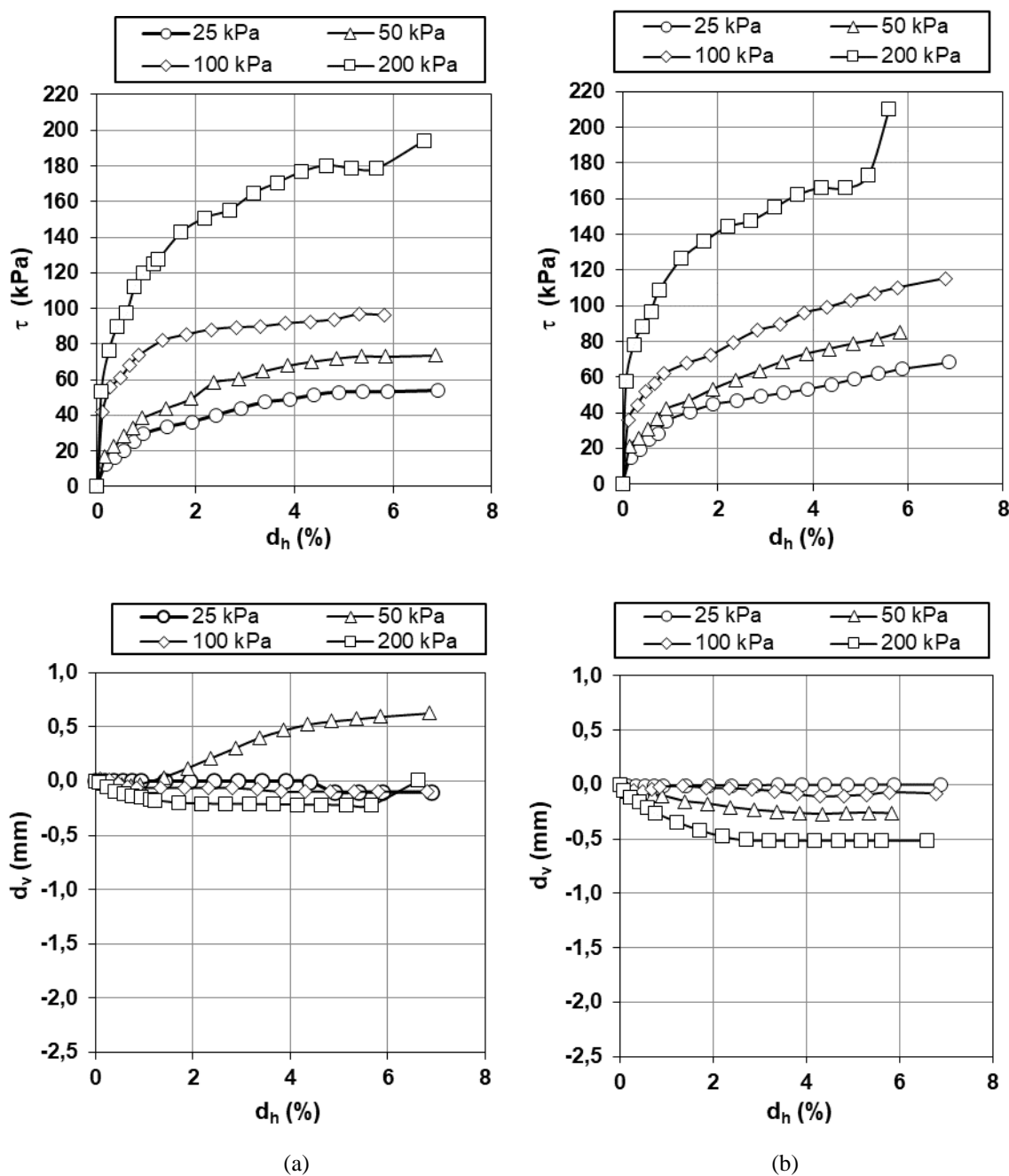
Fonte: A Autora (2022)

Figura 120 – Curvas tensão-deformação – amostras do BL3 a) Sucção = 0kPa; b) Sucção = 25kPa



Fonte: A Autora (2022)

Figura 121 – Curvas tensão-deformação – amostras do BL3 a) Sucção = 50kPa; b) Sucção = 100kPa



Fonte: A Autora (2022)

Para os solos de ambos os blocos (BL1 e BL3), observa-se, em geral, que nas curvas τ vs. d_h , as tensões cisalhantes são crescentes com os deslocamentos horizontais em todas as sucções impostas, tendendo a atingir valores constantes. Comportamento de pico não foi observado em nenhuma amostra. Esse é um comportamento que foi observado por outros autores (VANAPALLI; WRIGHT; FREDLUND, 2000; NISHIMURA; FREDLUND, 2000; BLATZ; GRAHAM; CHANDLER, 2002; MERCHÁN; ROMERO; VAUNAT, 2011; ALSHERIF; MCCARTNE, 2012). Com relação ao intervalo de sucções impostas (25, 50 e

100), observa-se que ocorre um leve aumento gradativo na rigidez dos solos com o aumento das sucções aplicadas.

Nas curvas dv vs. dh observa-se comportamento de compressão em quase todas as sucções impostas. Leves tendência de expansão é verificada nas sucções de 50 e 100 kPa, nas amostras de BL1 submetidas as tensões normais de 25 kPa. A Tabela 55 apresenta as condições dos corpos de prova na ruptura.

As envoltórias de resistência do solo da Formação Barreiras e solo residual maduro de granito no plano (σ_n , τ) para os valores de sucção de 0, 25, 50 e 100kPa estão representadas na Figura 122. As envoltórias considerando a sucção de 0kPa, obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto convencionais na condição inundada também se encontram representadas nessa Figura. A Tabela 56 apresenta os parâmetros de resistência obtidos nos gráficos da Figura 122.

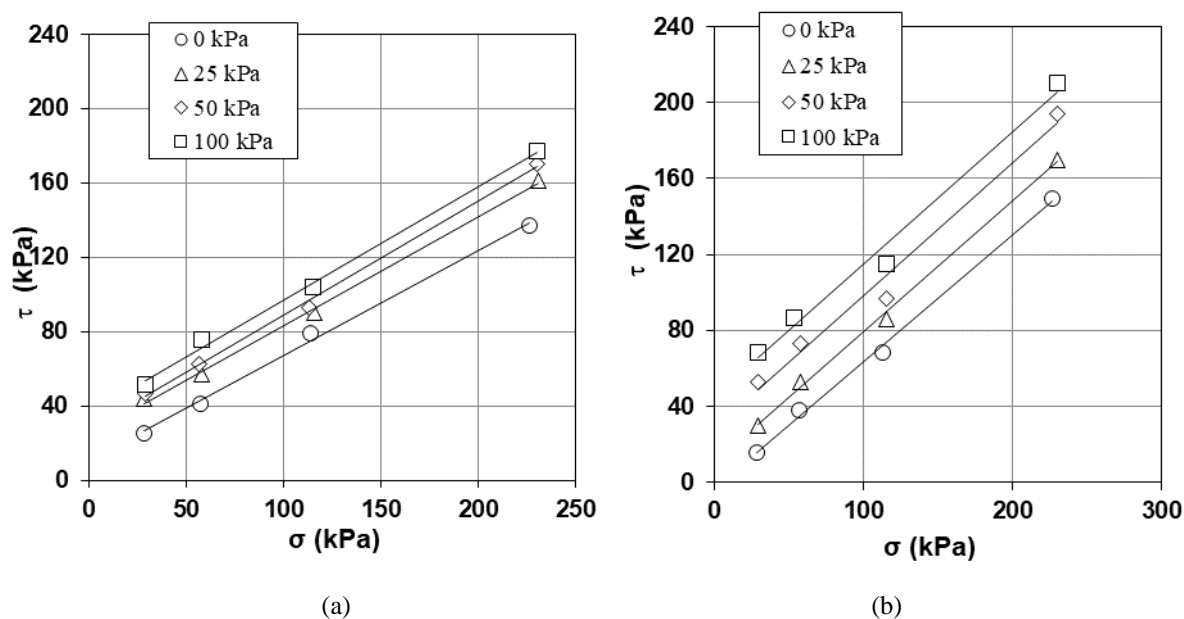
Tabela 55 – Condições de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada

Bloco	$u_a - u_w$ (kPa)	CONDIÇÃO DE RUPTURA - ENSAIOS COM SUCÇÃO CONTROLADA					PARÂMETROS	
		σ_r (kPa)	τ_r (%)	dh (mm)	dv (mm)	W_f	c (kPa)	ϕ (°)
Bloco BL1	0	28,63	23,6	12,867	-1,94	-	12,76	34,4
		57,16	35,62	12,732	-1,94	-		
		114,01	91,01	12,485	-2,395	-		
		226,51	146,14	11,89	-2,047	-		
	25	28,04	44,19	6,92	-0,014	27,5	30,76	35,72
		58,01	57,00	6,90	-0,818	28,21		
		115,79	90,33	6,837	-0,660	26,73		
		230,87	161,00	6,709	-0,471	28,63		
	50	28,94	47	6,916	0,093	23,2	34,68	37,81
		56,57	62,4	6,884	-0,752	26,05		
		112,96	93	6,827	-0,657	26,61		
		230,29	170,08	6,681	-0,164	25		
	100	28,87	51,63	6,904	0,197	22,57	47,71	37,55
		57,81	75,68	6,859	-0,098	25,31		
		115,47	104,17	6,806	-0,006	24,53		
		230,33	177,06	6,69	-0,257	26,16		
Bloco BL3	0	28,63	15,71	12,882	-1,232	-	0,00	40,48
		57,15	38	12,714	-1,834	-		
		112,74	68,41	11,478	-2,11	-		
		226,44	149,52	11,864	-1,761	-		
	25	28,9	30	6,943	-0,023	17,61	14,48	43,39
		57,86	53,27	6,901	-0,253	18,88		
		115,49	86	6,814	-0,317	15,97		

	230,39	170	6,701	-0,52	18,00		
50	28,93	53	6,9	-0,097	7,95	40,34	44,17
	57,81	73,12	6,863	0,628	9,97		
	115,51	96,68	6,82	-0,094	13,92		
	230,06	194,16	6,637	0,005	14,01		
100	28,91	68,72	6,944	-0,004	12,94	63,55	44,18
	53,5	86,58	6,9	-0,202	17,33		
	115,42	115	6,84	-0,082	13,83		
	229,8	210	6,682	-0,51	16,14		

Fonte: A Autora (2022)

Figura 122 – Envoltórias de resistência para diferentes valores de sucção a) BL1; b) BL3



Fonte: A Autora (2022)

Tabela 56 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto

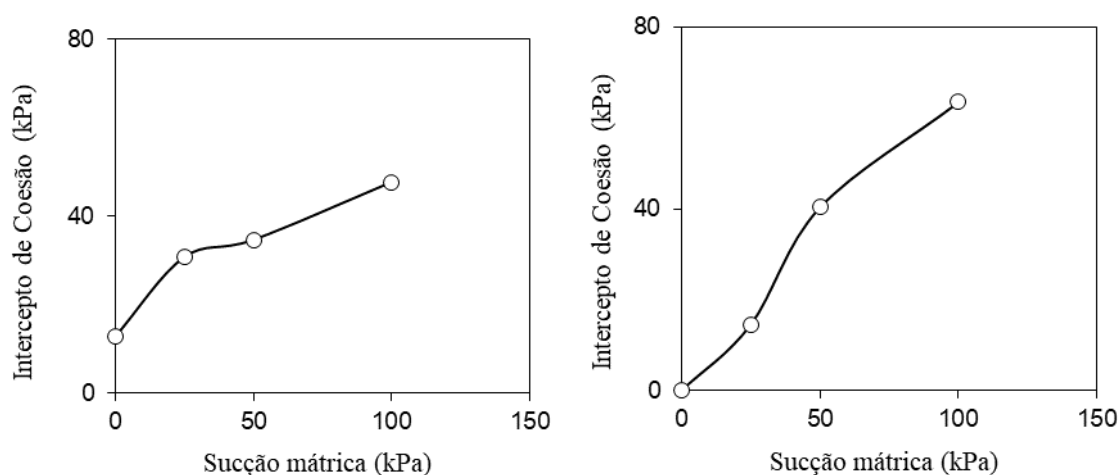
Local	Sucção (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)
BL1	0	34,40	12,76
	25	35,72	30,76
	50	37,81	34,68
	100	37,55	47,71
BL3	0	40,48	0
	25	43,39	14,48
	50	44,17	40,34
	100	44,18	63,55

Fonte: A Autora (2022)

Observa-se que os ângulos de atrito dos solos do bloco BL1 e do bloco BL3 variaram de $34,4^\circ$ a $37,55^\circ$ e de $40,48^\circ$ a $44,18^\circ$ respectivamente, com menores valores correspondentes a sucção zero (condição inundada). Os interceptos de coesão obtidos apresentam-se crescentes com o aumento das sucções impostas na faixa de 12,76 a 47,71 kPa para o solo do Bloco BL1 e de 0,0 a 63,55 kPa para o solo do bloco BL3.

Das envoltórias da Figura 122 foi possível construir os gráficos de Intercepto de coesão vs. Sucção mátrica apresentados na Figura 123. Percebe-se que a coesão tem a tendência de crescer, à medida que se aumenta a sucção, formando uma curva muito semelhante a uma envoltória.

Figura 123 – Curva Intercepto de Coesão x Sucção mátrica

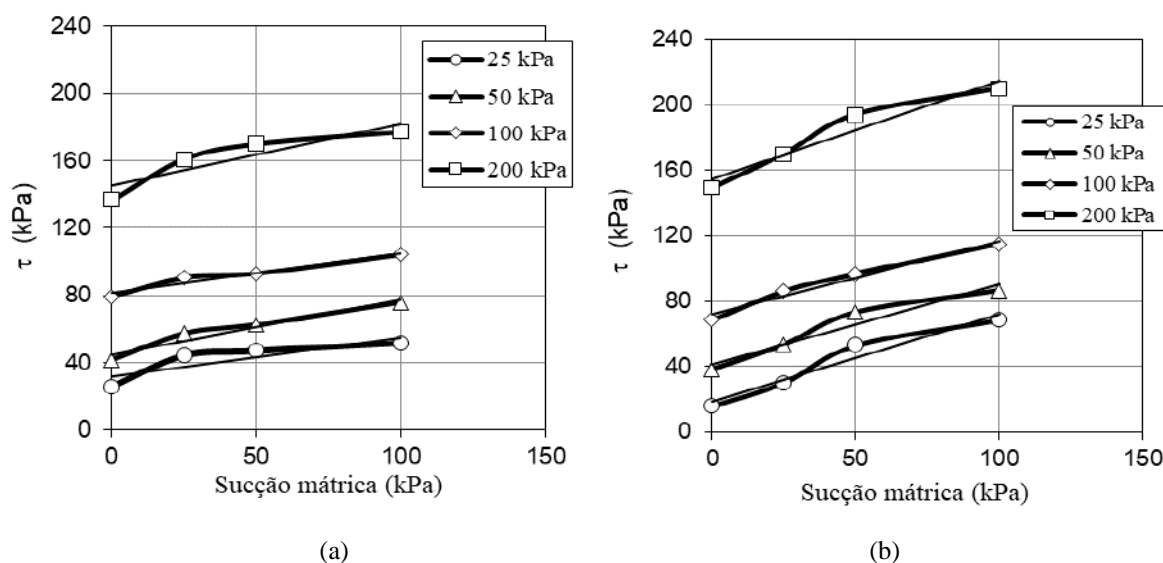


Fonte: A Autora (2022)

No plano (σ_n , τ) os resultados dos ensaios com sucção controlada conduziram a envoltórias lineares (Figura 122), embora nem sempre paralelas entre si, como são propostas em várias hipóteses de resistência ao cisalhamento de solos não saturados na literatura (FREDLUND et al., 1978; ALONSO et al., 1987; ALONSO et al., 1990; e WHEELER; SIVAKUMAR, 1995). Este fato resultará na variação do ângulo de atrito do solo com a sucção. No plano (s , τ) (Figura 124) observa-se nítida curvatura nas envoltórias de resistências, o que resultará na redução do parâmetro ϕ^b com a sucção, conforme tem-se observado em vários resultados na literatura. Neste plano, os resultados experimentais foram ajustados à função linear de Fredlund et al. (1978), representada na Equação (50). O ajuste por Fredlund et al. (1978) permite encontrar o parâmetro ϕ^b , para dar continuidade às análises de estabilidade não saturadas com o software SLOPE/W. A Tabela 57 apresenta os parâmetros de ajuste adotados para cada valor de sucção.

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (50)$$

Figura 124 – Envoltórias de resistência no espaço (s, τ). a)BL1; b)BL3.



Fonte: A Autora (2022)

O ângulo de atrito efetivo, ϕ' , é associado com a contribuição à resistência ao cisalhamento da tensão normal líquida. Outro ângulo, ϕ^b , foi introduzido e está relacionado com a contribuição da sucção matricial à resistência ao cisalhamento. Essa trata-se de uma equação de ajuste. A envoltória de ruptura estendida para os solos não saturados pode ser plotada tridimensionalmente, tendo como abcissas as duas variáveis de tensão ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$) e como ordenada a tensão cisalhante τ . Quando a sucção matricial tende a zero, a equação proposta se torna a equação para solos saturados e a envoltória de ruptura estendida retorna a envoltória de Mohr-Coulomb.

Tabela 57 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto

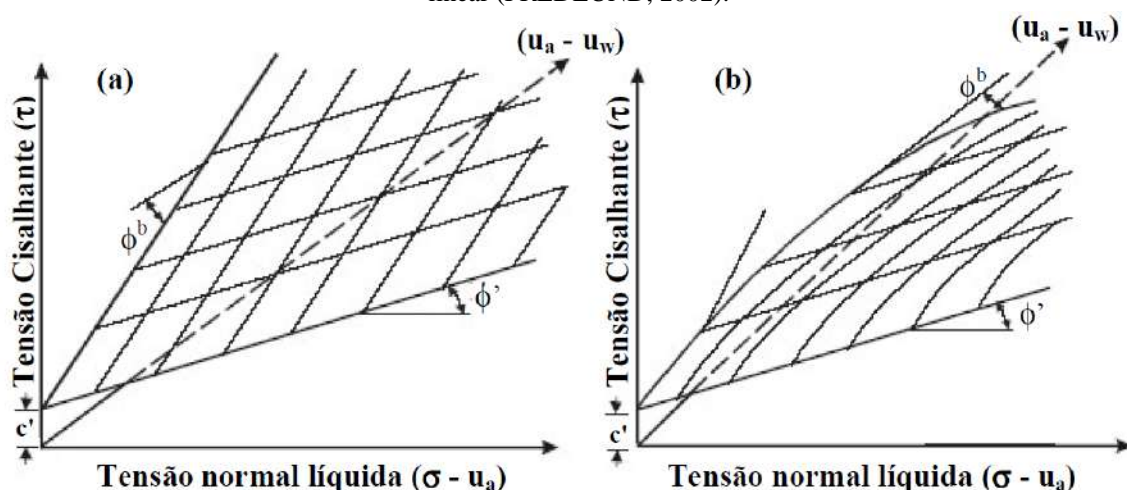
Local	ϕ^b (°)	σ (kPa)	c^* (kPa)
BL1	10,81	25	17,11
		50	34,23
		100	68,47
		200	136,94
BL3	23,77	25	21,33
		50	42,67
		100	85,34
		200	170,69

Fonte: A Autora (2022)

c^* = coesão total com parcela de acréscimo devido a sucção

Mais estudos foram realizados com a intenção de aprofundar o entendimento sobre os solos não saturados, utilizando para isso diferentes solos, uma maior amplitude de sucções e equipamentos aperfeiçoados. A Figura 125 apresenta envoltórias linear e não linear conforme Fredlund (2002). Os resultados apontaram que a variação da resistência ao cisalhamento em relação a uma variação na sucção após certo valor não é linear, mesmo para solos argilosos (ESCARIO; SAEZ, 1986, GAN; FREDLUND, 1988). Deve-se ressaltar que mesmo nos estudos iniciais de Donald (1956) já haviam sido observados comportamentos de não linearidade semelhantes. Estudos realizados na RMR por Souza Neto (2004) e Silva (2007) também encontraram resultados semelhantes.

Figura 125 – Envoltória de resistência ao cisalhamento estendida para os solos não saturados a) Linear; b) Não linear (FREDLUND, 2002).



Fonte: A Autora (2022)

A fim de construir um modelo para descrever o comportamento da tensão cisalhante no plano (s , τ), os dados experimentais foram usados para obtenção de modelos empíricos, ajustados por modelos do tipo representado pela Equação (51).

$$y^c(z, \alpha) = \alpha_0 + \sum_{i=1}^{NE} \alpha_i z_i + \sum_{j=1}^{NE} \sum_{i=1}^{NE} \alpha_{ji} z_i z_j + \sum_{j=1}^{NE} \alpha_j z_j^2 \quad (51)$$

Na Equação (51), y^c representa o valor calculado pelo modelo para a variável dependente (neste caso, a tensão cisalhante, τ) e z_i representa o efeito singular da variável independente sobre a variável dependente. Duas foram as variáveis independentes consideradas nesta abordagem, as quais foram a tensão normal (σ) e a sucção mátrica ($u_a - u_w$). Ainda na Equação (51), α_i e β_i representam os parâmetros que foram estimados a partir dos dados experimentais. As variáveis

manipuladas, σ e $(u_{ar} - u_w)$, foram normalizadas, dentro do intervalo $[-1,+1]$ de acordo com a Equação (52), em que z_i representa a variável “i” normalizada, para $i = 1$ ou 2 , onde 1 é a tensão normal e 2 a sucção mátrica; k representa o valor da variável manipulada. A Equação (52) pode ser escrita então de duas formas, como mostrado nas Equações (53) e (54).

$$z_i = \frac{k - \frac{k_{max} + k_{min}}{2}}{\frac{k_{max} - k_{min}}{2}} \quad (52)$$

$$z_i = \frac{\sigma - \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}}{\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2}} \quad (53)$$

$$z_i = \frac{Sucção - \frac{Sucção_{max} + Sucção_{min}}{2}}{\frac{Sucção_{max} - Sucção_{min}}{2}} \quad (54)$$

A estimativa dos parâmetros da Equação (51) foi realizada através da minimização da soma dos quadrados dos resíduos entre os valores experimentais e os dados preditos pelo modelo, utilizando o software comercial Matlab® (Matlab Soft, 2019). Para o procedimento de minimização, os métodos Hooke e Jeeves e Quasi-Newton (SCHWAAB; PINTO, 2007) foram escolhidos. Sendo assim, o modelo proposto para a tensão cisalhante (τ) para cada um dos blocos é apresentado na Equação (55). Os resultados obtidos pelo modelo e a qualidade do seu ajuste são apresentados nas Figura 126 e Figura 127. De acordo com o R^2 verificamos que o modelo representa bem os dados.

$$\tau = \alpha_0 + \alpha_1 * z_1 + \alpha_2 * z_1^2 + \alpha_3 * z_2 + \alpha_4 * z_2^2 + \alpha_5 z_1 * z_2 \quad (55)$$

Modelo Empírico para o Bloco BL1:

$$\alpha = [107.089530768145, 60.3259619251755, 1.43443321641239, 15.1658628168882, -8.12609711442033, 2.22533688446087]$$

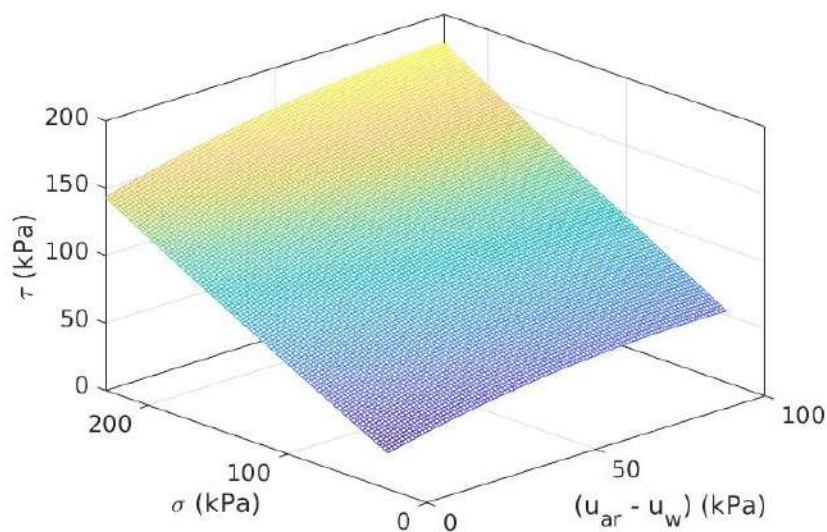
$$R^2 = 0.9963$$

Modelo Empírico para o Bloco BL3:

$$\alpha = [110.955947344981, 68.9049330906523, 9.61942612519113, 26.6394580662677, -7.66726514468119, 1.25039694606918]$$

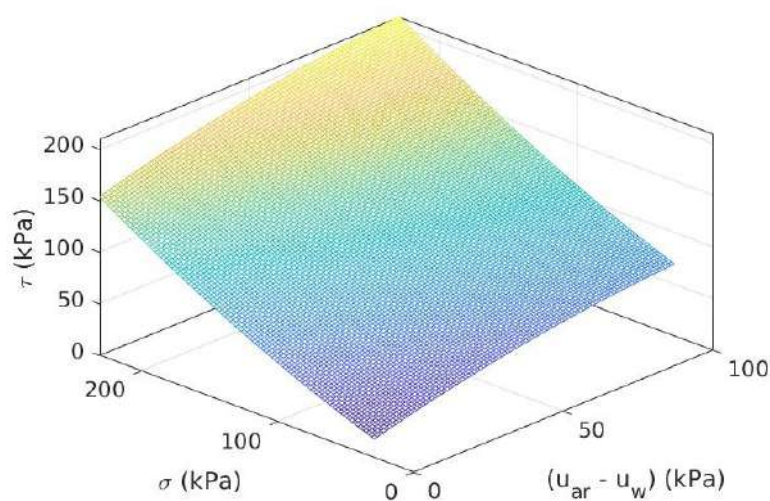
$$R^2 = 0.9952$$

Figura 126 – Envoltórias tridimensionais de resistência ao cisalhamento – BL1



Fonte: A Autora (2022)

Figura 127 – Envoltórias tridimensionais de resistência ao cisalhamento – BL3



Fonte: A Autora (2022)

6.6 ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS

Nesta seção são apresentados a metodologia e os resultados dos ensaios triaxiais realizados.

6.6.1 Metodologia adotada nos ensaios

O ensaio triaxial corrente foi realizado para caracterizar a resistência ao cisalhamento do solo. Com uso de amostra cilíndrica com altura de 0,10 m e diâmetro de 0,05 m, o corpo de

prova foi isolado por membrana impermeável e a aplicação de tensões radiais no mesmo ocorreu através da água, elevando a pressão dentro da câmara, o ensaio foi conduzido sob deformação axial controlada e a força vertical foi medida através de célula de carga.

As tensões principais (radial e axial) aplicadas neste tipo ensaio ocorrem de tal maneira que impedem a rotação destas durante o cisalhamento. O equipamento permite, também, controlar as tensões e deformações (axial e radial) de forma independentes e executar o ensaio em condições drenadas ou não drenadas.

Optou-se por realizar todos os demais ensaios triaxiais do tipo CID-C (consolidado isotrópico drenado – compressão), por se tratar de um solo arenoso. Os corpos de prova moldados a partir dos blocos indeformados coletados na área de estudo foram moldados na condição de umidade natural.

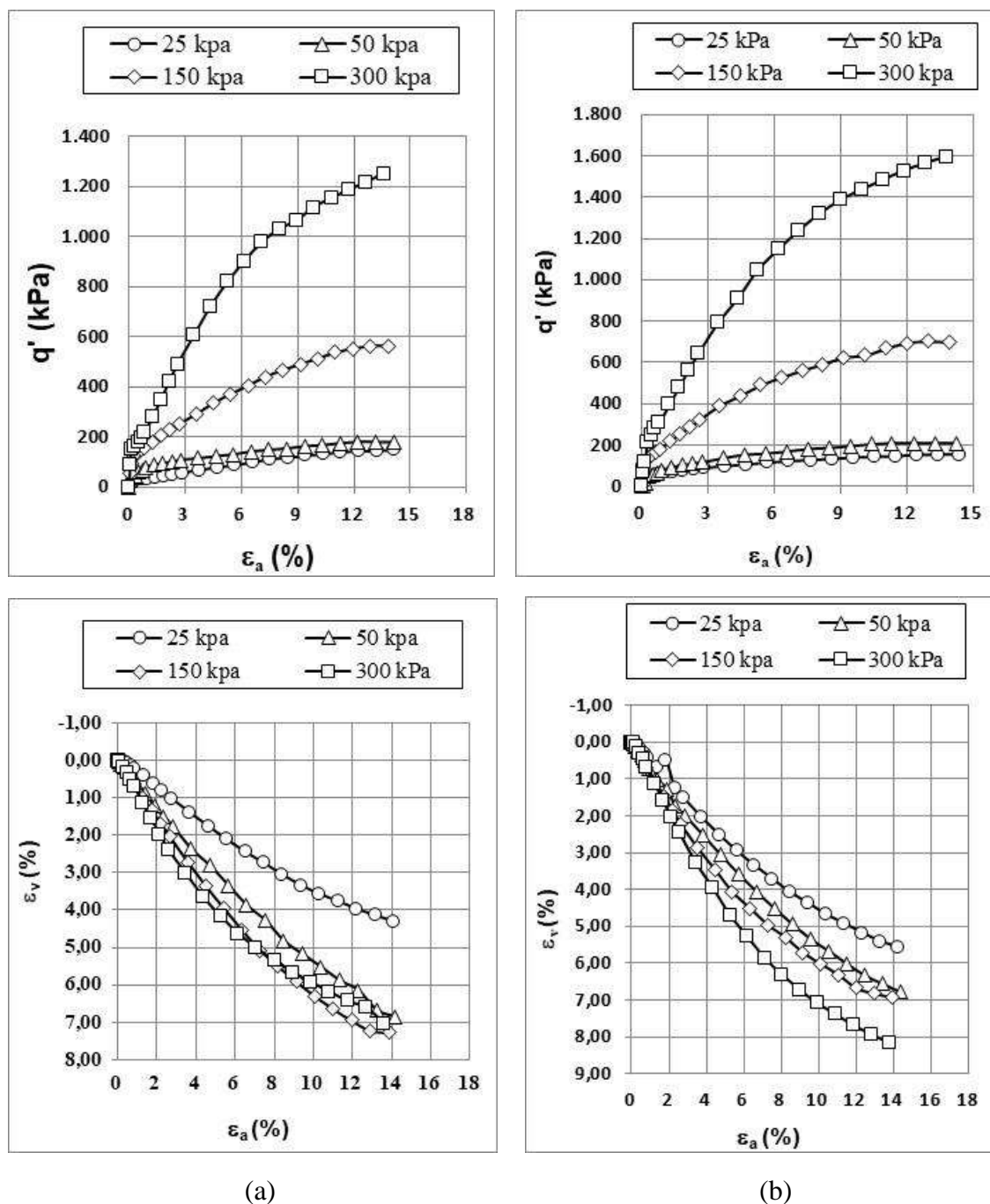
A percolação de água pela amostra foi feita da base para o topo com o objetivo de expulsar o ar presente no corpo de prova e preencher esses vazios com água. A percolação ocorria durante um tempo mínimo de 24 horas.

Após a fase de percolação (amostra saturada), conectavam-se as mangueiras na célula triaxial. Então, as amostras eram adensadas até a estabilização da leitura do medidor volumétrico.

6.6.2 Apresentação e análise dos resultados

A Figura 128 apresenta as curvas $\tau \times dh$ (tensão cisalhante x deslocamento horizontal) e $dv \times dh$ (deslocamento vertical x deslocamento horizontal) referentes as amostras coletadas em bloco a 0,9-2,2m (BL1) de profundidade e a 1,25-1,55m (BL3) de profundidade dos solos da Formação Barreiras.

Figura 128 – Curvas tensão-deformação – Ensaio CID: a) Bloco BL1 / 0,9 m e b) Bloco BL3 / 1,25m (areia argilosa / Formação Barreiras)



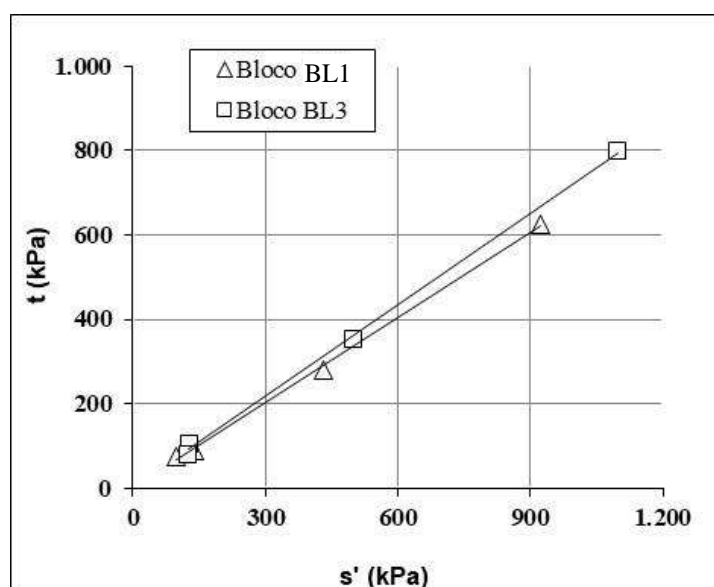
Fonte: A Autora (2022)

Com relação as curvas τ vs. dh , referentes as amostras dos Blocos BL1 e BL3, (Figura 128), não apresentaram picos bem definidos para os níveis de tensões normais ensaiados. Nestas amostras, os valores da tensão cisalhante são crescentes com os deslocamentos horizontais tendendo a atingir valores constantes, evidenciando uma ruptura plástica. Como já mencionado anteriormente, esse fato indica possivelmente um estado pouco estruturado dessas amostras.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, encontram-se apresentadas na Figura 129. Os parâmetros de resistência encontram-se resumidos na Tabela 58. Foram utilizados ajustes lineares para obtenção dos parâmetros de resistência.

Nas envoltórias de resistência dos ensaios CID, referentes aos solos da Encosta, observa-se diferença pouco significativa entre os parâmetros de resistência para os Blocos BL1 e BL3. ($c = 0$ kPa e 0 kPa; $\phi = 42,20^\circ$ e $46,23^\circ$); onde o maior valor do ângulo de atrito é do Bloco 03 (Areia Argilosa).

Figura 129 – Envoltórias de resistência obtidas dos ensaios CID – Bloco BL1 / 0,9 m e Bloco BL3 / 1,25m. (areia argilosa / Formação Barreiras)



Fonte: A Autora (2022)

Tabela 58 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de CID

Bloco 1		Bloco 3	
ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)
42,20	0	46,23	0

Fonte: A Autora (2022)

Tendo em vista os resultados obtidos, percebe-se que não houve coerência com os parâmetros encontrados nos ensaios de cisalhamento direto convencional e com a granulometria dos solos. Para o Bloco BL1 percebe-se um ângulo de atrito bem superior ao encontrado nos ensaios de cisalhamento direto. Já para o Bloco BL3 este ângulo é bem inferior. Além disso, o intercepto de coesão para as duas amostras é condizente com solos

que não possuem finos. Diante disso, será necessário repetir os ensaios triaxiais para contraprova dos resultados.

6.7 SÍNTESE DO CAPÍTULO

Esse Capítulo visou apresentar os resultados dos ensaios realizados em laboratório. Os ensaios consistiram em ensaios de granulometria, limites de Atterberg, ensaio edométrico, cisalhamento direto, Compressão triaxial, permeabilidade Triflex e determinação da curva característica.

Os ensaios de granulometria e limites de Atterberg, mostraram que esse os solos analisados são classificados como areias argilosas (SC) de acordo com a SUCS. O resultado do ensaio edométrico classificou o solo como condicionado ao colapso. Os parâmetros de resistência determinados por meio do ensaio de cisalhamento direto, apresentou concordância com a faixa de valores apresentados na literatura. As curvas características determinadas apresentam comportamento típico de solos arenosos e formato bimodal.

Os ensaios para avaliação da resistência ao cisalhamento têm importância fundamental em uma análise de estabilidade ao contribuir, junto com outros aspectos, para um melhor entendimento dos processos envolvidos no movimento de massa ocorrido e permitir a quantificação do fator de segurança. Os parâmetros de resistência obtidos neste estudo serão utilizados nas análises de suscetibilidade e estabilidade a serem apresentadas no Capítulo 7 e 8.

7 ANÁLISES DE SUSCETIBILIDADE

Neste capítulo serão apresentadas as metodologias adotadas e os resultados obtidos nas análises de susceptibilidade. Serão analisados os resultados para os modelos TRIGRS, SHALSTAB e SINMAP. O objetivo principal destas análises consiste na oportunidade de prever áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos para comparação posterior com as análises de estabilidade também realizadas.

7.1 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE – TRIGRS

Nesta seção são apresentados a metodologia e os resultados das análises de susceptibilidade realizadas com o modelo TRIGRS.

7.1.1 Metodologia das análises de susceptibilidade com TRIGRS

Nessa seção será apresentada a metodologia utilizada para a análise de susceptibilidade utilizando o modelo TRIGRS. O Modelo TRIGRS necessita em suas análises de parâmetros topográficos, pluviométricos, geotécnicos e hidrológicos. Os parâmetros topográficos, são representados pelo MDT concedidos pelo projeto PE3D.

O Programa Pernambuco Tridimensional (PE3D)³ que tem como objetivo realizar o levantamento topográfico de todo o estado de Pernambuco por meio da tecnologia LiDAR. Esse mapeamento foi realizado pela Secretaria de Desenvolvimento Econômico (SDEC) em conjunto com o Programa de Sustentabilidade Hídrica de Pernambuco (PSHPE). Os dados da Região Metropolitana do Recife (RMR) coletados por esse projeto foram cedidos ao Grupo de Engenharia Geotécnica de Desastres e Planícies (GEGEP) por meio de mídias digitais. Através dos dados concedidos, foi possível gerar o Modelo Digital do Terreno (MDT). Este representa o terreno sem nenhuma cobertura e é geralmente utilizado para produzir curvas de nível. A Figura 34 apresentada anteriormente ilustra o mapa altimétrico, gerado com base no MDT.

Os dados pluviométricos utilizados foram aqueles adquiridos em campo pelo pluviômetro do GEGEP instalado na encosta. Conforme apresentado no item 3.1.2, para a realização das análises são necessários os parâmetros: c , φ , γ_s , D_0 , K_z , Θ_s , Θ_r , e α .

³ Informações disponíveis em: <http://www.pe3d.pe.gov.br/>

Alguns dos parâmetros hidráulicos como a difusividade característica máxima (D_0) e a taxa de infiltração inicial (I_{ZLT}) foram determinadas a partir de referências empíricas. Nesse estudo foi assumido que a difusividade hidráulica, $D_0 = 100 \times K_{sat}$, conforme proposto por Vieira et al. (2017); Tran et al. (2017) e Marin, Velásquez e Sánchez (2021). O I_{ZLT} , definido como taxa de infiltração inicial ou fluxo de fundo estacionário, pode ser aproximado pela precipitação média de semanas ou meses anteriores ao período considerado nas análises (BAUM; GODT; SAVAGE, 2010). Marin, Velasquez e Sánchez (2021), utilizaram a precipitação acumulada durante 30 dias anteriores ao evento modelado para estimar o I_{ZLT} , metodologia também adotada nessa tese.

A umidade volumétrica saturada (Θ_s), a umidade volumétrica residual (Θ_r) e o parâmetro de ajuste (α), foram extraídos do ajuste da curva característica do solo por meio do modelo proposto por Gardner (1958).

Para a realização das análises de suscetibilidade, inicialmente foram elaborados dois Cenários, denominados A e B. Para ambos os Cenários, os parâmetros geotécnicos e hidrológicos usados são constantes em toda a área, definidos por meio de ensaios de campo e laboratório. No **Cenário A**, as análises foram realizadas considerando os parâmetros de resistência do ensaio de cisalhamento direto. Este cenário foi subdividido em dois tipos básicos de análise, designadas de SAT e NSAT. O modelo de infiltração inicial saturada (SAT) foi estipulado que o solo já estava saturado, visando simular um período de chuvas intensas precedida pela ocorrência de precipitações da análise. Este modelo de infiltração foi utilizado por Ávila et al. (2020), Moraes (2022). As análises do tipo NSAT foram realizadas considerando o modelo de infiltração inicial não saturada (NSAT). Neste modelo, um período de chuvas intensas é antecedido por uma temporada mais seca. Este modelo de infiltração foi utilizado também por Marin, Velasquez e Sánchez (2021), Moraes (2022), sendo esses dois últimos, estudos também realizados na RMR.

No **Cenário B**, as análises foram realizadas considerando os parâmetros de resistência do ensaio triaxial. Este cenário também foi subdividido em dois tipos básicos de análise, designadas de SAT e NSAT. Optou-se por realizar as análises considerando os parâmetros de ambos os ensaios de resistência ao cisalhamento devido à diferença significativa em seus resultados. Dessa forma pode-se encontrar qual seria a pior condição de suscetibilidade.

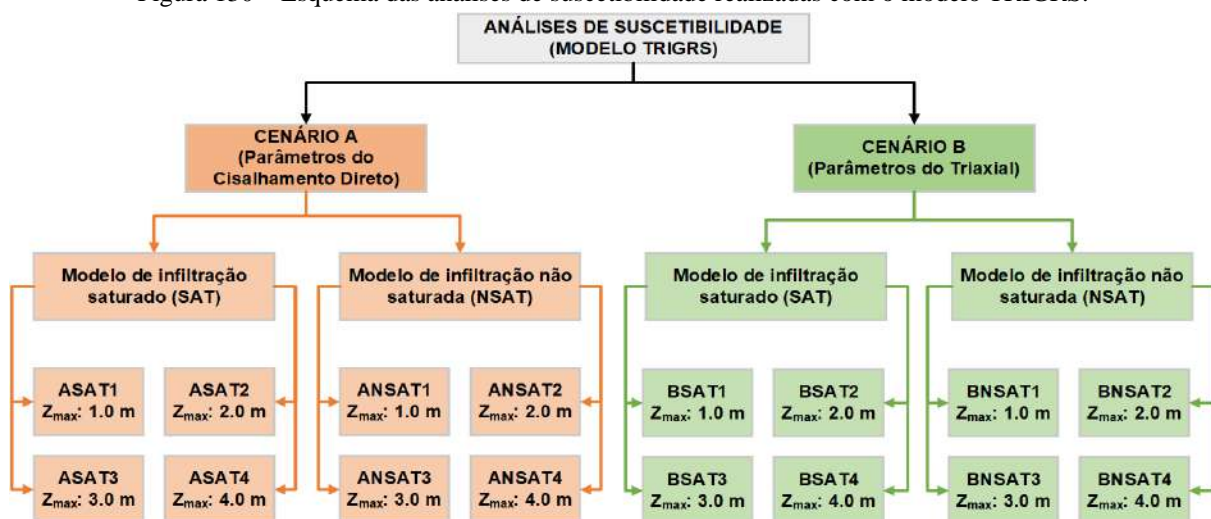
As análises consideraram quatro profundidades máximas do solo (Z_{max}), assumidas como uniformes para todos os cenários analisados, iguais a 1,0m, 2,0m, 3,0m e 4,0m de

profundidade. Devido a complexidade para definir a variação do Z_{max} , outros autores também consideram que este é uniforme, entre eles: Vieira, Fernandes e Augusto Filho (2010); Park, Nikhil e Lee (2013); Listo e Viera (2015), Vieira et al. (2018), Moraes (2022). Além disso, essa variação visa analisar a influência da profundidade do solo no cálculo da poropressão e do FS, além de tentar verificar as possíveis profundidades das superfícies de ruptura.

Os valores de Z_{max} foram determinados com base em três critérios: i) a profundidade da coleta de amostras indeformadas para a determinação dos parâmetros geotécnicos na área de estudo (que ocorreu entre 0,00-1,00 m); ii) o resultado de sondagens SPT, pois na área de estudo as camadas superficiais (entre 0 e 6 metros) apresentaram baixa resistência a penetração (N_{SPT} variando entre 4 e 8); iv) ademais, segundo Gusmão et al. (1997) e Lima (2002), a maioria dos deslizamentos que ocorrem nas encostas da RMR são translacionais rasos com até 3m de profundidade.

As sondagens realizadas na área de estudo também não identificaram a presença de um nível de água em nenhuma das profundidades inspecionadas, desse modo, foi assumido que o nível de água inicial se encontra na mesma profundidade do Z_{max} , conforme sugerido por Kim et al. (2010); Park, Nikhil e Lee (2013) e Vieira et al. (2017). A Figura 130 apresenta o fluxograma utilizado para a realização das análises de suscetibilidade com o TRIGRS. Inicialmente, serão 16 análises ao todo, cada uma possuindo um código próprio, indicando o cenário, o tipo da análise e a profundidade do Z_{max} .

Figura 130 – Esquema das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo TRIGRS.

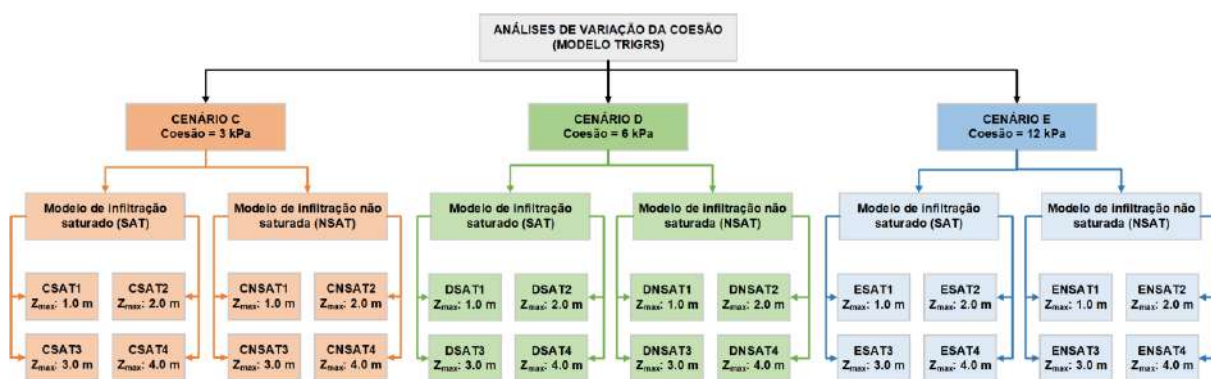


Fonte: A Autora (2022).

Como já explicado anteriormente, as análises representadas na Figura 130 consideram diferentes parâmetros de resistência para cada Cenário analisado. O ensaio triaxial forneceu uma coesão igual a 0 kPa enquanto o ensaio de cisalhamento direto inundado encontrou coesão igual a 12,76 kPa. Ensaios realizados em regiões próximas (Dois Unidos e Alto do Reservatório) por Lafayette (2000) , Lima(2002) e Bandeira (2010), registraram variação no ângulo de atrito ($16 - 32^\circ$) e na coesão (1 – 15 kPa).

Além disso, Coutinho (2020) realizou estudos em uma encosta localizada a aproximadamente 2km do local estudado nesta tese, com solo semelhante. Foi verificado que o ângulo de atrito variou entre 31 e $35,7^\circ$ e a coesão variou entre 0 e 7,1 kPa. Devido a grande variação da coesão nos trabalhos realizados na região, inclusive nesta tese, foram elaborados também mais 3 cenários de análise. Todos os Cenários consideraram o ângulo de atrito encontrado nos ensaios de cisalhamento direto deste trabalho ($34,4^\circ$) e foram variados apenas os valores de coesão. O **Cenário C** considerou coesão = 3kPa, o **Cenário D** considerou coesão = 6kPa e o **Cenário E** considerou coesão = 12kPa. Dessa forma, foi possível analisar a influência da coesão nos mapas de suscetibilidade na área estudada, totalizando 24 análises (Figura 131).

Figura 131 – Esquema das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo TRIGRS – variando as coesões



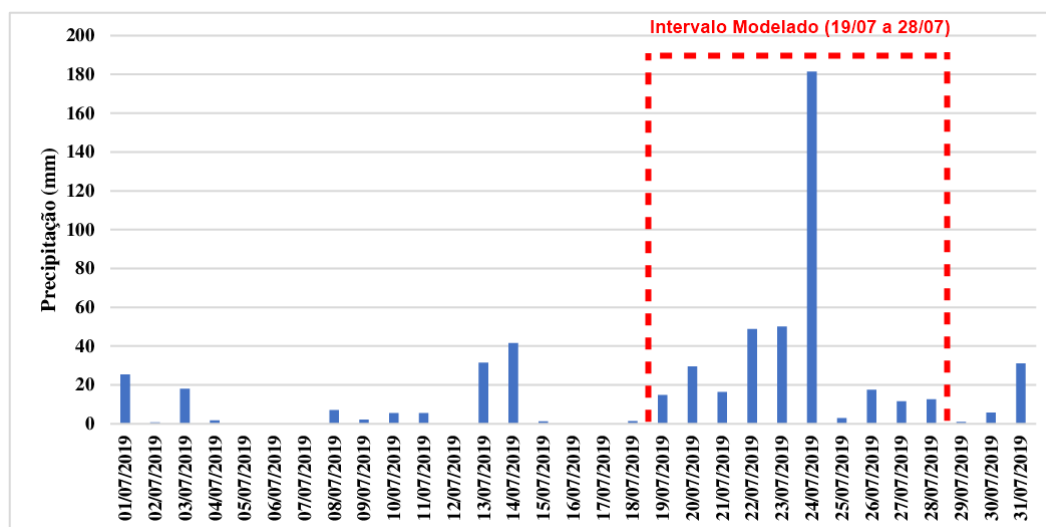
Fonte: A Autora (2022).

Após a etapa de modelagem, cada uma das análises foram validadas por meio do método LR_{class}. Nesse estudo, será validado o primeiro dia mais crítico de cada análise. É considerado crítico o dia que apresentar a maior porcentagem de área com $FS \leq 1,00$. O processo de validação incluiu as ocorrências registradas no período do evento considerado (julho/2019). Os dados foram disponibilizados pela Defesa Civil de Recife.

Os registros do pluviômetro da área de estudo (Pluviômetro do GEGEP), mostram que em julho de 2019, choveu 565,82 mm, ultrapassando a média do mês que corresponde a 322,86 mm, considerando o período entre 2014 e 2020. Em porcentagem, a chuva de julho de

2019 foi 75,25% superior à média do mês. O evento pluviométrico usado na modelagem, ocorreu no período entre 19 e 28 de julho de 2019 e acumulou nesse intervalo 385,94 mm. A chuva acumulada nesse intervalo representa 68,20% da chuva mensal, sendo em porcentagem 19,53% superior à média do mês. A Figura 132, mostra que entre os 10 dias considerados, o dia 24/07 apresenta a maior precipitação diária, alcançando 181,50 mm.

Figura 132 – Distribuição das ocorrências de deslizamentos e pluviometria diária de junho de 2019.



Fonte: A Autora (2022).

Desse modo, o dia 24/07 é classificado como chuva excessiva de limiar 3 (precipitação acumulada em 24h > 150 mm), de acordo com os critérios de Previsões probabilísticas do Centro de Previsão do Tempo e Estudos Climáticos – CPTEC (BRASIL, 2021). Nesse mesmo período (19/07-28/07), foi registrada a ocorrência de 15 deslizamentos dentro da área de estudo, indicando que o período modelado se trata de um período anômalo. Consequentemente, dada as condições de contorno assumidas, os mapas de suscetibilidade a deslizamentos gerados, representam a suscetibilidade a deslizamentos rasos diante um cenário de chuvas excessivas e intensas.

7.1.2 Integração dos Parâmetros Geotécnicos e Hidrológicos Utilizados no Trigrs

As análises de suscetibilidade realizadas por meio do TRIGRS para os Cenários A e B consideraram os parâmetros geotécnicos determinados por meio da investigação geológica-geotécnica realizada em campo e laboratório. A Tabela 59 apresenta a classificação SUCS e os parâmetros geotécnicos e hidrológicos que serão utilizados em todos os Cenários das análises de suscetibilidade com o modelo TRIGRS.

Tabela 59 – Parâmetros geotécnicos e hidrológicos utilizados no TRIGRS

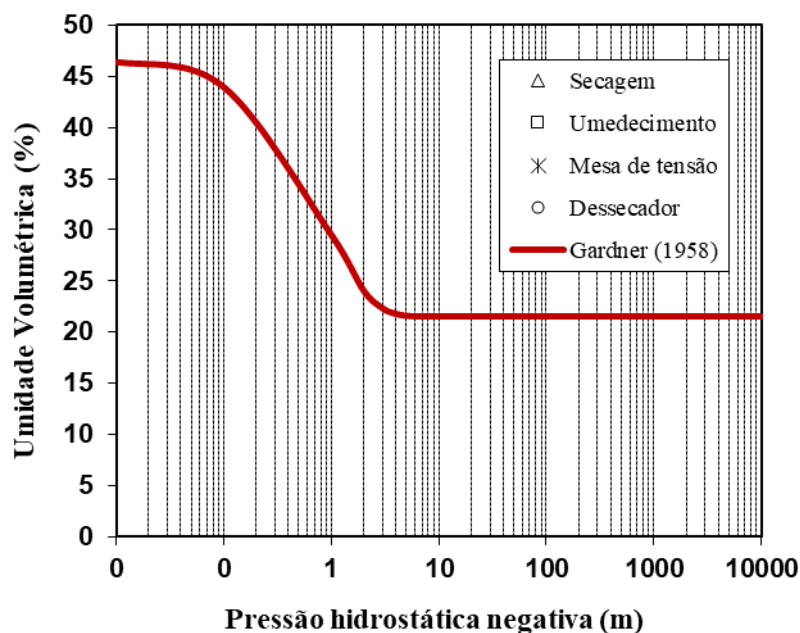
Cenários	Classificação SUCS	Prof. (m)	γ_{sat}	c'	ϕ'	K_{sat}	D_0	Θ_s	Θ_r	α
Cenário A	BL-1 / SC	0,90-1,20	19,52	12,76	34,40	3,850E-5	3,850E-3	0,47	0,22	1,14
Cenário B	BL-1 / SC	0,90-1,20	19,52	0,00	42,20	3,850E-5	3,850E-3	0,47	0,22	1,14
Cenário C	BL-1 / SC	0,90-1,20	19,52	3,00	34,40	3,850E-5	3,850E-3	0,47	0,22	1,14
Cenário D	BL-1 / SC	0,90-1,20	19,52	6,00	34,40	3,850E-5	3,850E-3	0,47	0,22	1,14
Cenário E	BL-1 / SC	0,90-1,20	19,52	12,00	34,40	3,850E-5	3,50E-3	0,47	0,22	1,14

Fonte: A Autora (2022).

LEGENDA: γ_{sat} - peso específico saturado (kN/m³); c' – coesão efetiva (kPa); ϕ' - ângulo de atrito efetivo (°); K_{sat} - coeficiente de permeabilidade saturada (m/s); D_0 - difusidade hidráulica - $K_{sat} \times 100$ (m²/s); Θ_s - teor volumétrico de água saturado (%); Θ_r - teor volumétrico de água residual (%); α - parâmetro de ajuste de Gardner (m⁻¹);

A curva característica utilizada para a realização das análises foi ajustada por meio do modelo de Gardner (1958), considerando também a curva para o bloco BL1. A Figura 133 apresenta a curva característica considerada e o respectivo ajuste obtido através do modelo proposto por Gardner (1958). Esse modelo foi desenvolvido para solos unimodais, e, consequentemente, não se ajusta as curvas bimodais obtidas nos ensaios realizados. Desta forma, optou-se por ajustar o primeiro trecho da curva, incluindo o primeiro ponto de entrada de ar, referente a dessaturação da macroestrutura do solo.

Figura 133 – Curva característica utilizada ajustada através do modelo de Gardner (1958).



Fonte: A Autora (2022).

O I_{ZLT} é definido como taxa de infiltração inicial é considerado único para todas as análises realizadas. Esse parâmetro foi estimado utilizando a precipitação acumulada dos 30 dias anteriores ao evento modelado seguindo a sugestão de Marin, Velasquez e Sánchez (2021). O cálculo utilizado para estimar I_{ZLT} , está exposto na Equação (28).

$$I_{ZLT} = \frac{214,02 \text{ mm}}{30 \text{ dias}} = \frac{0,21402 \text{ m}}{2592000 \text{ s}} = 8,25 \times 10^{-8} \text{ m/s} \quad (56)$$

7.1.3 Resultados do Cenário A

Nesta seção são apresentados os resultados das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo TRIGRS para o Cenário A.

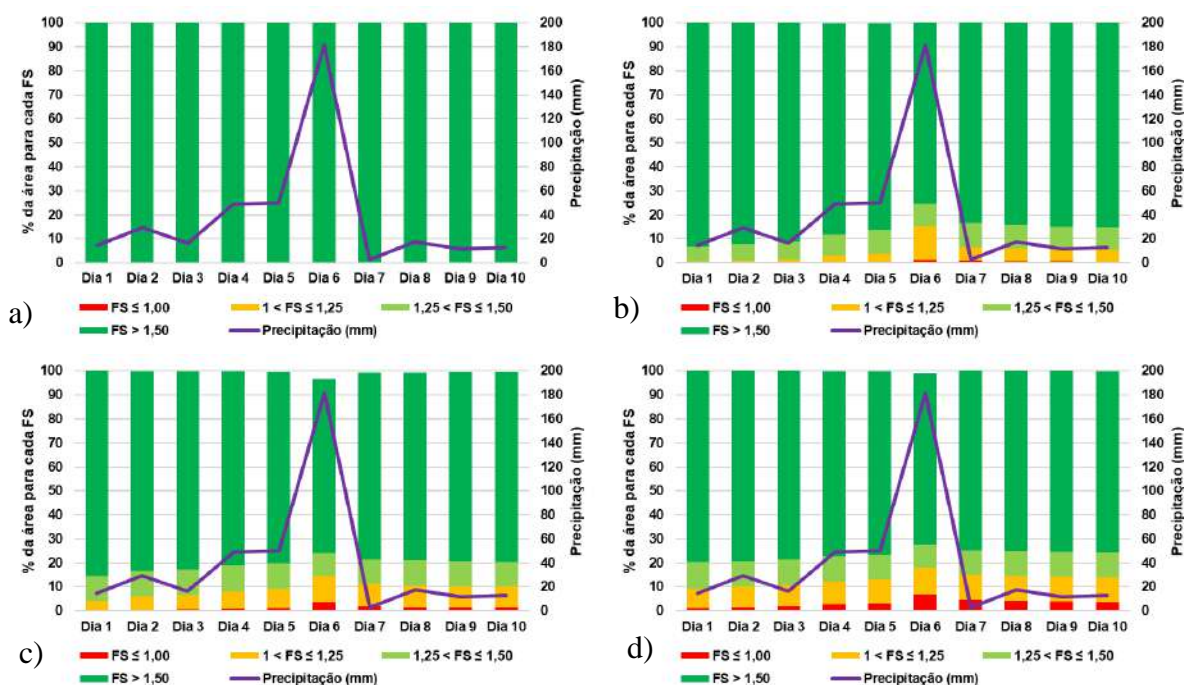
7.1.3.1 Análise ASAT

As análises do cenário A, foram realizadas utilizando os parâmetros de resistência do cisalhamento direto inundado. Esse cenário foi subdividido em duas análises principais: considerando o modelo de infiltração inicial saturada e não saturada. O modelo de infiltração inicial saturada para quatro valores de Z_{max} iguais a 1, 2, 3 e 4 metros, foram denominadas como ASAT1, ASAT2, ASAT3 e ASAT4 respectivamente. Vale destacar que nessas análises

o Z_{max} e o nível de água são considerados constantes para toda área de estudo. O gráfico da Figura 134 apresenta a relação entre a porcentagem de área para cada valor de FS em relação a área total considerada e a precipitação.

A análise do gráfico mostra que a Análise ASAT1 não apresentou área instável para nenhum dos dias verificados. Na análise ASAT2, o gráfico mostra que, a porcentagem de área instável ($FS \leq 1$) aumentou sutilmente com a precipitação, alcançando a maior porcentagem de área instável, igual a 1,28%, quando a precipitação correspondeu a 180mm no dia 24/07/19. Por último, na análise ASAT4, a porcentagem de área instável foi sensível a precipitação chegando a um resultado igual a 6,58% no dia 24/07/19. Sendo, portanto, a análise mais expressiva em termos de área de porcentagem de área instável. Apesar de nas análises ASAT2 e ASAT3 não aumentar significativamente a área instável ($FS \leq 1$), as áreas marginalmente instáveis ($1 < FS \leq 1,25$) e moderadamente estáveis ($1,25 < FS \leq 1,50$) aumentaram de forma significativa. Na análise ASAT 3, por exemplo, as duas áreas juntas (marginalmente instáveis e moderadamente estáveis) somam 20,5% da área total.

Figura 134 – Relação entre a porcentagem de área instável e a precipitação: a) ASAT1; b) ASAT2; c) ASAT3; c) ASAT4.



Fonte: A Autora (2022).

As Figura 135, Figura 136 e Figura 137 plotam a distribuição espacial da área instável para todos os dias analisados para as análises ASAT2, ASAT3 e ASAT4. Para a análise ASAT2 (Figura 135), a sequência de mapas mostra que a área classificada com $FS \leq 1,00$

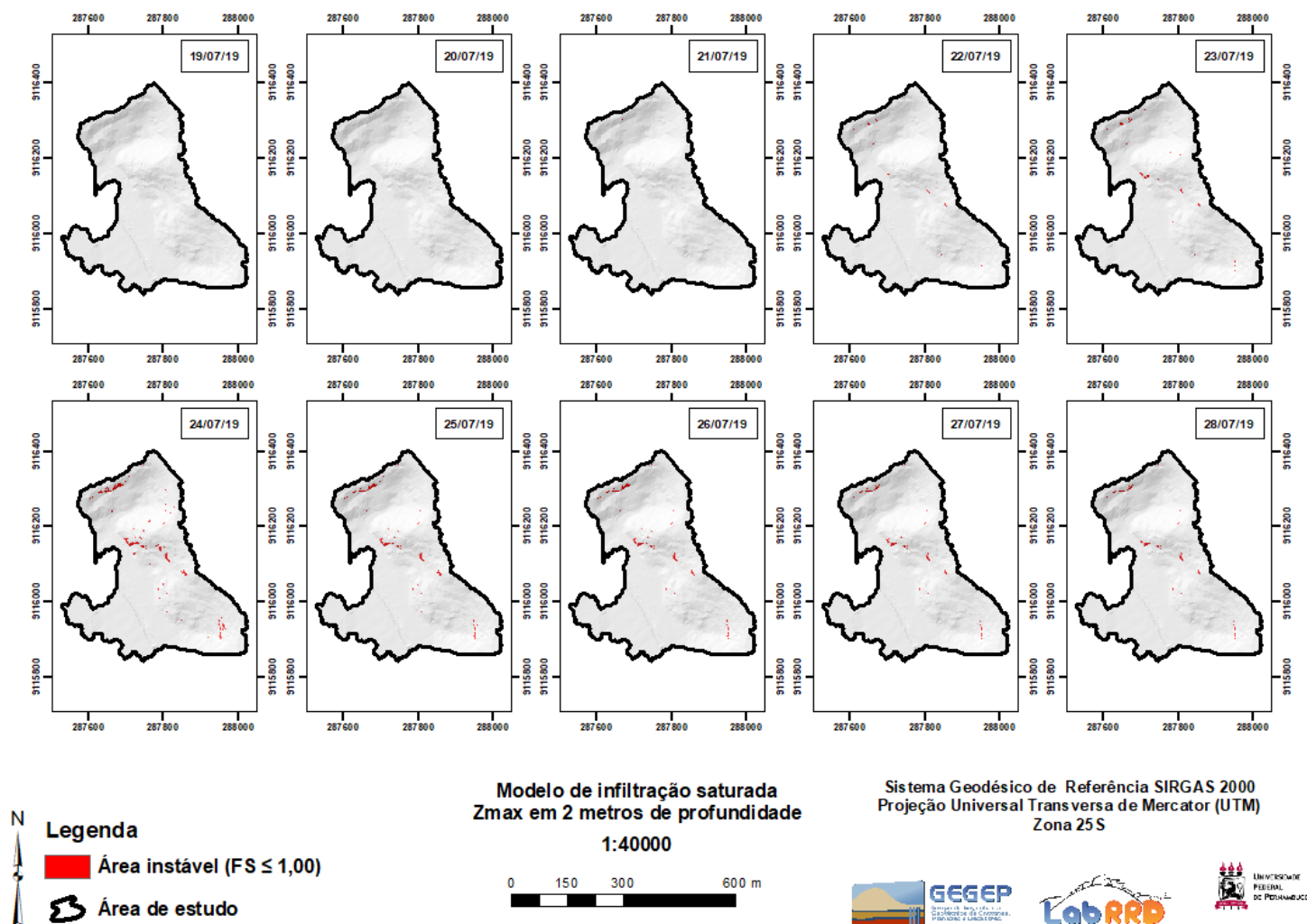
apresentou leve aumento com o passar dos dias, até chegar no seu máximo, em 24/07, devido a precipitação de 180mm, sendo esse o primeiro dia mais crítico, após o qual a área instável volta a baixar. Destaca-se que nesse cenário o FS_{\min} foi calculado na profundidade de 2,00 metros a partir da superfície, coincidindo com a profundidade atribuída ao Z_{\max} . Não foi apresentada a análise ASAT1 por não apresentar área instável.

Para as análises ASAT3 e ASAT4 (Figura 136 e Figura 137), já se percebe um significativo aumento da área classificada com $FS \leq 1,00$, até chegar no seu máximo, também em 24/07, após o qual a área instável volta a diminuir de acordo com a intensidade da chuva. Destaca-se que nesse cenário o FS_{\min} foi calculado na profundidade de 3,00 e 4,00 metros a partir da superfície, para ASAT3 e ASAT4, respectivamente, coincidindo com a profundidade atribuída ao Z_{\max} .

As Figura 138, Figura 139, Figura 140 e Figura 141 apresentam a distribuição de poropressão na profundidade correspondente ao FS_{\min} para as análises ASAT1, ASAT2, ASAT3 e ASAT4. A sequência de mapas mostram uma mudança significativa das condições iniciais de poropressão a partir do dia 19/07/19 até 24/07/19, devido a precipitação de 180mm. Nesse dia, em algumas localidades, a pressão hidrostática é igual 0,9997 m, para a análise ASAT1; 1,366, para a análise ASAT2; 1,544, para a análise ASAT3 e 1,681, para a análise ASAT4.

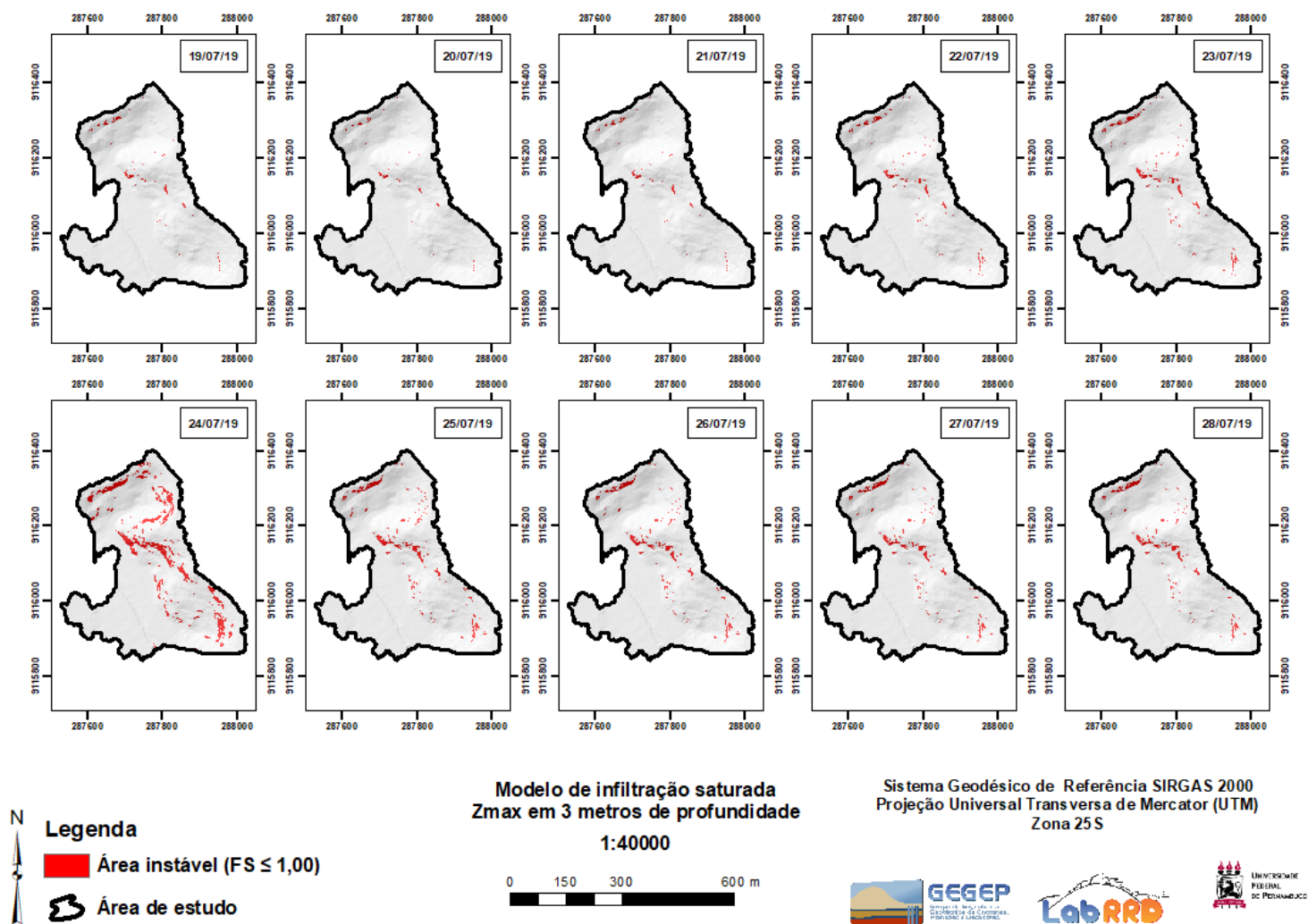
A distribuição de poropressão varia ao longo dos dias de acordo com a intensidade da chuva. Percebe-se em todas as análises que a poropressão segue aumentando até chegar no seu máximo, no dia 24/07/19, e logo após começa a cair até o dia 28/07/19. A comparação entre as análises ASAT1, ASAT2, ASAT3 e ASAT4, mostram que quanto maior o Z_{\max} , mais altos foram os valores da poropressão no dia mais crítico (24/07/19). Este fato explica a porcentagem de área instável cresceu com o aumento do Z_{\max} como é possível observar na Figura 134.

Figura 135 – Análise ASAT2: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



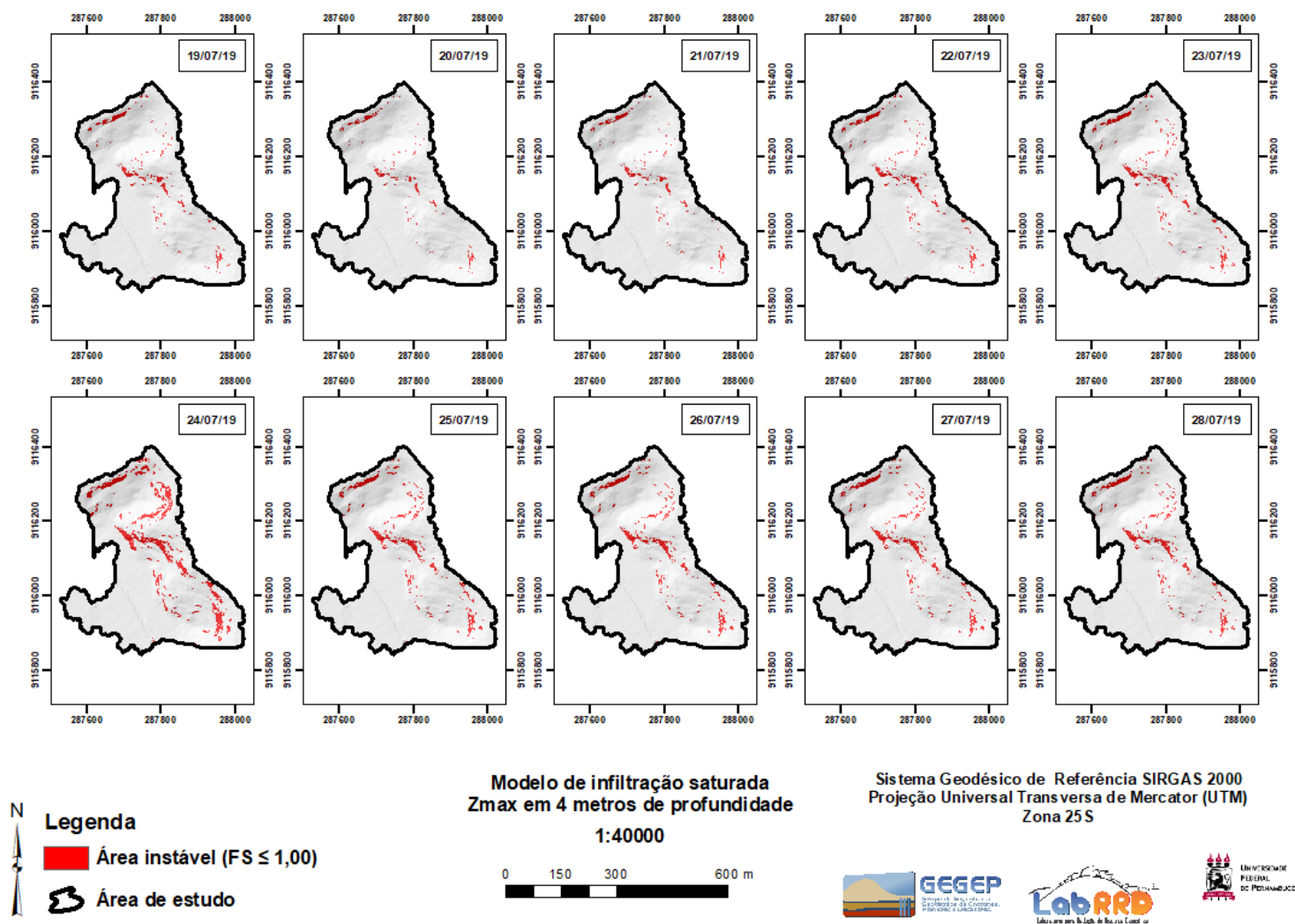
Fonte: A Autora (2022).

Figura 136 – Análise ASAT3: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



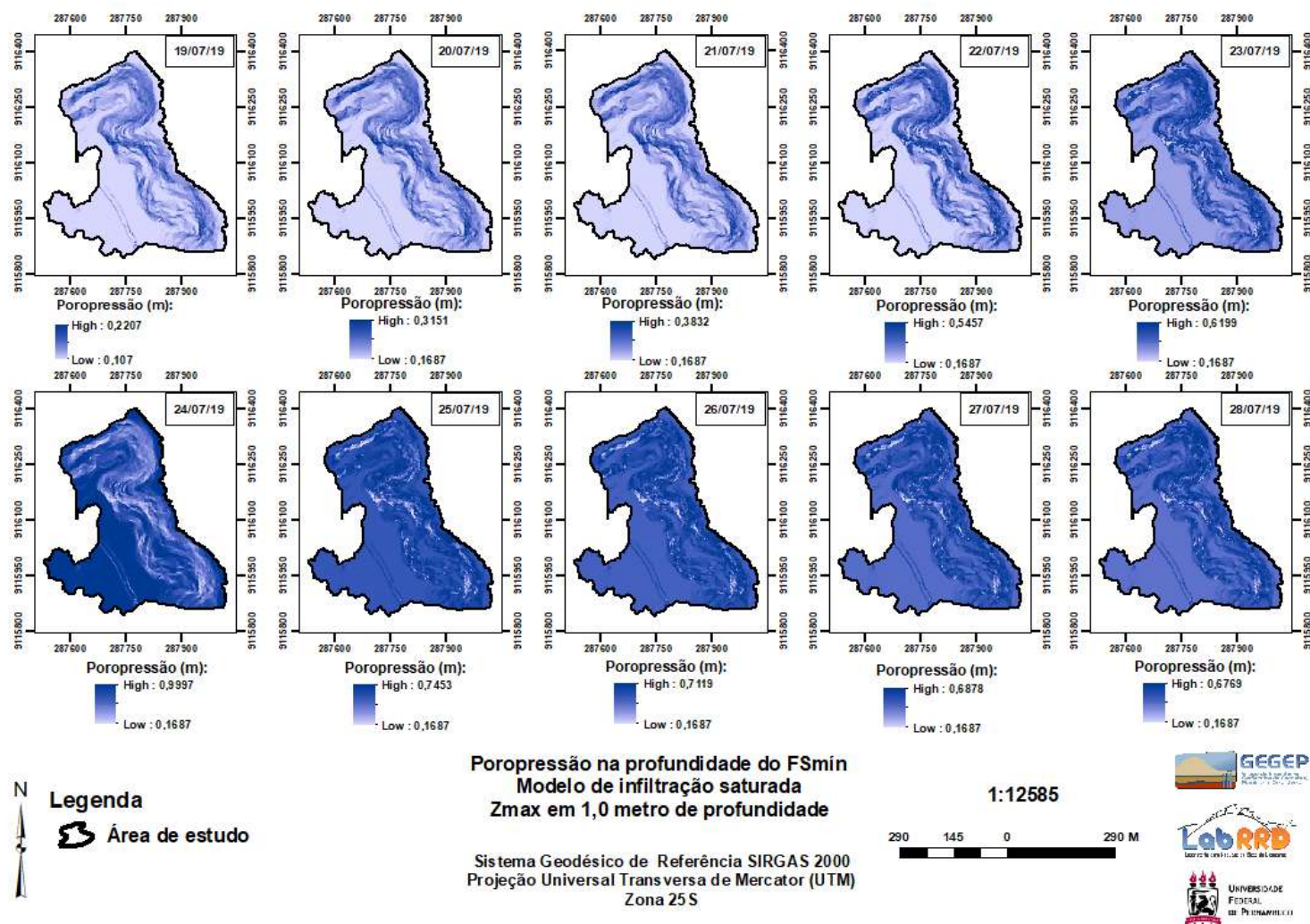
Fonte: A Autora (2022).

Figura 137 – Análise ASAT4: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



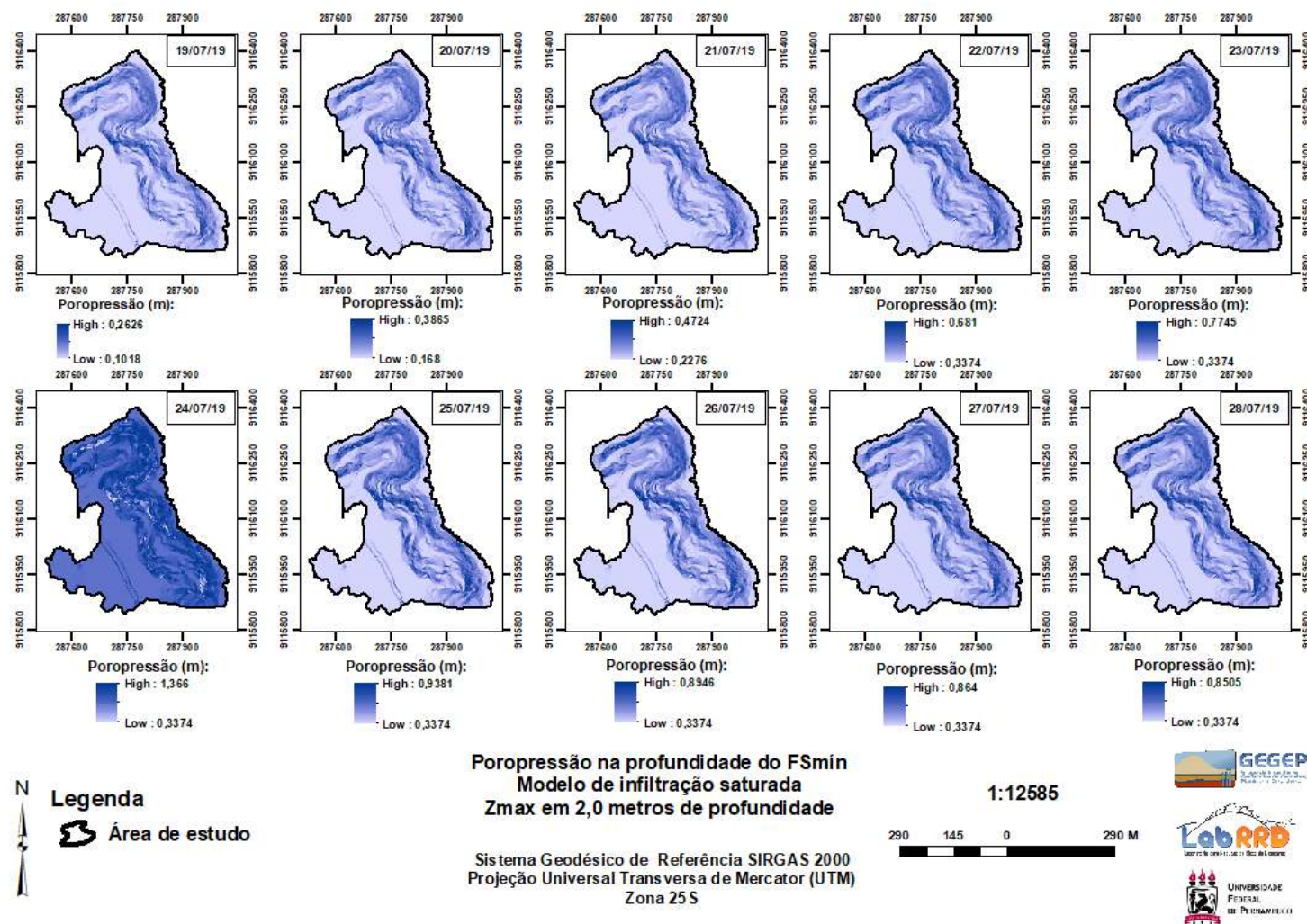
Fonte: A Autora (2022).

Figura 138 – Análise ASAT1: Variação da poropressão com a precipitação.



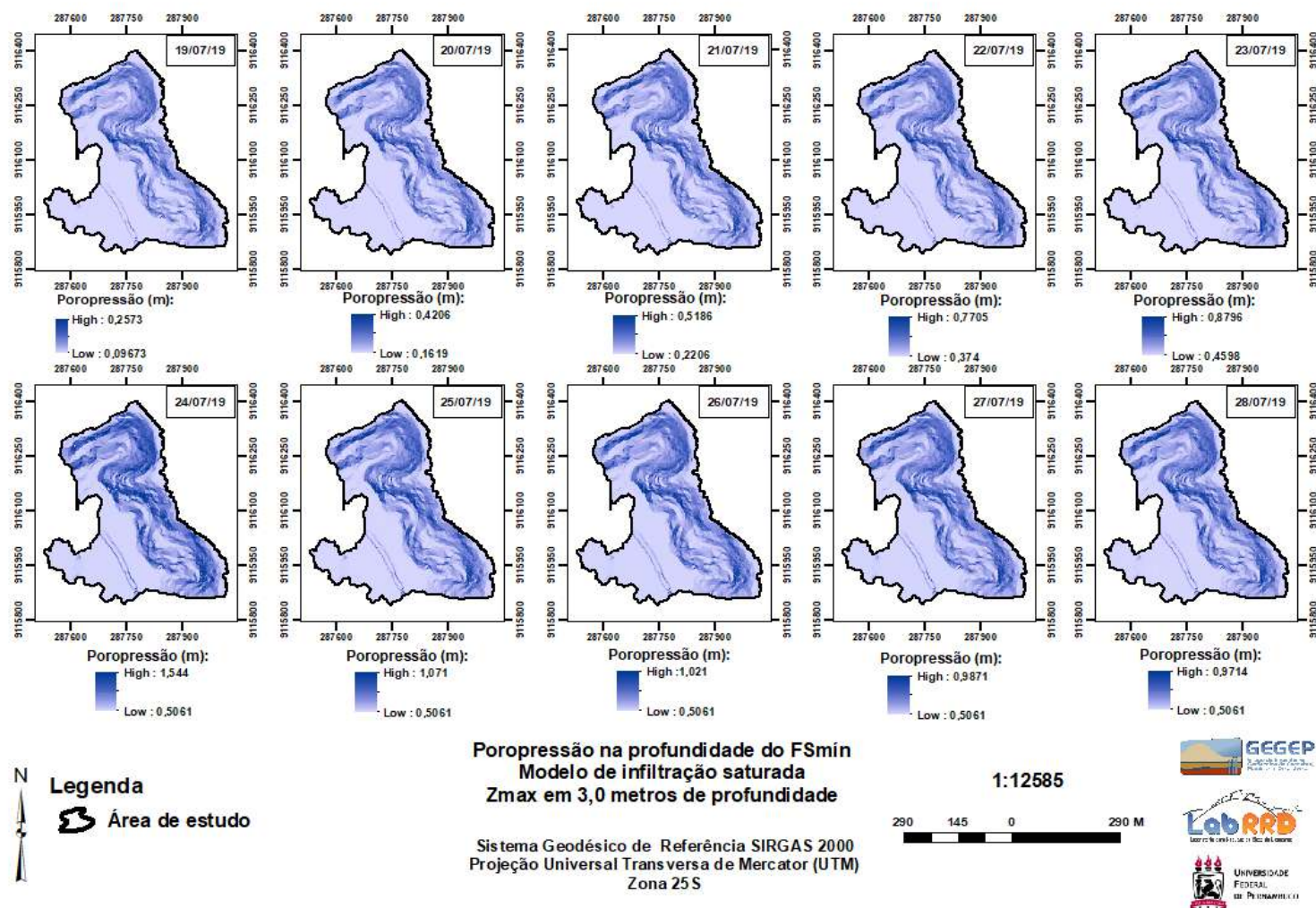
Fonte: A Autora (2022).

Figura 139 – Análise ASAT2: Variação da poropressão com a precipitação.



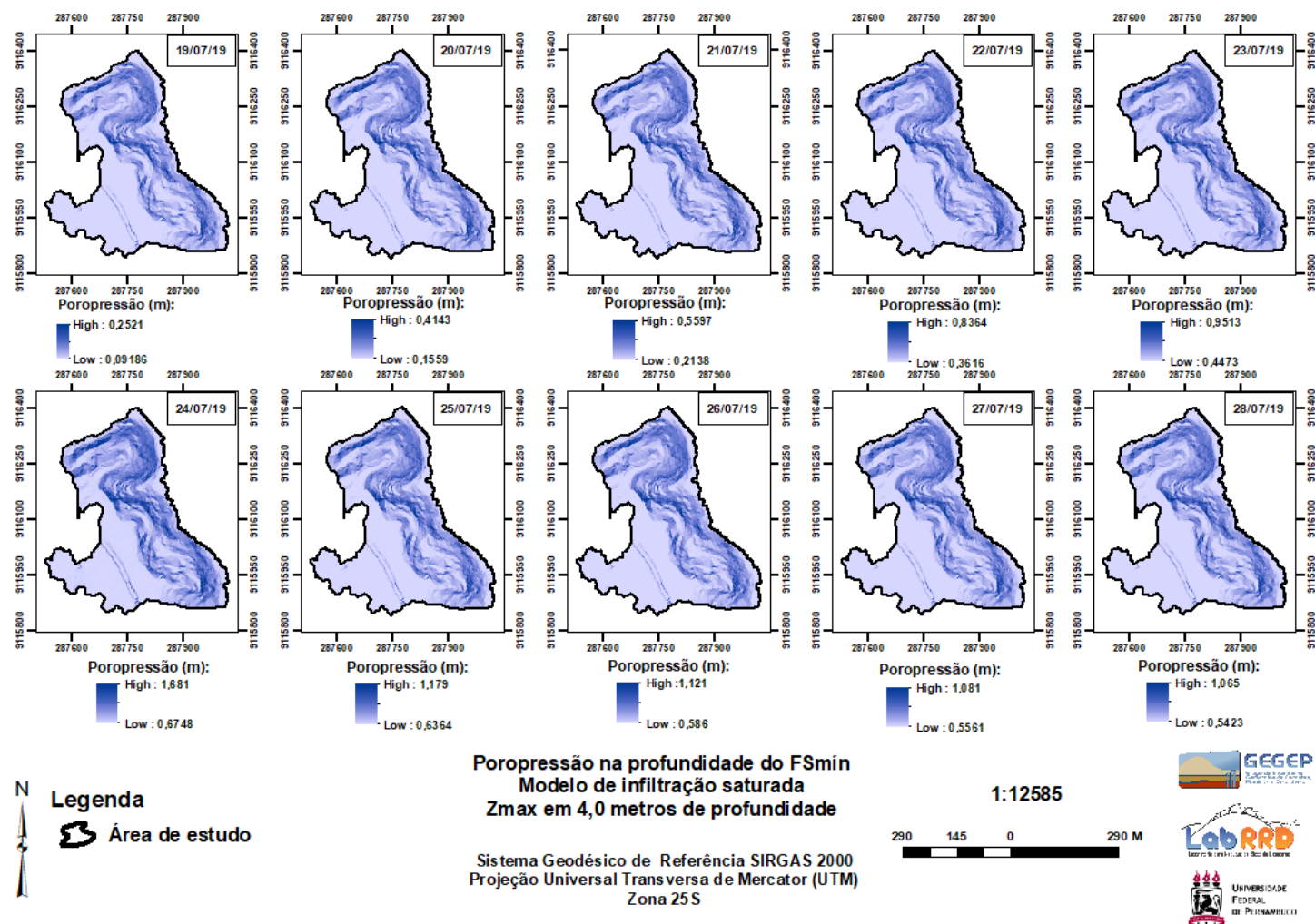
Fonte: A Autora (2022).

Figura 140 – Análise ASAT3: Variação da poropressão com a precipitação.



Fonte: A Autora (2022).

Figura 141 – Análise ASAT4: Variação da poropressão com a precipitação.



Fonte: A Autora (2022).

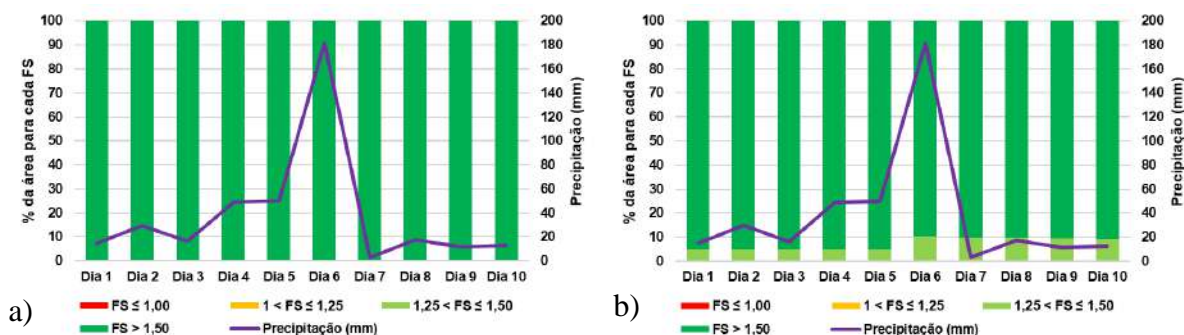
7.1.3.2 Análise ANSAT

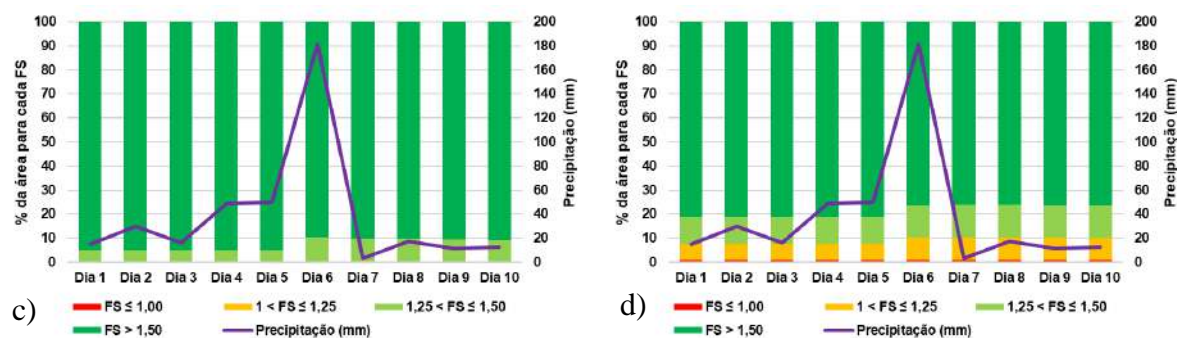
Nas análises do cenário A, também foi considerado o modelo de infiltração inicial não saturada. O modelo de infiltração inicial não saturada para quatro valores de Z_{max} iguais a 1, 2, 3 e 4 metros, foram denominadas como ANSAT1, ANSAT2, ANSAT3 e ANSAT4 respectivamente. Vale destacar que nessas análises o Z_{max} e o nível de água também são considerados constantes para toda área de estudo. O gráfico da Figura 142 apresenta a relação entre a porcentagem de área para cada valor de FS em relação a área total considerada e a precipitação.

A análise do gráfico mostra que as análises ANSAT1 a ANSAT2 não apresentaram áreas instáveis para nenhum dos dias verificados. Na análise ANSAT3, é quase imperceptível no gráfico, mas foi observada área instável igual a 0,12% em todos os dias analisados e não houve variação com a intensidade da chuva. Por último, na análise ANSAT4, a porcentagem de área instável também permaneceu constante com os dias, com valor de 0,81%. Percebe-se, portanto, que para as análises não saturadas, praticamente não houve área instável. Isto deve-se ao fato da resistência não saturada do solo agir a favor da segurança.

Entretanto, apesar de nas análises em questão não ter sido observado aumento significativo da área instável ($FS \leq 1$), as áreas marginalmente instáveis ($1 < FS \leq 1,25$) e moderadamente estáveis ($1,25 < FS \leq 1,50$) aumentaram de forma significativa. Na análise ANSAT4, por exemplo, as duas áreas juntas (marginalmente instáveis e moderadamente estáveis) somam 22,9% da área total.

Figura 142 – Relação entre a porcentagem de área instável e a precipitação: a) ANSAT1; b) ANSAT2; c) ANSAT3; d) ANSAT4.





Fonte: A Autora (2022).

As Figura 143 e Figura 144, plotam a distribuição espacial da área instável para todos os dias analisados para as análises ANSAT3 e ANSAT4. Para ambas as análises, a sequência de mapas mostra que a área classificada com $FS \leq 1,00$ apresentou-se constante com o passar dos dias, com área instável quase que insignificante quando comparada a área total, o que também foi observado nos gráficos da Figura 142. Este fato pode estar relacionado com a alta coesão (12,76) considerada nas análises. Destaca-se que nesse cenário o FS_{\min} foi calculado nas profundidades de 3,00 e 4,00 metros a partir da superfície, para ASAT3 e ASAT4, respectivamente, coincidindo com a profundidade atribuída ao Z_{\max} . Não foram apresentadas as análises ANSAT1 e ANSAT2 por não apresentarem área instável.

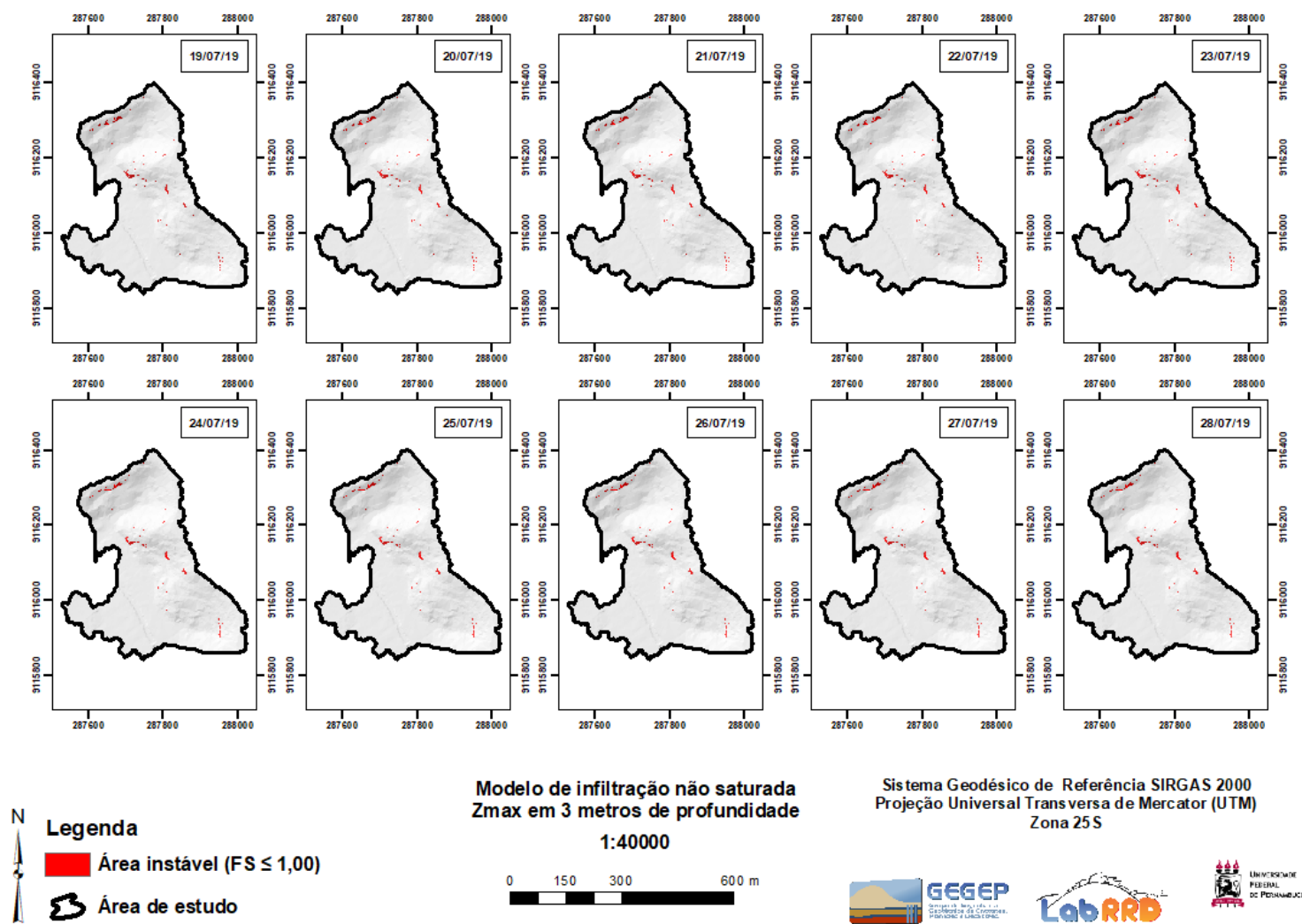
As Figura 145, Figura 146, Figura 147 e Figura 148 apresentam a distribuição de poropressão na profundidade correspondente ao FS_{\min} para as análises ANSAT1, ANSAT2, ANSAT3 e ANSAT4. Na análise ANSAT1, a sequência de mapas mostram que a poropressão manteve-se constante em todos os dias, corroborando o que foi observado na Figura 142. Verifica-se que, para profundidades pequenas, com solo não saturado, há uma elevação da resistência, com consequente inibição de aparecimento de áreas instáveis. De acordo com Baum, Godt e Savage (2010), os resultados das análises realizadas utilizando a condição inicial não saturada são afetadas pelos efeitos da sucção na camada não saturada que atenua e atrasa a resposta da poropressão induzida pela chuva e, consequentemente, o momento de ruptura das encostas.

Na análise ANSAT2, percebe-se uma mudança das condições iniciais de poropressão a partir do dia 19/07/19 até 23/07/19, quando a poropressão para de aumentar e permanece constante até o fim das análises, dia 28/07/19. Este fato concorda com o gráfico da Figura 142, que mostra a área moderadamente estável aumentando até o dia 24/07/19 e permanecendo praticamente igual nos dias seguintes.

Já nas análises ANSAT3 e ANSAT4, a sequência de mapas mostra uma mudança considerável das condições iniciais de poropressão a partir do 18/07/19. Nos dias seguintes é observado um aumento progressivo da pressão hidrostática até 28/07/19, atingindo nessa data valores equivalentes a 2,999 e 2,265, para ANSAT3 e ANSAT4, respectivamente. em algumas localidades. Percebe-se que, para a análise ANSAT4, a mesma precipitação não conseguiu manter o mesmo nível de poropressão alcançado na análise ANSAT3, devido ao maior efeito da camada não saturada, em decorrência do maior valor de Z_{max} adotado, conseqüentemente, a % de área instável varia ao longo dos dias de maneira menos acentuada que na análise ANSAT3.

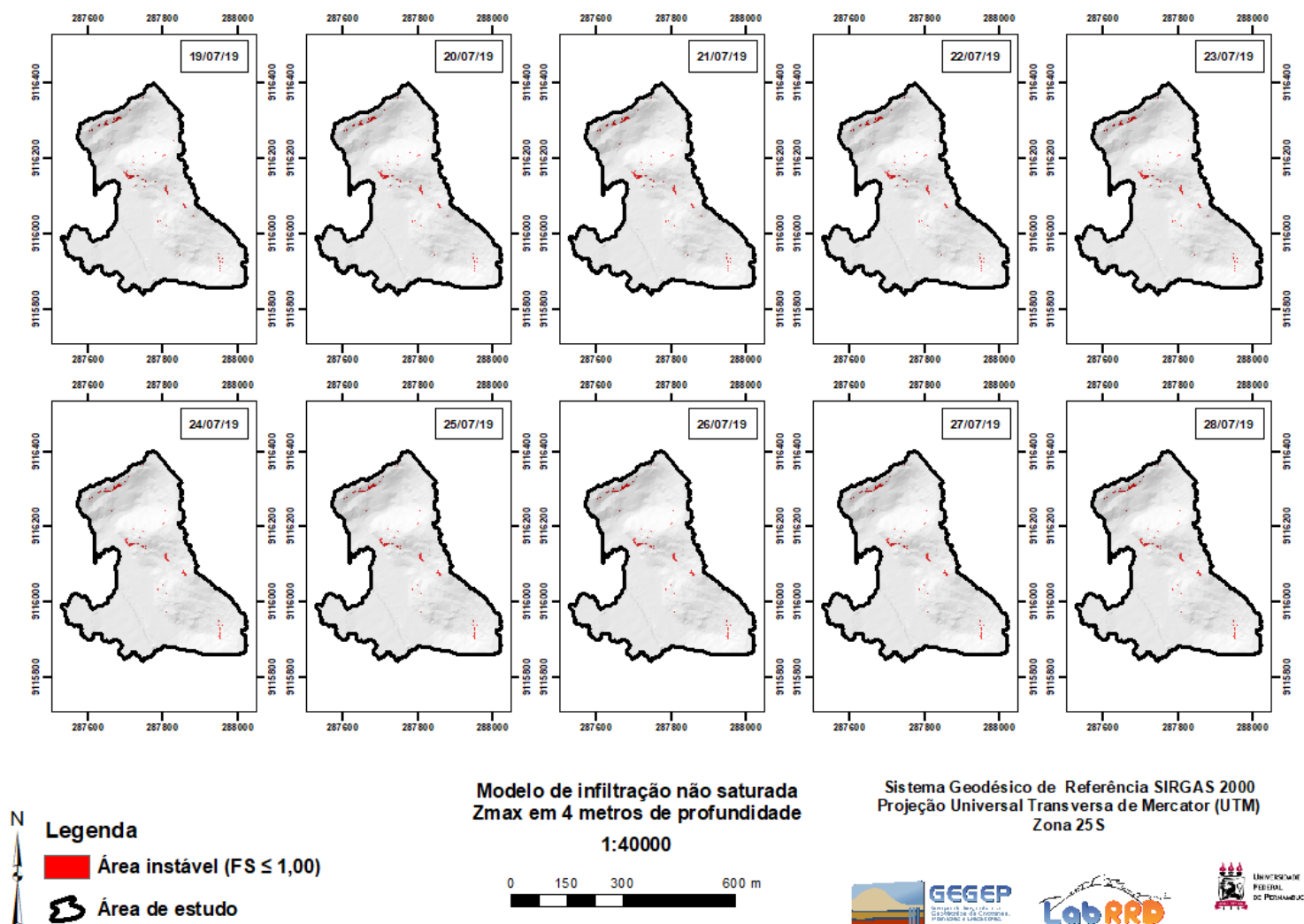
Verifica-se também que, com o passar dos dias, a poropressão continua aumentando, mesmo a precipitação caindo. Isto significa que, para as condições estabelecidas, a queda da precipitação de um dia para outro não é suficiente para que o solo entre em processo de secagem.

Figura 143 – Análise ANSAT3: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



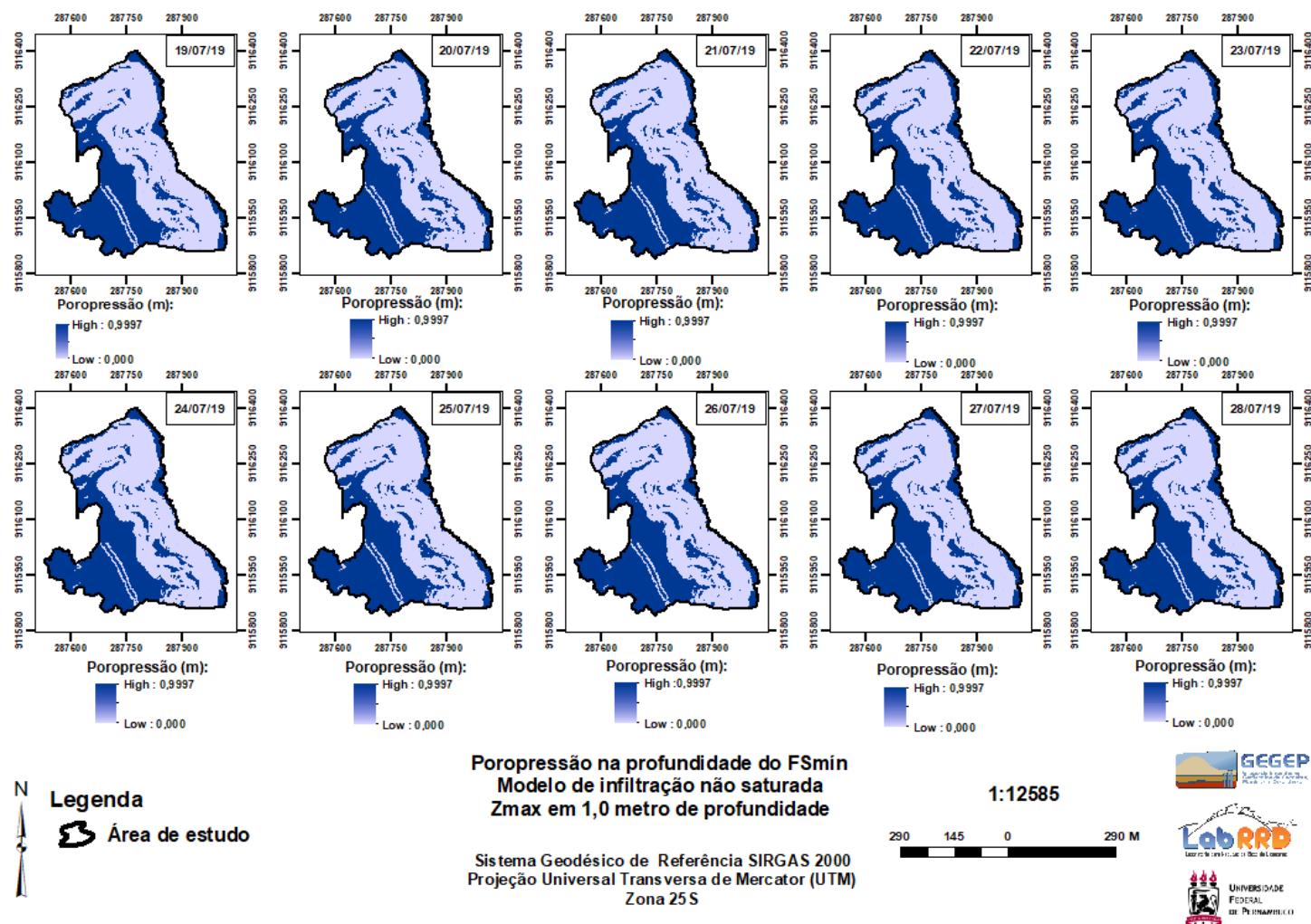
Fonte: A Autora (2022).

Figura 144 – Análise ANSAT4: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



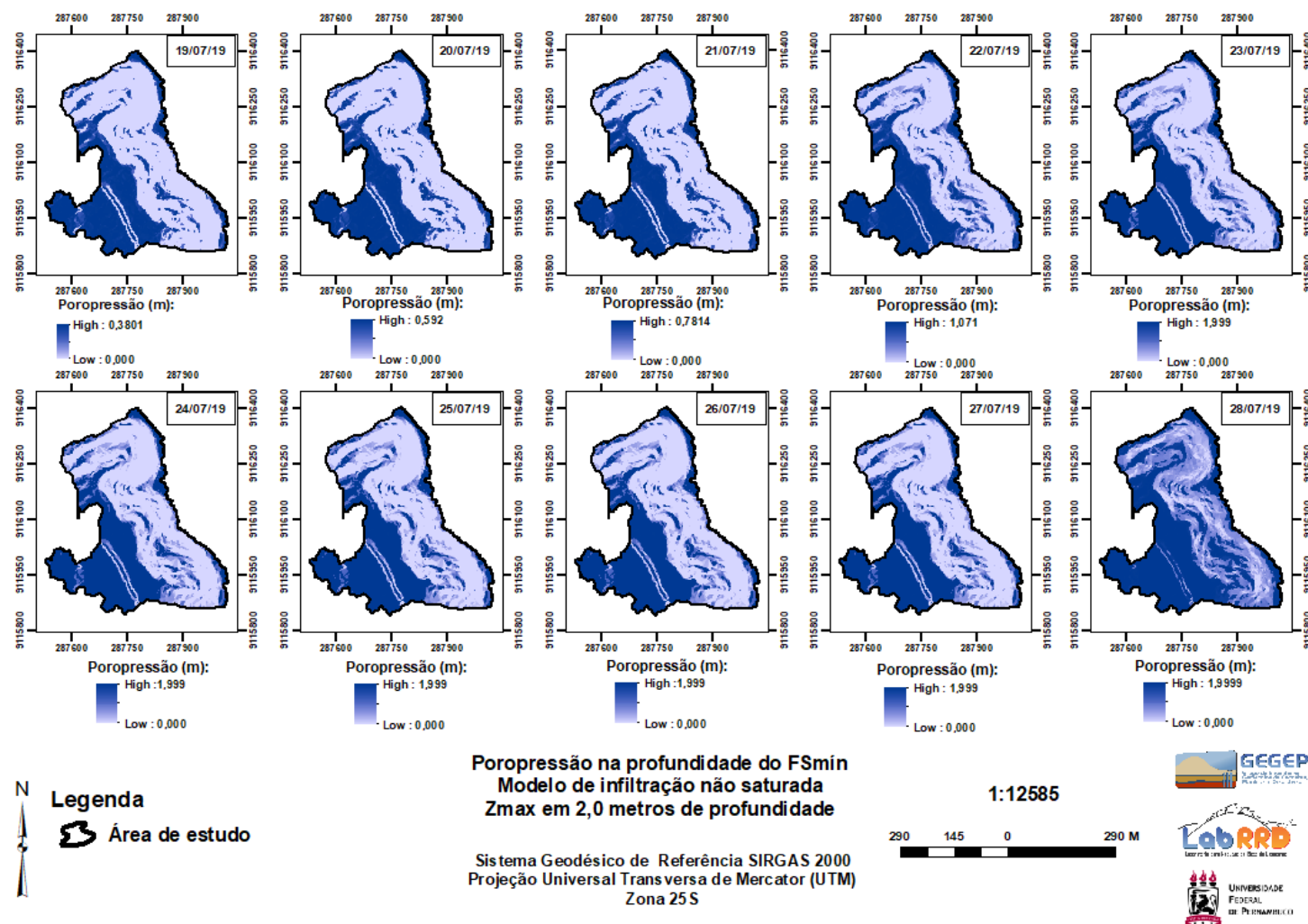
Fonte: A Autora (2022).

Figura 145 – Análise ANSAT1: Variação da poropressão com a precipitação.



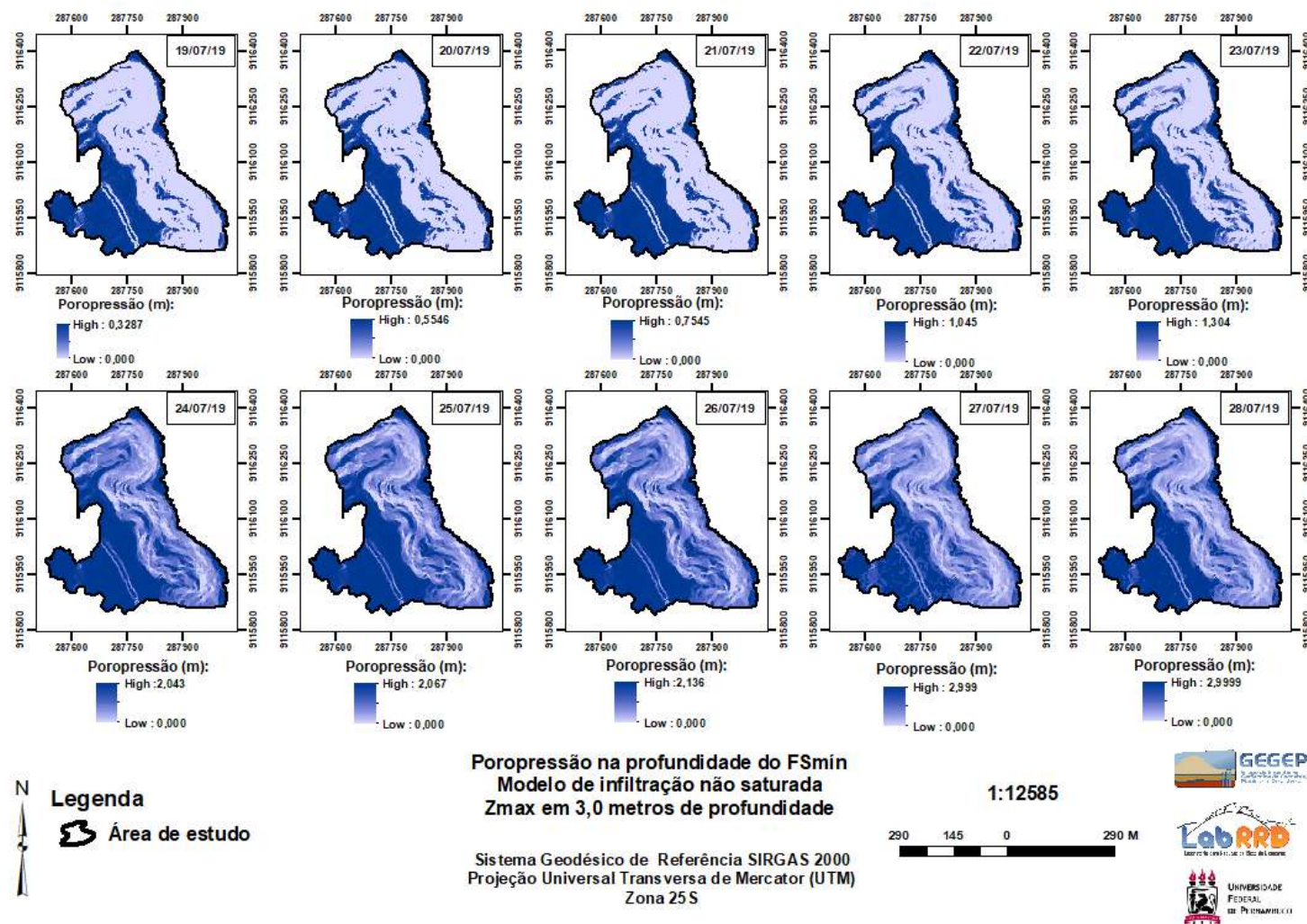
Fonte: A Autora (2022).

Figura 146 – Análise ANSAT2: Variação da poropressão com a precipitação.



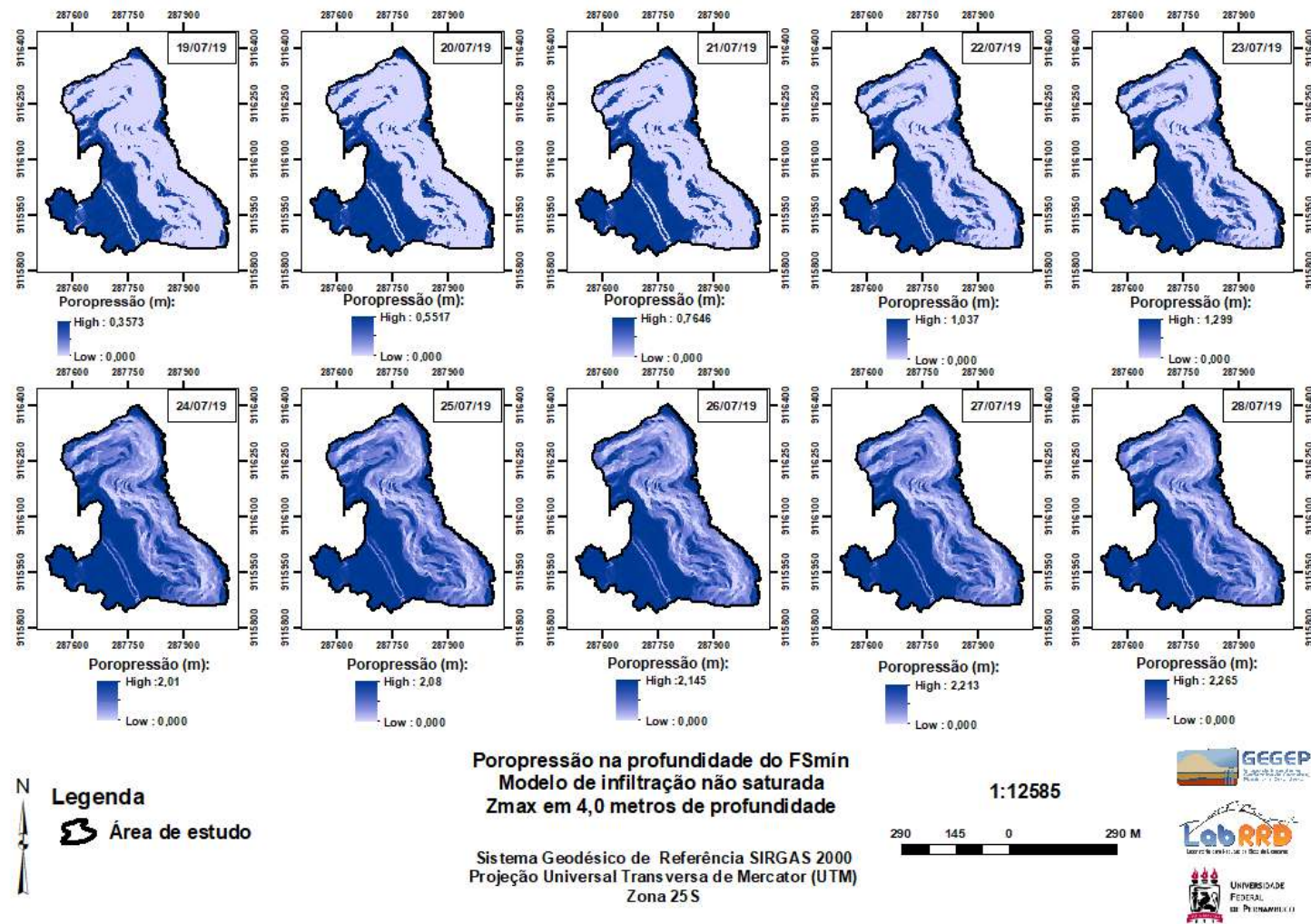
Fonte: A Autora (2022).

Figura 147 – Análise ANSAT3: Variação da poropressão com a precipitação.



Fonte: A Autora (2022).

Figura 148 – Análise ANSAT4: Variação da poropressão com a precipitação.



Fonte: A Autora (2022).

7.1.4 Resultados do Cenário B

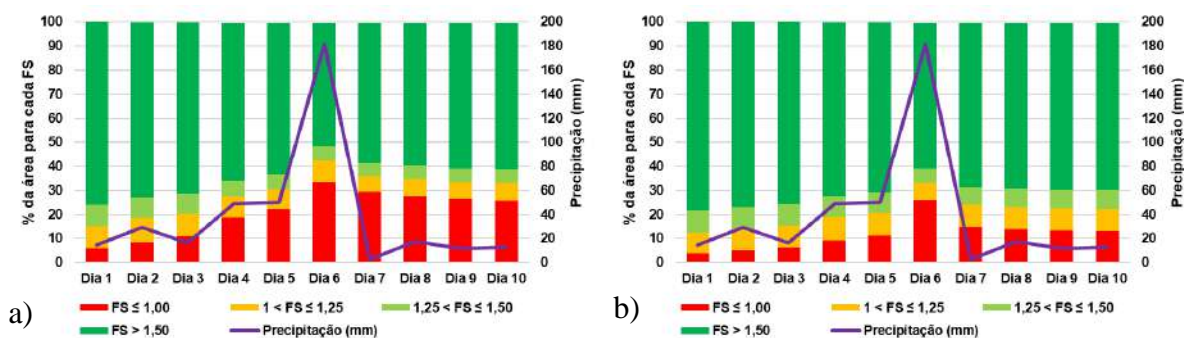
Nesta seção são apresentados os resultados das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo TRIGRS para o Cenário B.

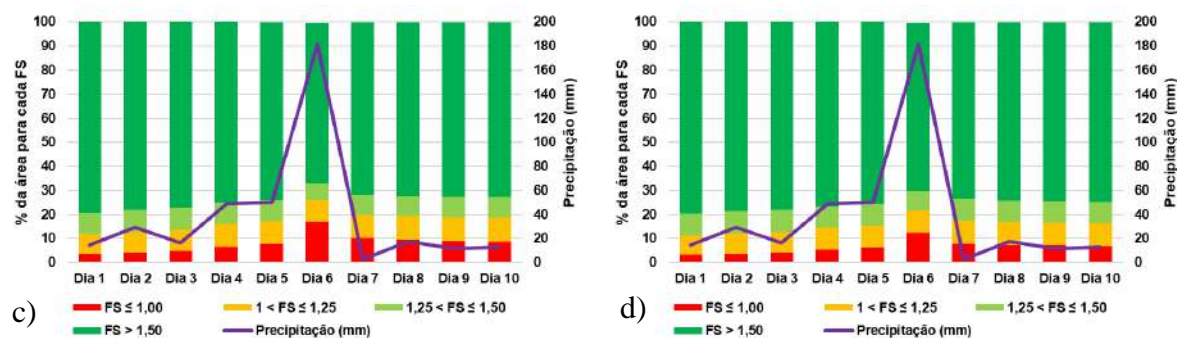
7.1.4.1 Análise BSAT

As análises do cenário A, foram realizadas utilizando os parâmetros de resistência do ensaio triaxial. Esse cenário foi subdividido em duas análises principais: considerando o modelo de infiltração inicial saturada e não saturada. O modelo de infiltração inicial saturada para quatro valores de Z_{max} iguais a 1, 2, 3 e 4 metros, foram denominadas como BSAT1, BSAT2, BSAT3 e BSAT4 respectivamente. Vale destacar que nessas análises o Z_{max} e o nível de água são considerados constantes para toda área de estudo. O gráfico da Figura 149 apresenta a relação entre a porcentagem de área para cada valor de FS em relação a área total considerada e a precipitação.

A análise do gráfico mostra que, para todas as análises, a porcentagem de área instável ($FS \leq 1$) aumentou com a precipitação, alcançando a maior porcentagem de área instável quando a precipitação correspondeu a 180mm no dia 24/07/19. Neste caso, percebe-se que, à medida que Z_{max} aumenta, menor é a porcentagem de área instável no dia mais crítico (24/07). Na análise BSAT1, a porcentagem de área instável foi sensível a precipitação chegando a um resultado igual a 33,48% no dia 24/07/19. Sendo, portanto, a análise mais expressiva em termos de área de porcentagem de área instável. Já nas análises BSAT2, BSAT3 e BSAT4, esse valor chegou 25,99%, 16,81% e 12,36%, respectivamente.

Figura 149 – Relação entre a porcentagem de área instável e a precipitação: a) BSAT1; b) BSAT2; c) BSAT3; c) BSAT4.





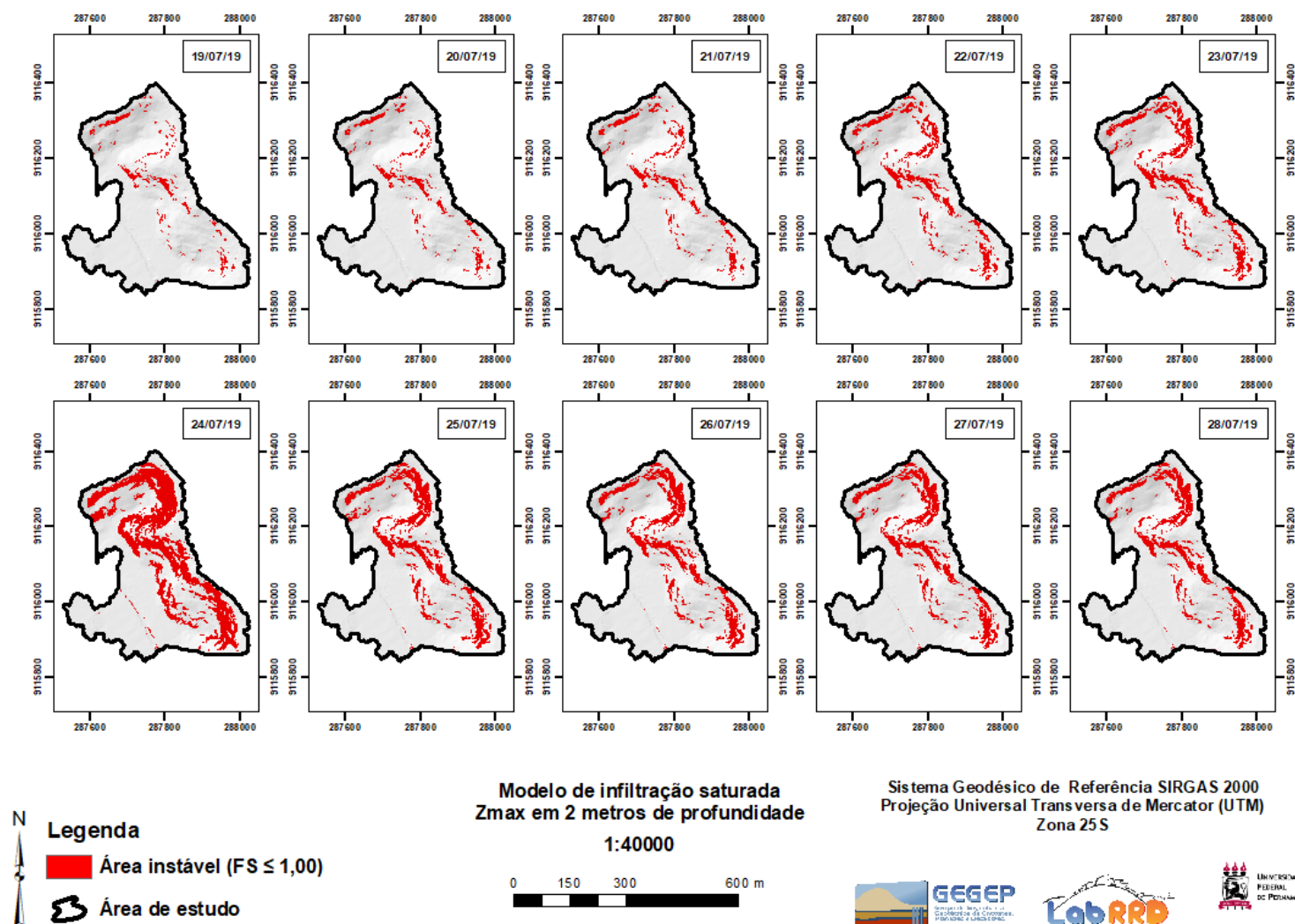
Fonte: A Autora (2022).

As Figura 150, Figura 151, Figura 152 e Figura 153 plotam a distribuição espacial da área instável para todos os dias analisados para as análises BSAT1, BSAT2, BSAT3 e BSAT4. Para todas as análises, BSAT1, BSAT2, BSAT3 e BSAT4, a sequência de mapas mostra que a área classificada com $FS \leq 1,00$ apresentou aumento significativo com o passar dos dias, até chegar no seu máximo, em 24/07, devido a precipitação de 180mm, sendo esse o primeiro dia mais crítico, após o qual a área instável volta a baixar. Destaca-se que nesse cenário o FS_{\min} foi calculado na profundidade de 1,00, 2,00, 3,00 e 4,00 metros a partir da superfície, coincidindo com a profundidade atribuída ao Z_{max} .

Nota-se que, à medida que se aumenta o valor de Z_{max} , as áreas classificadas com $FS \leq 1,00$, para o dia crítico (24/07/19), diminuem. Acontece que a mesma precipitação não consegue manter o mesmo nível de poropressão alcançado nas análises anteriores, no dia mais crítico (24/07/19), em decorrência do maior valor de Z_{max} adotado, consequentemente, a % de área instável varia ao longo dos dias de maneira menos acentuada que na análise BSAT1.

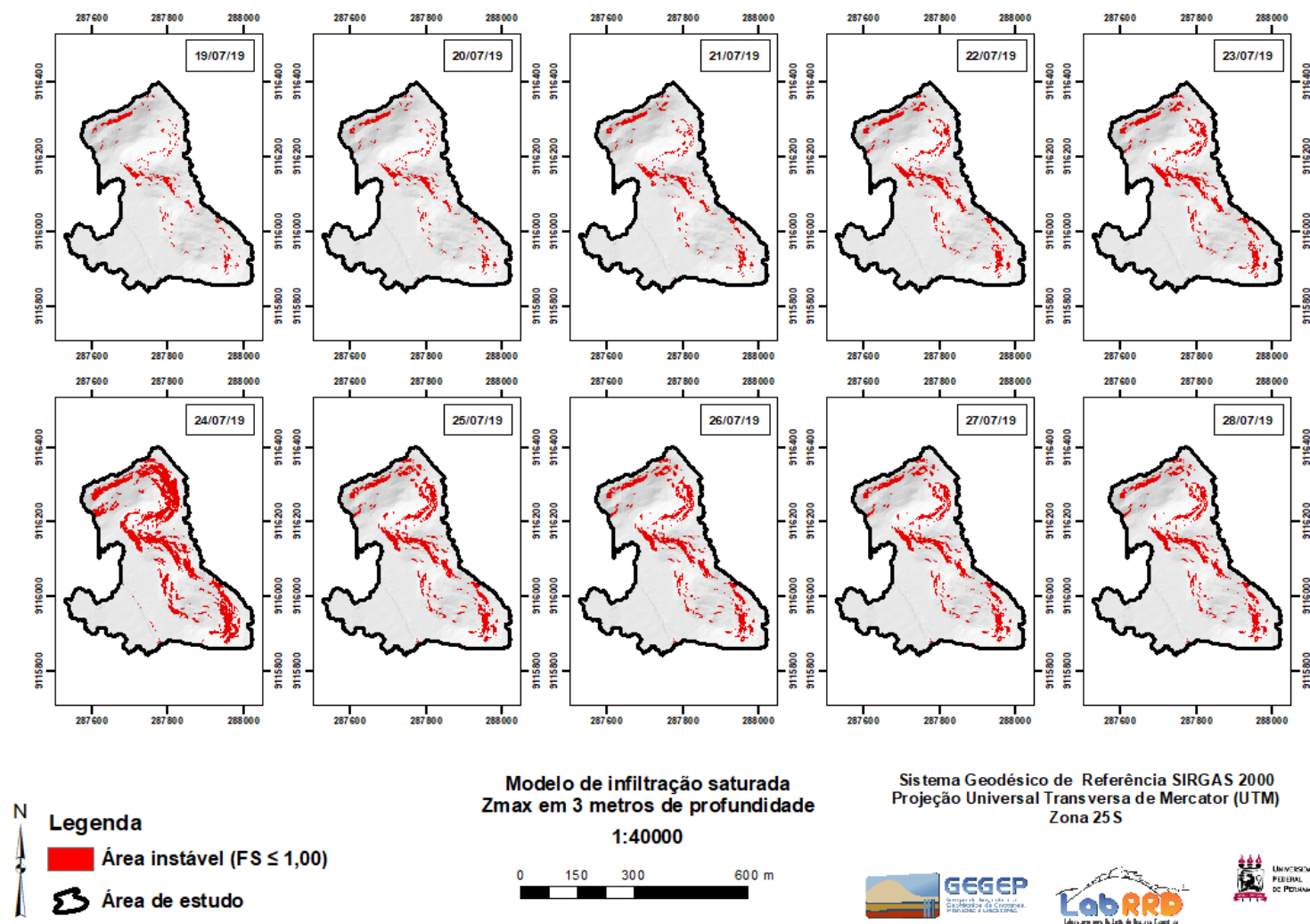
As Figura 154, Figura 155, Figura 156 e Figura 157 apresentam a distribuição de poropressão na profundidade correspondente ao FS_{\min} para as análises BSAT1, BSAT2, BSAT3 e BSAT4. A sequência de mapas mostram uma mudança significativa das condições iniciais de poropressão a partir do dia 19/07/19 até 24/07/19, devido a precipitação de 180mm. Nesse dia, em algumas localidades, a pressão hidrostática é igual 0,9997 m, para a análise BSAT1; 1,999, para a análise BSAT2; 2,043, para a análise BSAT3 e 1,68, para a análise BSAT4. Percebe-se que os mapas são os mesmos que os mapas das análises ASAT. Isso se deve ao fato de que para as análises de fluxo, os parâmetros de resistência não interferem.

Figura 151 – Análises BSAT2: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



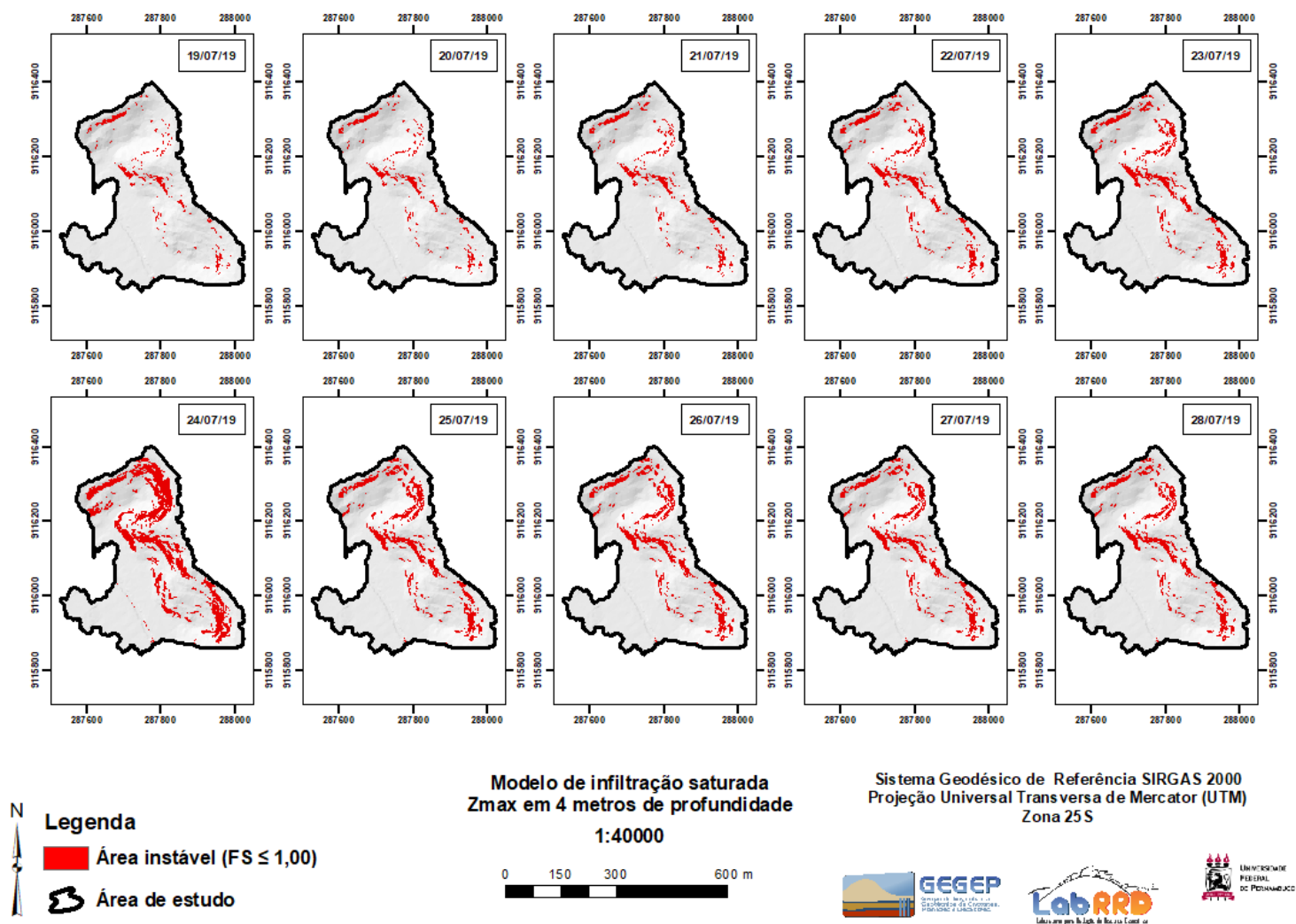
Fonte: A Autora (2022).

Figura 152 – Análises BSAT3: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



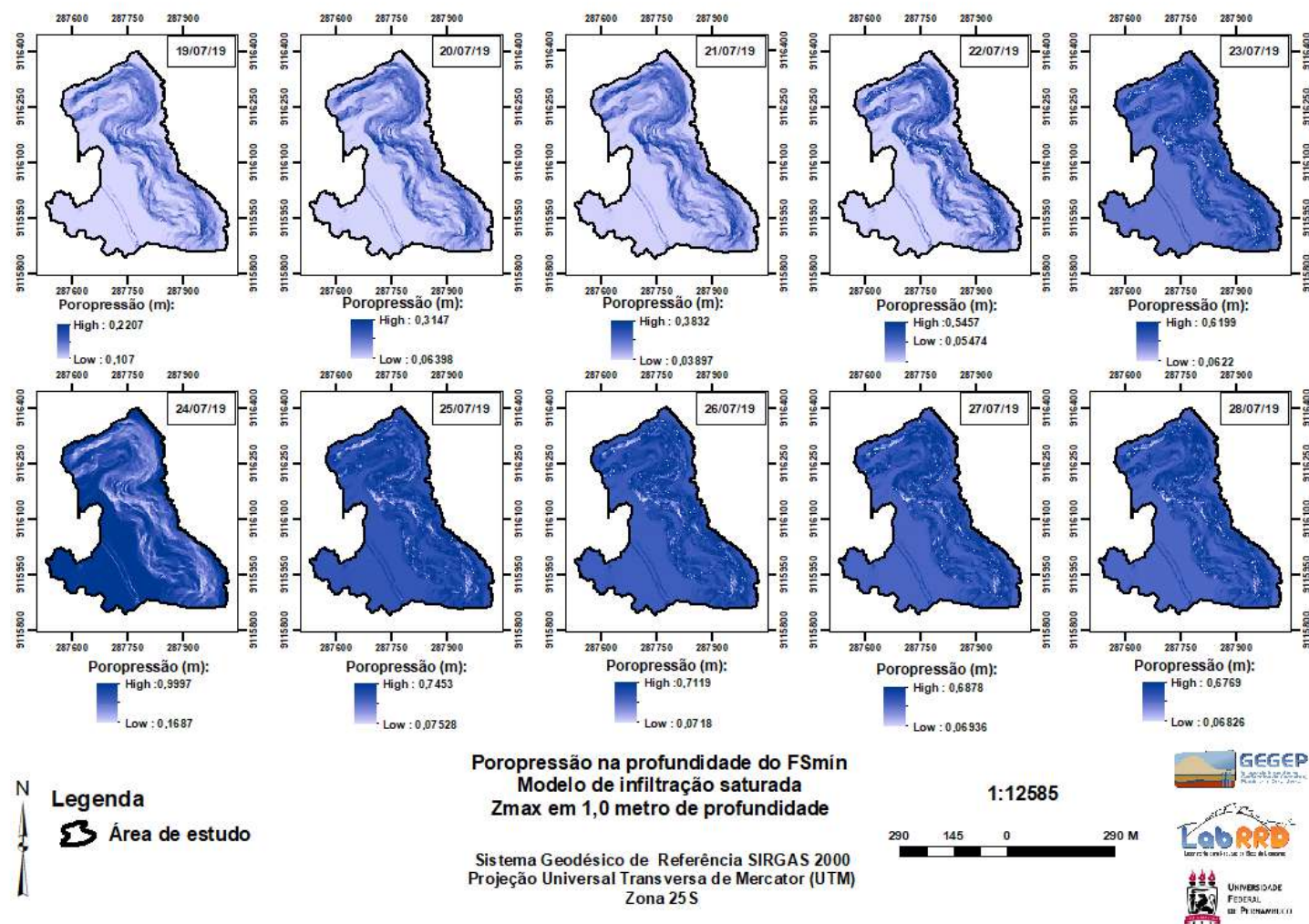
Fonte: A Autora (2022).

Figura 153 – Análises BSAT4: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



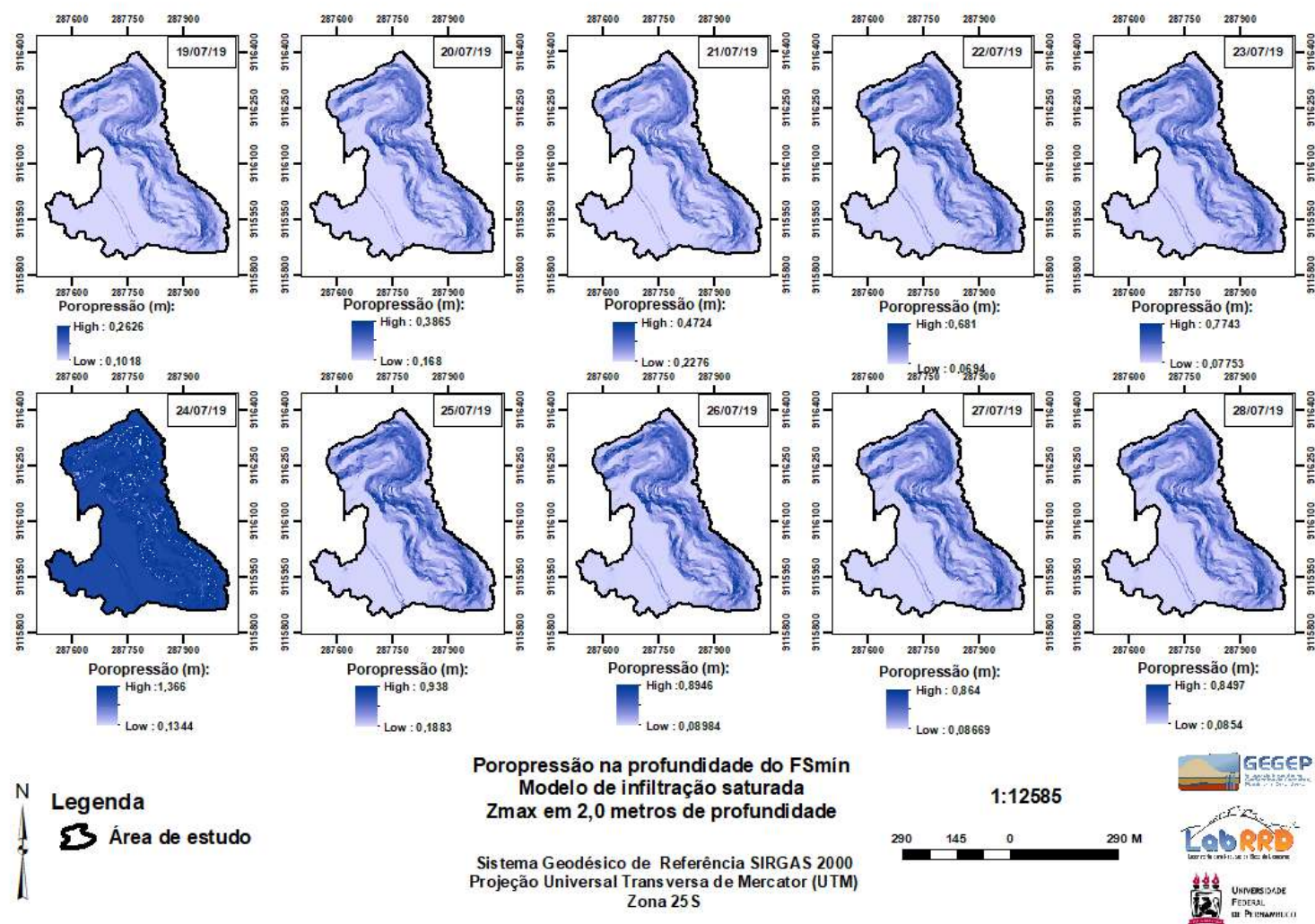
Fonte: A Autora (2022).

Figura 154 – Análise BSAT1: Variação da poropressão com a precipitação.



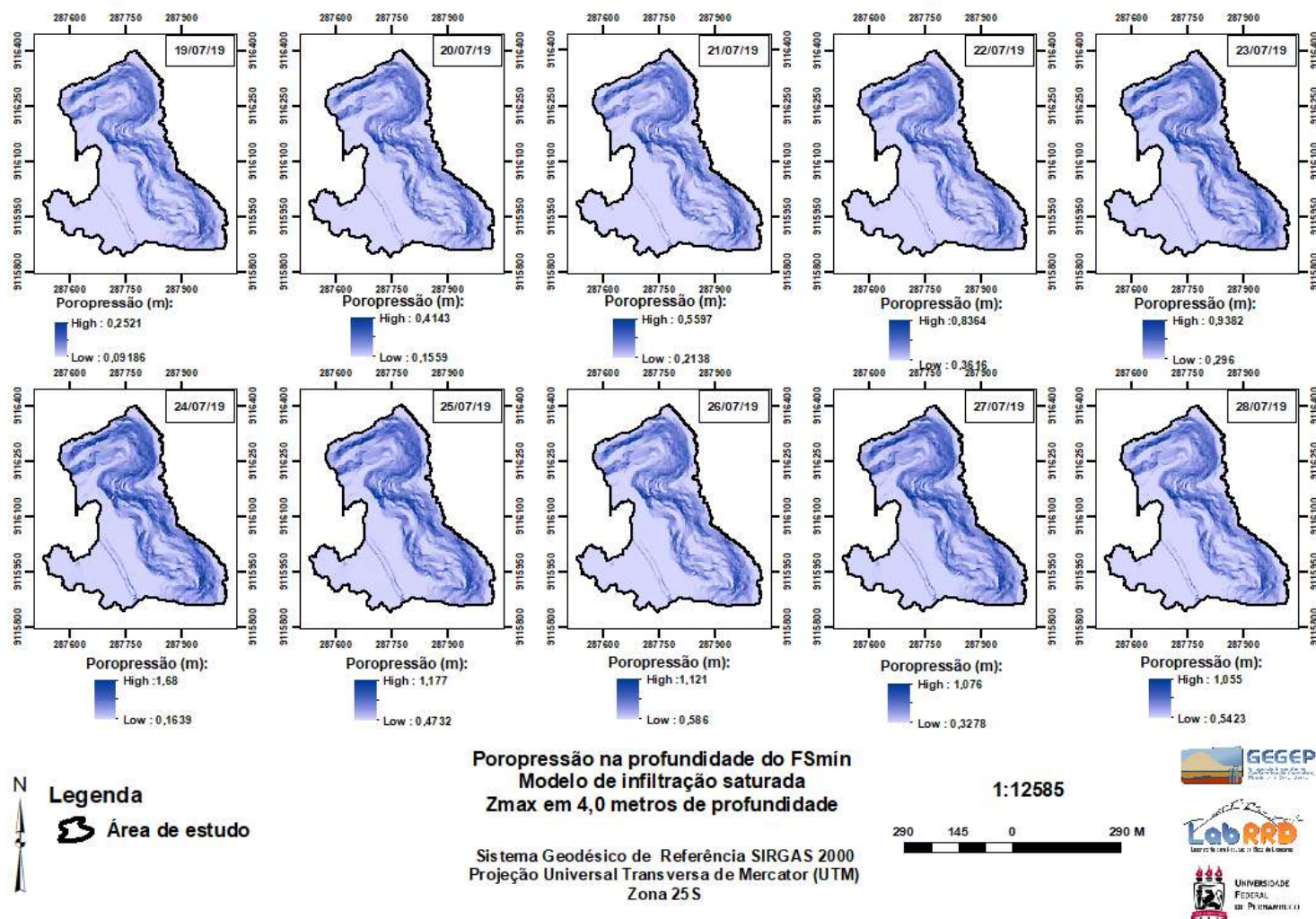
Fonte: A Autora (2022).

Figura 155 – Análise BSAT2: Variação da poropressão com a precipitação.



Fonte: A Autora (2022).

Figura 157 – Análise BSAT4: Variação da poropressão com a precipitação.



Fonte: A Autora (2022).

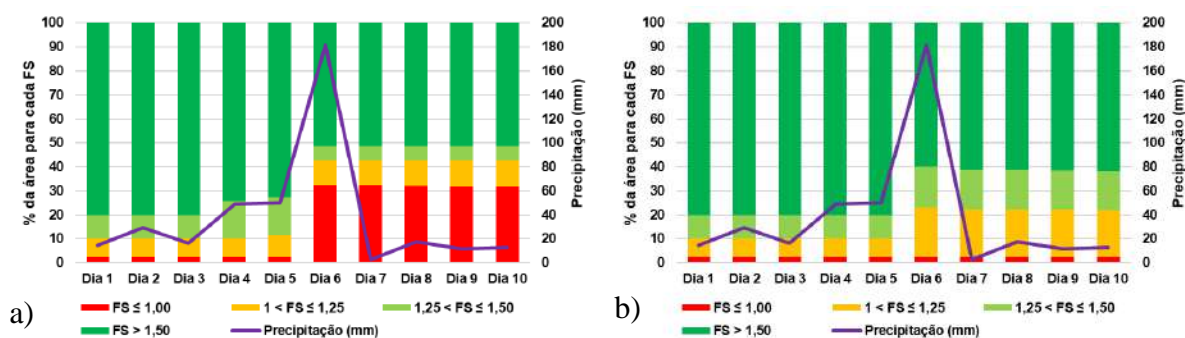
7.1.4.2 Análise BNSAT

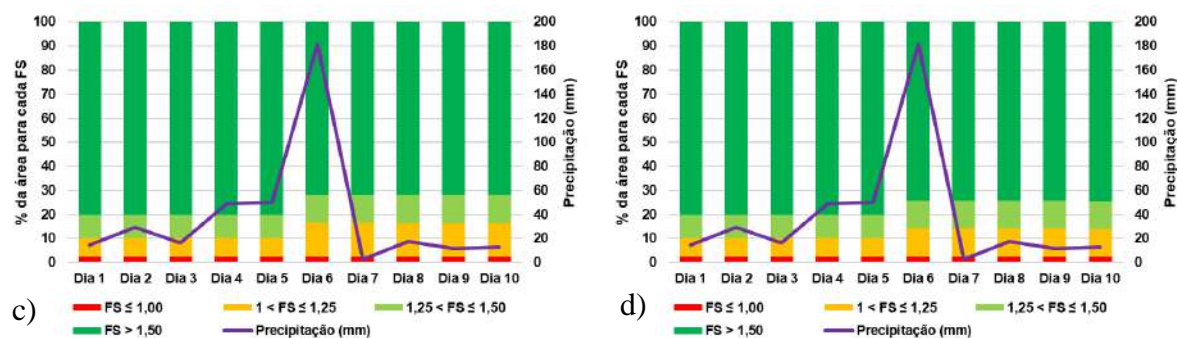
Nas análises do cenário A, também foi considerado o modelo de infiltração inicial não saturada. O modelo de infiltração inicial não saturada para quatro valores de Z_{max} iguais a 1, 2, 3 e 4 metros, foram denominadas como BNSAT1, BNSAT2, BNSAT3 e BNSAT4 respectivamente. Vale destacar que nessas análises o Z_{max} e o nível de água também são considerados constantes para toda área de estudo. O gráfico da Figura 158 apresenta a relação entre a porcentagem de área para cada valor de FS em relação a área total considerada e a precipitação.

A análise do gráfico mostra que a análise BNSAT1 teve a porcentagem de áreas instáveis constantes até o dia 24/07. A partir daí, houve um aumento significativo passando a 32,41%, e permanecendo praticamente constante até o último dia, 28/07. Já as análises BNSAT2, BNSAT3, BNSAT4 apresentaram áreas instáveis no valor de 2,55% para todos os dias analisados.

Entretanto, apesar de nas análises BNSAT2, BNSAT3, BNSAT4 não ter sido observado aumento significativo da área instável ($FS \leq 1$), as áreas marginalmente instáveis ($1 < FS \leq 1,25$) e moderadamente estáveis ($1,25 < FS \leq 1,50$) aumentaram de forma significativa. Na análise BNSAT2, por exemplo, as duas áreas juntas (marginalmente instáveis e moderadamente estáveis) somam 37,59% da área total, no dia 24/07/19.

Figura 158 – Relação entre a porcentagem de área instável e a precipitação: a) BNSAT1; b) BNSAT2; c) BNSAT3; c) BNSAT4.





Fonte: A Autora (2022).

As Figura 159 e Figura 160 plotam a distribuição espacial da área instável para todos os dias analisados para as análises BNSAT1, BNSAT2, BNSAT3 e BNSAT4. Na análise BNSAT1, a sequência de mapas mostra que a área classificada com $FS \leq 1,00$ apresentou-se constante com o passar dos dias, com área instável quase que insignificante quando comparada a área total, até chegar no dia 24/07, quando houve um aumento considerável nas áreas instáveis, causado pela chuva de 180mm. Destaca-se que nesse cenário o FS_{\min} foi calculado na profundidade de 1,00 metro a partir da superfície.

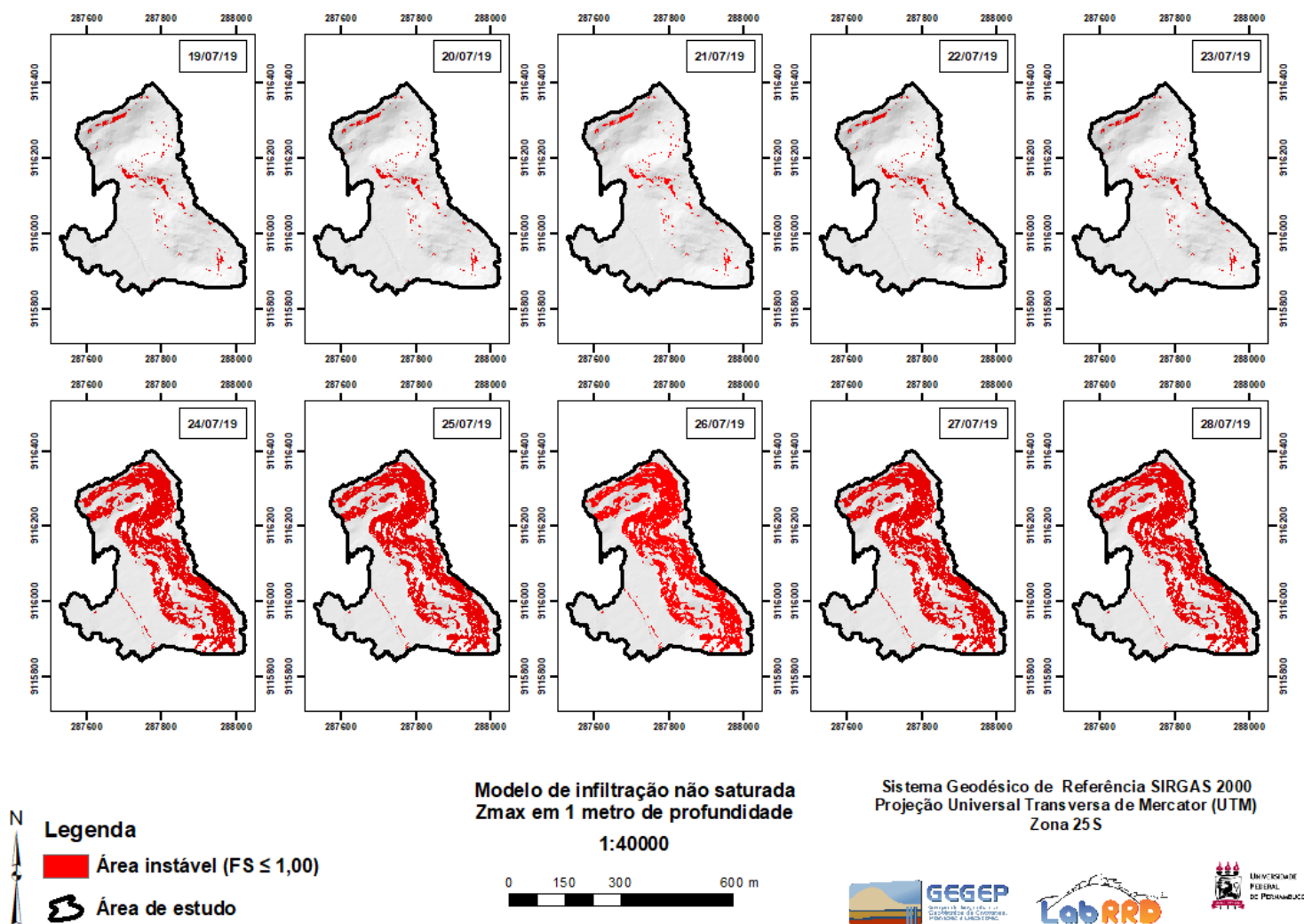
Nas análises BNSAT2, BNSAT3 e BNSAT4, as áreas instáveis permaneceram iguais do primeiro ao último dia. Vale destacar que, as análises não saturadas considerando os parâmetros de resistência do ensaio triaxial foram realizadas com coesão = 0. Este fato pode explicar o mapa da Figura 160. Sem coesão, a chuva que infiltra no solo, rapidamente causa a quebra das ligações entre as partículas e, a partir deste momento, as áreas instáveis são deflagradas. Além disso, como se trata de análises não saturadas, o solo ainda apresenta uma resistência maior.

As Figura 161, Figura 162, Figura 163 e Figura 164 apresentam a distribuição de poropressão na profundidade correspondente ao FS_{\min} para as análises BNSAT1, BNSAT2, BNSAT3 e BNSAT4, respectivamente. Na análise BNSAT1, a sequência de mapas mostra que a poropressão manteve-se constante em todos os dias, corroborando o que foi observado na Figura 158. Verifica-se que, para profundidades pequenas, com solo não saturado, há uma elevação da resistência, com consequente inibição de aparecimento de áreas instáveis.

Na análise BNSAT2, percebe-se uma mudança das condições iniciais de poropressão a partir do dia 19/07/19 até 23/07/19, quando a poropressão para de aumentar e permanece constante até o fim das análises, dia 28/07/19. Este fato concorda com o gráfico da Figura 142, que mostra a área moderadamente estável aumentando até o dia 24/07/19 e permanecendo praticamente igual nos dias seguintes.

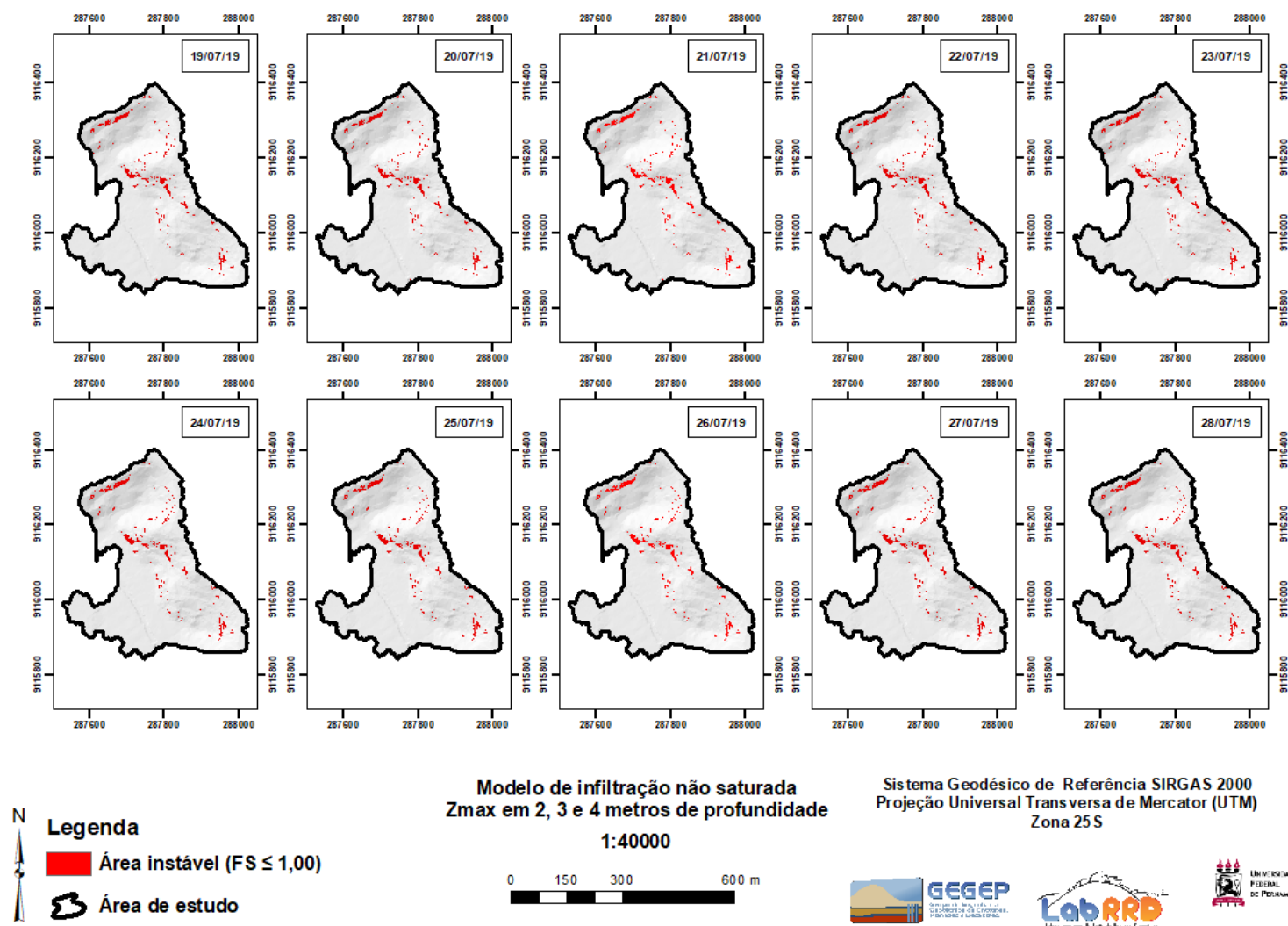
Já nas análises BNSAT3 e BNSAT4, a sequência de mapas mostra uma mudança considerável das condições iniciais de poropressão a partir do 18/07/19. Nos dias seguintes é observado um aumento progressivo da pressão hidrostática até 28/07/19, atingindo nessa data valores equivalentes a 2,999 e 2,265, para BNSAT3 e BNSAT4, respectivamente. em algumas localidades. Percebe-se que, para a análise BNSAT4, a mesma precipitação não conseguiu manter o nível de poropressão alcançado na análise BNSAT3, devido ao maior efeito da camada não saturada, em decorrência do maior valor de Z_{max} adotado, consequentemente, a % de área instável varia ao longo dos dias de maneira menos acentuada que na análise BNSAT3. Ressalta-se que foi observado o mesmo comportamento nos mapas das análises ANSAT. Isso se deve ao fato de que para as análises de fluxo, os parâmetros de resistência não interferem.

Figura 159 – Análise BNSAT1: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



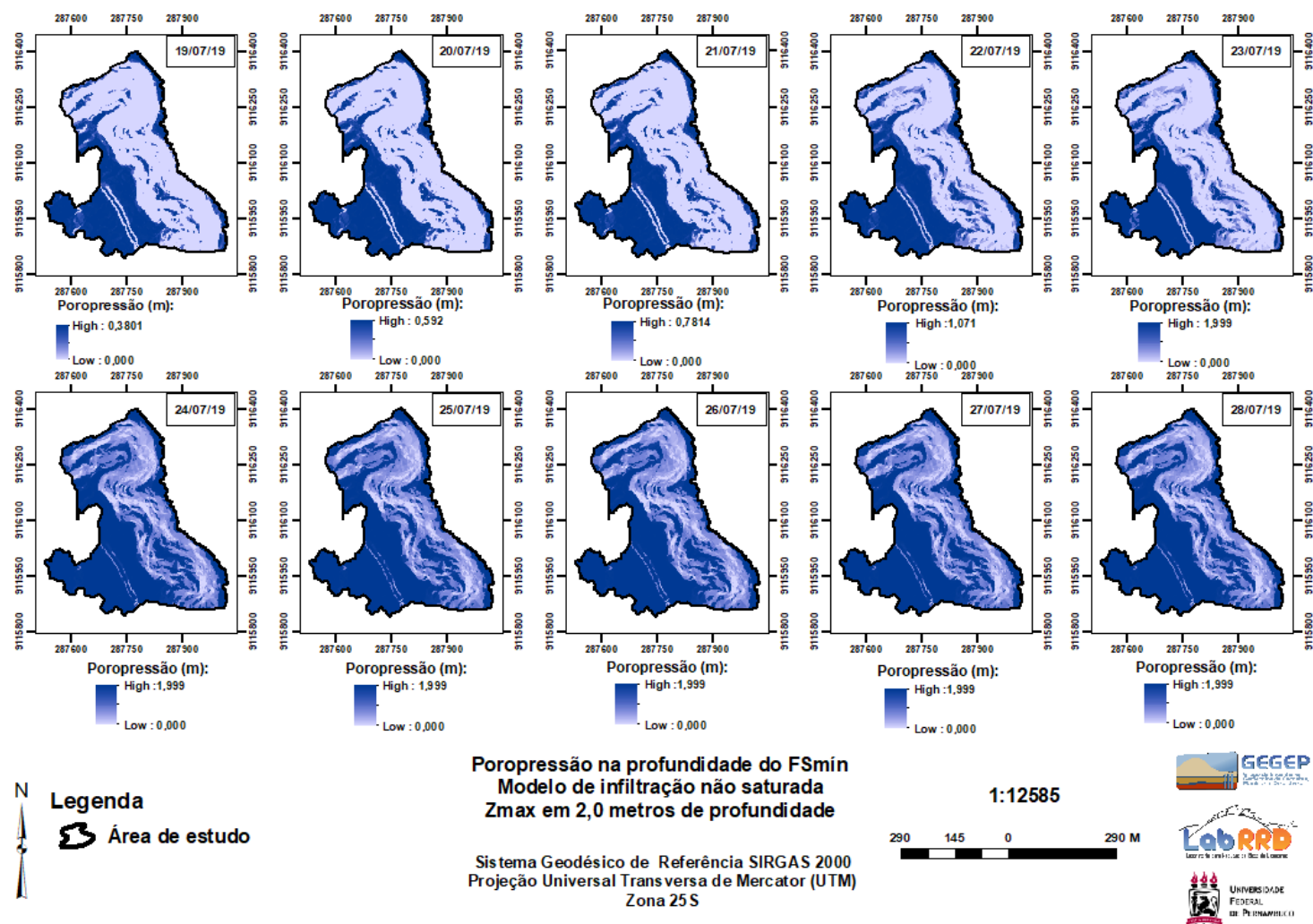
Fonte: A Autora (2022).

Figura 160 – Análise BNSAT2, BNSAT3 e BNSAT4: Variação da área instável ($FS \leq 1,00$) com a precipitação.



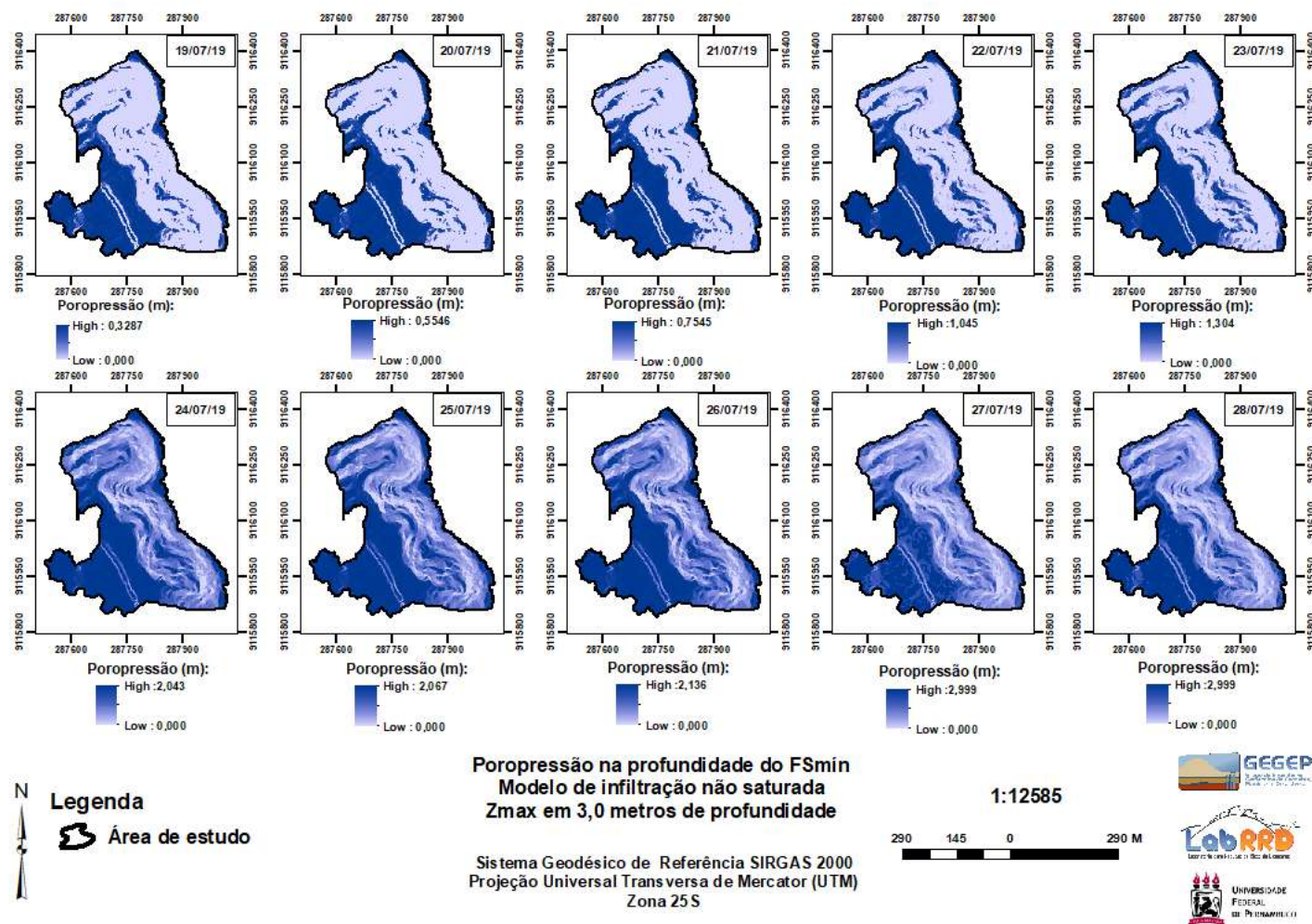
Fonte: A Autora (2022).

Figura 162 – Análise BNSAT2: Variação da poropressão com a precipitação.



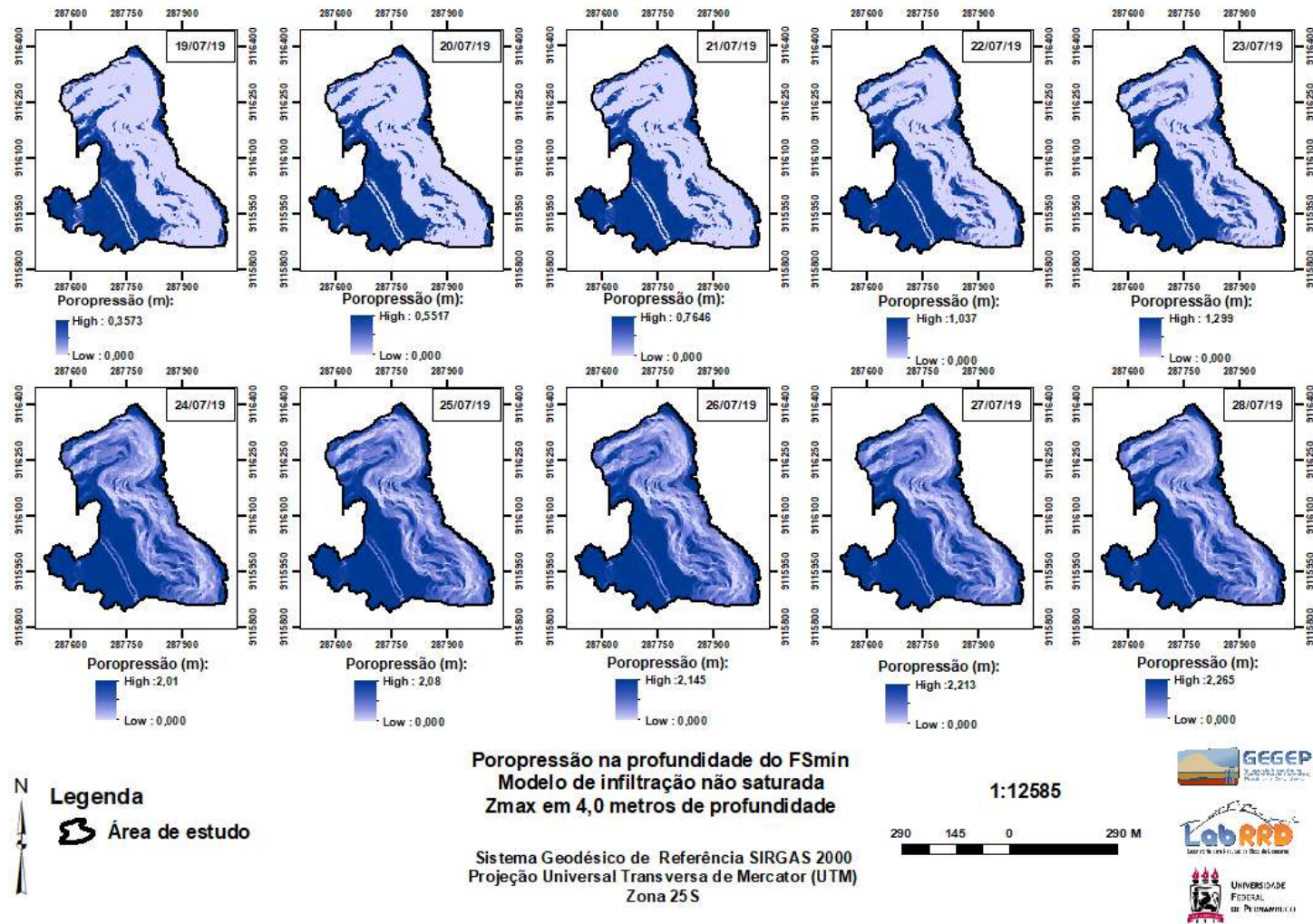
Fonte: A Autora (2022).

Figura 163 – Análise BNSAT3: Variação da poropressão com a precipitação.



Fonte: A Autora (2022).

Figura 164 – Análise BNSAT4: Variação da poropressão com a precipitação.



Fonte: A Autora (2022).

7.1.5 Mapas de suscetibilidade e validação

Nesta seção são apresentados os mapas de suscetibilidade e os resultados das validações das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo TRIGRS.

7.1.5.1 Cenário A

As Figura 165 a Figura 172 apresentam os mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais das análises do Cenário A. Esses mapas mostram o dia mais crítico (27/07/19) de cada análise e apresentam a classificação do FS em quatro classes, assim como os locais de ocorrência de deslizamentos registrados em 2019. As Tabela 60 a Tabela 64 apresentam as validações de cada um dos mapas de suscetibilidade por meio do método LR_{class} explicado no item 3.4. Vale ressaltar que os mapas de suscetibilidade das análises que não apresentaram área instável não puderam ser validados. São elas: ASAT1, ANSAT1 e ANSAT2.

A Tabela 60 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ASAT2. A tabela mostra que 1,28% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 53,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 93,25%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 93,25% de chance de incluí-lo.

A Tabela 61 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ASAT3. A tabela mostra que 4,67% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 73,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 91,36%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 91,36% de chance de incluí-lo.

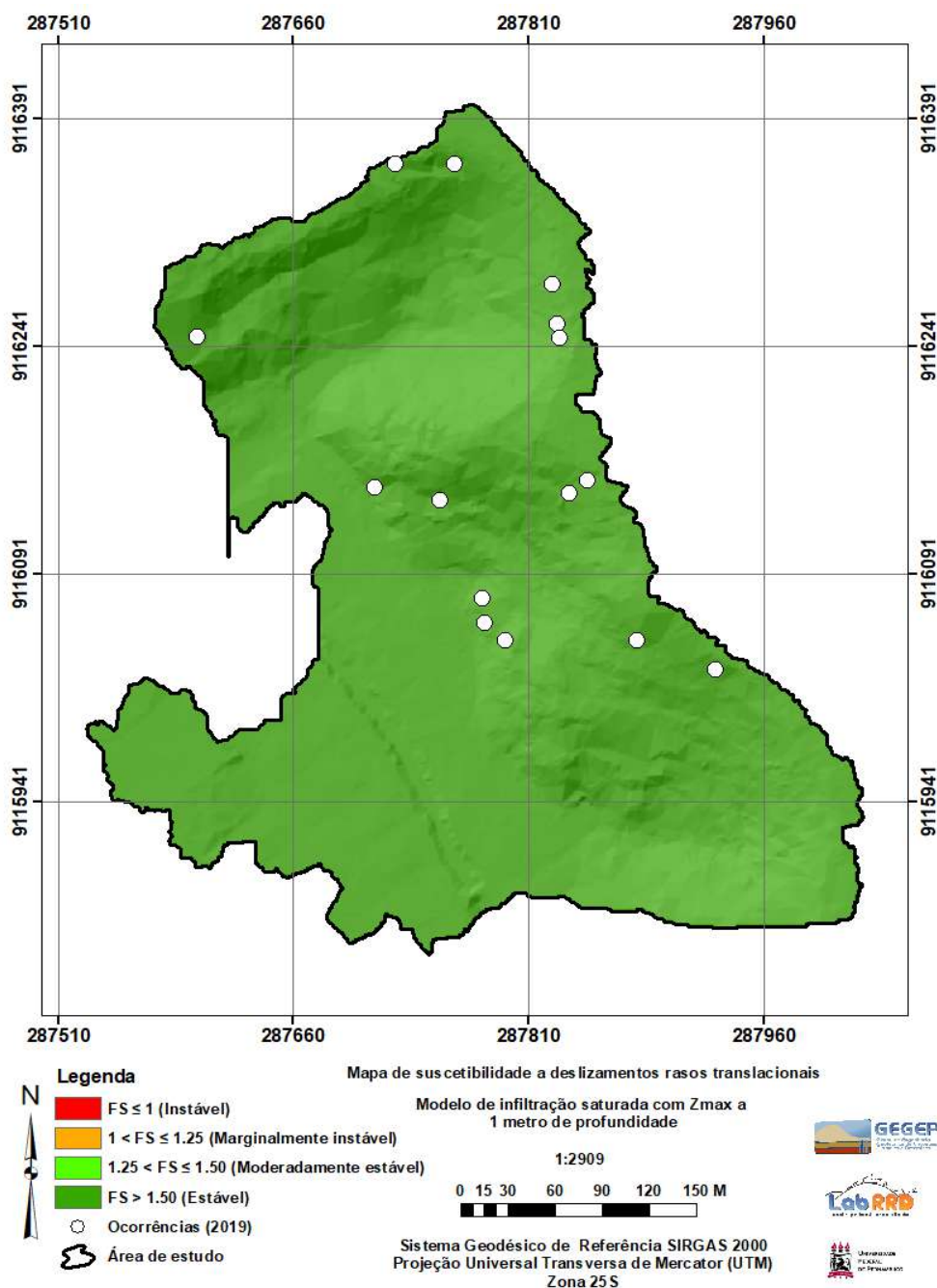
A Tabela 62 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ASAT4. A tabela mostra que 7,53% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 73,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 86,02%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 86,02% de chance de incluí-lo.

A Tabela 63 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ANSAT3. A tabela mostra que 0,18% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 0% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 0%. Isso significa que, apesar do modelo ter previsto uma pequena área instável, nenhuma das ocorrências

estava sobre essa área. Ou seja, se ocorrer um deslizamento, a área classificada como instável possui 0% de chance de incluí-lo.

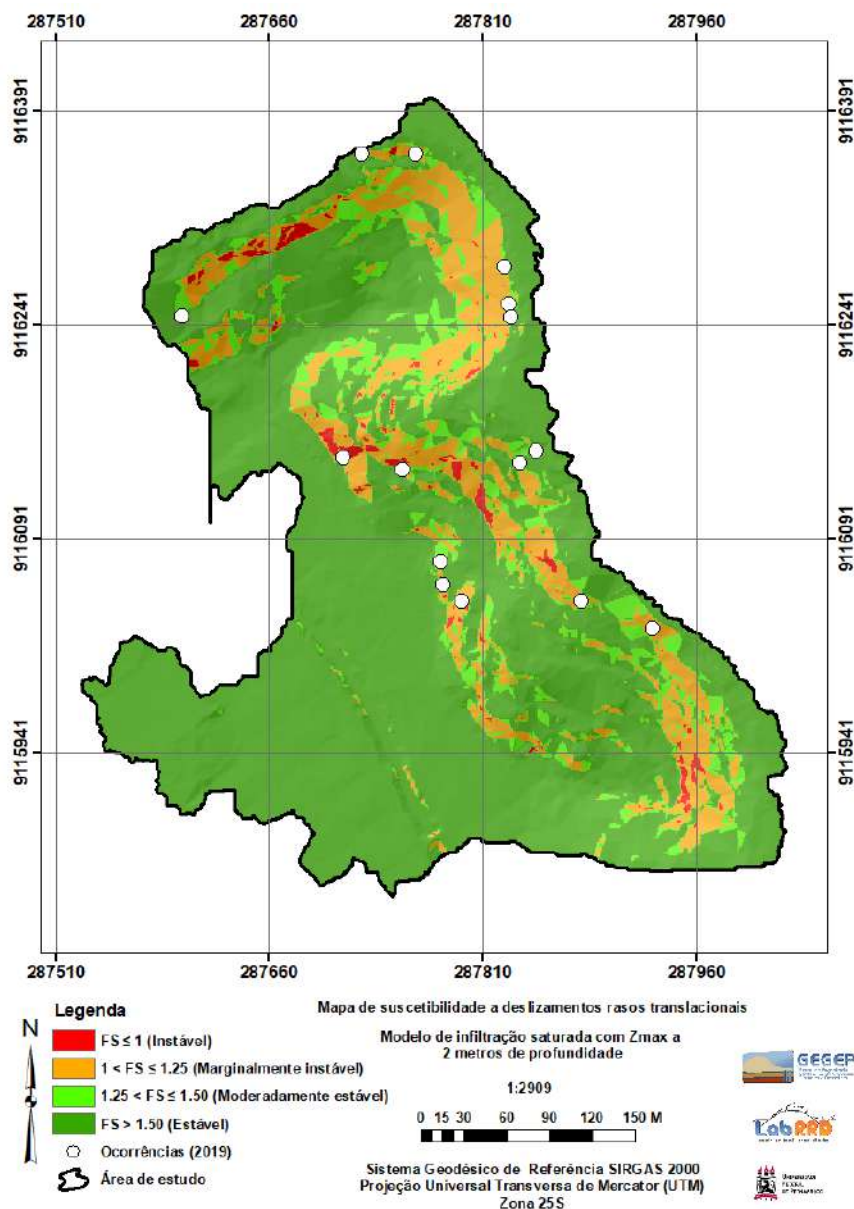
A Tabela 64 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ANSAT4. A tabela mostra que 0,81% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 33,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 89,26%. Isso significa que, apesar do valor menor que 1% para a área instável, se ocorrer um deslizamento a essa área possui 89,26% de chance de incluí-lo.

Figura 165 – Análises ASAT1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



Fonte: A Autora (2022)

Figura 166 – Análises ASAT2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



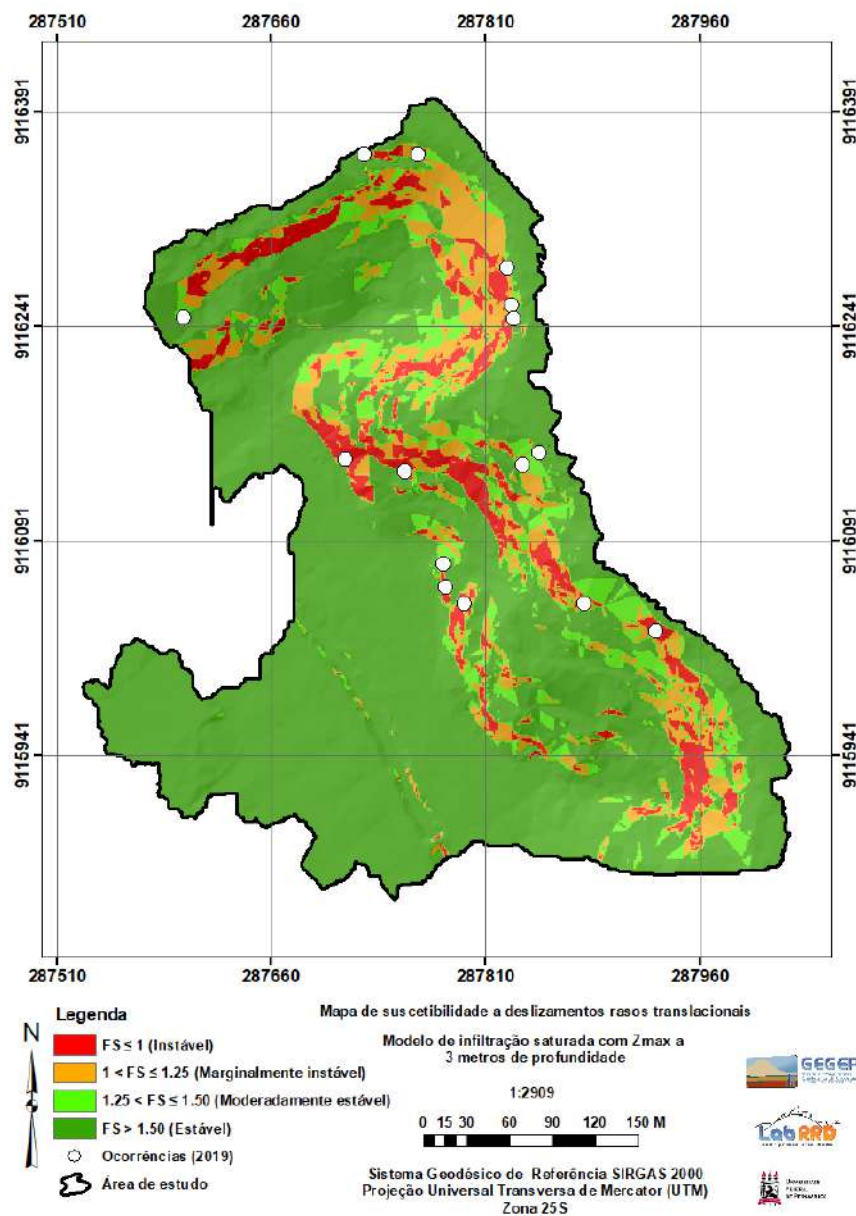
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 60 – Análise ASAT2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$FS \leq 1,00$	8	53,33	1,28	41,67	93,25
$1,00 < FS \leq 1,25$	3	20,00	14,07	1,42	3,18
$1,25 < FS \leq 1,50$	2	13,33	9,41	1,42	3,17
$FS > 1,50$	2	13,33	75,24	0,18	0,40
	15	100,00	100,00	44,68	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 167 – Análises ASAT3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



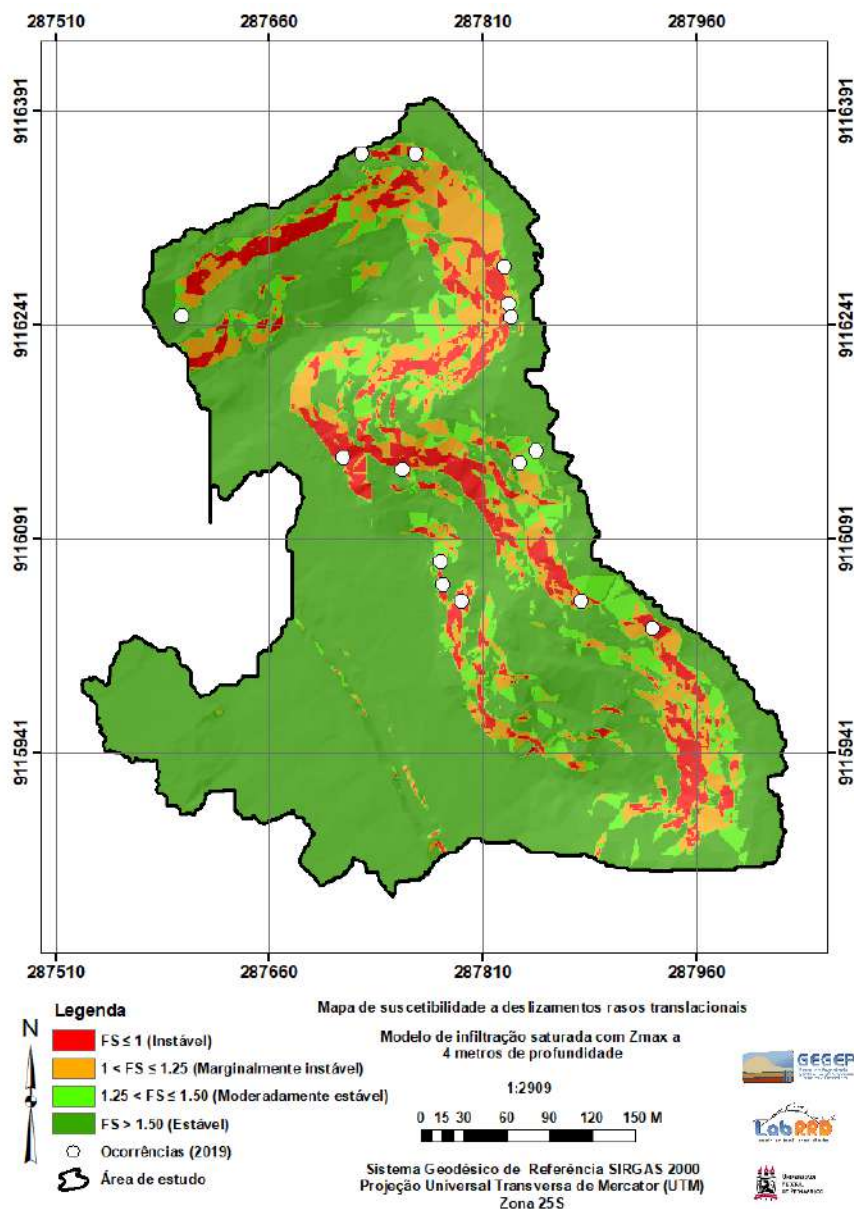
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 61 – Análise ASAT3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
FS ≤ 1,00	11	73,33	4,67	15,70	91,36
1,00 < FS ≤ 1,25	0	0,00	12,31	0,00	0,00
1,25 < FS ≤ 1,50	2	13,33	10,24	1,30	7,58
FS > 1,50	2	13,33	72,78	0,18	1,07
	15	100,00	100,00	17,19	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 168 – Análises ASAT4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



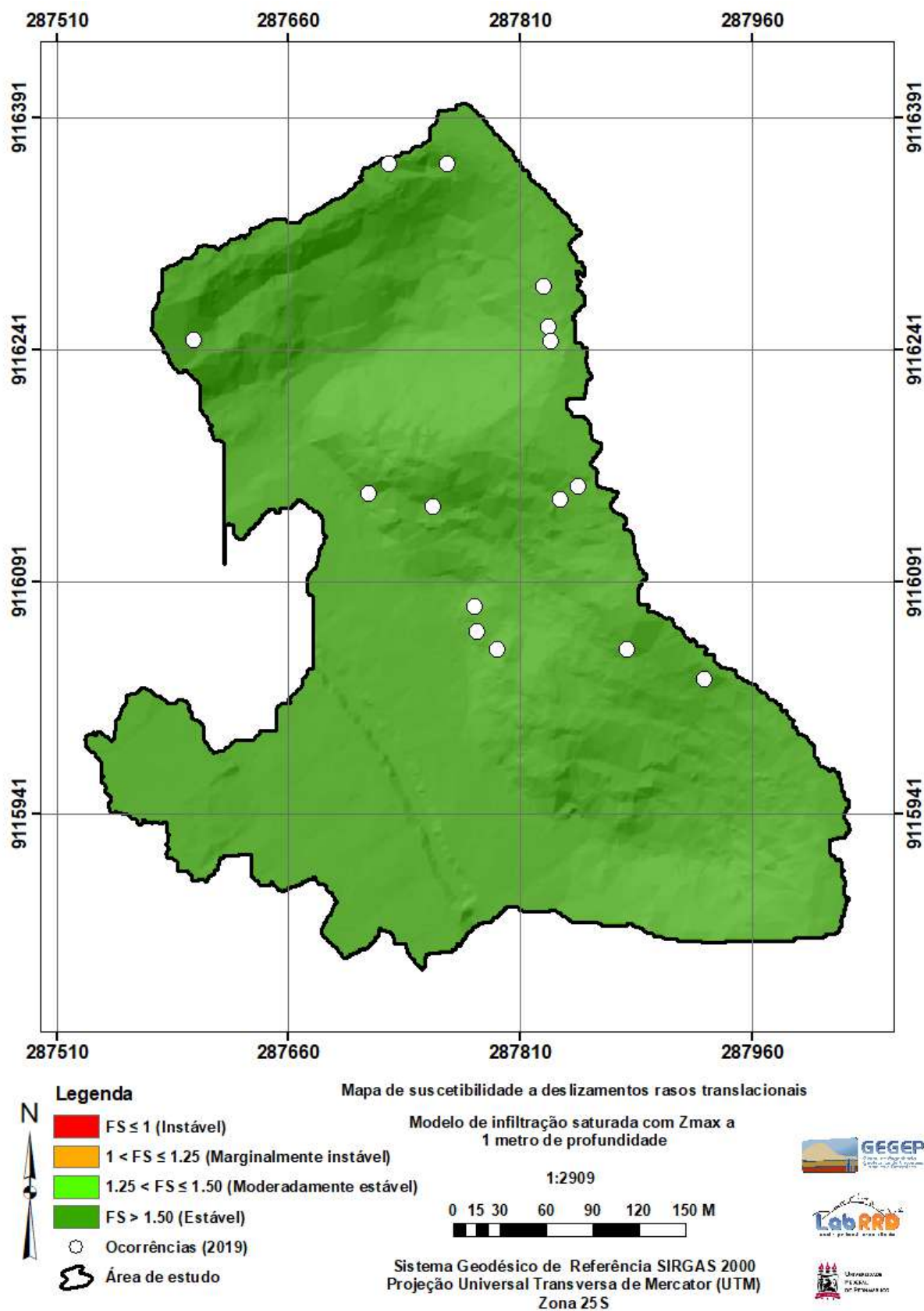
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 62 – Análise ASAT4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$FS \leq 1,00$	11	73,33	7,53	9,74	86,02
$1,00 < FS \leq 1,25$	0	0,00	11,58	0,00	0,00
$1,25 < FS \leq 1,50$	2	13,33	9,55	1,40	12,33
$FS > 1,50$	2	13,33	71,34	0,19	1,65
	15	100,00	100,00	11,32	100,00

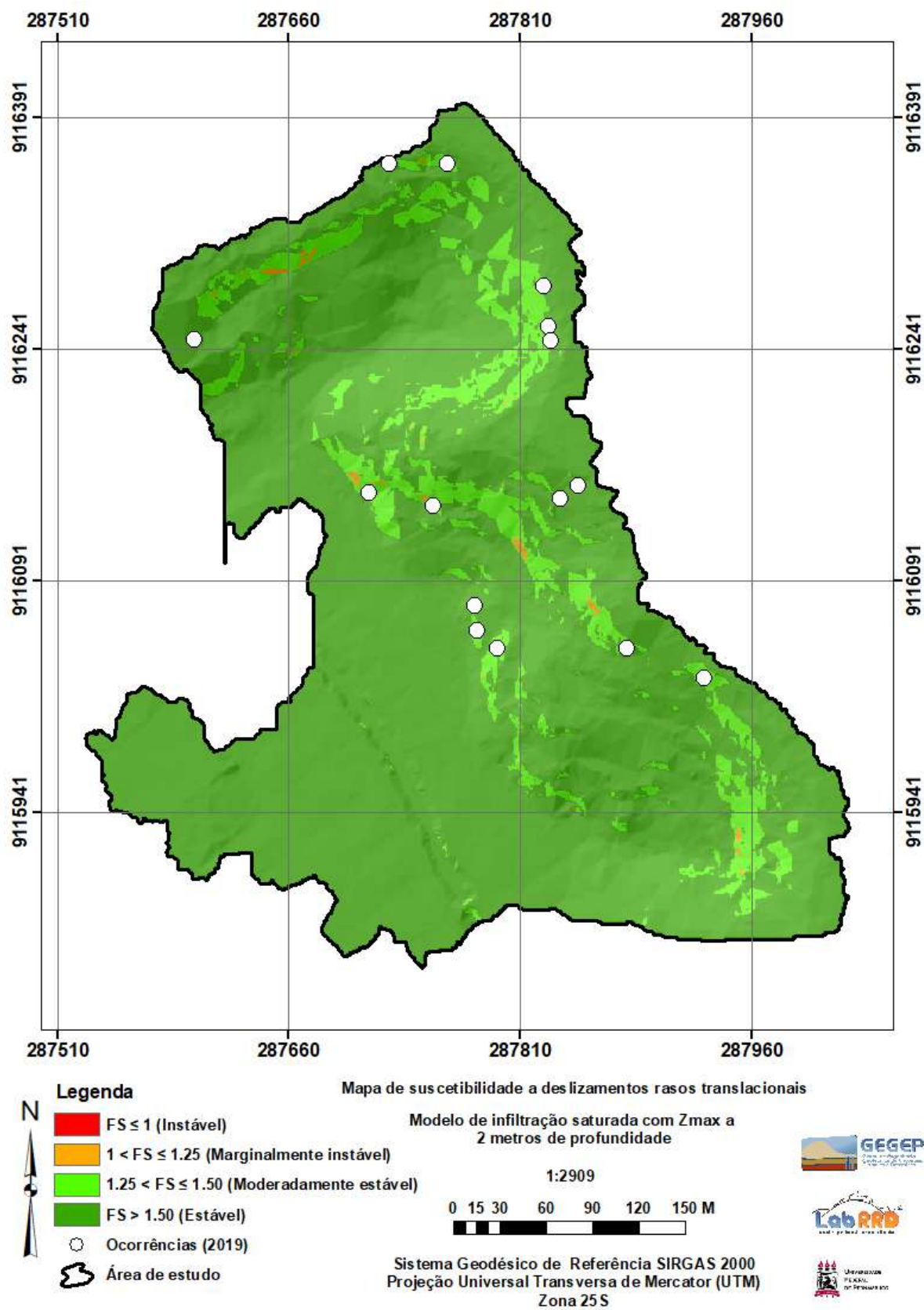
Fonte: A Autora (2022)

Figura 169 – Análises ANSAT1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



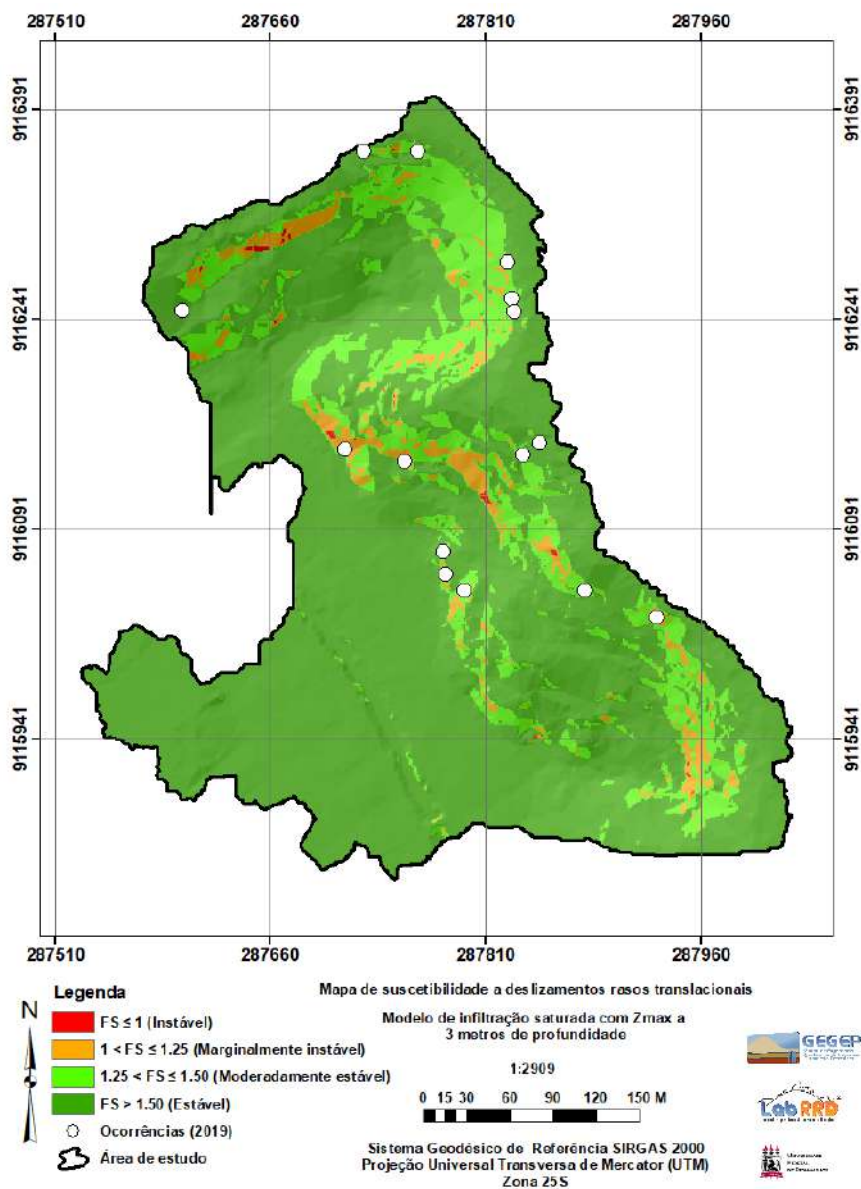
Fonte: A Autora (2022)

Figura 170 – Análises ANSAT2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



Fonte: A Autora (2022)

Figura 171 – Análises ANSAT3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



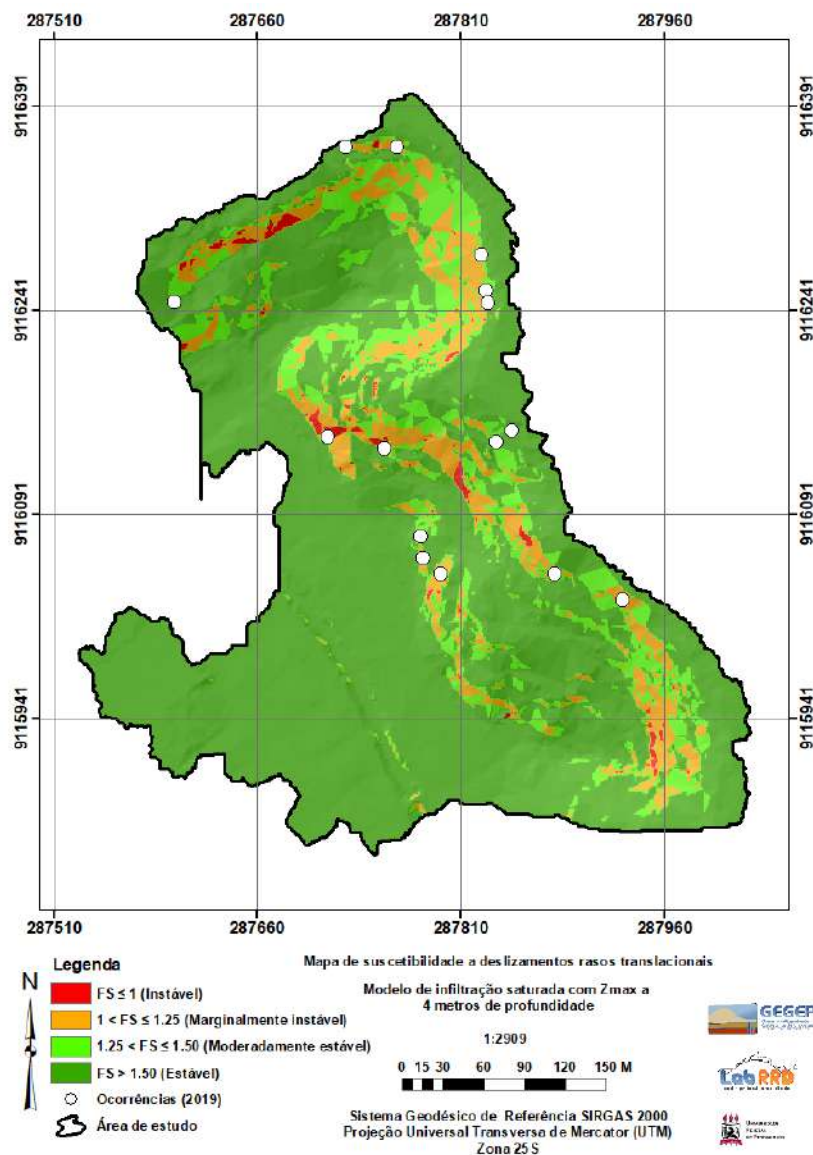
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 63 – Análise ANSAT3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método LR Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR _{class} (e)=c/d	% LR _{class} =e/f
FS ≤ 1,00	0	0,00	0,12	0,00	0,00
1,00 < FS ≤ 1,25	11	73,33	4,10	17,89	96,36
1,25 < FS ≤ 1,50	1	6,67	15,65	0,43	2,29
FS > 1,50	3	20,00	80,13	0,25	1,34
	15	100,00	100,00	18,56	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 172 – Análises ANSAT4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



Fonte: A Autora (2022)

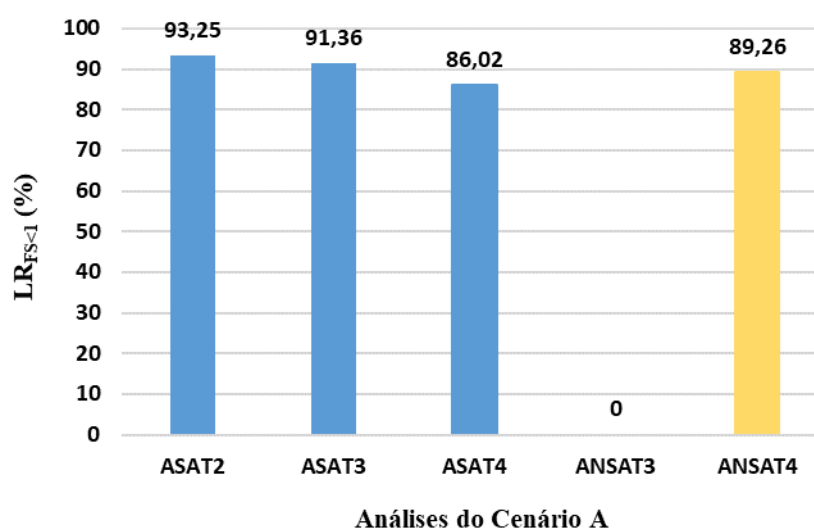
Tabela 64 – Análise ANSAT4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método LR_{Class} .

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$FS \leq 1,00$	5	33,33	0,81	41,15	89,26
$1,00 < FS \leq 1,25$	6	40,00	9,55	4,19	9,09
$1,25 < FS \leq 1,50$	1	6,67	13,35	0,50	1,08
$FS > 1,50$	3	20,00	76,29	0,26	0,57
	15	100,00	100,00	46,10	100,00

Fonte: A Autora (2022)

A Figura 173 apresenta a comparação da $\%LR_{FS \leq 1,00}$ das análises do Cenário A na condição saturada e não saturada. O gráfico mostra que as análises SAT com $Z_{max} = 2,00, 3,00 \text{ e } 4,00m$ apresentaram $\%LR_{FS \leq 1,00} \geq 70\%$, desse modo, são classificadas como um bom resultado de acordo com o Park, Nikhil e Lee (2013). Já a análise ANSAT3 apresentou $\%LR_{FS \leq 1,00} = 0\%$, não sendo capaz de prever nenhuma ocorrência. A análise ANSAT4 também apresentou bom resultado, sendo capaz de prever 89,26% das ocorrências. Devido a melhor ponderação entre a % de área instável e o número de acertos dos pontos de deslizamento a análise ASAT2 é a mais precisa do Cenário A, apresentando $\%LR_{FS \leq 1,00} = 93,25\%$.

Figura 173 – Comparação da $\%LR_{FS < 1}$ para as análises do Cenário A



Fonte: A Autora (2022)

7.1.5.2 Cenário B

As Figura 174 a Figura 181 apresentam os mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais das análises do Cenário B. Esses mapas mostram o dia mais crítico (27/07/19) de cada análise e apresentam a classificação do FS em quatro classes, assim como os locais de ocorrência de deslizamentos registrados em 2019. As Tabela 65 a Tabela 72 apresentam as validações de cada um dos mapas de suscetibilidade por meio do método LR_{class} explicado no item 3.4.

A Tabela 65 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSAT1. A tabela mostra que 33,48% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 93,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 78,67%. Isso

significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 78,67% de chance de incluí-lo.

A Tabela 66 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSAT2. A tabela mostra que 26,10% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 86,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 61,83%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 61,83% de chance de incluí-lo.

A Tabela 67 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSAT3. A tabela mostra que 16,94% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 73,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 72,81%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 72,81% de chance de incluí-lo.

A Tabela 68 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSAT4. A tabela mostra que 12,50% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 73,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 76,43%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 76,43% de chance de incluí-lo.

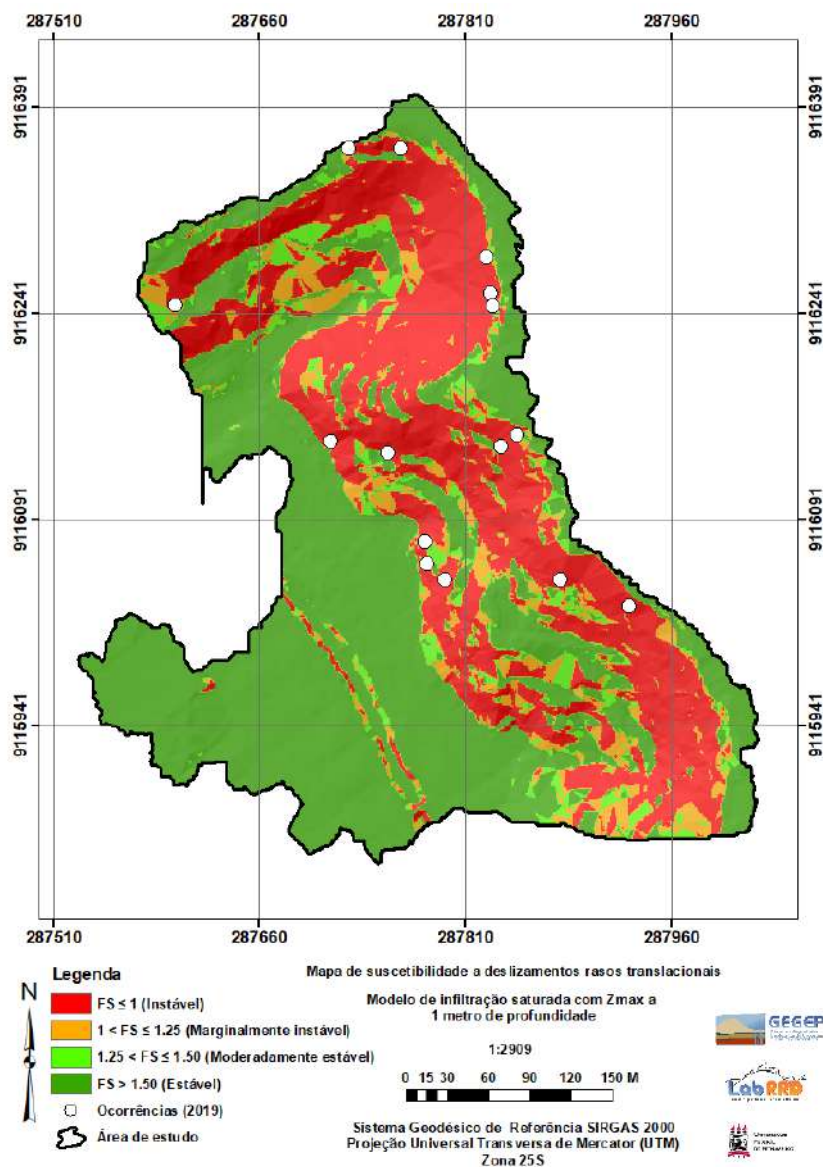
A Tabela 69 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BNSAT1. A tabela mostra que 32,41% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 86,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 67,42%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 67,42% de chance de incluí-lo.

A Tabela 70 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BNSAT2. A tabela mostra que 2,55% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 53,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 91,36%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 91,36% de chance de incluí-lo.

A Tabela 71 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BNSAT3. A tabela mostra que 2,55% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 46,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 85,03%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 85,03% de chance de incluí-lo.

A Tabela 72 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BNSAT4. A tabela mostra que 2,55% da área foi classificada como instável pelo modelo TRIGRS, abrangendo 46,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{FS \leq 1,00}$ é 83,48%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 83,48% de chance de incluí-lo.

Figura 174 – Análises BSAT1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais.



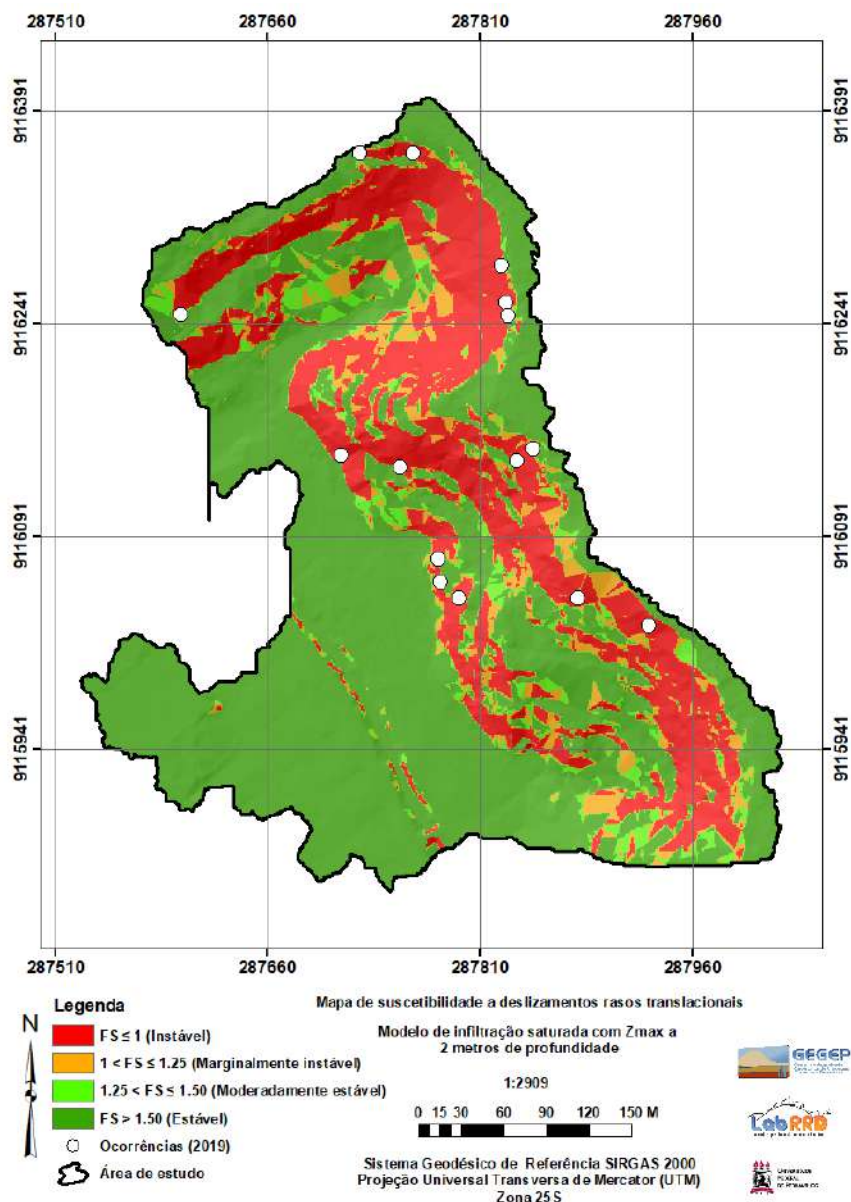
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 65 – Análise BSAT1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
FS ≤ 1,00	14	93,33	33,48	2,79	78,67
1,00 < FS ≤ 1,25	1	6,67	8,82	0,76	21,33
1,25 < FS ≤ 1,50	0	0,00	5,94	0,00	0,00
FS > 1,50	0	0,00	51,33	0,00	0,00
	15	100,00	99,57	3,54	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 175 – Análises BSAT2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



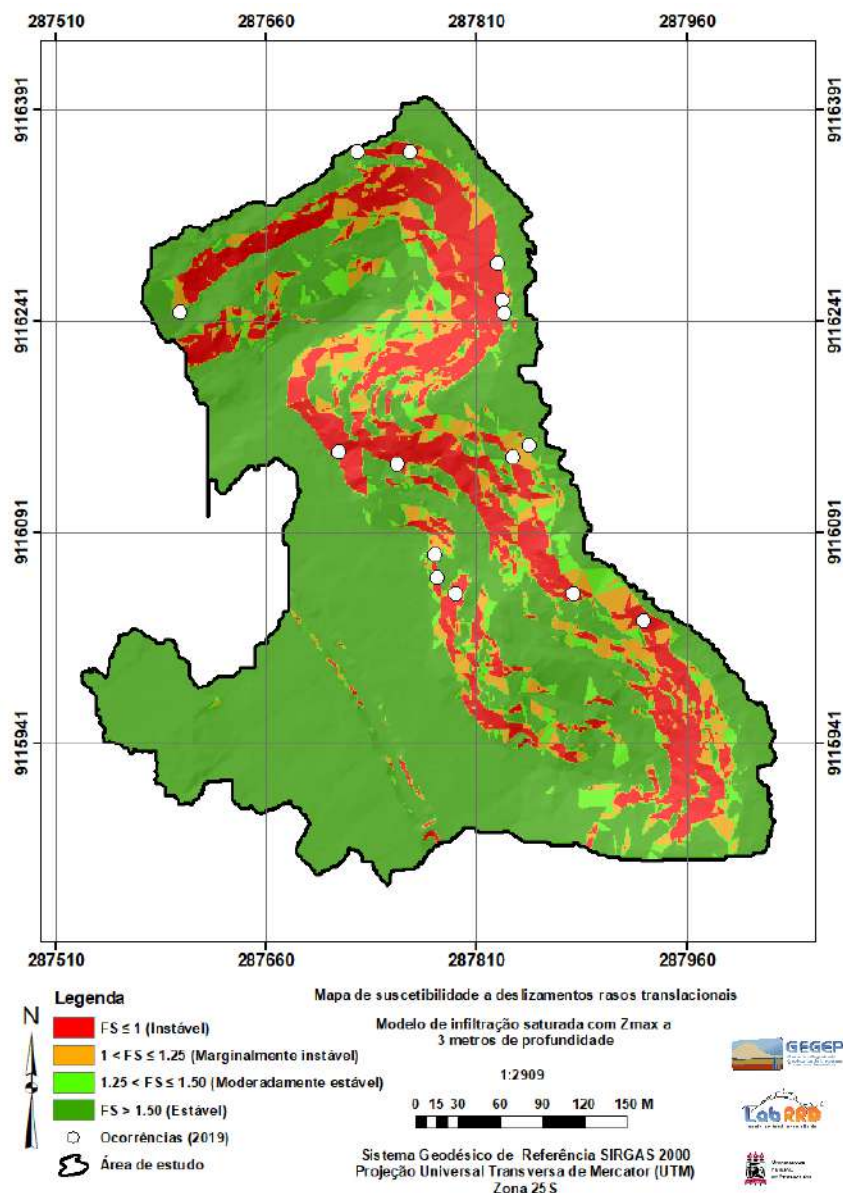
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 66 – Análise BSAT2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	$L_{R_{class}}$ (e)=c/d	% $L_{R_{class}}$ =e/f
FS ≤ 1,00	13	86,67	26,10	3,32	61,83
1,00 < FS ≤ 1,25	1	6,67	7,40	0,90	16,77
1,25 < FS ≤ 1,50	1	6,67	5,80	1,15	21,40
FS > 1,50	0	0,00	60,70	0,00	0,00
	15	100,00	100,00	5,37	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 176 – Análises BSAT3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



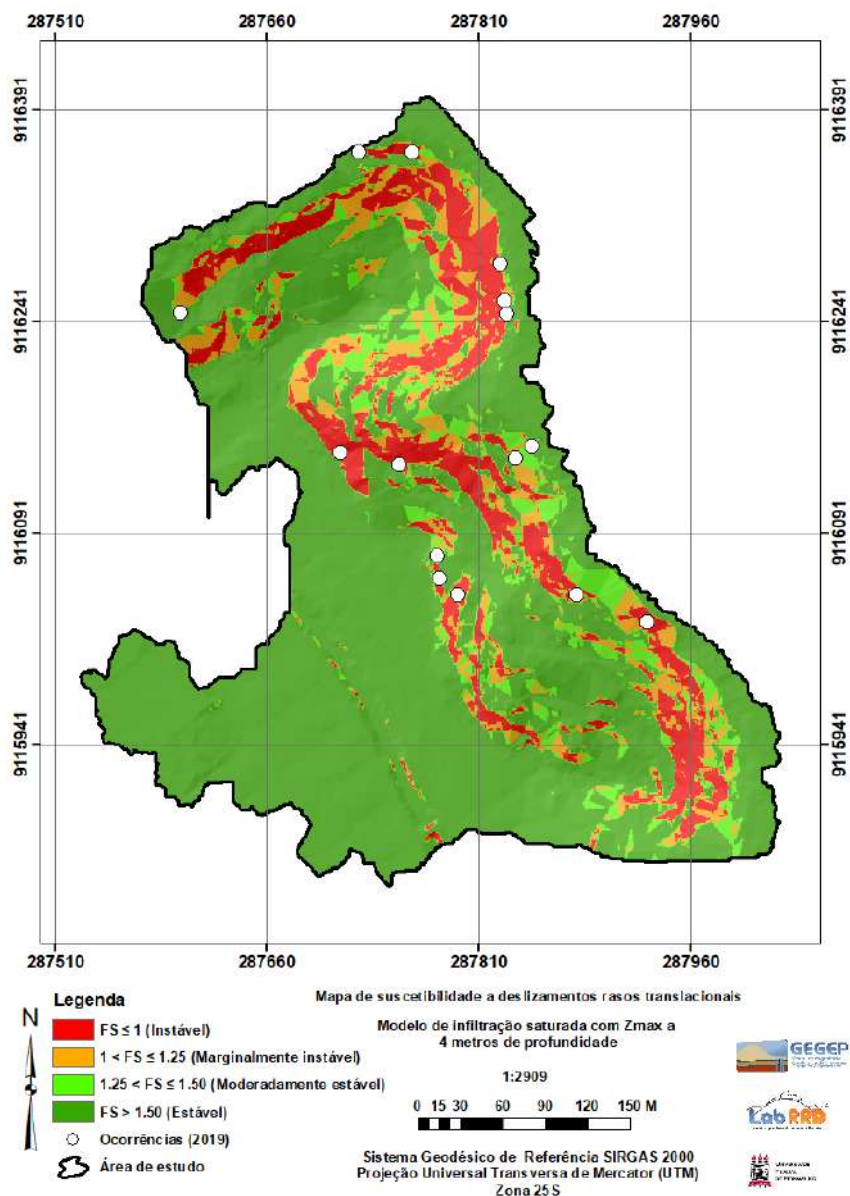
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 67 – Análise BSAT3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$FS \leq 1,00$	11	73,33	16,94	4,33	72,81
$1,00 < FS \leq 1,25$	2	13,33	9,41	1,42	23,83
$1,25 < FS \leq 1,50$	0	0,00	6,88	0,00	0,00
$FS > 1,50$	2	13,33	66,77	0,20	3,36
	15	100,00	100,00	5,95	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 177 – Análises BSAT4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



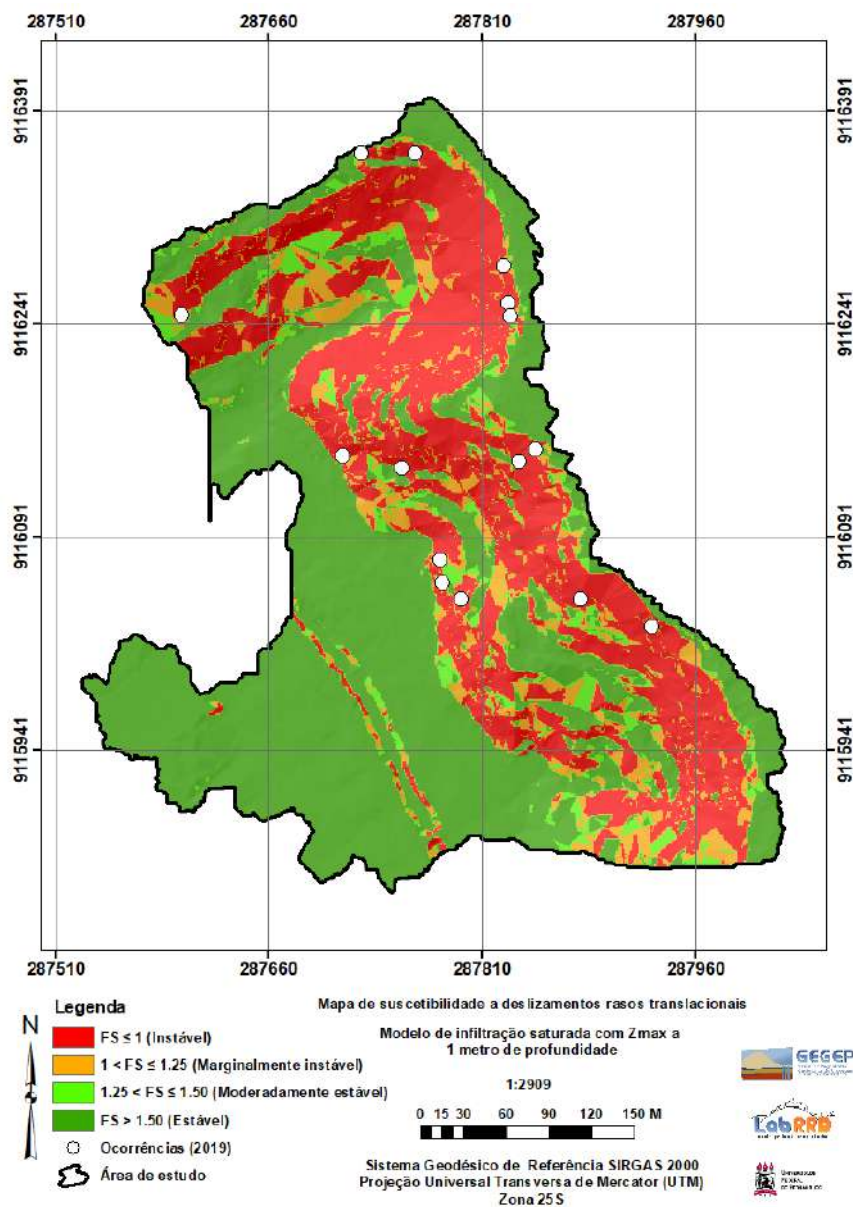
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 68 – Análise BSAT4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$FS \leq 1,00$	11	73,33	12,50	5,87	76,43
$1,00 < FS \leq 1,25$	0	0,00	9,34	0,00	0,00
$1,25 < FS \leq 1,50$	2	13,33	8,24	1,62	21,08
$FS > 1,50$	2	13,33	69,92	0,19	2,48
	15	100,00	100,00	7,68	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 178 – Análises BNSAT1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



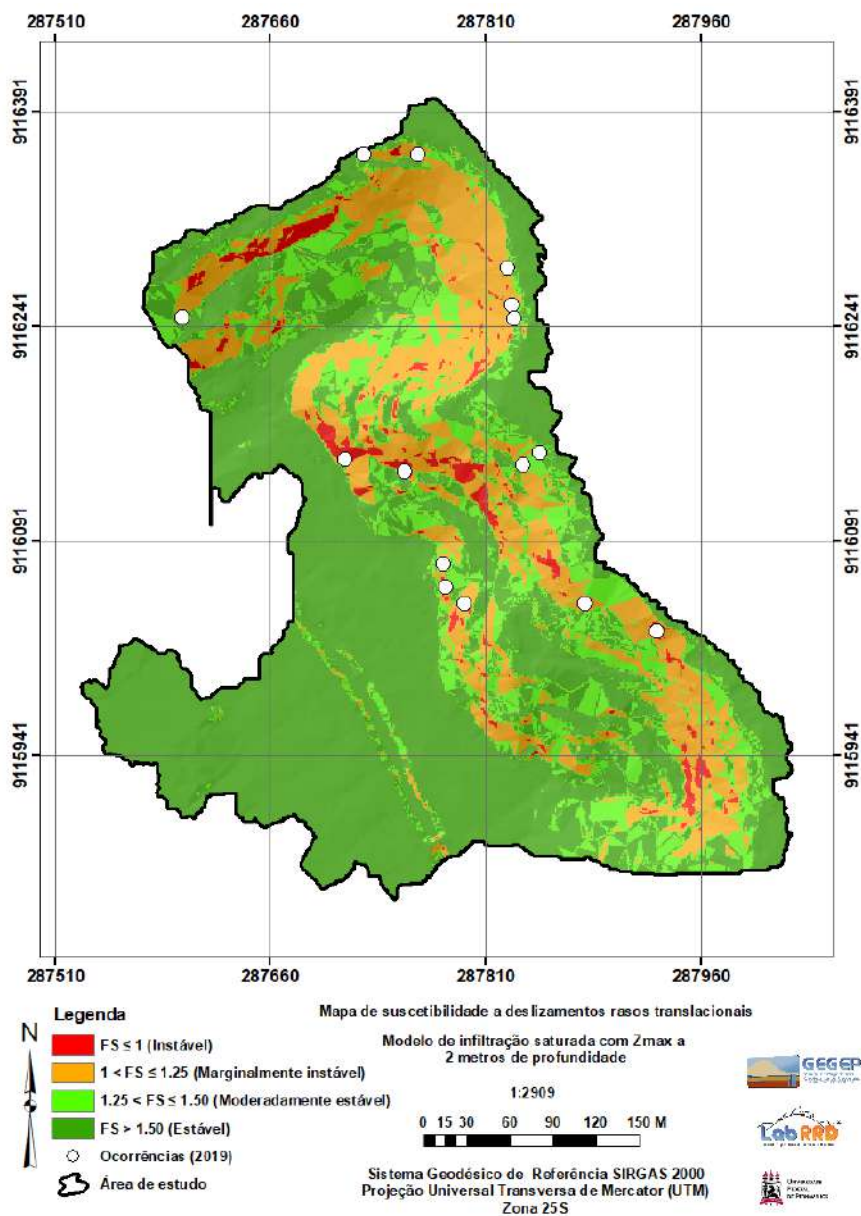
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 69 – Análise BNSAT1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método LR Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR _{class} (e)=c/d	% LR _{class} =e/f
FS ≤ 1,00	13	86,67	32,41	2,67	67,42
1,00 < FS ≤ 1,25	2	13,33	10,32	1,29	32,58
1,25 < FS ≤ 1,50	0	0,00	5,94	0,00	0,00
FS > 1,50	0	0,00	51,33	0,00	0,00
	15	100,00	100,00	3,97	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 179 – Análises BNSAT2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



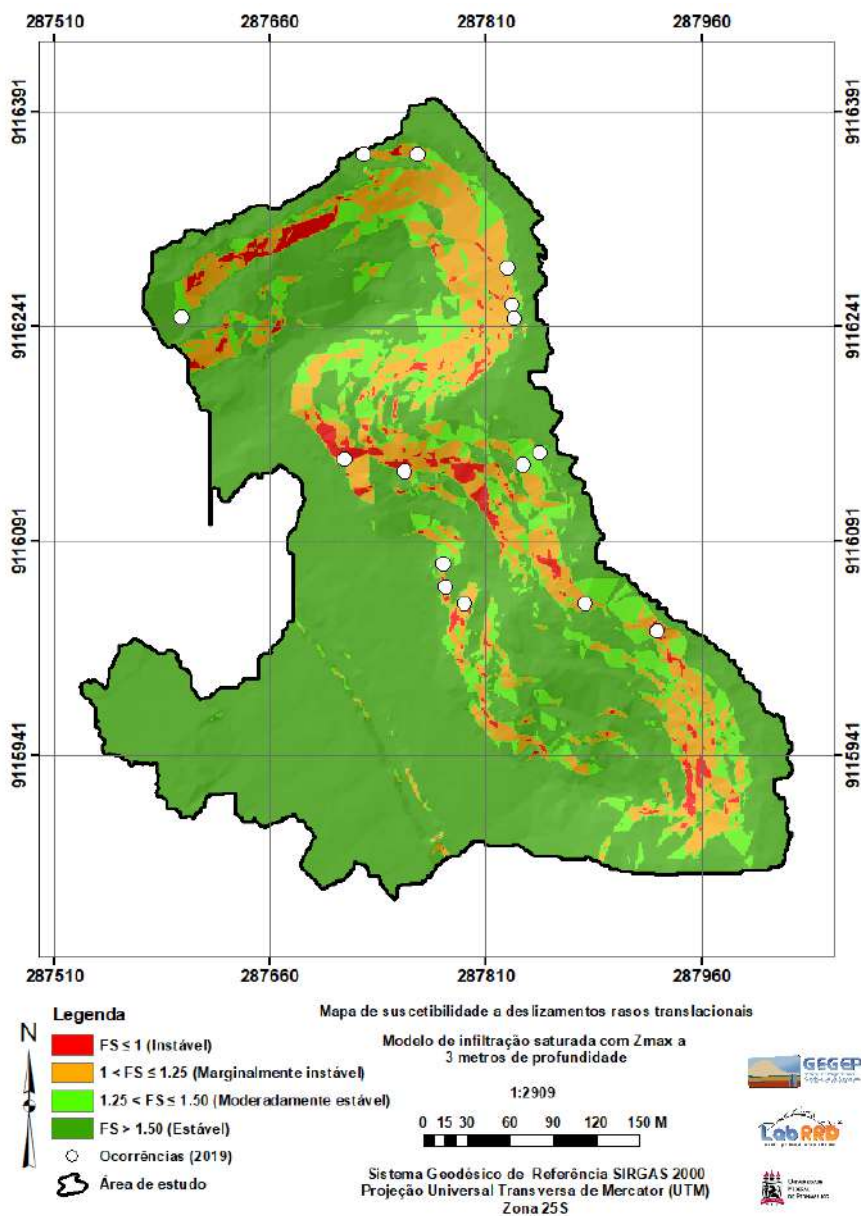
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 70 – Análise BNSAT2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
FS ≤ 1,00	8	53,33	2,55	20,92	91,36
1,00 < FS ≤ 1,25	3	20,00	20,56	0,97	4,25
1,25 < FS ≤ 1,50	2	13,33	17,03	0,78	3,42
FS > 1,50	2	13,33	59,87	0,22	0,97
	15	100,00	100,01	22,89	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 180 – Análises BNSAT3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



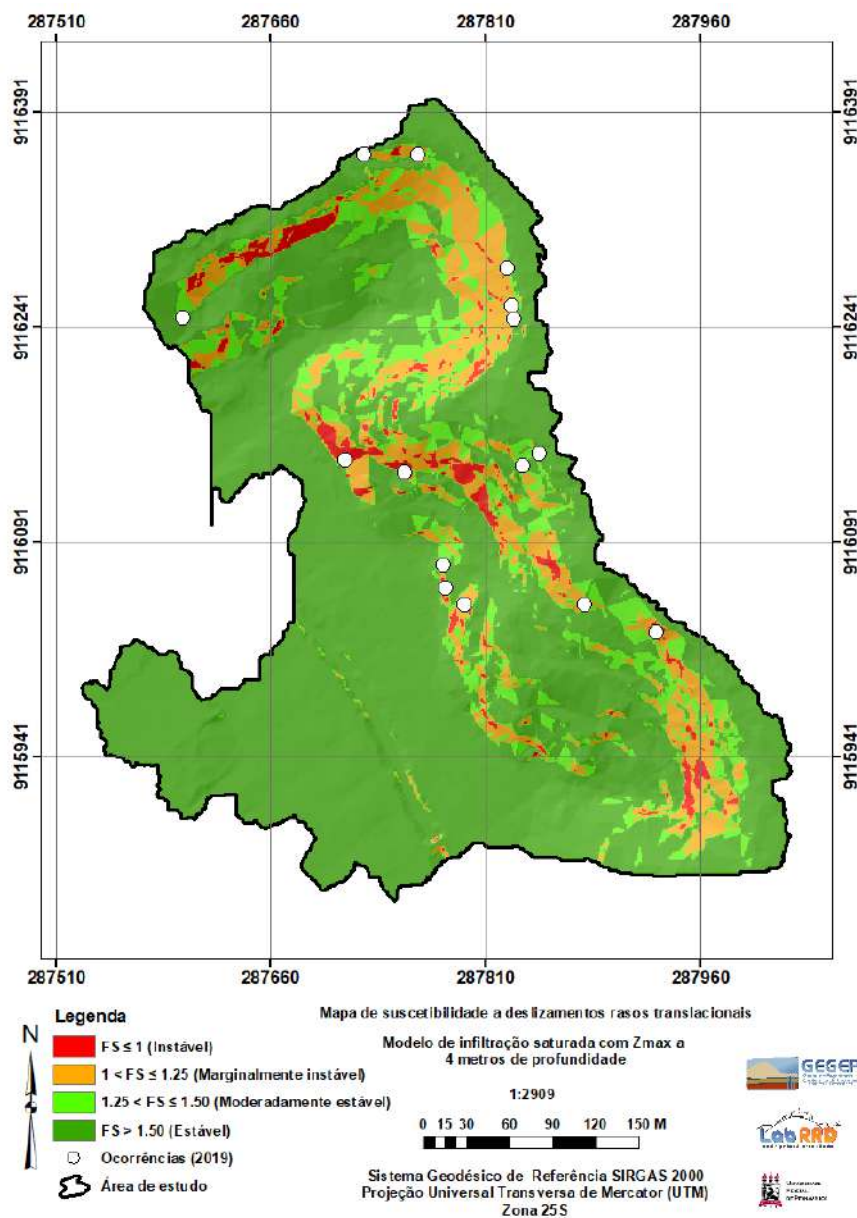
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 71 – Análise BNSAT3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método LR Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR _{class} (e)=c/d	% LR _{class} =e/f
FS ≤ 1,00	7	46,67	2,55	18,30	85,03
1,00 < FS ≤ 1,25	4	26,67	14,23	1,87	8,71
1,25 < FS ≤ 1,50	2	13,33	11,47	1,16	5,40
FS > 1,50	2	13,33	71,75	0,19	0,86
	15	100,00	100,00	21,52	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 181 – Análises BNSAT4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



Fonte: A Autora (2022)

Tabela 72 – Análise BNSAT4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método

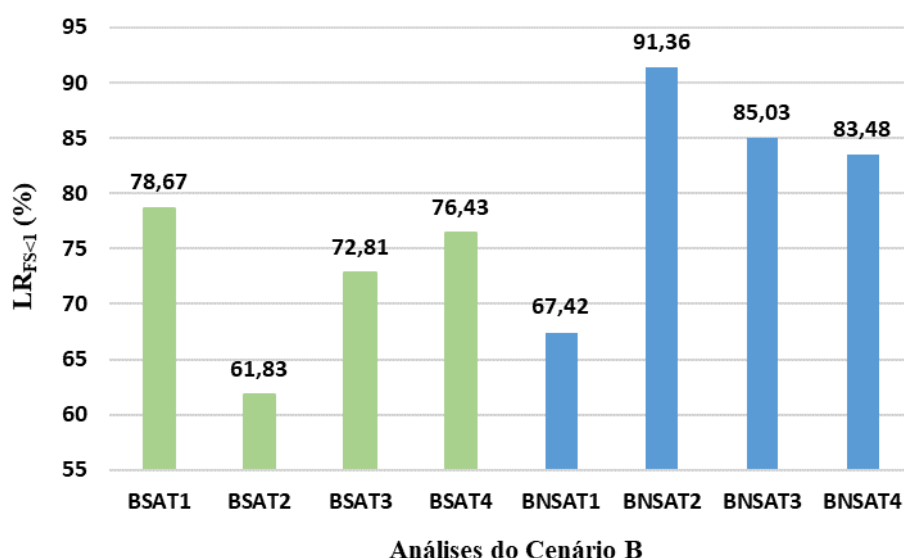
LR Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR _{class} (e)=c/d	% LR _{class} =e/f
FS ≤ 1,00	7	46,67	2,55	18,30	83,48
1,00 < FS ≤ 1,25	4	26,67	11,73	2,27	10,37
1,25 < FS ≤ 1,50	2	13,33	11,41	1,17	5,33
FS > 1,50	2	13,33	74,31	0,18	0,82
	15	100,00	100,00	21,92	100,00

Fonte: A Autora (2022)

A Figura 182 apresenta a comparação da $\%LR_{FS \leq 1,00}$ das análises do Cenário B na condição saturada e não saturada. O gráfico mostra que as análises na condição saturada e não saturada com $Z_{max} = 1,00, 2,00, 3,00 \text{ e } 4,00m$. Na condição saturada, as análises apresentaram $\%LR_{FS \leq 1,00}$ entre 60 e 80%, aproximadamente. As análises BSAT1 e BSAT4, especificamente, apresentaram $\%LR_{FS \leq 1,00} > 75\%$, desse modo, são classificadas como um bom resultado de acordo com o Park, Nikhil e Lee (2013). Já as análises para a condição não saturada apresentaram $\%LR_{FS \leq 1,00} > 80\%$, com exceção da análise BNSAT1, com $\%LR_{FS \leq 1,00} = 67,42\%$. Devido a melhor ponderação entre a % de área instável e o número de acertos dos pontos de deslizamento a análise BNSAT2 é a mais precisa do Cenário B, apresentando $\%LR_{FS \leq 1,00} = 91,36\%$.

Figura 182 – Comparação da $\%LR_{FS < 1}$ para as análises do Cenário B



Fonte: A Autora (2022)

As Figura 183 e Figura 184 apresentam a comparação entre as análises para os quatro Z_{max} (1,00, 2,00, 3,00 e 4,00 m) utilizados nas condições saturada e não saturada. A Figura 183 apresenta os mapas de suscetibilidade para o Cenário A. Nela é possível perceber bem a diferença de áreas instáveis entre as diferentes profundidades de solo analisadas e entre as análises SAT e NSAT. Verificou-se que, com o aumento da profundidade Z_{max} , o aparecimento das áreas instáveis se intensificam. E que, para uma mesma profundidade Z_{max} , as análises não saturadas sempre apresentam menos áreas instáveis devido à consideração da resistência não saturada do solo.

A Figura 184 apresenta os mapas de suscetibilidade para o Cenário B. Nela também é possível perceber bem a diferença de áreas instáveis entre as diferentes profundidades de solo analisadas e entre as análises SAT e NSAT. Diferentemente do Cenário A, verificou-se que, com o aumento da profundidade $Z_{máx}$, o aparecimento das áreas instáveis diminuem. Isso provavelmente acontece porque as análises do Cenário B, não possuem parcela de coesão na resistência do solo. Então, em pequenas profundidades, a poropressão governa atingindo toda a profundidade do $Z_{máx}$ e causando o aparecimento de alta porcentagem de áreas instáveis. À medida que se aumenta a profundidade de análise, a poropressão não causa o mesmo efeito, por isso, as áreas instáveis diminuem.

Para uma mesma profundidade $Z_{máx}$, as análises não saturadas sempre apresentam menos áreas instáveis devido à consideração da resistência não saturada do solo, assim como ocorreu com as análises do Cenário A, com exceção da análise BNSAT1. Percebe-se que, mesmo com resistência não saturada, essa análise apresentou área instável tanto quanto a análise BSAT1. Dessa forma, a falta de coesão no solo, mesmo na análise não saturada, causa grande impacto no aparecimento de áreas instáveis até um metro de profundidade.

7.1.5.3 Comparação dos Cenários A e B

Como visto nas análises dos Cenários A e B, as áreas classificadas como instáveis pelo modelo coincidiram com àquelas áreas mais elevadas e íngremes da encosta em estudo, com inclinações que superam os 27°. Esses resultados concordam com o observado por Fernandes et al. (2001); Guimarães et al. (2003); Salciarini et al. (2006); Vieira, Fernandes e Augusto Filho (2010); Listo e Vieira (2012); Michel et al. (2014) e Vieira et al. (2018) que afirmam que há influência da topografia sobre os resultados de modelos que combinam modelos hidrológicos e de estabilidade. Nestes trabalhos, os autores verificaram que a área prevista como instável é extremamente dependente da inclinação e elevação da área considerada, devido aos efeitos da topografia no cálculo do Fator de Segurança (FS).

O Cenário ASAT apresentou uma % de área instável menor em relação ao Cenário ANSAT, acontecendo o mesmo com o Cenário BSAT e BNSAT. Considerando as maiores % de área instável do Cenário A, a análise ASAT4 apresentou uma % de área instável equivalente a 7,53%; enquanto o Cenário ANSAT4 apresentou uma % de área instável equivalente a 0,81% na análise BNSAT4, indicando uma redução de aproximadamente 89%. Essa redução reflete o efeito da resistência não saturada na encosta considerada.

Ademais, o efeito dos parâmetros de resistência é mais evidente no Cenário A, especificadamente nas análises ASAT1 e ANSAT3, que devido a consideração da coesão

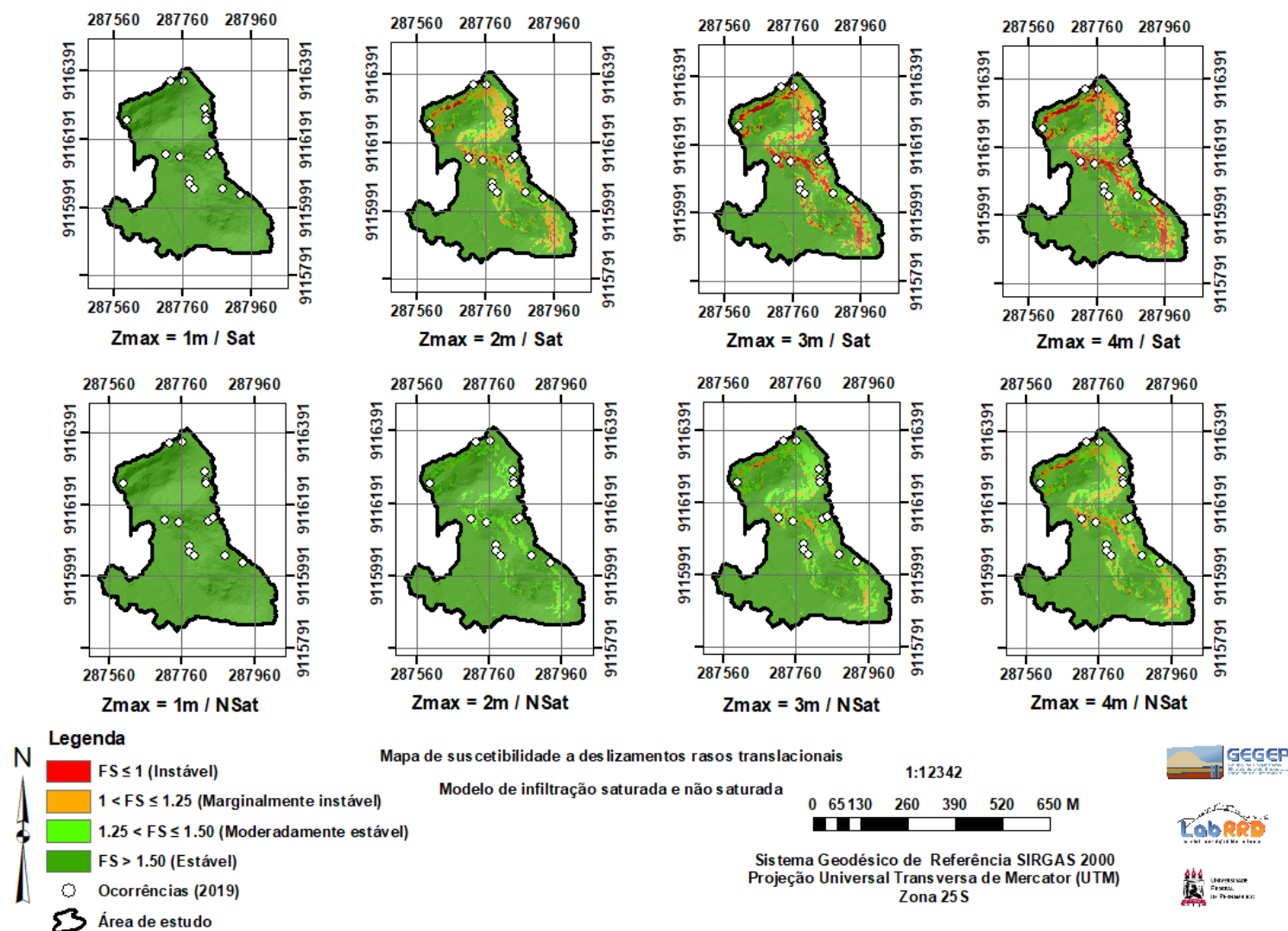
igual a 12,76 kPa, não conseguem prever as ocorrências localizadas nessa área para algumas profundidades analisadas. O efeito da coesão no cálculo do fator de segurança é também verificado por Vieira, Fernandes e Augusto Filho (2010), Listo e Vieira (2015) e König, Kux e Mendes (2019). Segundo Marin, Velasquez e Sánchez (2021), no modelo TRIGRS a coesão é o parâmetro que mais afeta a estabilidade.

No que se refere a distribuição de poropressão, devido a variação dos parâmetros hidrológicos a infiltração da água da chuva ocorre de maneira diferente para cada uma das zonas. Em razão disso, o desenvolvimento da poropressão também ocorre de maneira distinta em cada uma das zonas consideradas. Porém, nas análises do tipo NSAT a distribuição de poropressão na área considerada ocorreu de maneira mais uniforme, devido a atenuação da infiltração causado pela camada não saturada. Por isso a % de área instável tende a apresentar maior variação nas análises do tipo SAT, enquanto a % de área instável tende a ser mais constante nas análises do tipo NSAT.

Entretanto, na análise BNSAT3 a influência da camada não saturada na infiltração não se mostrou a favor da segurança, visto que a atenuação da infiltração reduziu os valores de poropressão, diminuindo, por consequência a % de área instável. A redução da área instável, diminuiu o número de acertos dos pontos de deslizamento, apresentando $\%LR_{FS \leq 1,00} = 56,11\%$. Esse resultado reforça que o modelo é sensível as condições iniciais, exigindo um bom conhecimento dos parâmetros de resistência; da profundidade máxima do solo (Z_{max}) e do nível de água inicial para não gerar resultados não representativos de acordo com o esclarecido por Baum, Savage e Godt (2009).

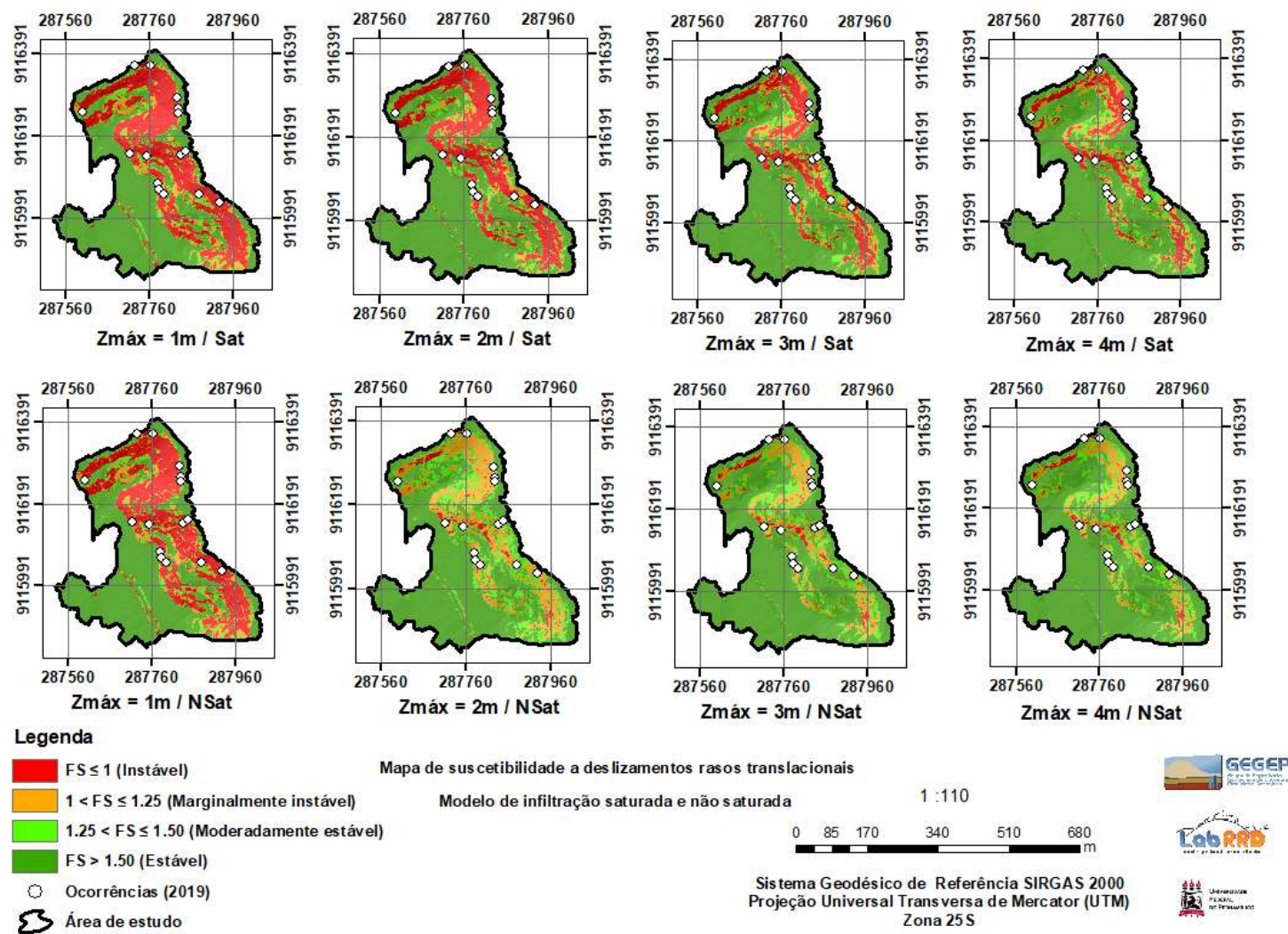
De modo geral, esses resultados se apresentaram dentro do previsto por Baum, Godt e Savage (2010). Eles concluíram que, nas análises realizadas considerando a condição inicial saturada, a poropressão positiva se desenvolve mais rapidamente, gerando resultados mais conservadores. Por outro lado, os resultados das análises realizadas considerando a condição inicial não saturada são afetados pelo efeito da sucção na camada não saturada que atenua e atrasa a resposta da poropressão induzida pela chuva. Sendo assim, ao comparar a condição inicial saturada e não saturada, percebe-se que, quanto maior o Z_{max} e a profundidade inicial do nível de água, consequentemente maior será o efeito da camada não saturada na infiltração da água da chuva.

Figura 183 – Análises ASAT e ANSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os Z_{max} analisados.



Fonte: A Autora (2022).

Figura 184 – Análises BSAT e BNSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os Z_{max} analisados.



Fonte: A Autora (2022).

7.1.5.4 Cenário C, D e E (Variação da coesão)

Como já mencionado, as análises dos Cenários C, D e E foram realizadas objetivando avaliar mais detalhadamente a influência da coesão no aparecimento de áreas instáveis nos mapas de suscetibilidade. O esquema que representa essas análises foi apresentado na Figura 131. Lembrando que o ângulo de atrito utilizado nessas análises foi igual a $34,4^\circ$ e as coesões variaram entre 3kPa, 6kPa e 12kPa.

As Figura 185, Figura 186 e Figura 187 apresentam os mapas de suscetibilidade para as coesões de 3kPa, 6kPa e 12 kPa, respectivamente. Nelas estão apresentadas as análises na condição saturada e na condição não saturada para todos os $Z_{máx}$ adotados.

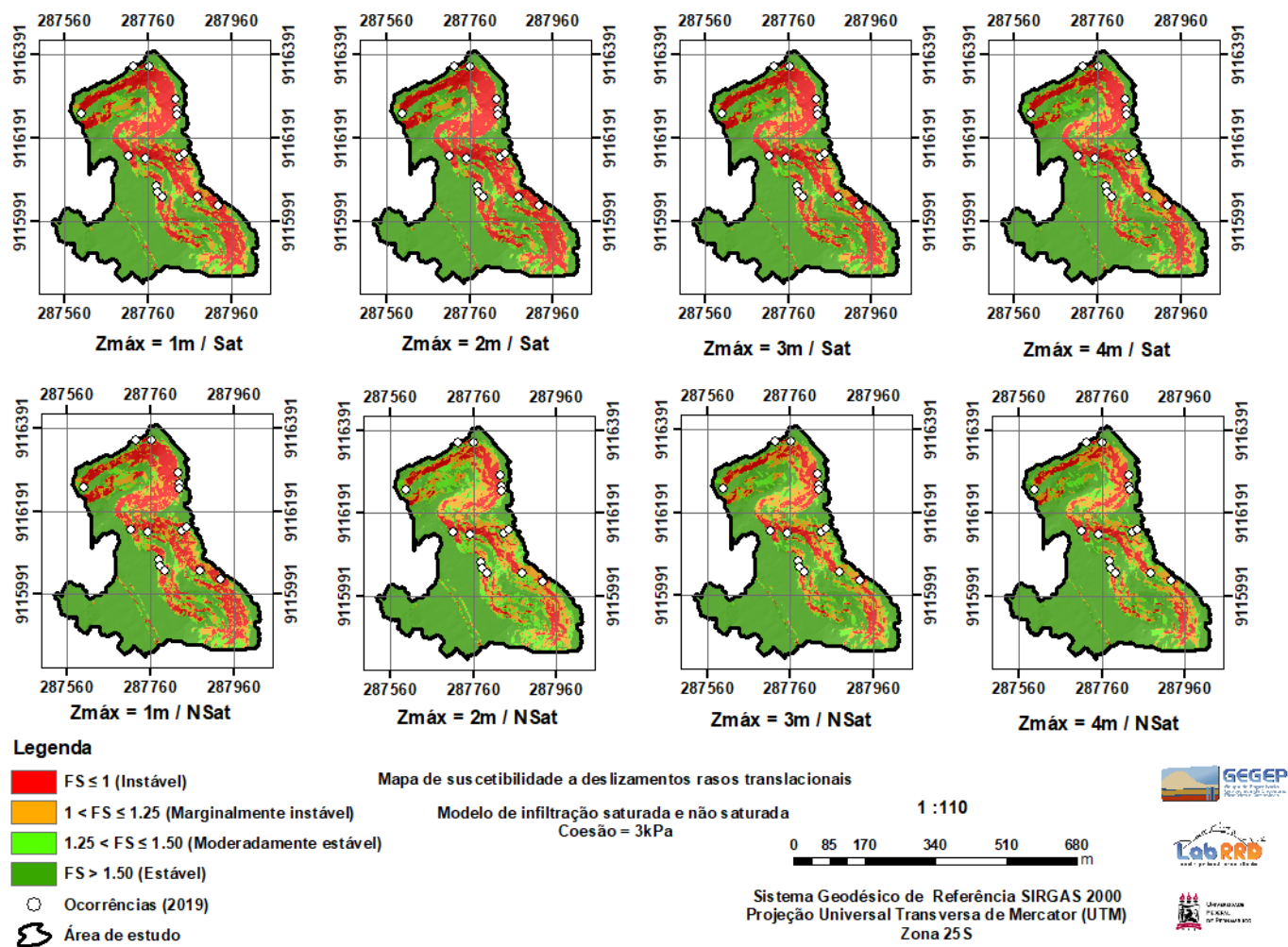
Na Figura 185 quando a coesão adotada foi igual a 3kPa, percebe-se um intenso aparecimento de áreas instáveis no primeiro metro. À medida que se aumenta a profundidade do $Z_{máx}$, nota-se uma leve diminuição nas áreas com $FS < 1$. Esse mesmo comportamento já foi observado nas análises do Cenário B, em que a coesão era igual a 0. Apesar dos diferentes ângulos de atrito, nota-se que tanto no Cenário B, como no Cenário C, a poropressão governa gerando o aparecimento exagerado de áreas instáveis para pequenas profundidades.

Na Figura 186 quando a coesão adotada foi igual a 6kPa, percebe-se um intenso aparecimento de áreas instáveis no segundo metro na condição saturada. Quando $Z_{máx}$ passa para 3m, percebe-se uma leve diminuição no aparecimento de áreas instáveis que segue caindo até chegar em 4m. Quando a coesão aumentou de 3 para 6kPa, verificou-se que o aparecimento intenso de áreas instáveis passou de 1 para 2m. Isso significa que a coesão atua dificultando áreas instáveis na superfície.

Na Figura 187 quando a coesão adotada foi igual a 12kPa, já se nota o pouco aparecimento de áreas instáveis e elas crescem à medida que $Z_{máx}$ também aumenta. Nota-se então, que a partir de certo valor de coesão entre 6kPa e 12kPa, há uma mudança no comportamento do solo, que consegue resistir melhor às chuvas e que o aumento do Z_{max} reduz a contribuição da coesão na resistência ao cisalhamento.

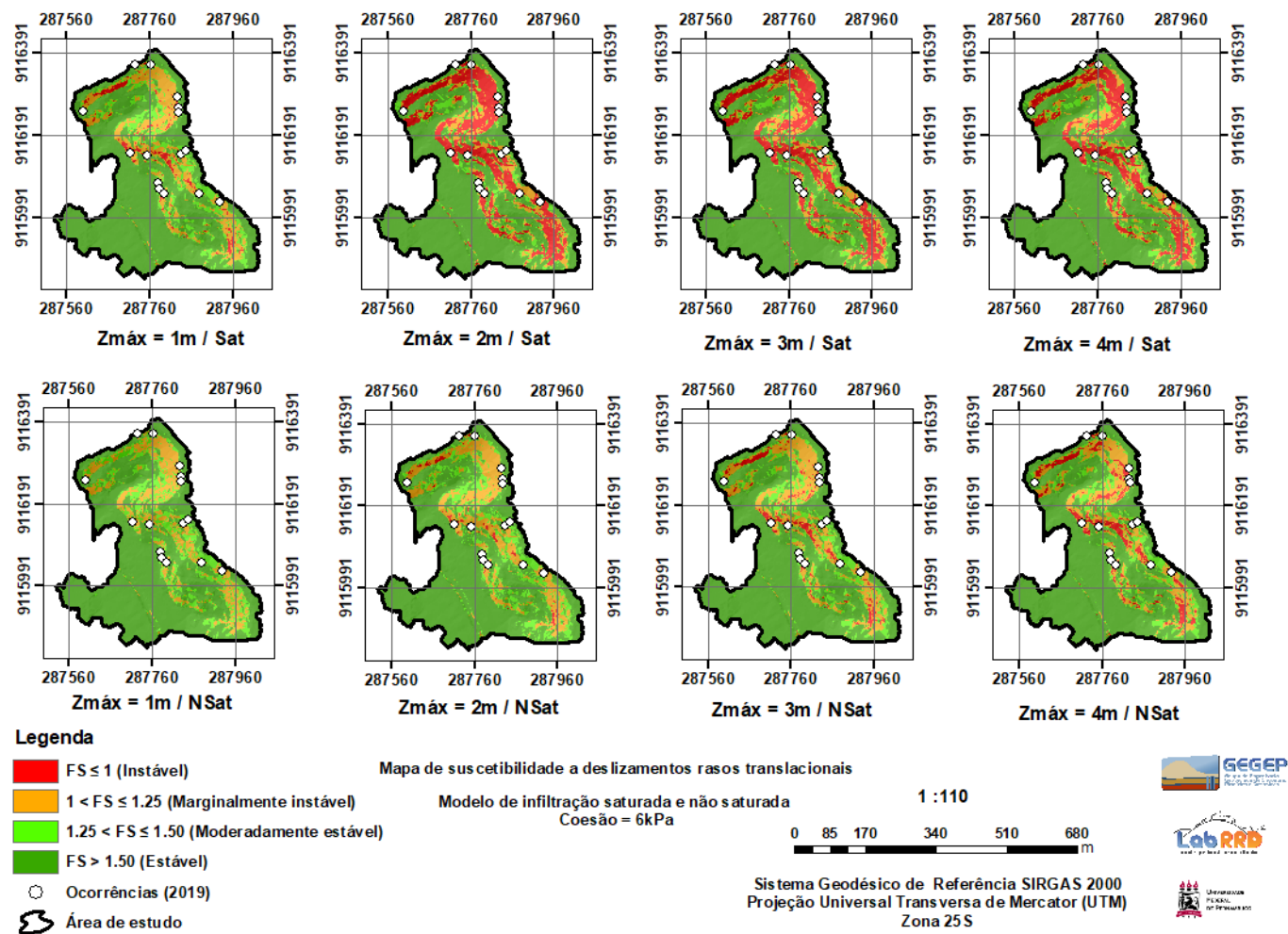
Ademais, o efeito da coesão no cálculo do fator de segurança é também verificado por Vieira, Fernandes e Augusto Filho (2010), Listo e Vieira (2015) e König, Kux e Mendes (2019). Segundo Marin, Velasquez e Sánchez (2021), no modelo TRIGRS a coesão é o parâmetro que mais afeta a estabilidade.

Figura 185 – Análises CSAT e CNSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para coesão = 3kPa.



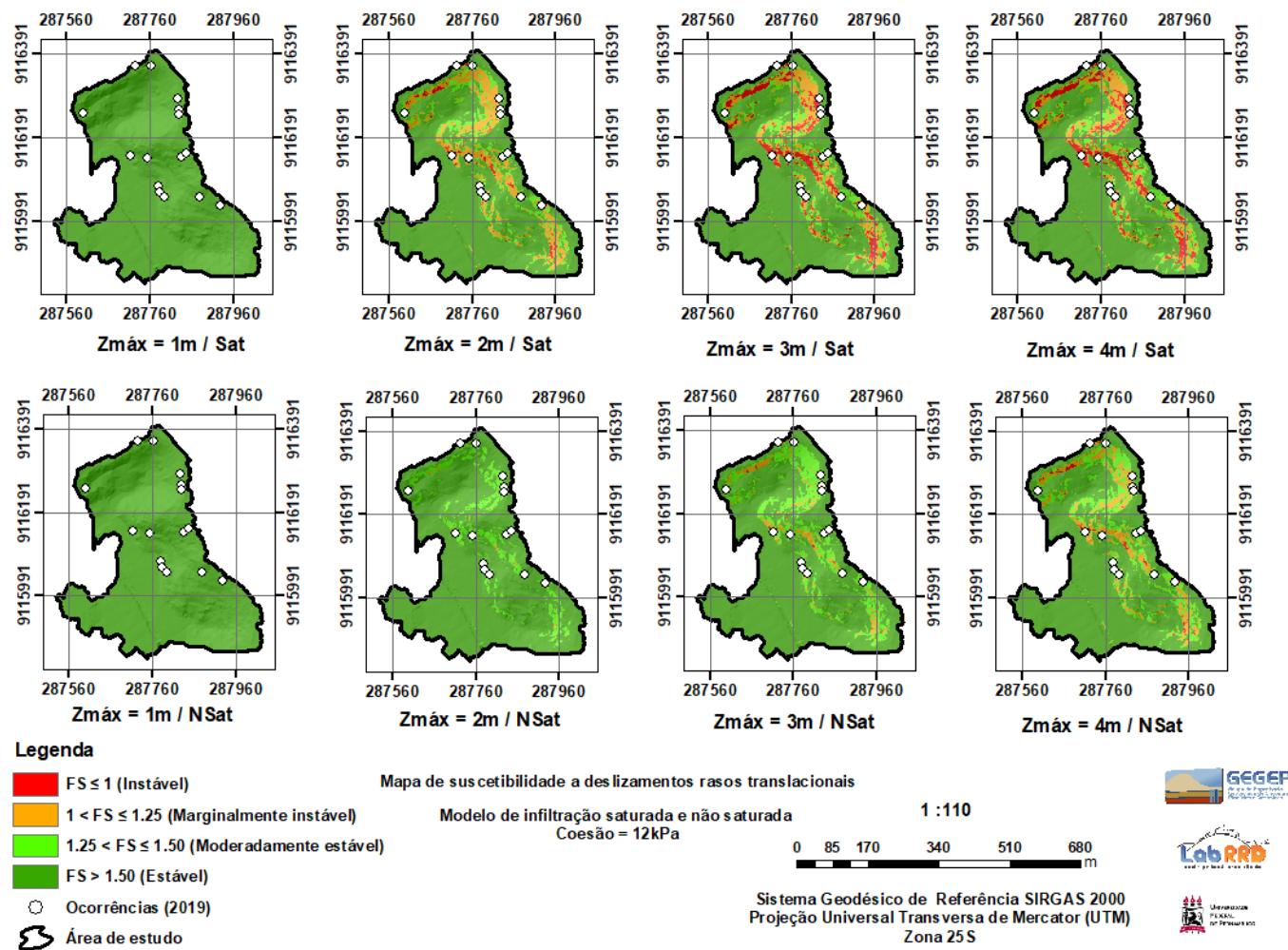
Fonte: A Autora (2022)

Figura 186 – Análises DSAT e DNSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para coesão = 6kPa.



Fonte: A Autora (2022)

Figura 187 – Análises ESAT e ENSAT: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para coesão = 12kPa.



Fonte: A Autora (2022)

7.2 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE – SHALSTAB

Nesta seção são apresentados a metodologia e os resultados das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo SHALSTAB.

7.2.1 Metodologia das Análises de Suscetibilidade com SHALSTAB

Nessa seção será apresentada a metodologia utilizada para a análise de suscetibilidade utilizando o modelo SHALSTAB. O Modelo SHALSTAB necessita em suas análises de parâmetros topográficos e geotécnicos. Os parâmetros topográficos, são representados pelo MDT concedidos pelo projeto PE3D assim como o TRIGRS.

Conforme apresentado no item 3.2.2, para a realização das análises são necessários os parâmetros: c , ϕ , ρ_s , θ , A e z . Os parâmetros θ e A são os parâmetros topográficos e c , ϕ e ρ_s são obtidos em laboratório.

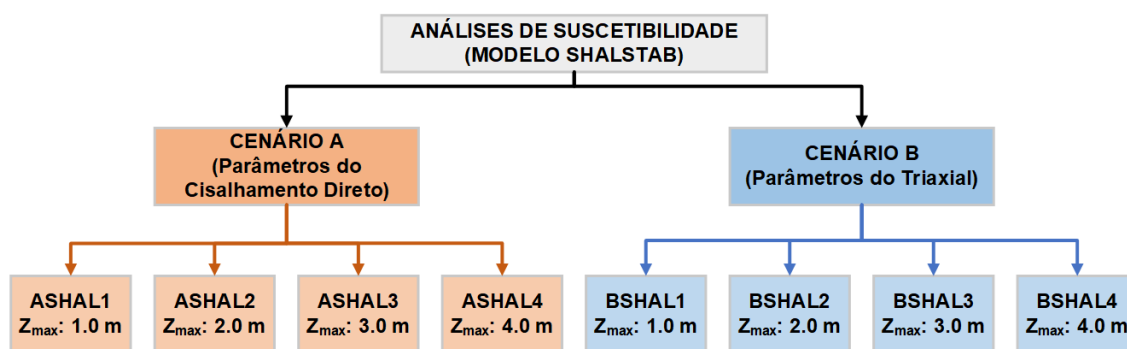
Para a realização das análises de suscetibilidade, foram elaborados dois Cenários, denominados A e B. Para ambos os Cenários, os parâmetros geotécnicos usados são constantes em toda a área, definidos por meio de laboratório. No **Cenário A**, as análises foram realizadas considerando os parâmetros de resistência do ensaio de cisalhamento direto. No **Cenário B**, as análises foram realizadas considerando os parâmetros de resistência do ensaio triaxial. Optou-se por realizar as análises considerando os parâmetros de ambos os ensaios de resistência ao cisalhamento devido à diferença significativa em seus resultados. Dessa forma, pode-se encontrar qual seria a pior condição de suscetibilidade.

As análises consideraram quatro profundidades máximas do solo (Z_{max}), assumidas como uniformes para todos os cenários analisados, iguais a 1,0m, 2,0m, 3,0m e 4,0m de profundidade. Devido a complexidade para definir a variação do Z_{max} , outros autores também consideram que este é uniforme, entre eles: Listo e Vieira (2012), Michel et al. (2014); Sbroglia et al. (2018) e Konig, Kux e Mendes (2019). Além disso, essa variação visa analisar a influência da profundidade do solo no aparecimento de áreas instáveis, além de tentar verificar as possíveis profundidades das superfícies de ruptura.

As análises consideraram quatro profundidades máximas do solo (Z_{max}), assumidas como uniformes para todos os cenários analisados, iguais a 1,0m, 2,0m, 3,0m e 4,0m de profundidade, assim como nas análises do TRIGRS.

As sondagens realizadas na área de estudo também não identificaram a presença de um nível de água em nenhuma das profundidades inspecionadas, desse modo, foi assumido que o nível de água inicial se encontra na mesma profundidade do Z_{max} . A Figura 188 apresenta o fluxograma utilizado para a realização das análises de suscetibilidade com o SHALSTAB. Serão 8 análises ao todo, cada uma possuindo um código próprio, indicando o cenário, o tipo da análise e a profundidade do Z_{max} .

Figura 188 – Esquema das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo SHALSTAB.



Fonte: A Autora (2022).

Como já explicado anteriormente, as análises representadas na Figura 188 consideram diferentes parâmetros de resistência para cada Cenário analisado. O ensaio triaxial forneceu uma coesão igual a 0kPa enquanto o ensaio de cisalhamento direto inundado encontrou coesão igual a 12,76 kPa. Devido a grande variação da coesão nos trabalhos realizados na região, inclusive nesta tese, foram elaborados os **Cenários A e B**.

O SHALSTAB expressa a estabilidade do talude como a razão da precipitação efetiva para a transmissividade do solo ($\log q/T$) ao invés de FS. A estabilidade é classificada em 7 categorias, como mostrado na Tabela 73 (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994). Esta tese adotará o limiar de instabilidade igual ao proposto pelo *default* do programa SHALSTAB, ou seja, $\log q/T = -3,1$. Sendo assim, todas as áreas que possuem valores de $\log q/T < -3,1$, serão consideradas instáveis. Outros trabalhos também adotaram o mesmo limiar de instabilidade (DIETRICH et al., 1998; DERMATINO, 2016; DIETRICH et al., 2000)

Após a etapa de modelagem, cada uma das análises foram validadas por meio do método LR_{class}. O processo de validação incluiu as ocorrências registradas no período do evento considerado (julho/2019). Os dados foram disponibilizados pela Defesa Civil de Recife.

Tabela 73 – Classes de estabilidade de taludes de acordo com o modelo SHALSTAB

Log(q/T)	Características
9,9 – 10 (Incondicionalmente Estável)	O talude é estável mesmo quando o solo está completamente saturado ($h/z=1$)
9,9 – -2,2 ($>-2,2$) -2,2 – -2,5 -2,5 – -2,8 -2,8 – -3,1 -3,1 – -9,9 ($<-3,1$)	Quanto mais próximo o log(q/T) estiver de -9,9, mais provável é que baixas relações h/z (como quando o lençol freático se eleva acima da superfície de ruptura) provoquem deslizamentos de terra
-9,9 – -10 (Incondicionalmente Instável)	O talude pode romper mesmo em condições não saturadas (nível d'água abaixo da superfície de ruptura, $h/z=0$)

Fonte: Pinho e Augusto Filho (2022) baseado em Montgomery e Dietrich (1994)

7.2.2 Parâmetros Geotécnicos utilizados no SHALSTAB

As análises de suscetibilidade realizadas por meio do SHALSTAB para os Cenários A e B consideraram os parâmetros geotécnicos determinados por meio da investigação geológica-geotécnica realizada em laboratório. A Tabela 74 apresenta a classificação SUCS e os parâmetros geotécnicos em todos os Cenários das análises de suscetibilidade com o modelo SHALSTAB.

Tabela 74 – Parâmetros geotécnicos utilizados no SHALSTAB

Cenários	Classificação SUCS	Prof. (m)	γ_{sat}	c'	ϕ'
Cenário A	BL-1 / SC	0,90-1,20	19,52	12,76	34,40
Cenário B	BL-1 / SC	0,90-1,20	19,52	0,00	42,20

Fonte: A Autora (2022).

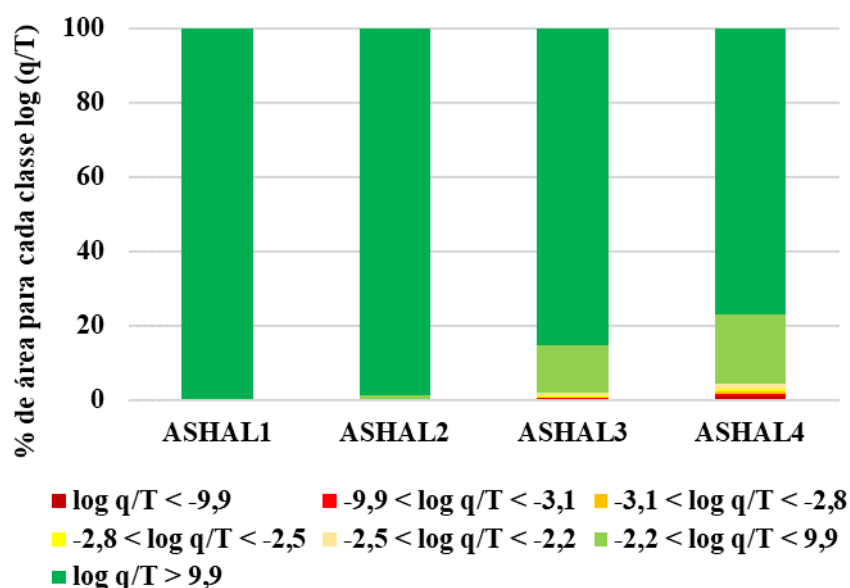
7.2.3 Resultados do Cenário A

As análises do cenário A, foram realizadas utilizando os parâmetros de resistência do cisalhamento direto inundado. Foram utilizados quatro valores de Z_{max} iguais a 1, 2, 3 e 4 metros, foram denominadas como ASHAL1, ASHAL2, ASHAL3 e ASHAL4 respectivamente. Vale destacar que nessas análises o Z_{max} é considerado constante para toda área de estudo. O gráfico da Figura 189 apresenta a relação entre a porcentagem de área para cada classe em relação a área total considerada. Vale ressaltar que a área instável, nesse caso,

equivale a duas classes do modelo SHALSTAB: a classe $\log q/T < -9,9$ e a classe $-9,9 < \log q/T < -3,1$.

A análise do gráfico mostra que a análise ASHAL1 não apresentou área instável para nenhum dos dias verificados. Na análise ASHAL2, o gráfico mostra que, a porcentagem de área com $-2,2 < \log q/T < 9,9$ aumentou sutilmente alcançando 1,11%. A análise ASHAL3 já aumentou consideravelmente a área com $-2,2 < \log q/T < 9,9$ alcançando 13%. Por último, na análise ASHAL4, houve o aparecimento de todas as classes. A porcentagem de área com $-2,2 < \log q/T < 9,9$ aumentou para 18,62% e a porcentagem de área instável alcançou o valor de 1,53%. Apesar de nas análises ASHAL2 e ASHAL3 não apresentarem o mínimo de área instável, percebe-se um progressivo e sutil aumento de área instável com o aumento da profundidade $Z_{máx}$.

Figura 189 – Porcentagem de área para cada classe em todos os $Z_{máx}$ (ASHAL1, ASHAL2, ASHAL3 e ASHAL4)



Fonte: A Autora (2022).

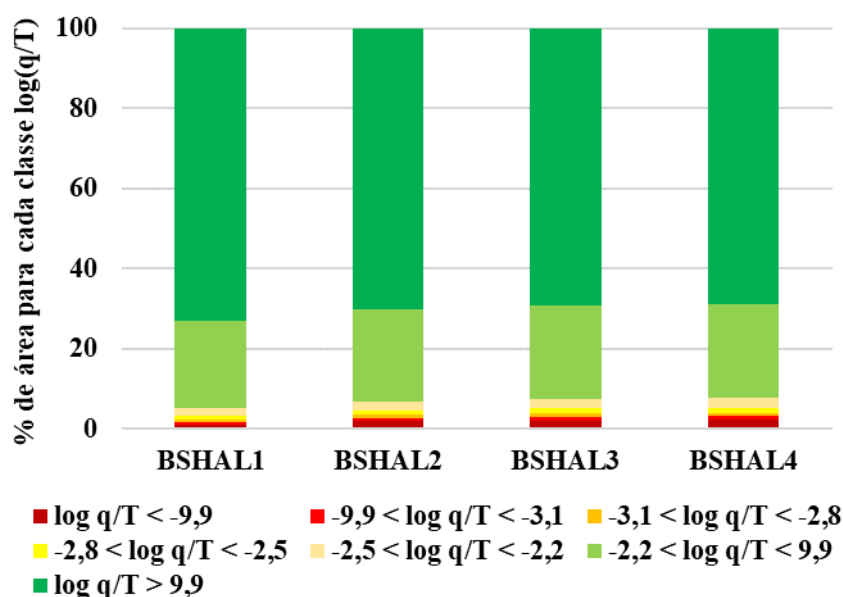
7.2.4 Resultados do Cenário B

As análises do cenário B, foram realizadas utilizando os parâmetros de do ensaio triaxial. Foram utilizados quatro valores de Z_{max} iguais a 1, 2, 3 e 4 metros, foram denominadas como BSHAL1, BSHAL2, BSHAL3 e BSHAL4, respectivamente. Vale destacar que nessas análises o Z_{max} é considerado constante para toda área de estudo. O

gráfico da Figura 190 apresenta a relação entre a porcentagem de área para cada classe em relação a área total considerada.

A análise do gráfico mostra que, diferentemente do Cenário A, no Cenário B, todas as análises apresentaram alguma porcentagem em todas as classes do modelo SHALSTAB. A análise BSHAL1 já apresentou área instável ($\log q/T < -3,1$) igual a 1,79%. Percebe-se pelo gráfico que, à medida que se aumenta a profundidade $Z_{máx}$, ocorre um progressivo e sutil aumento na porcentagem de área em todas as classes do modelo. Na análise ASHAL4, por exemplo, A porcentagem de área com $-2,2 < \log q/T < 9,9$ aumentou para 23,61% e a porcentagem de área instável alcançou o valor de 3,2%. Esses resultados mostram que a coesão existente nos parâmetros resistência do Cenário A confere resistência ao solo e, conseqüentemente, menor incidência de área instável nesse Cenário.

Figura 190 – Porcentagem de área para cada cada classe em todos os $Z_{máx}$ (BSHAL1, BSHAL2, BSHAL3 e BSHAL4)



Fonte: A Autora (2022).

7.2.5 Mapas de suscetibilidade e validação

Nesta seção são apresentados os mapas de suscetibilidade e os resultados das validações das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo SHALSTAB.

7.2.5.1 Cenário A

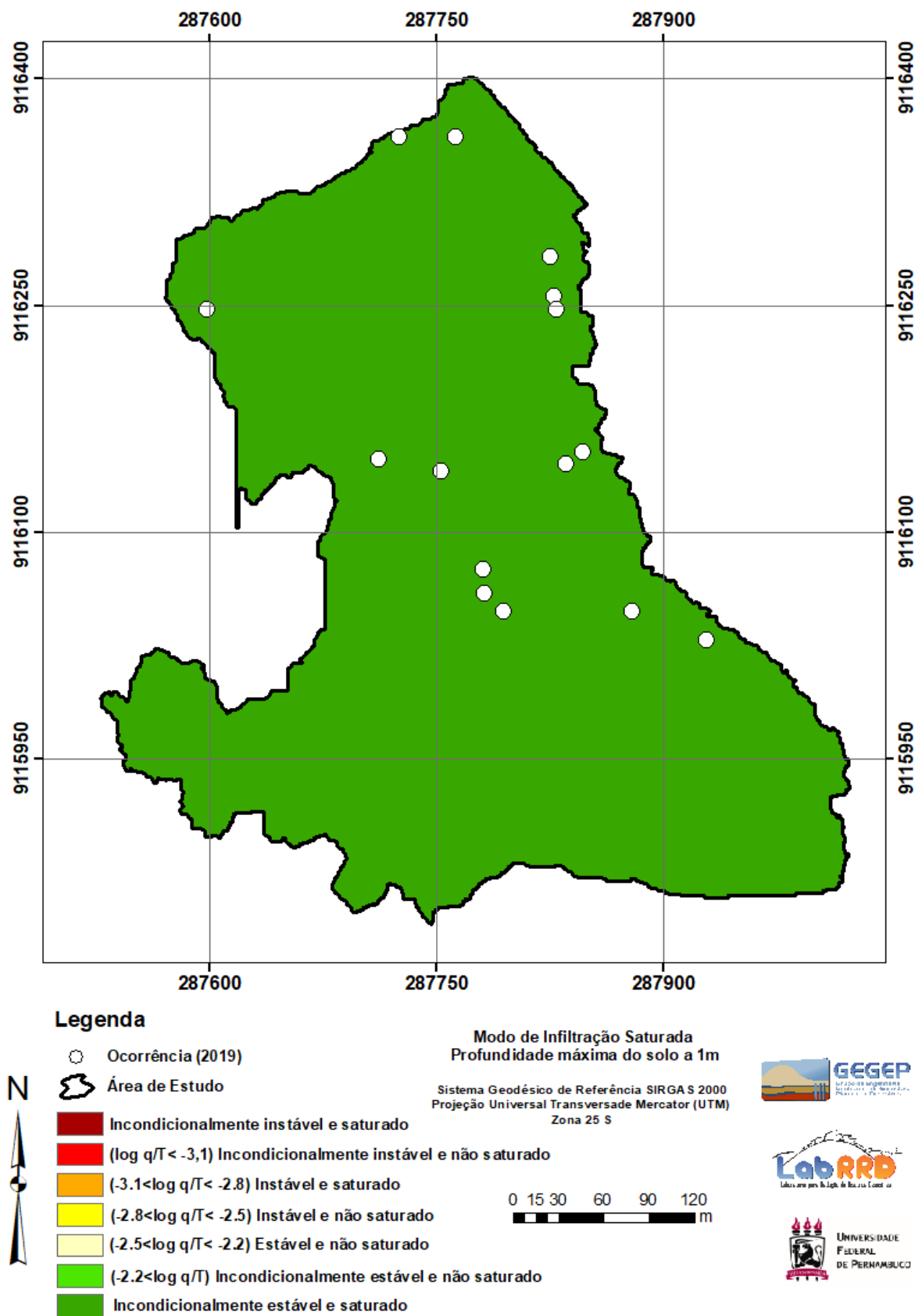
As Figura 191 a Figura 195 apresentam os mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais das análises do Cenário A. Esses mapas mostram o resultado da análise de suscetibilidade pelo modelo SHALSTAB e apresentam a classificação do $\log q/T$ em sete classes, assim como os locais de ocorrência de deslizamentos registrados em 2019. As Tabela 75 e Tabela 76 apresentam as validações de cada um dos mapas de suscetibilidade por meio do método LR_{class} explicado no item 3.4. Vale ressaltar que os mapas de suscetibilidade das análises que não apresentaram área instável não puderam ser validados. São elas: ASHAL1 e ASHAL2.

A Tabela 75 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ASHAL3. A tabela mostra que 0,38% da área foi classificada como instável pelo modelo SHALSTAB, abrangendo 6,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ é 56,75%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 56,75% de chance de incluí-lo.

A Tabela 76 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ASHAL4. A tabela mostra que 0,97% da área foi classificada como instável pelo modelo SHALSTAB, abrangendo 40% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ é 61,12%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 61,12% de chance de incluí-lo.

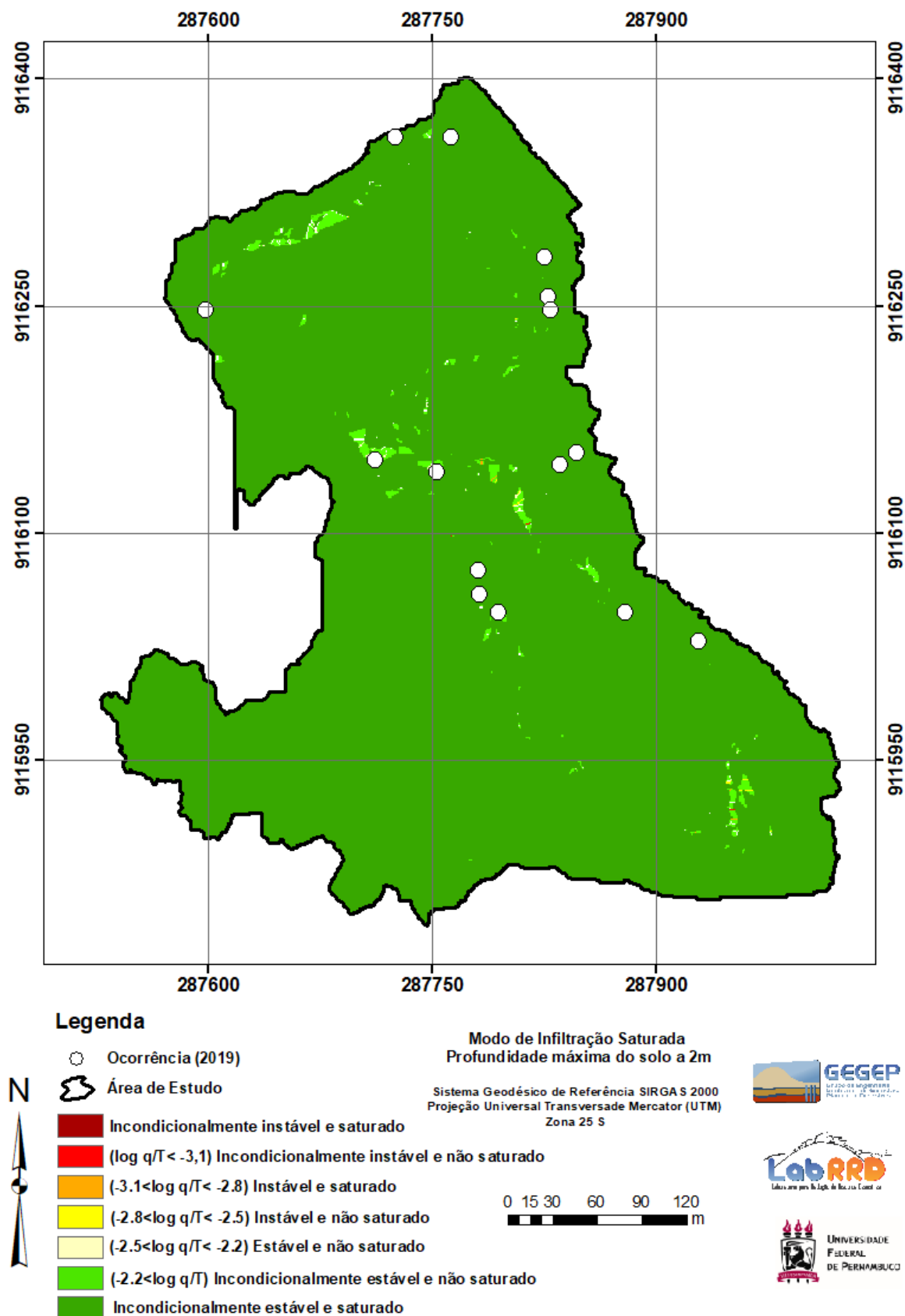
A Figura 195 apresenta os mapas de suscetibilidade para todos os Z_{max} analisados. Através dessa figura é possível ter, visualmente, uma melhor observação das quatro profundidades juntas. Percebe-se claramente que, o aumento da profundidade interfere no mapa de suscetibilidade, gerando o aparecimento de maiores áreas instáveis. Verifica-se aqui que, a coesão pode ser responsável pelo não surgimento de áreas instáveis na análise ASHAL1, assim como aconteceu no modelo TRIGRS.

Figura 191 – Análises ASHAL1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



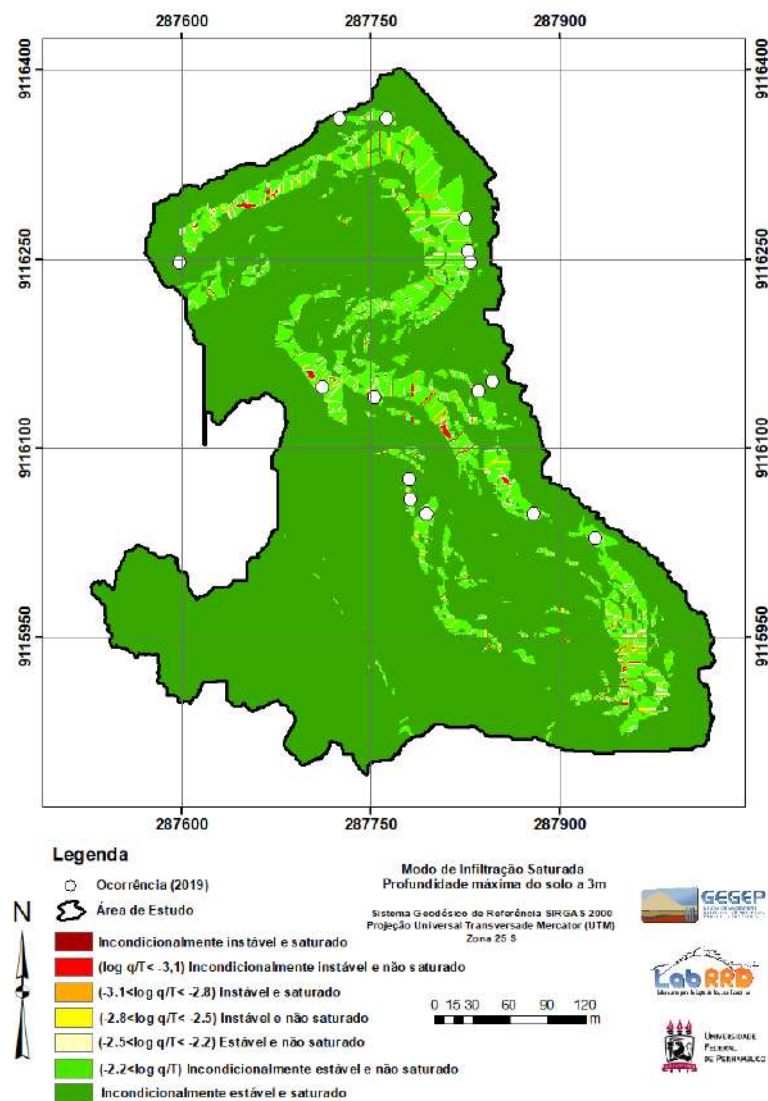
Fonte: A Autora (2022)

Figura 192 – Análises ASHAL2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



Fonte: A Autora (2022)

Figura 193 – Análises ASHAL3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



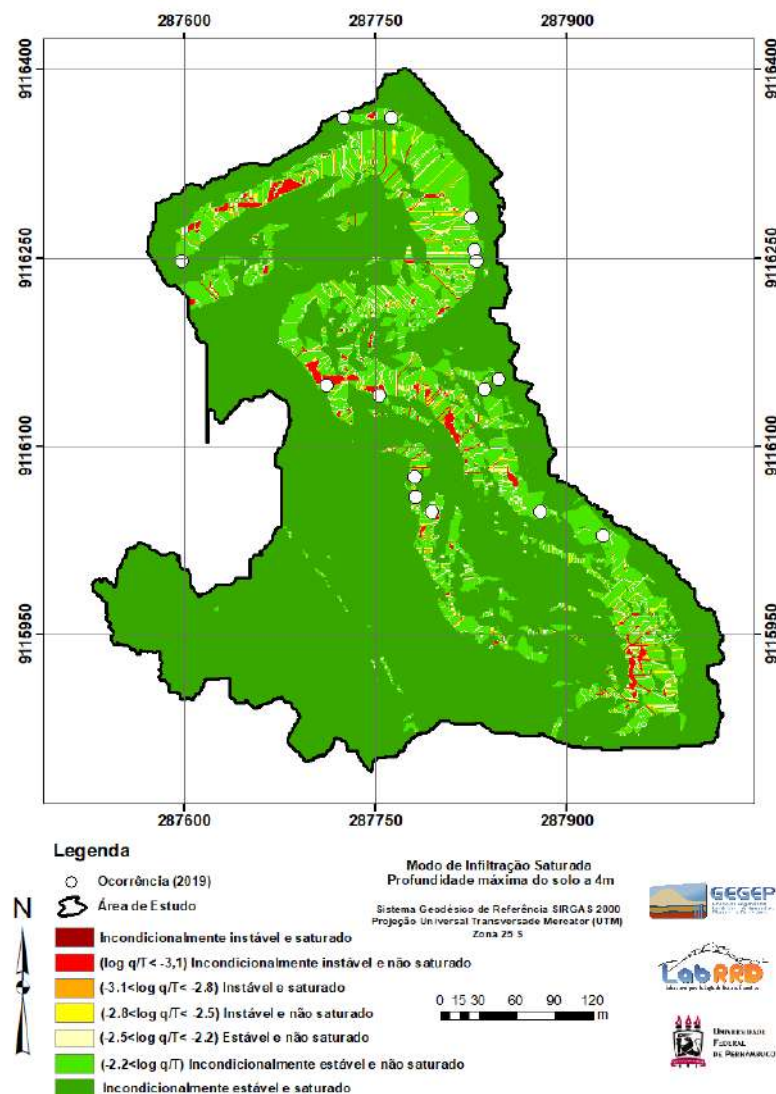
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 75 – Análise ASHAL3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$\log q/T < -9,9$	1	6,67	0,14	47,62	56,75
$-9,9 < \log q/T < -3,1$	0	0,00	0,24	0,00	0,00
$-3,1 < \log q/T < -2,8$	0	0,00	0,23	0,00	0,00
$-2,8 < \log q/T < -2,5$	1	6,67	0,49	13,61	16,21
$-2,5 < \log q/T < -2,2$	2	13,33	0,71	18,78	22,38
$-2,2 < \log q/T < 9,9$	7	46,67	12,99	3,59	4,28
$9,9 > \log q/T$	4	26,67	85,20	0,31	0,37
	15	100,00	100,00	83,91	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 194 – Análises ASHAL4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



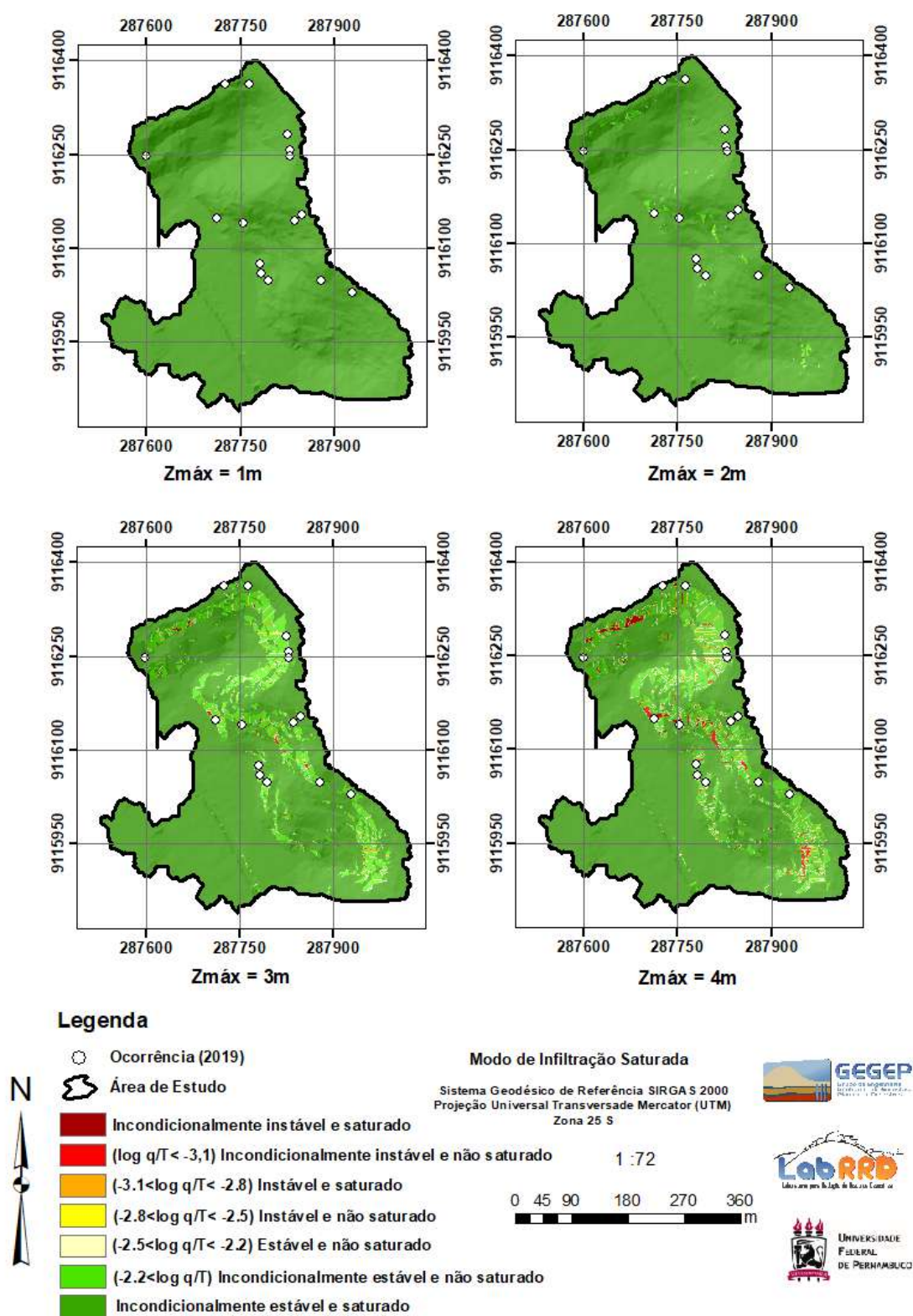
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 76 – Análise ASHAL4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$\log q/T < -9,9$	6	40,00	0,97	41,24	61,12
$-9,9 < \log q/T < -3,1$	1	6,67	0,56	11,90	17,64
$-3,1 < \log q/T < -2,8$	0	0,00	0,56	0,00	0,00
$-2,8 < \log q/T < -2,5$	1	6,67	0,86	7,75	11,49
$-2,5 < \log q/T < -2,2$	1	6,67	1,34	4,98	7,37
$-2,2 < \log q/T < 9,9$	4	26,67	18,62	1,43	2,12
$9,9 > \log q/T$	2	13,33	77,09	0,17	0,26
	15	100,00	100,00	67,47	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 195 – Análises ASHAL: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os $Z_{m\acute{a}x}$ adotados.



Fonte: A Autora (2022)

7.2.5.2 Cenário B

As Figura 196 a Figura 200 apresentam os mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais das análises do Cenário B. Esses mapas mostram o resultado da análise de suscetibilidade pelo modelo SHALSTAB e apresentam a classificação do $\log q/T$ em sete classes, assim como os locais de ocorrência de deslizamentos registrados em 2019. As Tabela 77 a Tabela 80 apresentam as validações de cada um dos mapas de suscetibilidade por meio do método LR_{class} explicado no item 3.4.

A Tabela 77 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSHAL1. A tabela mostra que 1,79% da área foi classificada como instável pelo modelo SHALSTAB, abrangendo 46,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ é 75,91%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 75,91% de chance de incluí-lo.

A Tabela 78 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSHAL2. A tabela mostra que 2,67% da área foi classificada como instável pelo modelo SHALSTAB, abrangendo 53,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ é 52,81%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 52,81% de chance de incluí-lo.

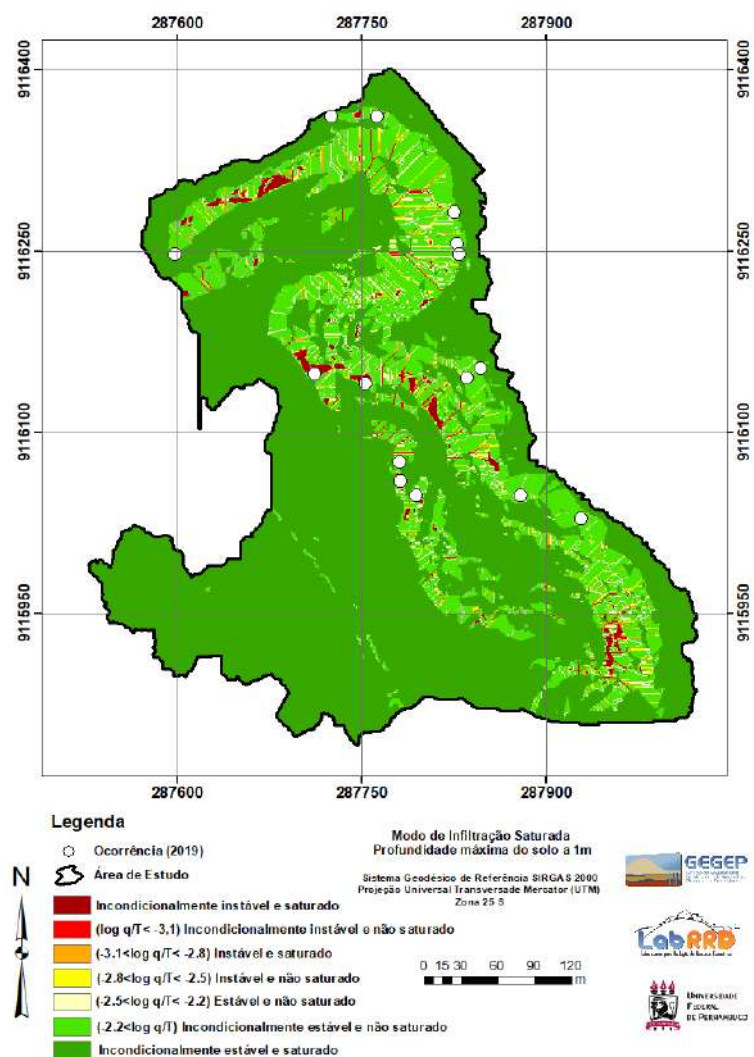
A Tabela 79 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSHAL3. A tabela mostra que 3,01% da área foi classificada como instável pelo modelo SHALSTAB, abrangendo 60,00% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ é 52,05%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 52,05% de chance de incluí-lo.

A Tabela 80 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSHAL4. A tabela mostra que 3,2% da área foi classificada como instável pelo modelo SHALSTAB, abrangendo 60% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ é 61,29%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 61,29% de chance de incluí-lo.

A Figura 200 apresenta os mapas de suscetibilidade para todos os $Z_{máx}$ analisados. Através dessa figura é possível ter, visualmente, uma melhor observação das quatro profundidades juntas para o Cenário B. Aqui, percebe-se que o aumento da profundidade não teve tanta interferência no mapa de suscetibilidade. A área instável teve aumento muito sutil de uma profundidade para outra e, através das validações, nota-se que para as 3 últimas profundidades (2, 3 e 4m), a $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ permaneceu aproximadamente entre 48 e 61%.

Isso significa que a modelo SHALSTAB, para o Cenário B, não teve uma previsão tão efetiva.

Figura 196 – Análises BSHAL1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



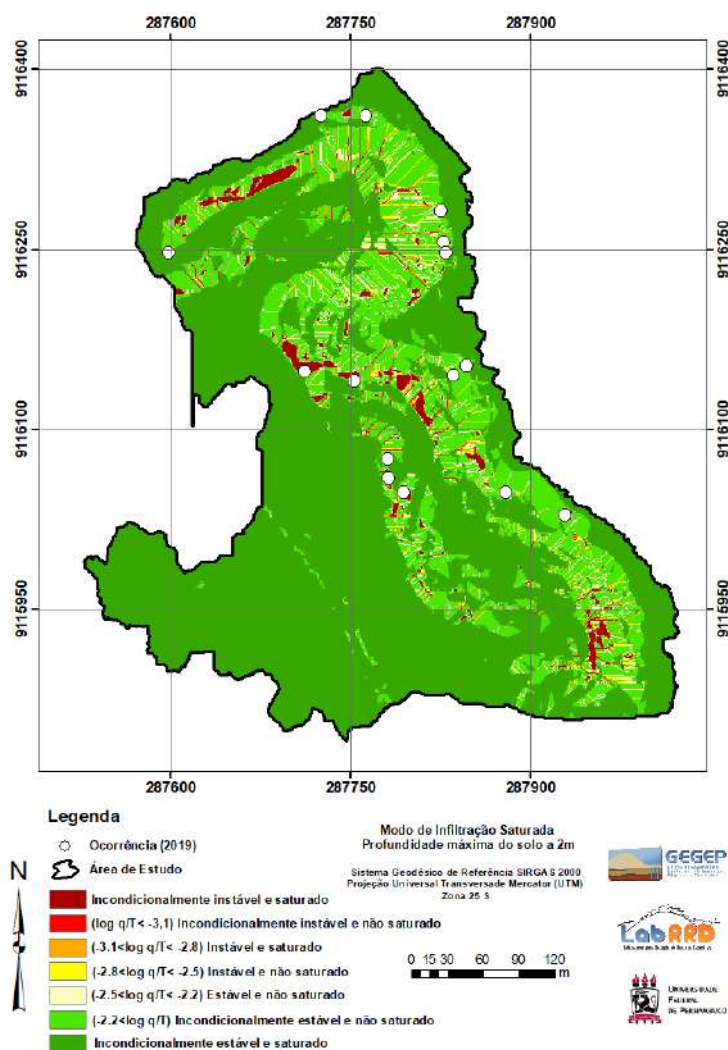
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 77 – Análise BSHAL1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$\log q/T < -9,9$	7	46,67	1,12	41,67	75,91
$-9,9 < \log q/T < -3,1$	0	0,00	0,67	0,00	0,00
$-3,1 < \log q/T < -2,8$	0	0,00	0,65	0,00	0,00
$-2,8 < \log q/T < -2,5$	0	0,00	0,99	0,00	0,00
$-2,5 < \log q/T < -2,2$	3	20,00	1,68	11,90	21,69
$-2,2 < \log q/T < 9,9$	4	26,67	21,76	1,23	2,23
$9,9 > \log q/T$	1	6,67	73,14	0,09	0,17
	15	100,00	100,01	54,89	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 197 – Análises BSHAL2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



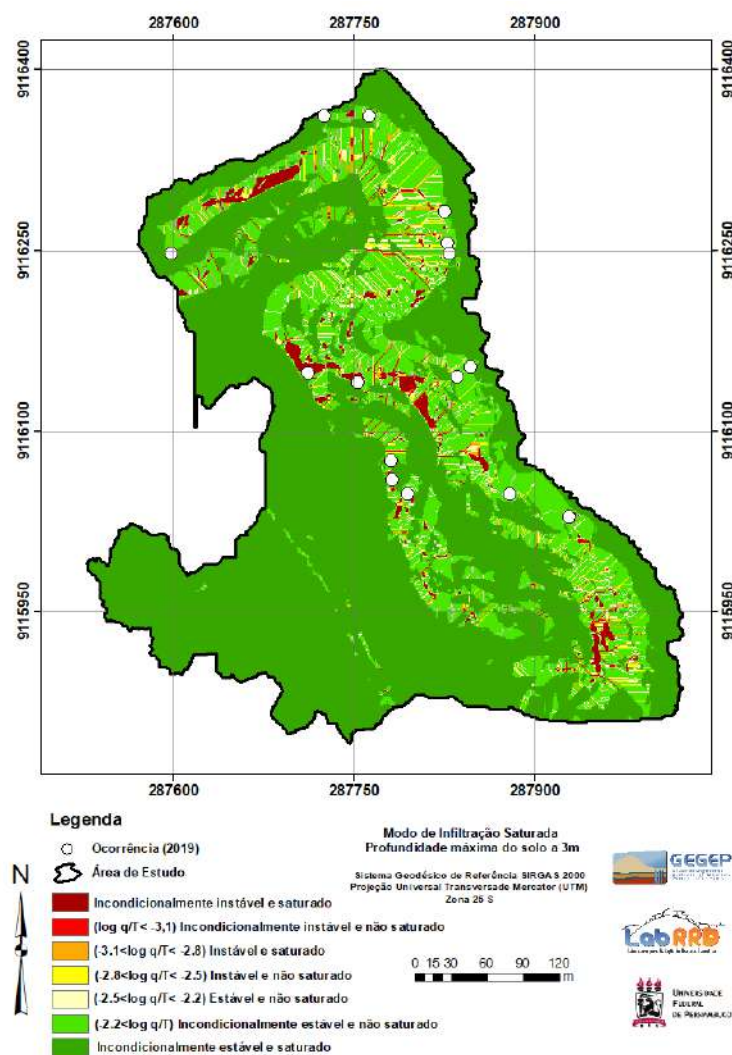
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 78 – Análise BSHAL2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$\log q/T < -9,9$	8	53,33	1,84	28,99	52,81
$-9,9 < \log q/T < -3,1$	0	0,00	0,83	0,00	0,00
$-3,1 < \log q/T < -2,8$	0	0,00	0,78	0,00	0,00
$-2,8 < \log q/T < -2,5$	1	6,67	1,18	5,65	10,29
$-2,5 < \log q/T < -2,2$	3	20,00	2,11	9,48	17,27
$-2,2 < \log q/T < 9,9$	2	13,33	23,1	0,58	1,05
$9,9 > \log q/T$	1	6,67	70,16	0,10	0,17
	15	100,00	100,00	44,79	81,60

Fonte: A Autora (2022)

Figura 198 – Análises BSHAL3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



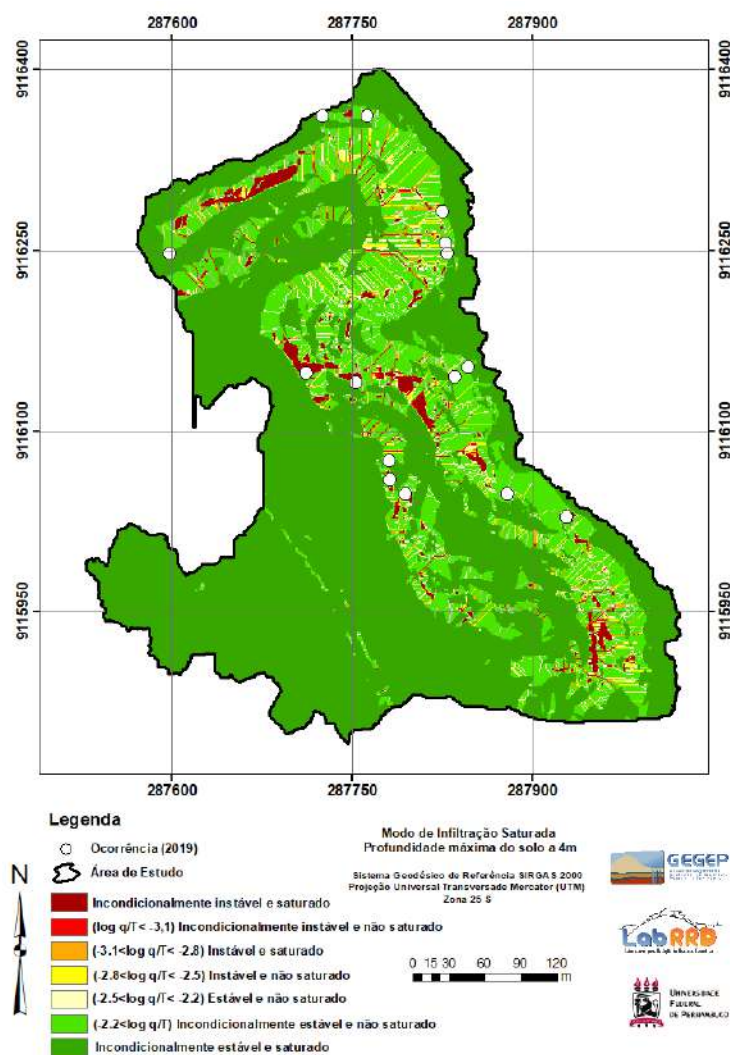
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 79 – Análise BSHAL3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$\log q/T < -9,9$	9	60,00	2,10	28,57	52,05
$-9,9 < \log q/T < -3,1$	0	0,00	0,91	0,00	0,00
$-3,1 < \log q/T < -2,8$	0	0,00	0,81	0,00	0,00
$-2,8 < \log q/T < -2,5$	4	26,67	1,28	20,83	37,96
$-2,5 < \log q/T < -2,2$	3	20,00	2,24	8,93	16,27
$-2,2 < \log q/T < 9,9$	0	0,00	23,47	0,00	0,00
$9,9 > \log q/T$	1	6,67	69,19	0,10	0,18
	15	113,33	100,00	58,43	106,45

Fonte: A Autora (2022)

Figura 199 – Análises BSHAL4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



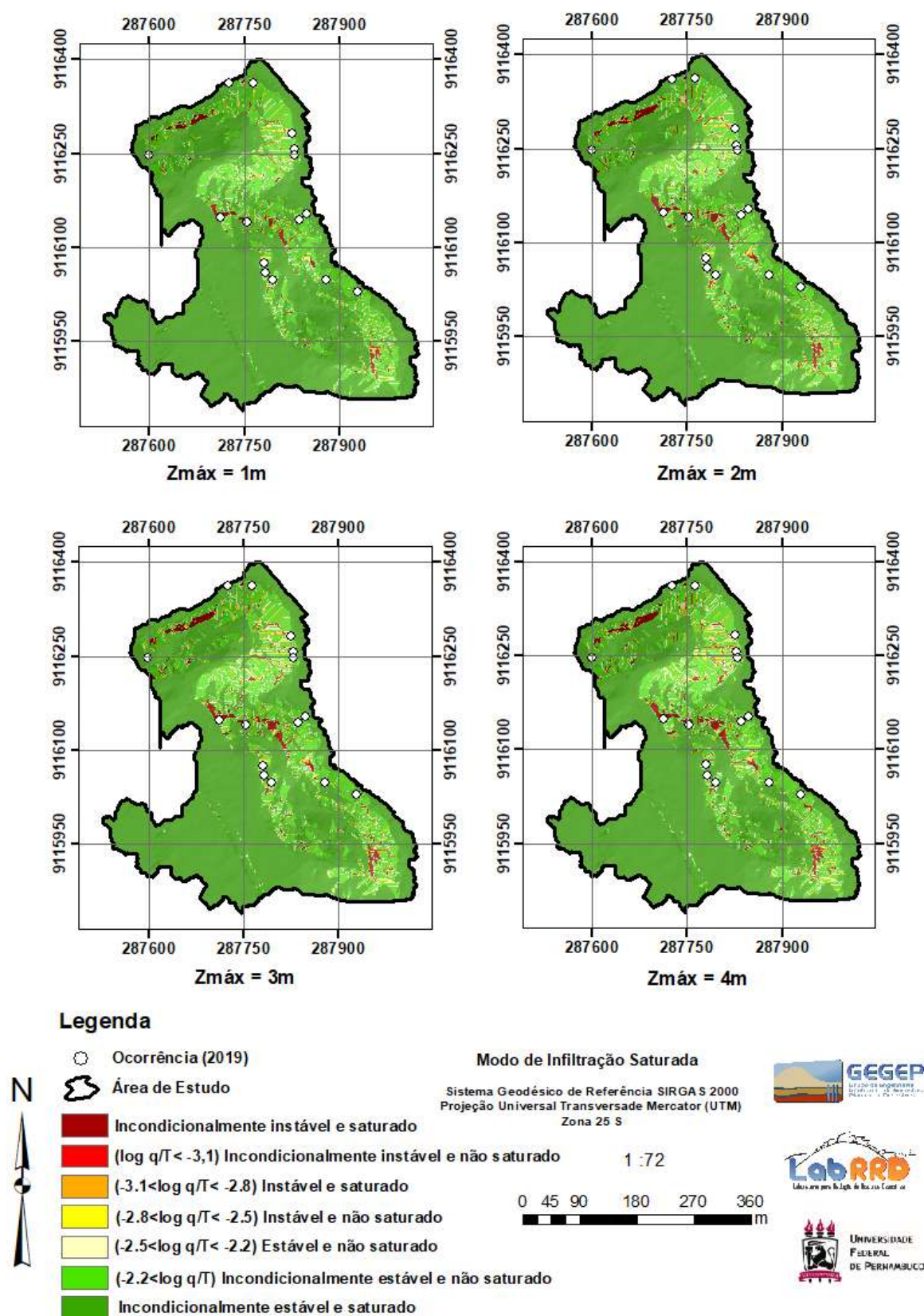
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 80 – Análise BSHAL4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$\log q/T < -9,9$	9	60,00	2,26	26,55	48,37
$-9,9 < \log q/T < -3,1$	1	6,67	0,94	7,09	12,92
$-3,1 < \log q/T < -2,8$	0	0,00	0,84	0,00	0,00
$-2,8 < \log q/T < -2,5$	4	26,67	1,32	20,20	36,81
$-2,5 < \log q/T < -2,2$	2	13,33	2,32	5,75	10,47
$-2,2 < \log q/T < 9,9$	0	0,00	23,61	0,00	0,00
$9,9 > \log q/T$	1	6,67	68,71	0,10	0,18
	15	113,33	100,00	59,69	108,74

Fonte: A Autora (2022)

Figura 200 – Análises BSHAL: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os $Z_{m\acute{a}x}$ adotados.



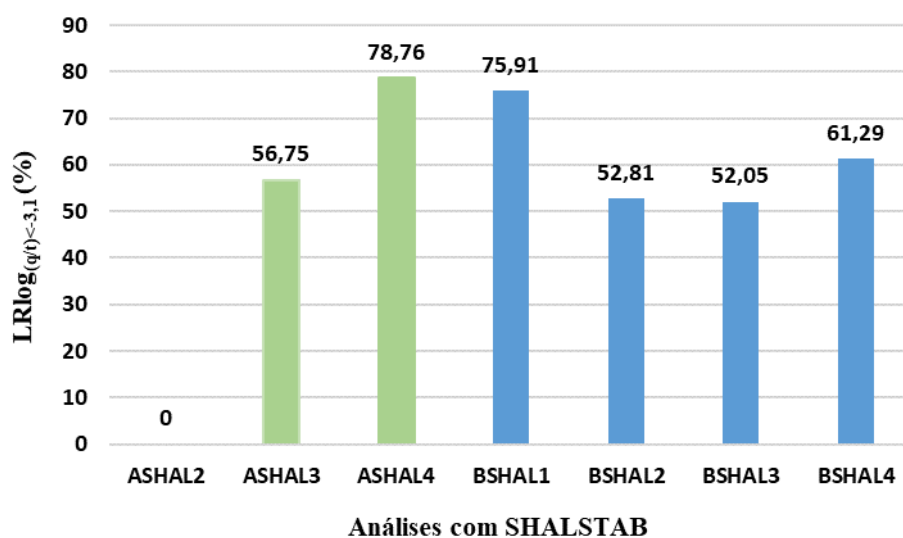
Fonte: A Autora (2022)

7.2.6 Comparação dos Cenários A e B

A Figura 201 apresenta a comparação da $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ das análises dos Cenários A e B. O gráfico mostra que as análises do Cenário A, aumentam a previsão de acerto, à medida que Z_{max} aumentou. As análises do Cenário B não apresentaram um crescimento na $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ em consonância com a profundidade. Neste caso, a melhor previsão ocorreu para $Z_{max} = 1\text{m}$ de profundidade, apresentando $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1} = 75,91$. Devido a melhor ponderação entre a % de área instável e o número de acertos dos pontos de deslizamento, a análise ASHAL4 é a mais precisa entre os dois Cenários, apresentando $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1} = 78,76\%$.

Percebe-se que a falta de coesão nas análises do Cenário B, conferem uma certa constância na porcentagem de áreas instáveis, com pouco crescimento dessas áreas de uma profundidade para outra. Mais uma vez, percebe-se que a coesão tem grande influência nas análises de suscetibilidade no modelo SHALSTAB, assim como no TRIGRS.

Figura 201 – Comparação da $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ para as análises dos Cenários A e B.



Fonte: A Autora (2022)

7.3 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE – SINMAP

Nesta seção são apresentados a metodologia e os resultados das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo SINMAP.

7.3.1 Metodologia das Análises de Suscetibilidade com SINMAP

Nessa seção será apresentada a metodologia utilizada para a análise de suscetibilidade utilizando o modelo SINMAP. O Modelo SINMAP necessita em suas análises de parâmetros topográficos, pluviométricos, geotécnicos e hidrológicos.. Os parâmetros topográficos, são representados pelo MDT concedidos pelo projeto PE3D assim como o TRIGRS e o SHALSTAB.

Conforme apresentado no item 3.3.2, para a realização das análises são necessários os parâmetros: C , ϕ , ρ_s , θ , T/R , A e z . Os parâmetros θ e A são os parâmetros topográficos ϕ e ρ_s são obtidos em laboratório C e T/R são calculados com base na coesão do solo (c_s) e das raízes (c_r) e na transmissividade do solo (T) e precipitação efetiva (R).

Para a realização das análises de suscetibilidade, foram elaborados dois Cenários, denominados A e B, assim como no SHALSTAB. Para ambos os Cenários, os parâmetros usados são constantes em toda a área. No **Cenário A**, as análises foram realizadas considerando os parâmetros de resistência do ensaio de cisalhamento direto. No **Cenário B**, as análises foram realizadas considerando os parâmetros de resistência do ensaio triaxial. Optou-se por realizar as análises considerando os parâmetros de ambos os ensaios de resistência ao cisalhamento pelos mesmos motivos já explicados anteriormente.

As análises consideraram quatro profundidades máximas do solo (Z_{max}), assumidas como uniformes para todos os cenários analisados, iguais a 1,0m, 2,0m, 3,0m e 4,0m de profundidade, assim como nas análises do TRIGRS e SHALSTAB.

A Figura 202 apresenta o fluxograma utilizado para a realização das análises de suscetibilidade com o SINMAP. Serão 8 análises ao todo, cada uma possuindo um código próprio, indicando o cenário, o tipo da análise e a profundidade do Z_{max} .

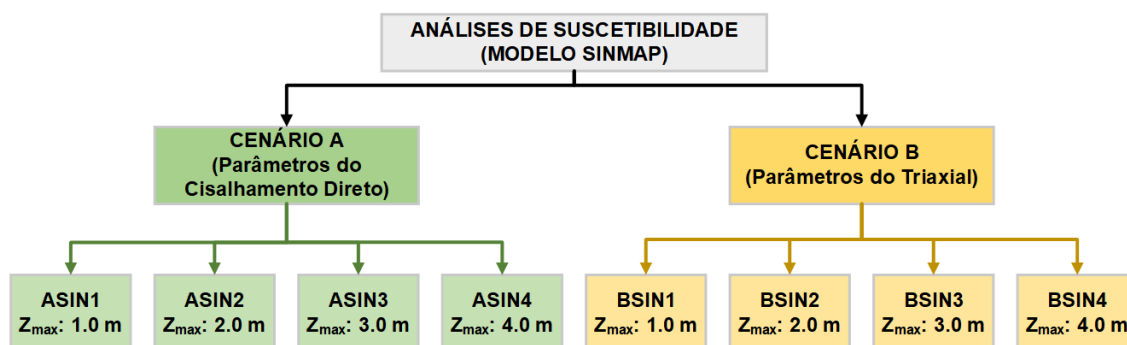


Figura 202 – Esquema das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo SINMAP.

Fonte: A Autora (2022).

Como já explicado anteriormente, as análises representadas na Figura 202 consideram diferentes parâmetros de resistência para cada Cenário analisado. O ensaio triaxial forneceu uma coesão igual a 0kPa enquanto o ensaio de cisalhamento direto inundado encontrou coesão igual a 12,76 kPa. Ensaios realizados em regiões próximas (Dois Unidos e Alto do Reservatório) por Lafayette (2000) , Lima(2002) e Bandeira (2010), registraram variação no ângulo de atrito ($16 - 32^\circ$) e na coesão (1 – 15 kPa).

Além disso, Coutinho (2020) realizou estudos em uma encosta localizada a aproximadamente 2km do local estudado nesta tese, com solo semelhante. Foi verificado que o ângulo de atrito variou entre 31 e $35,7^\circ$ e a coesão variou entre 0 e 7,1 kPa. Devido a grande variação da coesão nos trabalhos realizados na região, inclusive nesta tese, foram elaborados os **Cenários A e B**.

O SINMAP classifica a área de estudo em seis classes de Índice de Estabilidade (SI): Estável, Moderadamente Estável, Quase Estável, Limiar Inferior, Limiar Superior e Incondicionalmente Instável, conforme Tabela 81. Em termos determinísticos as três primeiras classes possuem $FS > 1$, indicando que essas áreas não devem falhar com os parâmetros mais conservadores na faixa especificada (PACK et al., 1998). Essa tese adotou as classes com $0 < SI < 1$, como representantes da área instável para o modelo SINMAP. Sendo assim, todas as áreas que possuem valores de $SI < 1$, serão consideradas instáveis, conforme observado por Melo et al. (2021).

Tabela 81 – Definições das classes de estabilidade de encostas.

Condição	Classe	Estado Prévio	Margem de Parâmetro	Influências possíveis de fatores não modelados	Classes sugeridas
$SI > 1,5$	1	Estável	Margem de instabilidade não modelada	Significantes fatores destabilizadores são exigidos para a instabilidade	Estável
$1,5 > SI > 1,25$	2	Moderadamente Estável	Margem de instabilidade não modelada	Moderados fatores destabilizadores são exigidos para a instabilidade	Moderadamente Estável
$1,25 > SI > 1,0$	3	Quase Estável	Margem de instabilidade não modelada	Fatores destabilizadores são exigidos para a instabilidade	Pouco Estável
$1,0 > SI > 0,5$	4	Limiar Inferior	Margem de média pessimista exigida para instabilidade	Fatores destabilizadores não são exigidos para a instabilidade	Pouco Instável

$0,5 > SI > 0,0$	5	Limiar Superior	Margem de média otimista exigida pela estabilidade	Fatores estabilizadores podem ser responsáveis pela instabilidade	Moderadamente Instável
$0,0 > SI$	6	Instável	Margem de estabilidade não modelada	Fatores de estabilidade são exigidos para a estabilidade	Instável

Fonte: Melo (2021).

Após a etapa de modelagem, cada uma das análises foram validadas por meio do método LR_{class} . O processo de validação incluiu as ocorrências registradas no período do evento considerado (julho/2019). Os dados foram disponibilizados pela Defesa Civil de Recife). Foram comparadas as ocorrências registradas durante o evento com as áreas de instabilidade geradas pelo modelo SINMAP, neste caso, áreas em que $0 < SI < 1$.

7.3.2 Integração dos parâmetros Geotécnicos e hidrológicos utilizados no SINMAP

As análises de suscetibilidade realizadas por meio do SINMAP para os Cenários A e B consideraram os parâmetros geotécnicos determinados por meio da investigação geológica-geotécnica realizada em laboratório. A Tabela 82 apresenta a classificação SUCS e os parâmetros em todos os Cenários das análises de suscetibilidade com o modelo SINMAP. De modo a anular a abordagem probabilística do método, foram adotados valores únicos para os parâmetros C , ϕ' e T/R (T/q).

A coesão adimensional (C) foi calculada adotando valores nulos de coesão de raízes ($c_r = 0$) através da Equação (57), conforme Pack et al. (2005). Da mesma forma, calculou-se a transmissividade (T) do solo através da Equação (58) utilizando o valor de condutividade hidráulica saturada obtida pelo ensaio Triflex em laboratório igual a $3,85E^{-5}$. A transmissividade do solo foi empregada na obtenção da razão T/R (T/q). De modo a anular a abordagem probabilística do método, valores únicos para os limites inferiores e superiores dos parâmetros de entrada foram adotados.

$$C = \frac{c_r + c_s}{\rho \cdot g \cdot z} \quad (57)$$

$$T = K_{sat} \cdot z \quad (58)$$

Para o modelo do SINMAP é necessário estabelecer a precipitação de um dia. Nesse caso, foi escolhida a precipitação do dia 24/07, de 180mm, que foi considerado o dia mais

crítico nas análises do TRIGRS. A partir desse valor, obteve-se o $q(R)$ para empregar na razão T/R .

Tabela 82 – Parâmetros de entrada utilizados no SINMAP

Cenários	Classificação SUCS	Prof. (m)	Z_{max}	γ_{sat}	C	ϕ'	T/R
Cenário A (CD)	BL-1 / SC	0,90-1,20	1	19,52	0,66	34,40	18,33
			2	19,52	0,33	34,40	36,65
			3	19,52	0,22	34,40	54,98
			4	19,52	0,17	34,40	73,31
Cenário B (Triaxial)	BL-1 / SC	0,90-1,20	1	19,52	0,00	42,20	18,33
			2	19,52	0,00	42,20	36,65
			3	19,52	0,00	42,20	54,98
			4	19,52	0,00	42,20	73,31

Fonte: A Autora (2022).

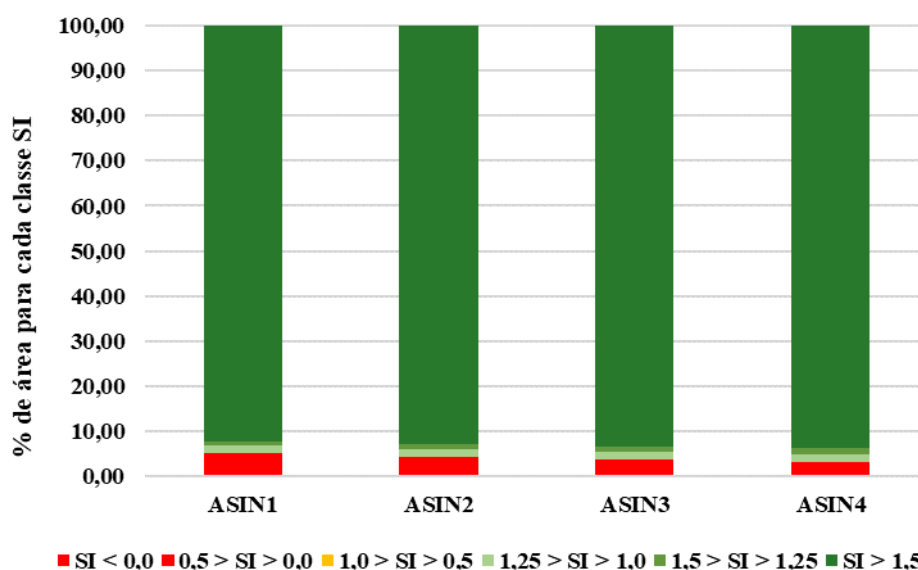
7.3.3 Resultados do Cenário A

As análises do cenário A, foram realizadas utilizando os parâmetros de resistência do cisalhamento direto inundado. Foram utilizados quatro valores de Z_{max} iguais a 1, 2, 3 e 4 metros, foram denominadas como ASIN1, ASIN2, ASIN3 e ASIN4 respectivamente. Vale destacar que nessas análises o Z_{max} é considerado constante para toda área de estudo. O gráfico da

Figura 203 apresenta a relação entre a porcentagem de área para cada classe em relação a área total considerada. Vale ressaltar que a área instável, nesse caso, equivale a três classes do modelo SINMAP: as classes $SI < 0$, $0,5 > SI > 0,0$ e $0,5 < SI < 1,0$. Resumido, todos os valores de $SI < 1,0$.

A análise do gráfico mostra que as todas as análises do Cenário A apresentaram alguma porcentagem de área instável, aproximadamente iguais. Percebe-se pelo gráfico que, à medida que se aumenta a profundidade $Z_{máx}$, ocorre uma progressiva e sutil diminuição na porcentagem de área instável. Da análise ASIN1 para a análise ASIN4, por exemplo, a porcentagem de área instável diminuiu de 5,15% para 3,26%.

Figura 203 – Porcentagem de área para cada classe SI em todos $Z_{m\acute{a}x}$ (ASIN1, ASIN2, ASIN3 e ASIN4)



Fonte: A Autora (2022).

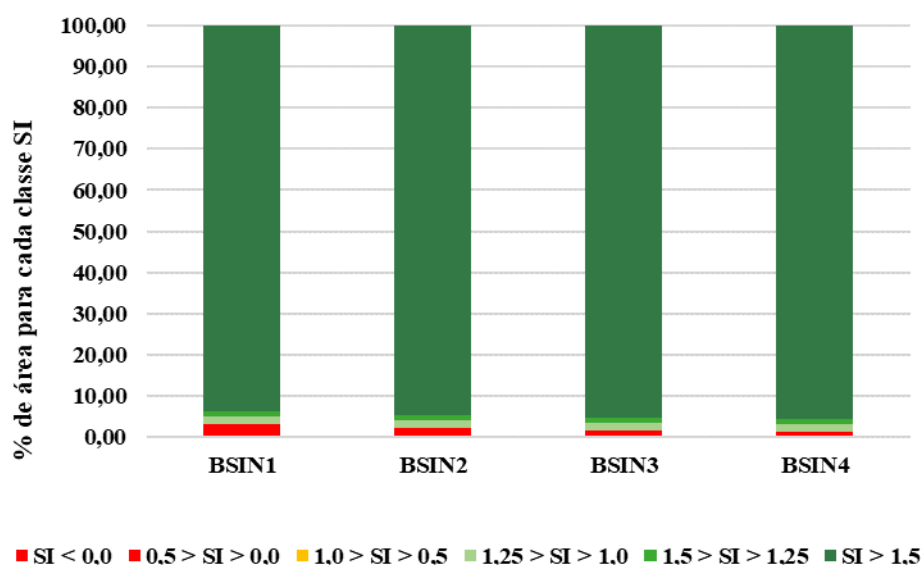
7.3.4 Resultados do Cenário B

As análises do cenário A, foram realizadas utilizando os parâmetros de resistência do cisalhamento direto inundado. Foram utilizados quatro valores de $Z_{m\acute{a}x}$ iguais a 1, 2, 3 e 4 metros, foram denominadas como BSIN1, BSIN2, BSIN3 e BSIN4 respectivamente. O gráfico da Figura 204 apresenta a relação entre a porcentagem de área para cada classe em relação a área total considerada.

A análise do gráfico mostra que as todas as análises do Cenário B apresentaram alguma porcentagem de área instável, aproximadamente iguais. Percebe-se pelo gráfico que, à medida que se aumenta a profundidade $Z_{m\acute{a}x}$, ocorre uma progressiva e sutil diminuição na porcentagem de área instável. Da análise BSIN1 para a análise BSIN4, por exemplo, a porcentagem de área instável diminuiu de 3,29% para 1,41%.

No modelo SINMAP percebe-se uma grande semelhança entre as porcentagens de área para cada classe de SI nos Cenários A e B. Dessa forma, não se percebe grande interferência dos parâmetros de resistência nos resultados de suscetibilidade.

Figura 204 – Porcentagem de área instável para cada $Z_{máx}$ (BSIN1, BSIN2, BSIN3 e BSIN4)



Fonte: A Autora (2022).

7.3.5 Mapas de suscetibilidade e validação

Nesta seção são apresentados os mapas de suscetibilidade e os resultados das validações das análises de suscetibilidade realizadas com o modelo SINMAP.

7.3.5.1 Cenário A

As Figura 205 a Figura 209 apresentam os mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais das análises do Cenário A. Esses mapas mostram o resultado da análise de suscetibilidade pelo modelo SINMAP e apresentam a classificação do SI em seis classes, assim como os locais de ocorrência de deslizamentos registrados em 2019. As Tabela 83 a Tabela 86 apresentam as validações de cada um dos mapas de suscetibilidade por meio do método LR_{class} explicado no item 3.4.

A Tabela 83 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ASIN1. A tabela mostra que 5,15% da área foi classificada como instável pelo modelo SINMAP, abrangendo 46,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{logSI \leq 1}$ é 94%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 94% de chance de incluí-lo.

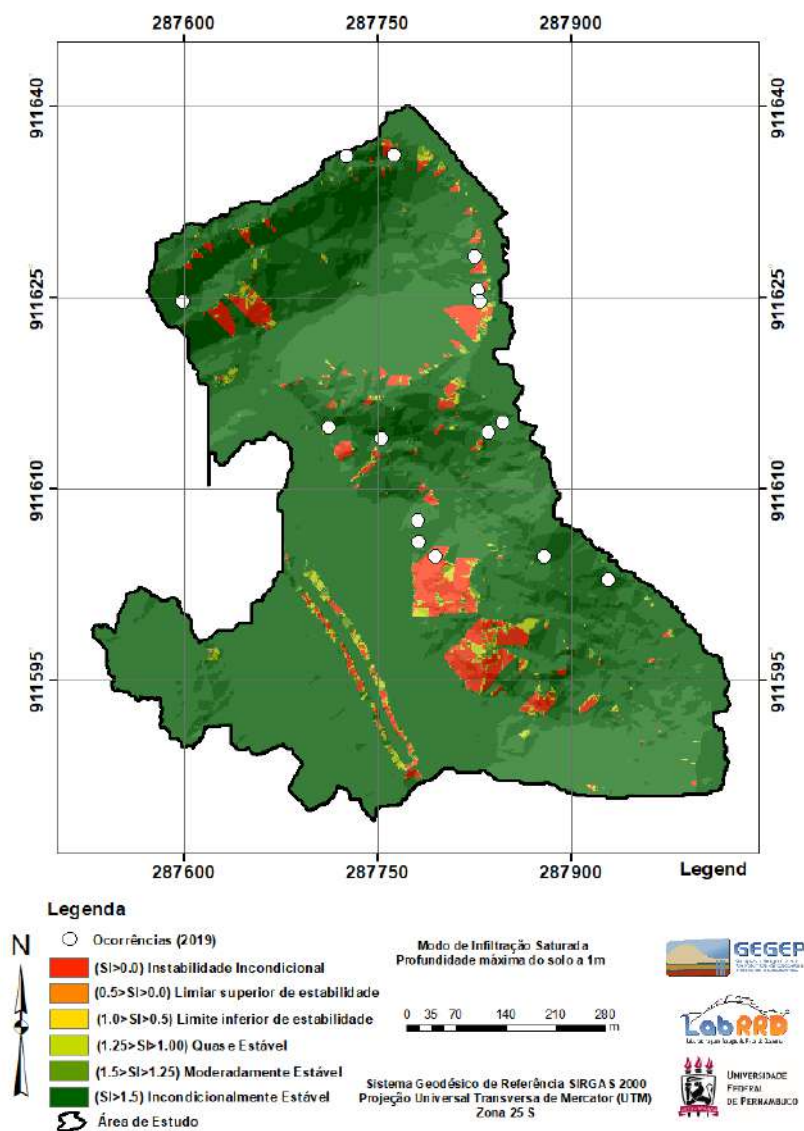
A Tabela 84 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ASIN2. A tabela mostra que 4,23% da área foi classificada como instável pelo modelo SINMAP, abrangendo 26,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log SI \leq 1}$ é 88,88%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 88,88% de chance de incluí-lo.

A Tabela 85 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ASIN3. A tabela mostra que 3,67% da área foi classificada como instável pelo modelo SINMAP, abrangendo 26,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log SI \leq 1}$ é 90,25%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 90,25% de chance de incluí-lo.

A Tabela 86 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise ASIN4. A tabela mostra que 3,26% da área foi classificada como instável pelo modelo SINMAP, abrangendo 26,67% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log SI \leq 1}$ é 91,27%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 91,27% de chance de incluí-lo.

A Figura 209 apresenta os mapas de suscetibilidade para todos os $Z_{máx}$ analisados. Através dessa figura é possível ter, visualmente, uma melhor observação das quatro profundidades juntas para o Cenário A. Aqui, percebe-se que o aumento da profundidade não teve tanta interferência significativa no mapa de suscetibilidade. A área instável apresentou diminuição muito sutil de uma profundidade para outra e, através das validações, nota-se que para as quatro profundidades (1, 2, 3 e 4m), a $\%LR_{\log SI \leq 1}$ permaneceu aproximadamente entre 88 e 94%. Isso significa que o modelo SINMAP, para o Cenário A, teve uma previsão excelente dos locais de deslizamento, pois apesar da área instável prevista ser pequena, o método acertou exatamente os pontos de ocorrências.

Figura 205 – Análises ASIN1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



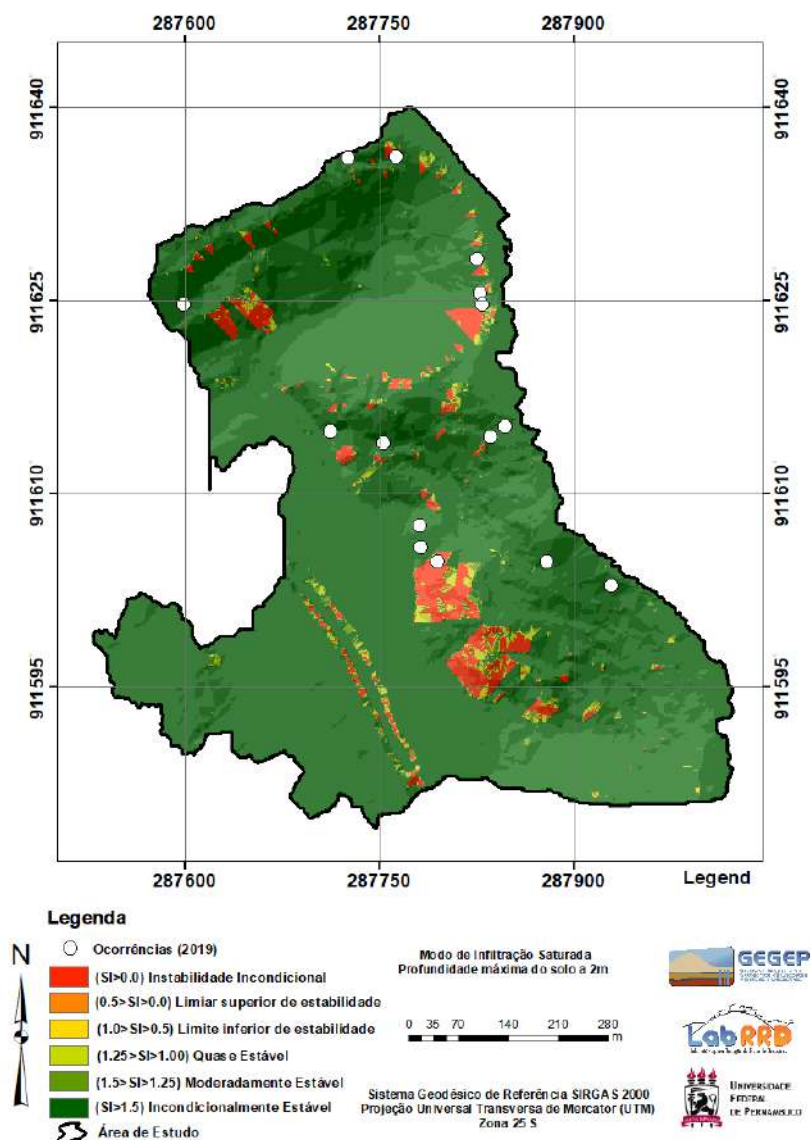
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 83 – Análise ASIN1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$SI \leq 0,00$	7	46,67	5,15	9,06	94,00
$0,0 < SI \leq 0,5$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,5 < SI \leq 1,00$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$1,00 < SI \leq 1,25$	0	0,00	1,64	0,00	0,00
$1,25 < SI \leq 1,50$	0	0,00	0,97	0,00	0,00
$SI > 1,50$	8	53,33	92,24	0,58	6,00
	15	100,00	100,00	9,64	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 206 – Análises ASIN2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



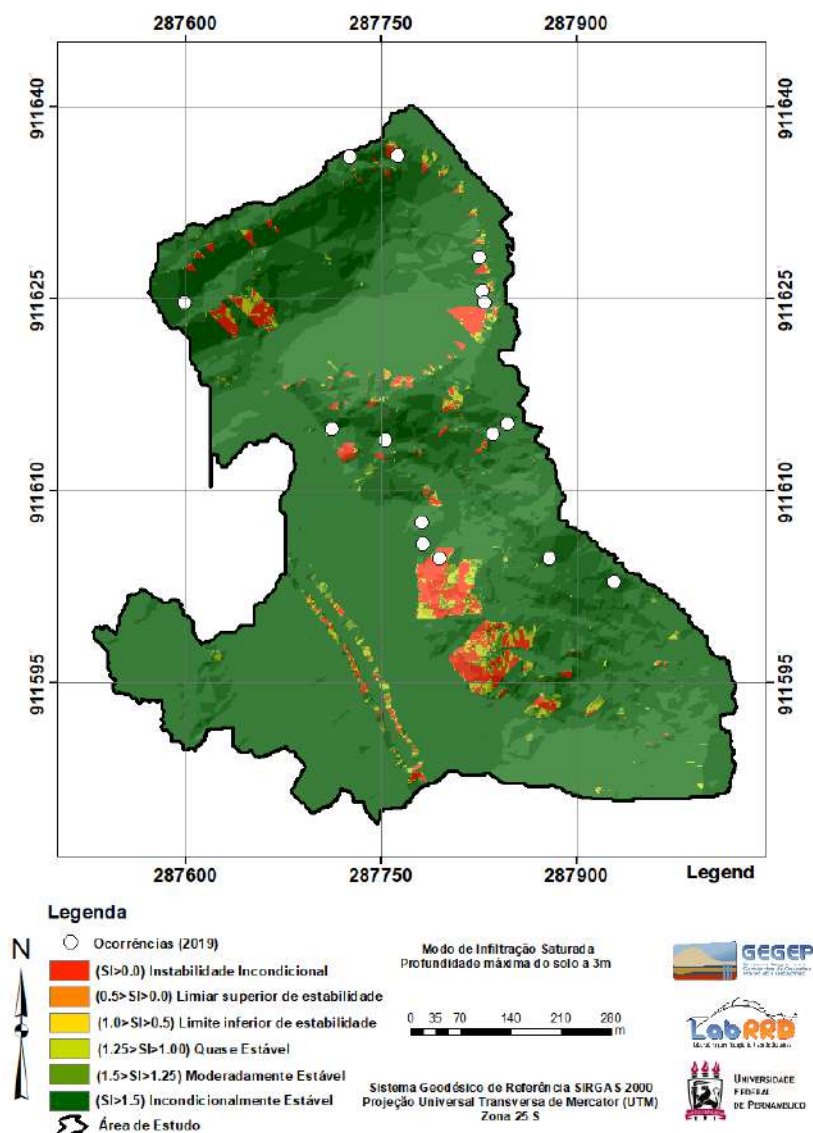
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 84 – Análise ASIN2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$SI \leq 0,00$	4	26,67	4,23	6,30	88,88
$0,0 < SI \leq 0,5$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,5 < SI \leq 1,00$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$1,00 < SI \leq 1,25$	0	0,00	1,64	0,00	0,00
$1,25 < SI \leq 1,50$	0	0,00	1,16	0,00	0,00
$SI > 1,50$	11	73,33	92,97	0,79	11,12
	15	100,00	100,00	7,09	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 207 – Análises ASIN3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



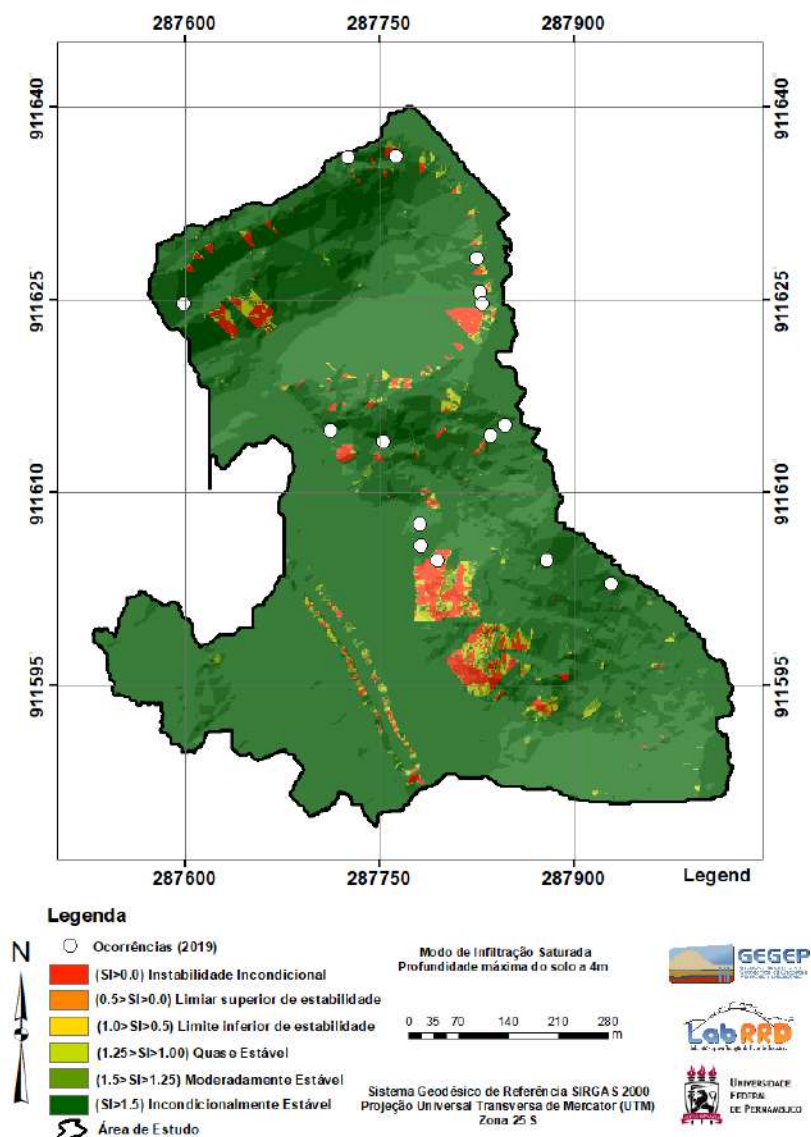
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 85 – Análise ASIN3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$SI \leq 0,00$	4	26,67	3,67	7,27	90,25
$0,0 < SI \leq 0,5$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,5 < SI \leq 1,00$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$1,00 < SI \leq 1,25$	0	0,00	1,71	0,00	0,00
$1,25 < SI \leq 1,50$	0	0,00	1,22	0,00	0,00
$SI > 1,50$	11	73,33	93,40	0,79	9,75
	15	100,00	100,00	8,05	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 208 – Análises ASIN4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



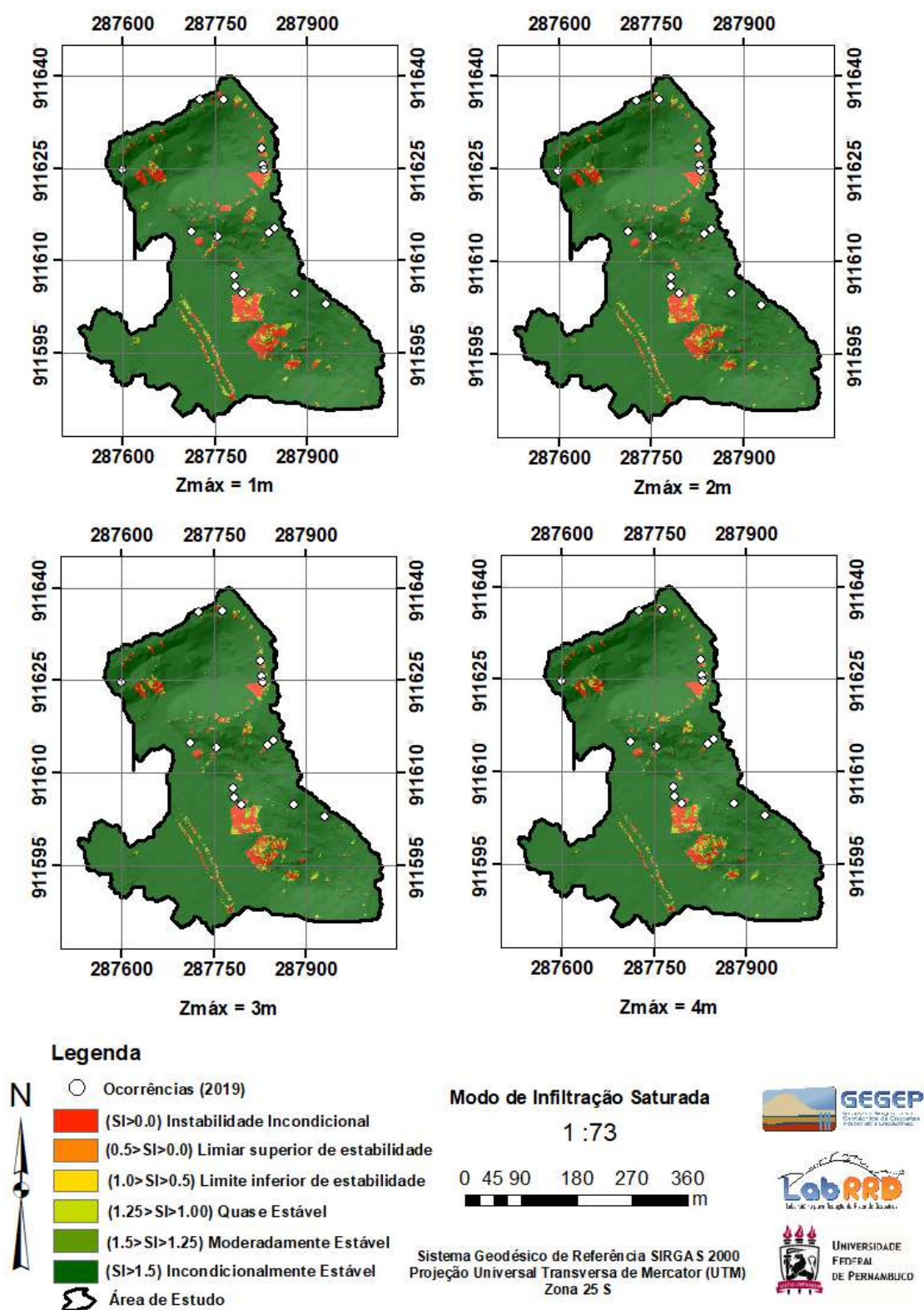
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 86 – Análise ASIN4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$SI \leq 0,00$	4	26,67	3,26	8,18	91,27
$0,0 < SI \leq 0,5$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,5 < SI \leq 1,00$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$1,00 < SI \leq 1,25$	0	0,00	1,74	0,00	0,00
$1,25 < SI \leq 1,50$	0	0,00	1,30	0,00	0,00
$SI > 1,50$	11	73,33	93,70	0,78	8,73
	15	100,00	100,00	8,96	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 209 – Análises ASIN: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os $Z_{m\acute{a}x}$ adotados.



Fonte: A Autora (2022)

7.3.5.2 Cenário B

As Figura 210 a Figura 214 apresentam os mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais das análises do Cenário B. Esses mapas mostram o resultado da análise de suscetibilidade pelo modelo SINMAP e apresentam a classificação do SI em seis classes, assim como os locais de ocorrência de deslizamentos registrados em 2019. As

Tabela 87 a Tabela 90 apresentam as validações de cada um dos mapas de suscetibilidade por meio do método LR_{class} explicado no item 3.4.

A

Tabela 87 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSIN1. A tabela mostra que 3,29% da área foi classificada como instável pelo modelo SINMAP, abrangendo 20% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log SI \leq 1}$ é 55,89%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 55,89% de chance de incluí-lo.

A Tabela 88 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSIN2. A tabela mostra que 2,27% da área foi classificada como instável pelo modelo SINMAP, abrangendo 13,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log SI \leq 1}$ é 55,9%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 55,9% de chance de incluí-lo.

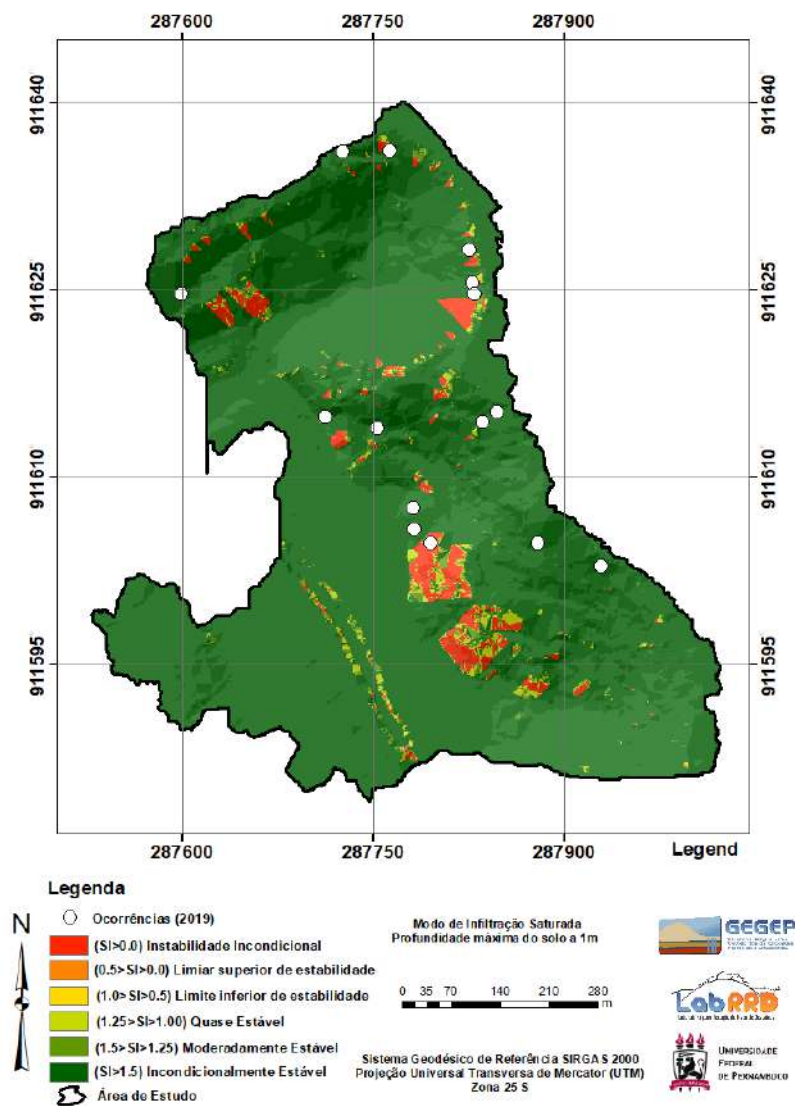
A Tabela 89 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSIN3. A tabela mostra que 1,74% da área foi classificada como instável pelo modelo SINMAP, abrangendo 13,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log SI \leq 1}$ é 61,67%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 61,67% de chance de incluí-lo.

A Tabela 90 apresenta a validação do mapa de suscetibilidade da análise BSIN4. A tabela mostra que 1,41% da área foi classificada como instável pelo modelo SINMAP, abrangendo 13,33% das ocorrências registradas. Desse modo, a $\%LR_{\log SI \leq 1}$ é 65,63%. Isso significa que se ocorrer um deslizamento a área classificada como instável possui 65,63% de chance de incluí-lo.

A Figura 214 apresenta os mapas de suscetibilidade para todos os $Z_{máx}$ analisados. Através dessa figura é possível observar que, da mesma forma que aconteceu para o Cenário A, no Cenário B percebe-se que o aumento da profundidade não teve interferência significativa no mapa de suscetibilidade. A área instável apresentou diminuição muito sutil de

uma profundidade para outra e, através das validações, nota-se que para as quatro profundidades (1, 2, 3 e 4m), a $\%LR_{\log SI \leq 1}$ permaneceu aproximadamente entre 56 e 65%. Isso significa que no modelo SINMAP, para o Cenário B, não houve uma previsão tão boa comparado ao Cenário A.

Figura 210 – Análises BSIN1: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



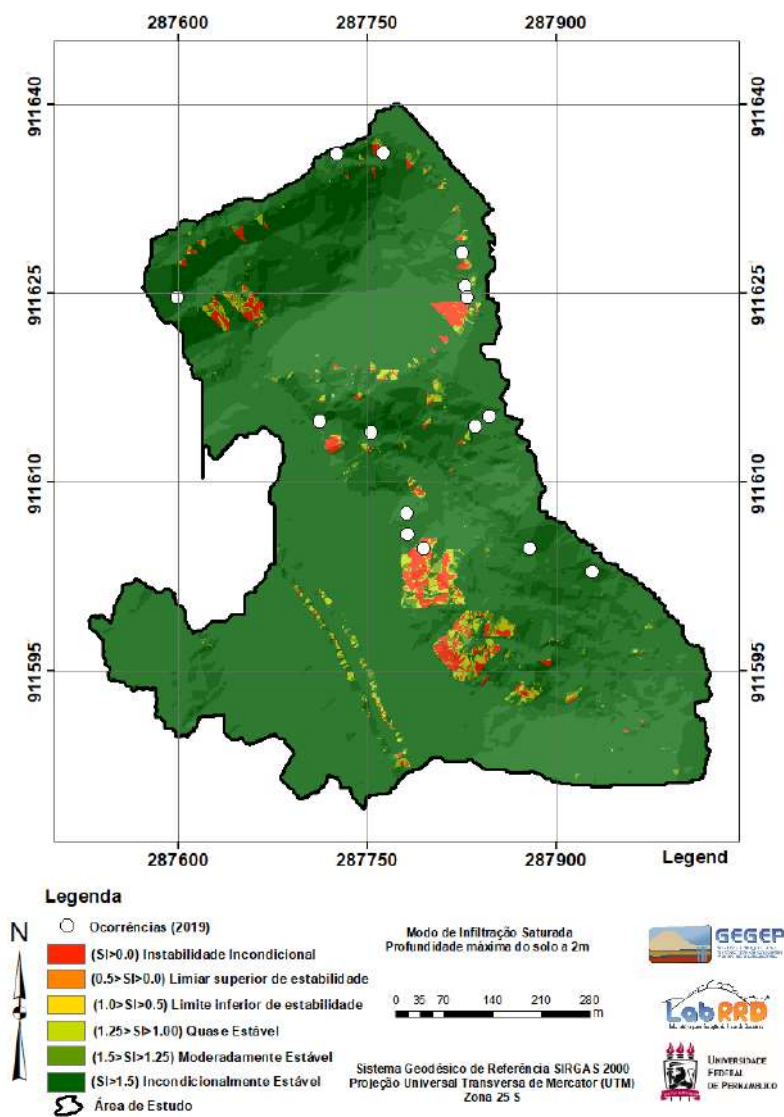
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 87 – Análise BSIN1: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$SI \leq 0,00$	3	20,00	3,29	6,08	55,89
$0,0 < SI \leq 0,5$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,5 < SI \leq 1,00$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$1,00 < SI \leq 1,25$	1	6,67	1,66	4,02	36,92
$1,25 < SI \leq 1,50$	0	0,00	1,29	0,00	0,00
$SI > 1,50$	11	73,33	93,76	0,78	7,19
	15	100,00	100,00	10,88	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 211 – Análises BSIN2: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



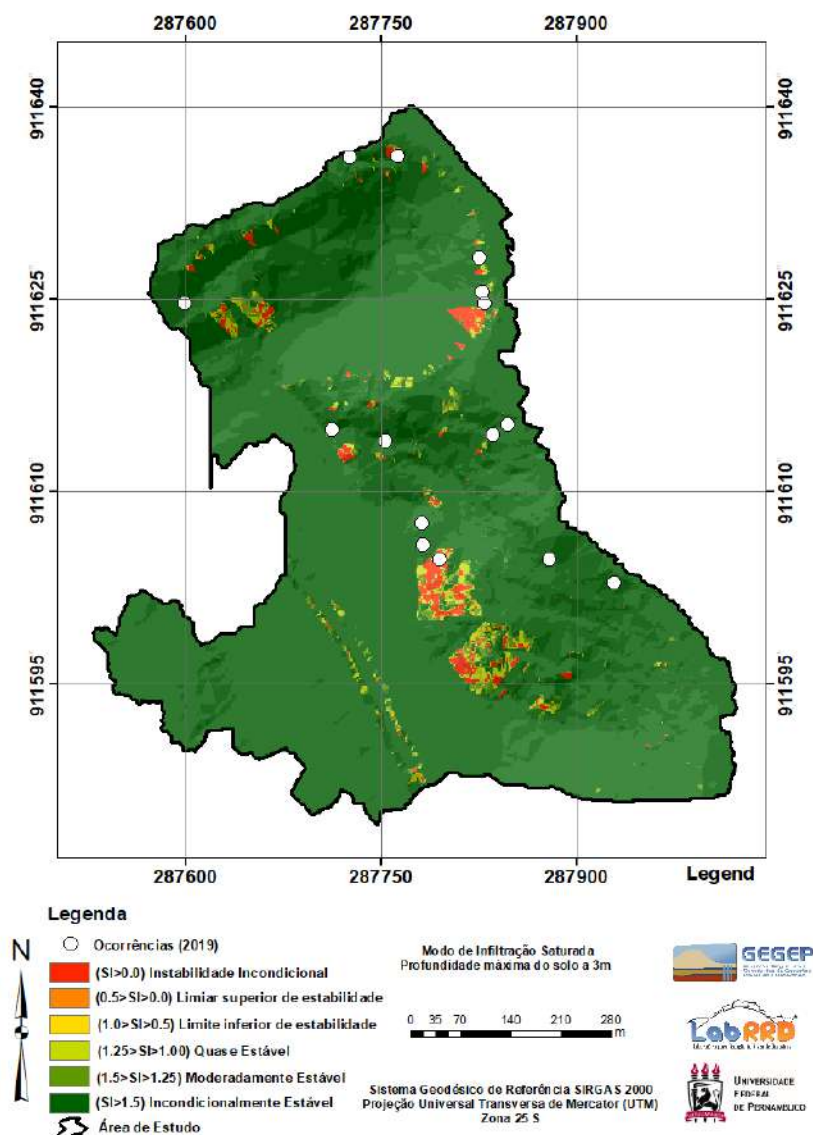
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 88 – Análise BSIN2: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$SI \leq 0,00$	2	13,33	2,27	5,87	55,90
$0,0 < SI \leq 0,5$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,5 < SI \leq 1,00$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$1,00 < SI \leq 1,25$	1	6,67	1,76	3,79	36,05
$1,25 < SI \leq 1,50$	0	0,00	1,34	0,00	0,00
$SI > 1,50$	12	80,00	94,63	0,85	8,05
	15	100,00	100,00	10,51	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 212 – Análises BSIN3: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



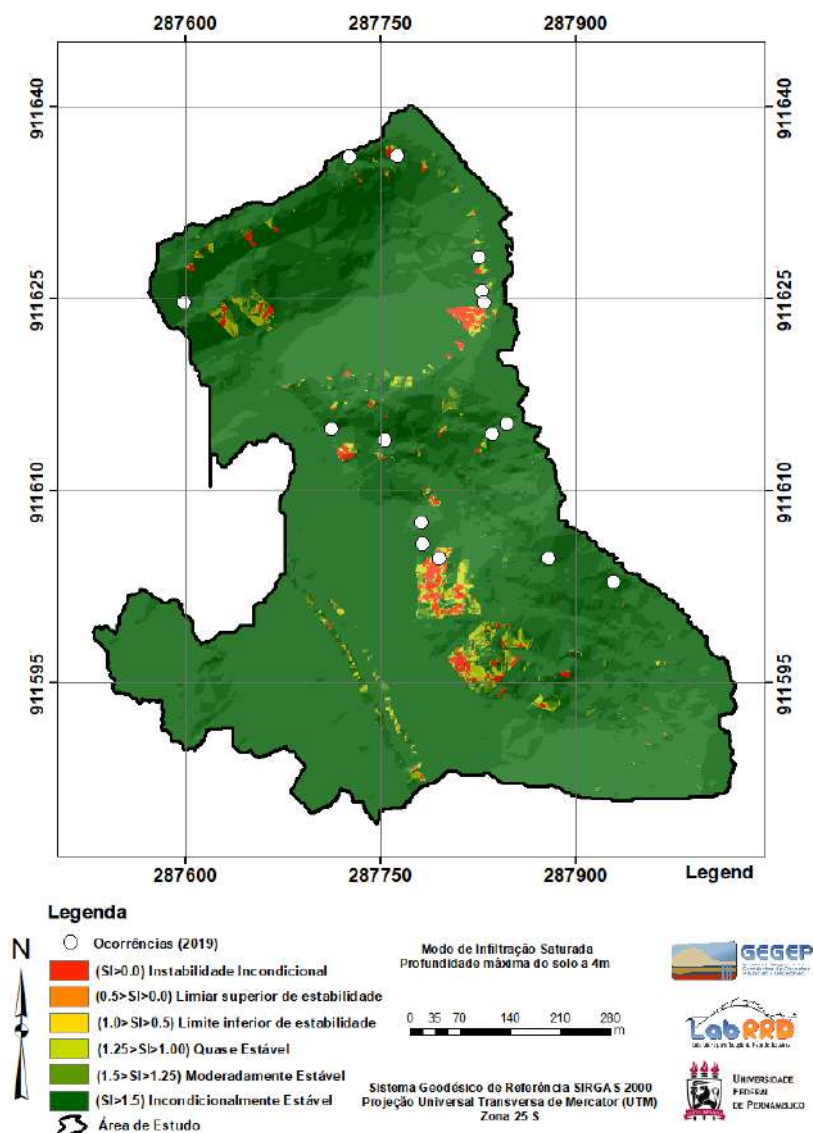
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 89 – Análise BSIN3: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$SI \leq 0,00$	2	13,33	1,74	7,66	61,67
$0,0 < SI \leq 0,5$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,5 < SI \leq 1,00$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$1,00 < SI \leq 1,25$	1	6,67	1,70	3,92	31,56
$1,25 < SI \leq 1,50$	0	0,00	1,43	0,00	0,00
$SI > 1,50$	12	80,00	95,13	0,84	6,77
	15	100,00	100,00	12,43	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 213 – Análises BSIN4: Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais



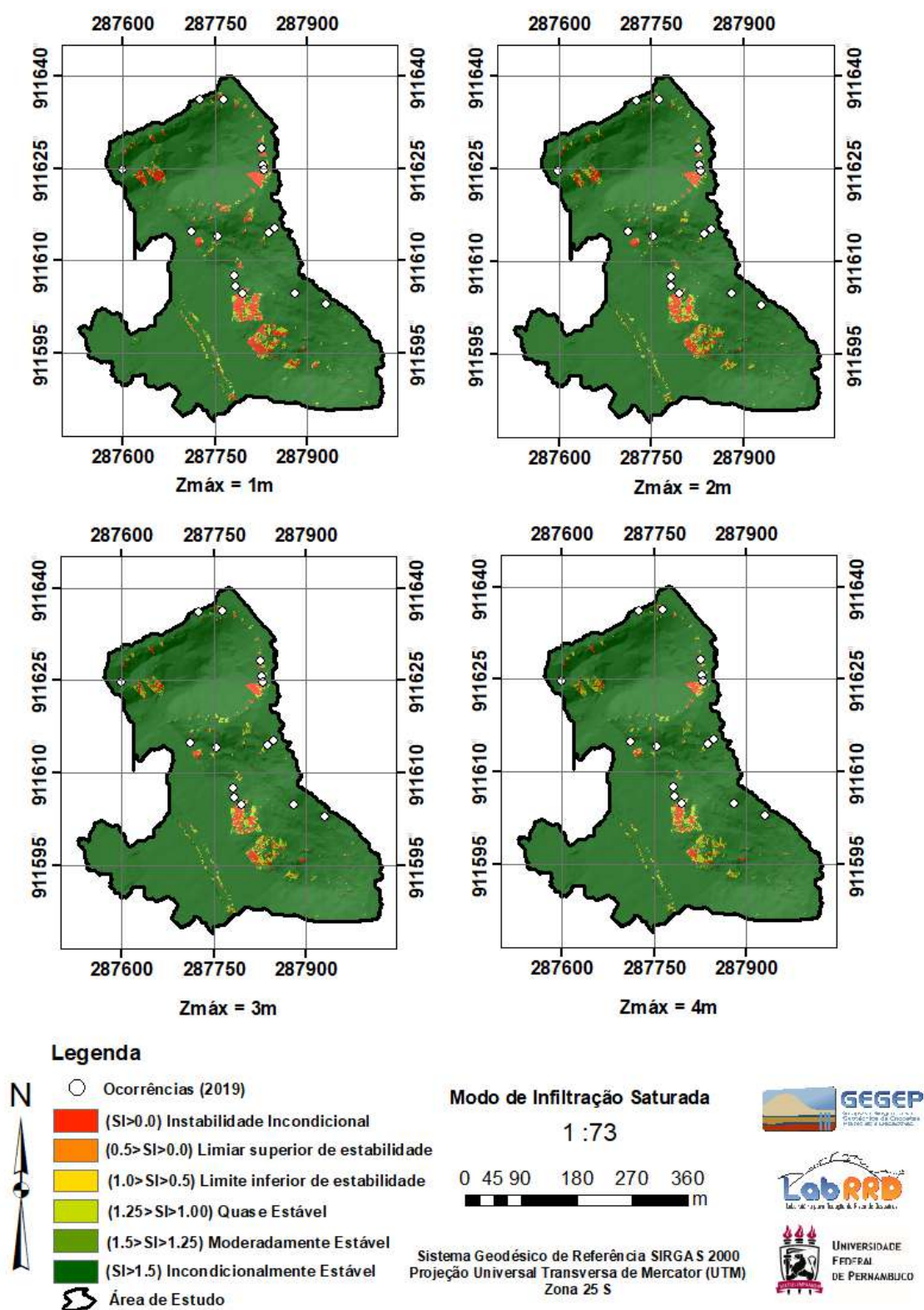
Fonte: A Autora (2022)

Tabela 90 – Análise BSIN4: Validação do mapa de suscetibilidade a deslizamento rasos por meio do método L_R Class.

Classes de FS	Pontos de deslizamento (a)	% de pontos de deslizamento (c)=a/b	% área prevista pelo TRIGRS (d)	LR_{class} (e)=c/d	% LR_{class} =e/f
$SI \leq 0,00$	2	13,33	1,41	9,46	65,63
$0,0 < SI \leq 0,5$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,5 < SI \leq 1,00$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$1,00 < SI \leq 1,25$	1	6,67	1,62	4,12	28,56
$1,25 < SI \leq 1,50$	0	0,00	1,44	0,00	0,00
$SI > 1,50$	12	80,00	95,53	0,84	5,81
	15	100,00	100,00	14,41	100,00

Fonte: A Autora (2022)

Figura 214 – Análises BSIN: Mapas de suscetibilidade a deslizamentos rasos translacionais para todos os $Z_{m\acute{a}x}$ adotados.



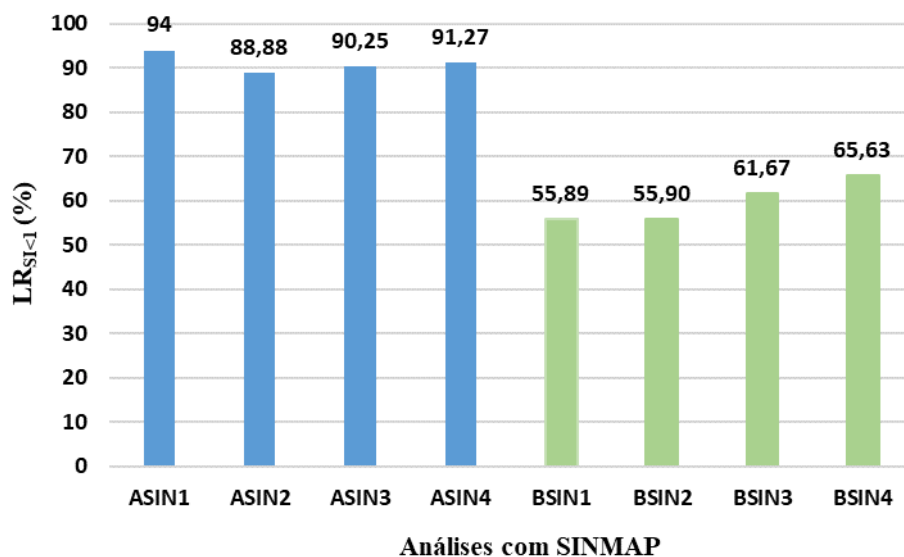
Fonte: A Autora (2022)

7.3.6 Comparação dos Cenários A e B

A Figura 215 apresenta a comparação da $\%LR_{\log(q/t) \leq -3,1}$ das análises dos Cenários A e B. O gráfico mostra que as análises do Cenário A, tem uma previsão de acertos altíssima, independentemente do valor de Z_{max} . As análises do Cenário B apresentaram um crescimento na $\%LR_{SI \leq 1}$ em consonância com a profundidade. Neste caso, a melhor previsão ocorreu para $Z_{max} = 4m$ de profundidade, apresentando $\%LR_{SI \leq 1} = 65,63$. Entretanto, quando comparadas às análises do Cenário A, a previsão de acertos através $\%LR_{SI \leq 1} = 65,63$ foi bem inferior. Devido a melhor ponderação entre a % de área instável e o número de acertos dos pontos de deslizamento, a análise ASIN1 é a mais precisa entre os dois Cenários, apresentando $\%LR_{SI \leq 1} = 94\%$.

Percebe-se que a coesão considerada no solo das análises do Cenário A, podem conferir uma previsão mais realista na porcentagem de áreas instáveis, em que não se tem elevadas porcentagens de áreas instáveis, mas o acerto na localidade das ocorrências foi alto. Mais uma vez, percebe-se que a coesão pode ter grande influência nas análises de suscetibilidade no modelo SINMAP, assim como no TRIGRS e SHALSTAB.

Figura 215 – Comparação da $\%LR_{SI \leq 1}$ para as análises do SINMAP.



Fonte: A Autora (2022)

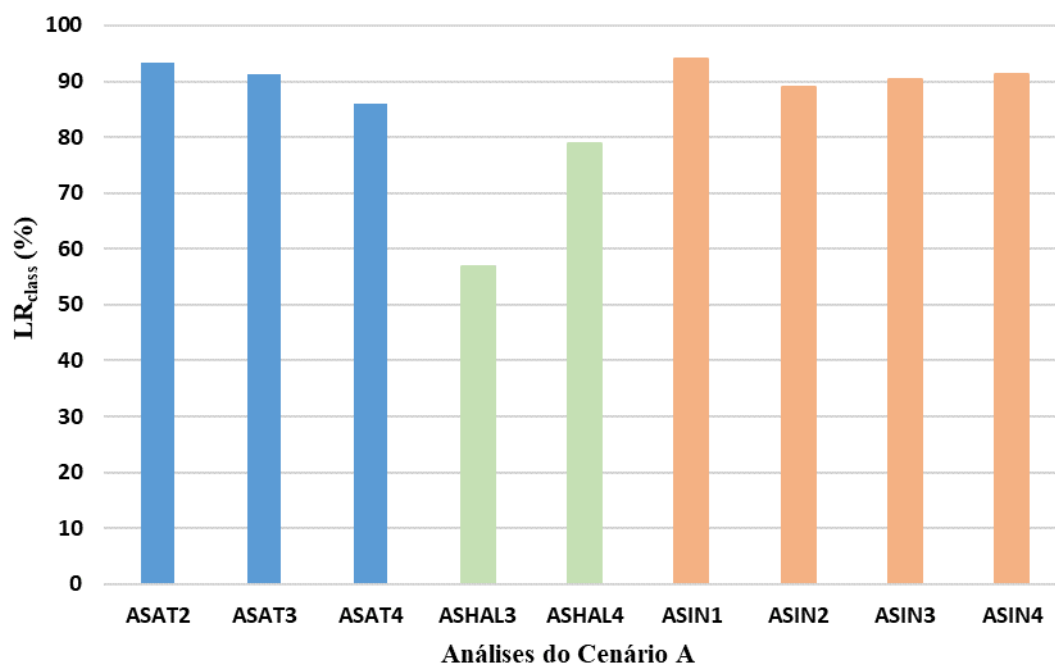
7.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS SOFTWARES TRIGRS, SHALSTAB E SINMAP

As Figura 216 e Figura 217 apresentam a comparação da $\%Lr_{class}$ para áreas instáveis das análises dos Cenários A e B, respectivamente, para os softwares TRIGRS, SINMAP e SHALSTAB.

Comparando todos os modelos estudados para o Cenário A (ou seja, com os parâmetros do cisalhamento direto) percebe-se que o software SINMAP tem uma previsão de acertos altíssima, independentemente do valor de Z_{max} . Foram obtidos, para todas as profundidades de Z_{max} , Lr_{class} aproximadamente igual a 90%, chegando até 94% para um metro de profundidade. No TRIGRS e no SHALSTAB só foi possível validar os resultados para $Z_{max} = 2, 3$ e 4 e $Z_{max} = 3$ e 4 , respectivamente. Isso aconteceu porque não foram encontradas, pelo softwares, áreas instáveis na encosta. Então, a melhor previsão foi pelo software SINMAP.

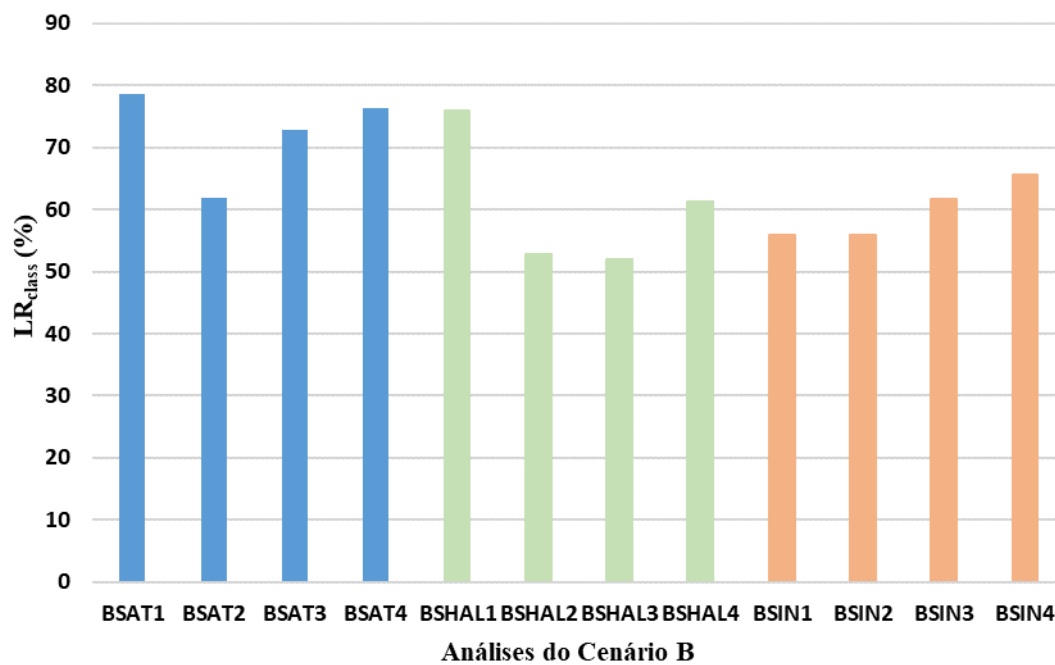
Já para o Cenário B, os valores mais altos de Lr_{class} foram para as análises do TRIGRS, sendo a maioria das análises com previsão acima de 70% (apenas uma análise com 61%). As análises do SHALSTAB variaram entre 52% e 75% e as análises do SINMAP ficaram entre 55% e 65%. Apesar desses resultados para os valores de Lr_{class} , é importante destacar que o modelo TRIGRS preveu uma porcentagem de área de instabilidade muito superior à porcentagem de áreas onde realmente houve registro de ocorrências. Por isso, pode-se afirmar que o SHALSTAB, nesse caso, foi o software que obteve melhor resultado.

Figura 216 – Comparação da %Lr_{class} (áreas instáveis) para as análises do Cenário A



Fonte: A Autora (2022)

Figura 217 – Comparação da %Lr_{class} (áreas instáveis) para as análises do Cenário B



Fonte: A Autora (2022)

7.5 SÍNTESE DO CAPÍTULO

Esse Capítulo visou apresentar os resultados das análises de suscetibilidade a deslizamentos rasos geradas por meio do modelo TRIGRS, SHALSTAB e SINMAP. Os modelos TRIGRS, SINMAP e SHALSTAB permitem avaliar a previsibilidade espaço-temporal de eventos de deslizamento de modo regional.

Para a realização das análises de suscetibilidade utilizando o TRIGRS, foram elaborados dois cenários, denominados A e B. No cenário A, foram realizadas análises de suscetibilidade considerando os parâmetros de resistência do ensaio de cisalhamento direto. No cenário B foram considerados os parâmetros de resistência do ensaio triaxial. Cada um desses Cenários se subdividiram em dois, um no modo de infiltração inicial do solo saturada e outro no modo de infiltração inicial não saturada.

Para a realização das análises com os modelos SHALSTAB e SINMAP, também foram elaborados os Cenários A e B, com a mesma diferença entre eles. Entretanto, Para esses modelos, só foram realizadas análises no modo de infiltração saturada.

Os resultados das análises realizadas com o TRIGRS e SINMAP mostraram que os resultados são satisfatórios e coerentes e permitiram identificar as áreas mais susceptíveis a deslizamentos rasos translacionais em decorrência dos acréscimos de poropressão causado pela elevação do índice pluviométrico. Já o modelo SHALSTAB não apresentou precisão tão elevada quanto os outros modelos, entretanto, ainda assim tem boa porcentagem de acerto na previsão das ocorrências.

De maneira geral, os resultados apresentaram comportamento semelhante ao previsto pela literatura, entre eles: a influência das feições mais elevadas e íngremes na distribuição da área classificada como instável; sensibilidade às condições iniciais como os parâmetros de resistência e a profundidade do Z_{max} . Portanto, conclui-se que os modelos são ferramentas importantes para prever deslizamentos de terra induzidos pela chuva.

8 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Este capítulo objetiva a apresentação, análise e discussão dos resultados obtidos nas análises de fluxo de fluido e estabilidade desenvolvidas para a Encostas Alto de Santa Teresa. As análises de fluxo foram elaboradas sob regime de fluxo transiente e as análises de estabilidade foram baseadas no método de equilíbrio limite, especificamente empregando os métodos de cálculo de Morgenstem & Price, Spencer e Bishop. Também será abordada a influência do comportamento não saturado fazendo comparação entre as análises considerando ϕ^b (obtido por ensaio de laboratório) e as análises considerando as curvas características como meio de estimativa do ϕ^b internamente ao software.

Para a realização das análises de estabilidade serão tomados como base toda a investigação geológico-geotécnica de campo (sondagens com definição da textura das camadas de solos e definição da formação geológica), os dados obtidos nos ensaios de laboratório e na campanha de instrumentação. Através dessa análise será possível o entendimento do mecanismo de instabilização que pode ocorrer na área em decorrência da ocupação e das chuvas.

A princípio, será realizada uma breve descrição a respeito dos programas computacionais utilizados nas análises de estabilidade; seguido pela abordagem das informações técnicas adotadas nas análises. Na sequência serão apresentadas as análises de estabilidade realizadas, seguindo-se da análise de fluxo.

8.1 METODOLOGIA DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE E FLUXO

Nesta seção é apresentada a metodologia das análises de de fluxo realizadas através do SLOPE/W e SEEP/W.

8.1.1 Softwares de Análise de Estabilidade – SLOPE/W e SEEP/W

Foram realizadas análises de estabilidade saturada e não saturada utilizando o método de equilíbrio limite e o regime de fluxo transiente na encosta, por meio do software GeoStudio 2018 R2, visando determinar o nível de segurança e as possíveis maneiras de ruptura da encosta estudada.

O software GeoStudio é desenvolvido pela empresa GeoSlope, e é destinado para engenheiros geotécnicos e cientistas da terra elaborarem suas modelagens. Atualmente o

GeoStudio trata-se de um pacote composto por 8 módulos, sendo eles: SLOPE/W, SEEP/W + SEEP3D, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W + TEMP3D, AIR/W, CTRAN/W, BUILD3D⁴. Através desses módulos é possível realizar análises de estabilidade de taludes, análises de tensão-deformação do solo e transferência de calor e massa em solo e rocha.

Nesse estudo foram realizadas análises de estabilidade de taludes e fluxo por meio da conjugação dos módulos SLOPE/W e SEEP/W. O SLOPE/W é o módulo destinado a realização de análise de estabilidade de taludes e encostas por meio do método do equilíbrio limite. O programa inclui treze métodos de análise entre eles Morgenstern-Price (1965), Bishop (1955), Janbu (1954) e Spencer (1967). Além disso, dispõe de várias técnicas de pesquisa da superfície crítica, incluindo entrada-saída e raio e grade (GEO-SLOPE, 2015a).

O SEEP/W é o módulo utilizado para a realização de análise de fluxo de água subterrânea em meio poroso por meio da aplicação do método dos elementos finitos, em condição de fluxo estacionário ou transiente. Através desse software também é possível modelar o fluxo de modo saturado e também saturado/não saturado. Além disso, esse software possui várias opções de condições de contorno que viabiliza a resolução de problemas complexos de fluxo e funções que permitem estimar os parâmetros hidráulicos do solo (GEO-SLOPE, 2015b).

Os parâmetros geotécnicos de cada camada de solo requeridos pelo SLOPE/W para análises saturadas, são: peso específico, ângulo de atrito (φ') e intercepto de coesão (c'). Para as análises não saturadas, é requerido o ângulo correspondente ao incremento da resistência ao cisalhamento (φ^b) com a sucção matricial ($u_a - u_w$). Na análise CBP2, do Cenário B, a resistência ao cisalhamento não saturada (s) é estimada por meio da curva característica mediante a aplicação da Equação (59) desenvolvida por Vanapalli e Fredlund (2000), implementada no SLOPE/W.

$$s = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \varphi' \right] \quad (59)$$

Em que $(\sigma_n - u_a)$ é a tensão normal líquida; θ_w é o conteúdo volumétrico de água; θ_s é o conteúdo volumétrico saturado de água e θ_r é o conteúdo volumétrico residual de água.

⁴ Para maiores informações consultar a página: <https://www.geoslope.com/>.

As curvas características utilizadas nas modelagens foram ajustadas utilizando o modelo proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004). As equações desse modelo conseguem ajustar curvas características unimodais e bimodais, como já explicado no Capítulo 6. Ele foi adotado porque as curvas características desse estudo apresentaram formato bimodal.

Os parâmetros hidráulicos do solo atribuídos ao SEEP/W para cada camada analisada foi o coeficiente de permeabilidade saturada (K_{sat}), a curva característica e a curva de condutividade hidráulica de cada camada implementada. Essa última expressa a relação entre a sucção e o coeficiente de permeabilidade do solo. Nesse estudo essa relação foi estimada por meio da curva característica utilizando o modelo proposto por Fredlund, Xing e Huang (1994), apresentado na Equação (60). Dentre os modelos disponíveis no SEEP/W, o modelo de Fredlund, Xing e Huang (1994), foi o único que conseguiu estimar a função permeabilidade considerando o formato bimodal da curva característica.

$$K_W(\theta_W) = K_{sat} \frac{\int_{\theta_{res}}^{\theta_W} \frac{\theta_W - x}{\varphi^2(x)} dx}{\int_{\theta_{res}}^{\theta_{sat}} \frac{\theta_{sat} - x}{\varphi^2(x)} dx} \quad (60)$$

Em que $K_W(\theta_W)$ é a condutividade hidráulica em função do conteúdo volumétrico de água; K_{sat} é a condutividade hidráulica saturada; x é uma variável fictícia de integração que representa o conteúdo de água; θ_W é o conteúdo volumétrico de água inicial; θ_{sat} é o conteúdo volumétrico saturado de água; θ_{res} é o conteúdo volumétrico residual de água e φ é a sucção mátrica.

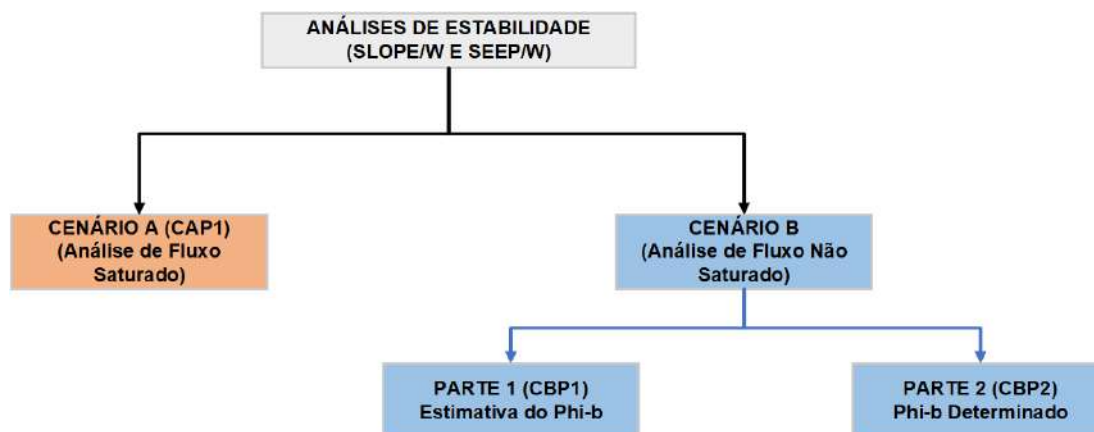
8.1.2 Cenários, perfil geométrico e parâmetros adotados

Para a realização das análises de estabilidade e fluxo, foram elaborados dois Cenários, denominados A e B. No **Cenário A**, a análise foi realizada considerando o fluxo de modo saturado. Neste modelo, se considera os parâmetros saturados do solo. No **Cenário B**, a análise foi realizada considerando o fluxo de modo não saturado. Este Cenário foi subdividido em duas partes.

Na primeira parte, foram utilizados os parâmetros saturados do solo e, ao mesmo tempo, inserida a curva característica do solo para estimativa da resistência não saturada pelo software (ϕ^b estimado). Na segunda parte, a análise considerou o fluxo de modo não saturado,

com a diferença de adotar o ϕ^b encontrado por meio de ensaios de laboratório (cisalhamento direto não saturado) visando comparar os resultados com a estimativa do software. Ao todo serão realizadas 3 análises, cada uma possuindo um código próprio, CAP1, CBP1 e CBP2. A Figura 218 apresenta o esquema utilizado para a realização das análises de estabilidade por meio dos módulos SEEP/W e SLOPE/W do GeoStudio.

Figura 218 – Esquema das análises de estabilidade com SLOPE/W e SEEP/W.



Fonte: A Autora (2022)

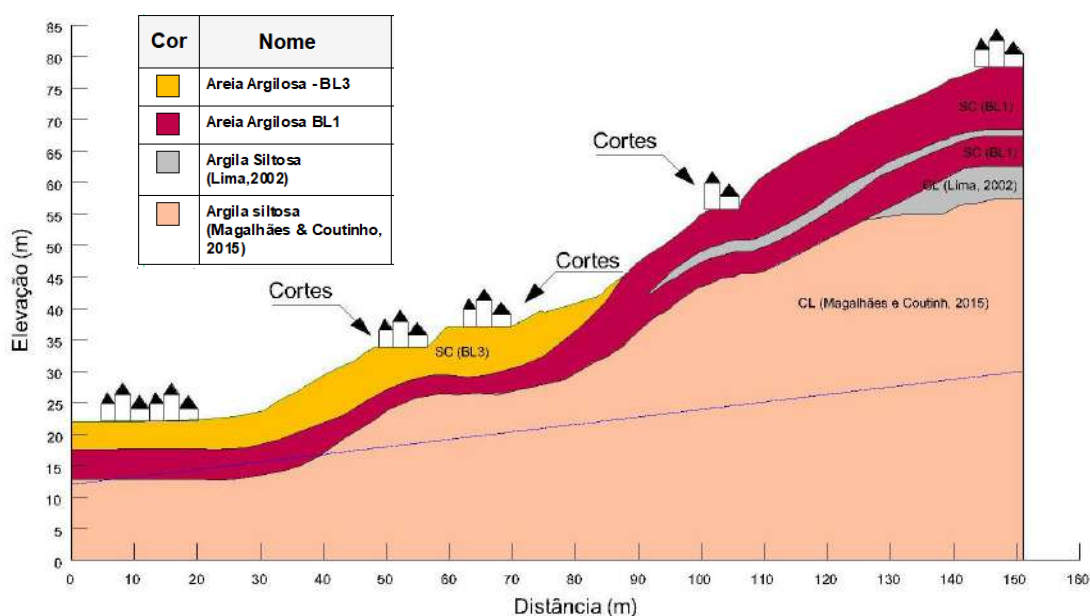
O perfil geotécnico utilizado nas análises foram obtidos a partir do levantamento topográfico e as camadas foram definidas com base nas sondagens e nos ensaios realizados. Para a criação do modelo 2D, foram aplicados os dados do Modelo Digital do Terreno (MDT) da RMR, derivados de um conjunto de dados de elevação obtidos remotamente usando LiDAR, na escala 1:5000.

Inicialmente, a área do talude foi recortada do MDT utilizando o software ArcMap, versão 10.3. Em seguida, os dados de corte foram exportados para um arquivo no formato ASCII. Após esta etapa, a geometria como nuvem de pontos foi importada para SLOPE/W. Nesta modalidade, o software interpreta os dados e gera uma superfície; permitindo ao usuário escolher um método para interpolar os pontos. O método Linear/Triangulação foi adotado para esta análise. Por se tratar de um talude natural, a geometria é complexa, com declividades e alternância entre setores côncavos e convexos.

De acordo com Li (2009), simplificações são necessárias em todas as análises de estabilidade, tanto nos métodos de cálculo quanto no perfil da encosta utilizado, pois caso contrário, as análises seriam extremamente complexas e quase impossíveis de serem utilizadas racionalmente na prática. Dessa forma, para simplificação das análises de estabilidade foram consideradas quatro camadas com diferentes tipos de materiais. As camadas foram divididas em areia argilosa (duas camadas, com diferentes parâmetros obtidos

dos blocos dessa pesquisa, BL1 e BL3) e duas camadas de argila siltosa, como mostrado na Figura 219.

Figura 219 – Seção simplificada da encosta utilizada nas análises de fluxo e estabilidade.



Fonte: A Autora (2022)

Para melhor veracidade acerca das análises de estabilidade realizadas, foram considerados os cortes presentes na encosta realizados pela população para construir suas casas. Os cortes de 2-3 m foram feitos ao longo de toda a encosta, constatados mediante as visitas técnicas realizadas em campo. Os cortes geralmente apresentavam inclinação entre 30 e 40° aproximadamente, sendo superior à inclinação média da encosta.

Os parâmetros geotécnicos e hidráulicos utilizados nas análises de estabilidade foram definidos por meio da campanha de ensaios de campo e laboratório. Nas camadas em que não foi possível retirar amostras indeformadas, foram atribuídos parâmetros obtidos em outras pesquisas com solos da RMR. Magalhães e Coutinho (2015) e Lima (2002) estudaram solos semelhantes e com classificação CL (Argila de baixa compressibilidade). Dessa forma, foram atribuídos os parâmetros geotécnicos e hidráulicos destas pesquisas, conforme Tabela 91 e Tabela 92.

O ângulo de atrito da condição não saturada (Φ^b) foi obtido a partir das envoltórias de resistência do cisalhamento direto com sucção controlada apresentadas no item 6.5.2.3. Como foi observado, as envoltórias são curvas e o ângulo Φ^b varia com o aumento da sucção. Por isso, foi calculado o parâmetro Φ^b , considerando apenas os pontos iniciais da envoltória equivalente as sucções de 0, 25 e 50kPa, que correspondem às sucções de campo.

Tabela 91 – Resultados de ensaios de caracterização física

Referências	Sondagens	Camada no perfil de solo	Profundidade de coleta (m)	Ensaio de laboratório			Descrição	SUCS
				LL (%)	LP (%)	IP(%)		
Esta pesquisa	SPT 01	L1	0,90-1,20	47	29	18	Areia argilosa	SC
Esta pesquisa	SPT 03	L2	1,25-1,55	34	25	9	Areia Argilosa	SC
Lima (2002)	LAYER 03	L3	3,60-4,00	36	24	12	Argila Siltosa	CL
Magalhães & Coutinho, 2015	SPT 01	L4	2,00-2,30	38	52	14	Argila siltosa	CL

Fonte: A Autora (2022)

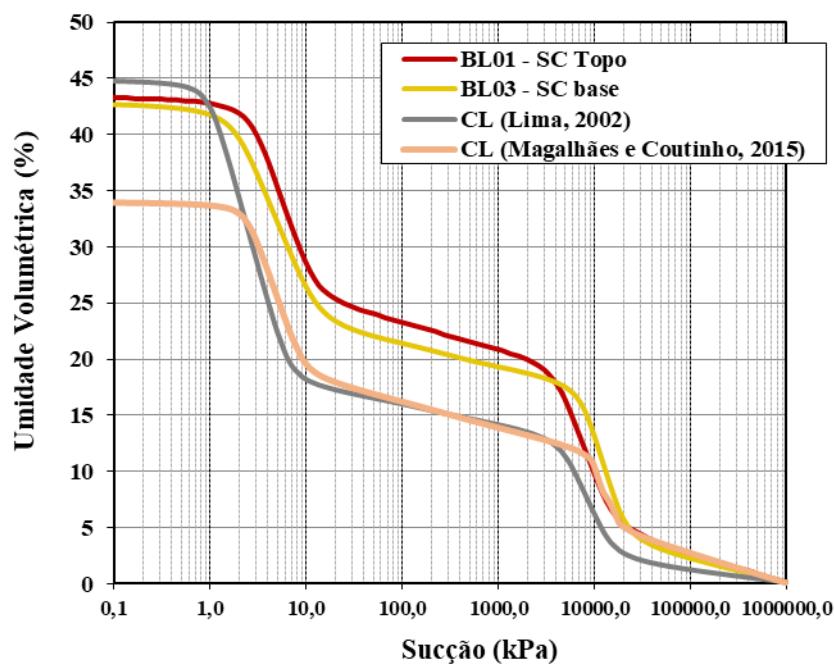
Tabela 92 – Parâmetros Geotécnicos utilizados nos softwares SLOPE/W e SEEP/W

Classificação	SC – BL1 Areia Argilosa	SC – BL3 Areia Argilosa	CL (Magalhães e Coutinho, 2015) – Argila Siltosa	CL (Lima, 2002) – Argila Siltosa
Camada no perfil de solo	L1	L2	L3	L4
Coesão (kPa)	12.76	0.00	8.72	8.90
ϕ (°)	34.40	40.48	34,2	32
Φ^b (°)	23,39	36,71	17,1	16
Peso específico (kN/m ³)	17.62	21.40	19.27	19.43
Condutividade hidráulica (m/seg)	3.850E ⁻⁵	1.68E ⁻⁴	5.37E ⁻⁷	1.86E ⁻⁵

Fonte: A Autora (2022)

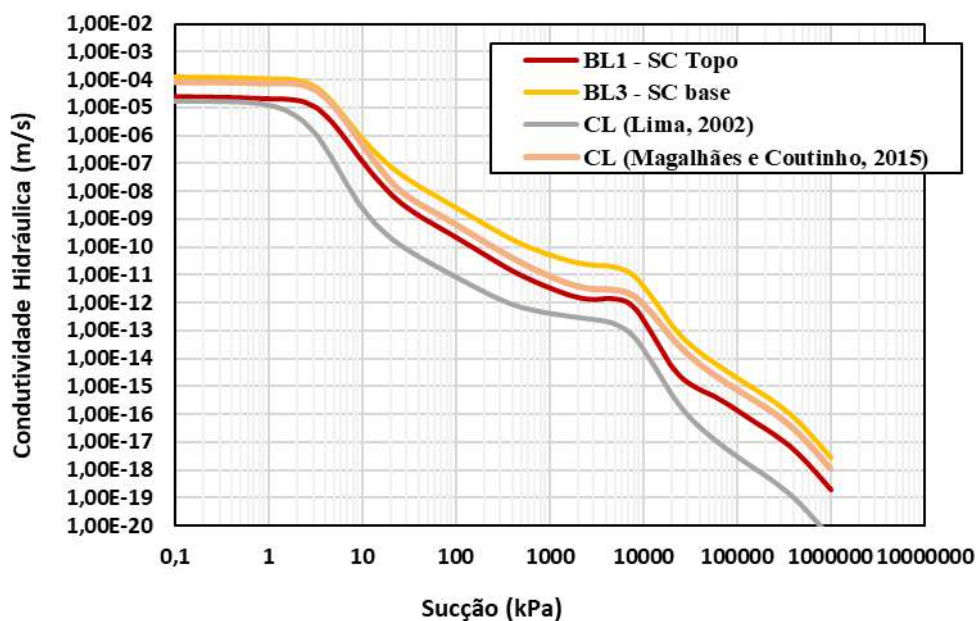
As curvas características utilizadas estão apresentadas na Figura 220. Tais curvas características foram ajustadas por meio da aplicação do modelo proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004). A função permeabilidade de cada material considerado nas análises de fluxo não saturado foram estimadas por meio da curva característica utilizando o modelo proposto por Fredlund, Xing e Huang (1994). A Figura 221 apresenta a função permeabilidade estimada de cada uma das camadas trabalhadas.

Figura 220 – Curvas Características utilizadas no SLOPE/W e SEEP/W



Fonte: A Autora (2022)

Figura 221 – Função permeabilidade das camadas implementadas



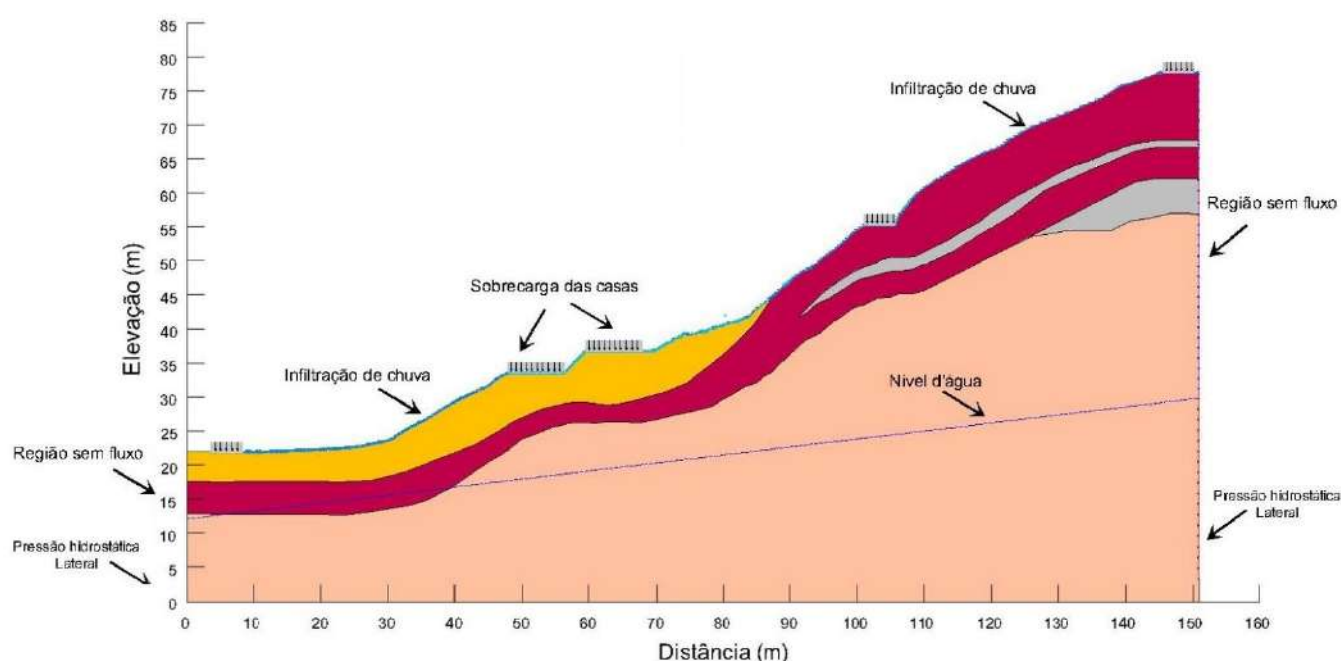
Fonte: A Autora (2022)

A análises de estabilidade utilizando o SLOPE/W foram realizadas com 3 métodos: Morgenstern & Price, devido esse ser um método rigoroso, desenvolvido para encontrar superfícies críticas de qualquer formato; Spencer e Bishop.

8.1.3 Condições de contorno utilizadas

As condições de contorno utilizadas estão sinalizadas na Figura 222. De modo geral, elas foram definidas utilizando o exemplo de Rahardjo et al. (2007). Entretanto, foram acrescentadas outras condições de contorno em conformidade com o observado em campo. Entre eles está a adição de sobrecargas representando as casas construídas ao longo da encosta. A sobrecarga adotada no topo da encosta representa o peso das edificações e foi assumida como sendo igual a 10 kPa.

Figura 222 – Condições de Contorno do perfil analisado



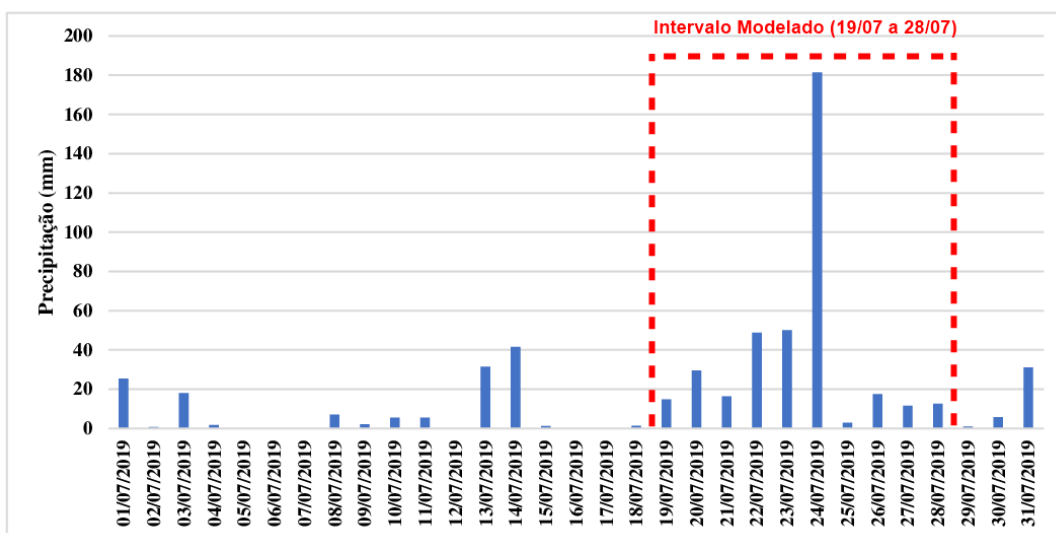
Fonte: A Autora (2022)

A infiltração da chuva foi representada por meio de um fluxo de água aplicado em toda superfície exposta da encosta. Pontos com vazão igual a zero ($Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$) foram inseridos nas laterais da encosta e acima do lençol freático para simular regiões sem fluxo. Condições de contorno representando a pressão hidrostática causada pelo nível de água foram inseridas abaixo do mesmo. Conforme apontado anteriormente, as sondagens realizadas na área de estudo não encontraram nível d'água, desse modo, o nível d'água foi estimado, estando 10 metros abaixo da cota referente ao pé da encosta, para a realização das análises de fluxo.

Nas análises de fluxo, a malha de elementos finitos utilizadas foram compostas por elementos quadrilaterais e triangulares com tamanho aproximado de 1,0 metro. Totalizando 6530 nós e 6378 elementos. Para a análise de fluxo foram considerados os dados

pluviométricos do período entre 19/07 e 28/07 de 2019, apresentados na Figura 223. O mês de julho foi selecionado por apresentar no dia 24/07/2019 uma precipitação diária correspondente a 181mm.

Figura 223 – Precipitação diária acumulada no mês de julho/2019



Fonte: A Autora (2022)

8.2 RESULTADOS DAS ANÁLISES

Nesta seção são apresentados os resultados das análises de de fluxo realizadas através do SLOPE/W e SEEP/W.

8.2.1 Análise de fluxo

A Figura 224 apresenta a distribuição da poropressão na encosta em análise para o dia 24/07/2019, visto que esse dia acumulou 181,50 mm, o que correspondeu a 32% da chuva mensal. A Figura mostra que acima do lençol freático a poropressão é negativa e variou entre 0 e -60 kPa. Abaixo do mesmo, a poropressão é positiva atingindo 330 kPa em grandes profundidades.

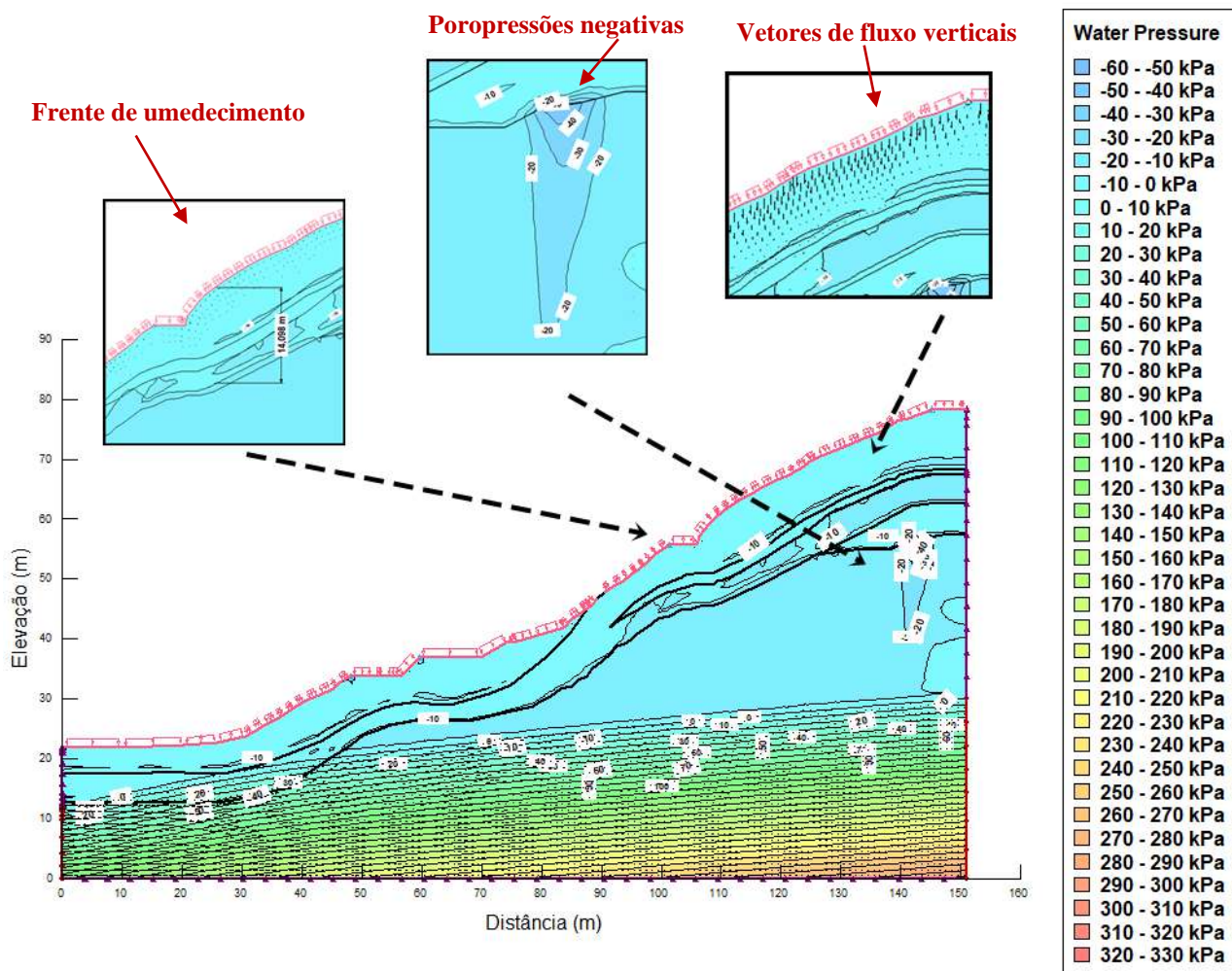
A frente de umedecimento causada devido a infiltração da chuva apresenta uma profundidade de até 15 m a partir de superfície, apresentando variação da poropressão entre 0 e - 10 kpa. Isto indica que nessa faixa o solo apresenta poropressão negativa baixa, estando, portanto, próximo da saturação. Conforme relatado por Smith et al. (2002), existe uma redução inicial da sucção intensa, mas que a partir do decréscimo da sucção, a condutividade hidráulica aumenta facilitando o avanço da frente de umedecimento no solo. Dessa forma a redução da sucção passa a ocorrer de forma mais lenta.

Abaixo da frente de umedecimento a poropressão negativa apresenta variação entre -10 e -60 kPa. Na Figura 224 é possível observar que algumas regiões são oclusas devido a profundidade e a baixa permeabilidade e apresentam uma variação de poropressão maior, indicando que nessas regiões a condutividade hidráulica é menor e que, portanto, o fluxo de água nessas regiões será menor.

O fluxo causado pela infiltração da chuva é predominantemente vertical e as análises mostram que não houve fluxo lateral de água nem geração de poropressão negativa próximo da superfície da encosta. Essa é uma das condições necessárias para que ocorram deslizamentos rotacionais ou de maior magnitude. Diante do exposto é esperado que ocorra deslizamentos superficiais devido a redução da poropressão negativa em pequenas profundidades ocasionada pela infiltração da água da chuva.

Um caminho preferencial para o fluxo de água acima das camadas de argila foi criado devido à sua baixa permeabilidade em relação às camadas de areia. Por isso imediatamente acima e abaixo dessa camada tem-se poropressão negativa.

Figura 224 – Fluxo de água e valores de poro pressão na encosta



Fonte: A Autora (2022)

8.2.2 Análise de estabilidade (Condição saturada – CA1)

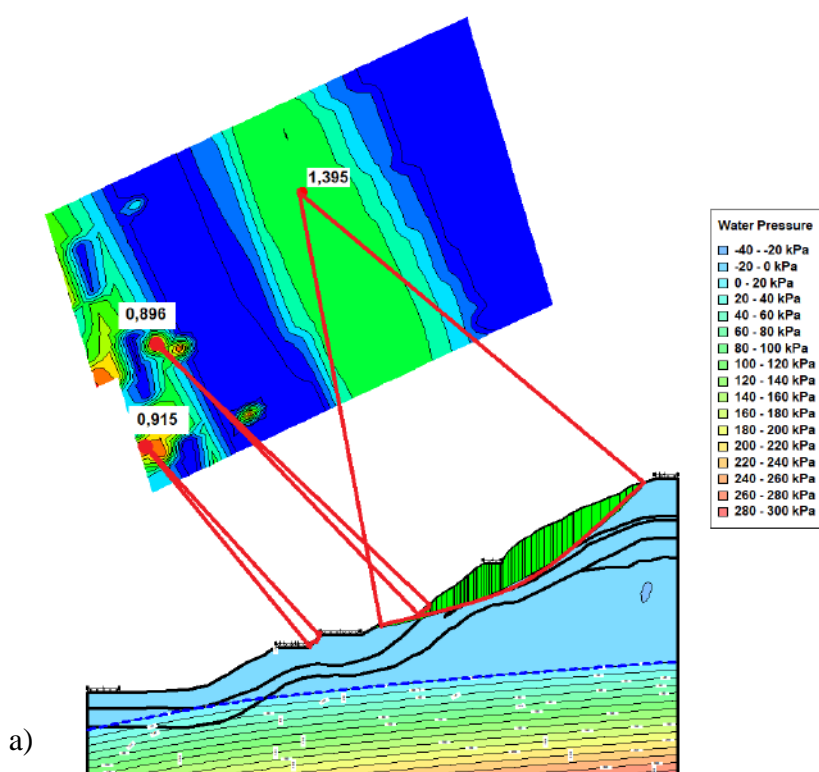
A análise de estabilidade na condição do solo saturado está apresentada na Figura 225. Nela são apresentadas as análises pelos métodos de Bishop, Morgenstern e Price e Spencer. A Figura mostra que a superfície de ruptura global está localizada entre o topo e o meio da encosta com FS aproximado de 1,39 para todos os métodos usados. Esta grandeza indica que para a condição adotada, o FS foi abaixo do valor recomendado por norma (ABNT NBR 11682, 2009) igual a 1,5.

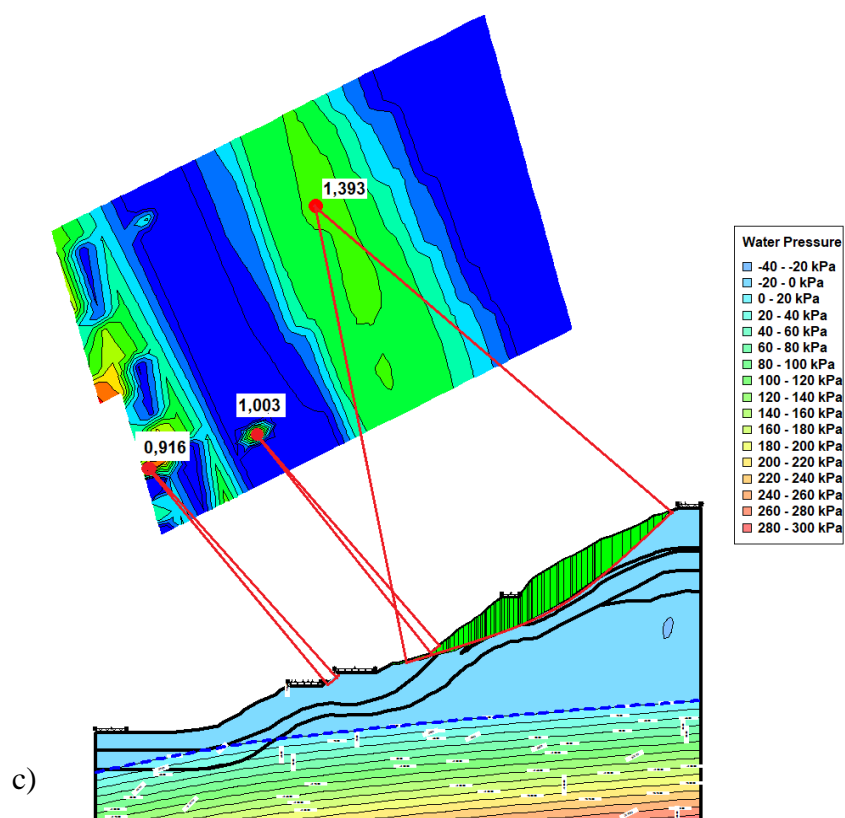
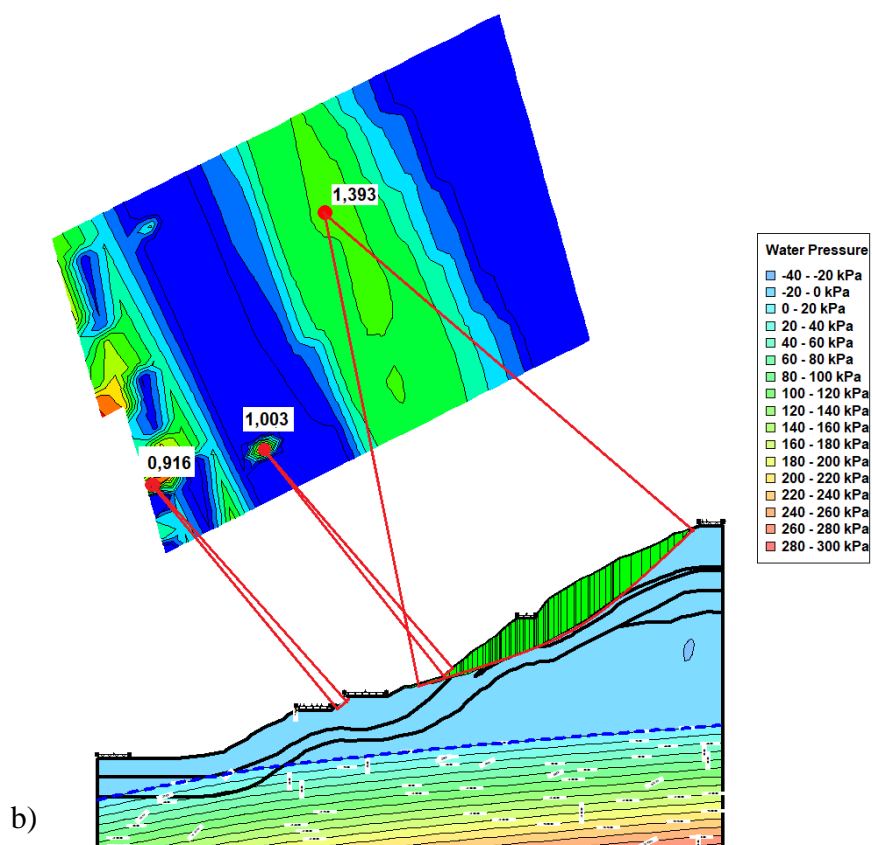
Além disso, apareceram pequenas superfícies de ruptura localizadas exatamente nos cortes feitos pela população, apresentando nessas superfícies FS aproximadamente igual a 1. No método Morgenstern e Price, por ser mais rígido, esse FS chegou a 0,896. Esse resultado concorda com os acontecimentos no período de chuva analisado, que deflagrou deslizamentos

pontuais ao longo de toda a área, em sua maioria, localizados nos cortes próximos às residências, exatamente no dia em que choveu 181mm (24/07).

Esta análise corrobora com o entendimento do comportamento da encosta quando sujeita a ações antrópicas além dos efeitos naturais. Mendes et al. (2018) mostrou a interferência de fatores antrópicos na estabilidade de encostas, apresentando situações que levaram a perda da estabilidade em uma encosta em São José dos Campos - SP. Neste estudo justificaram a ruptura da encosta estudada devido a fatores como sobrecarga e vazamentos.

Figura 225 – Resultado da análise de estabilidade na condição saturada. a) Morgenstern e Price; b) Bishop e c) Spencer





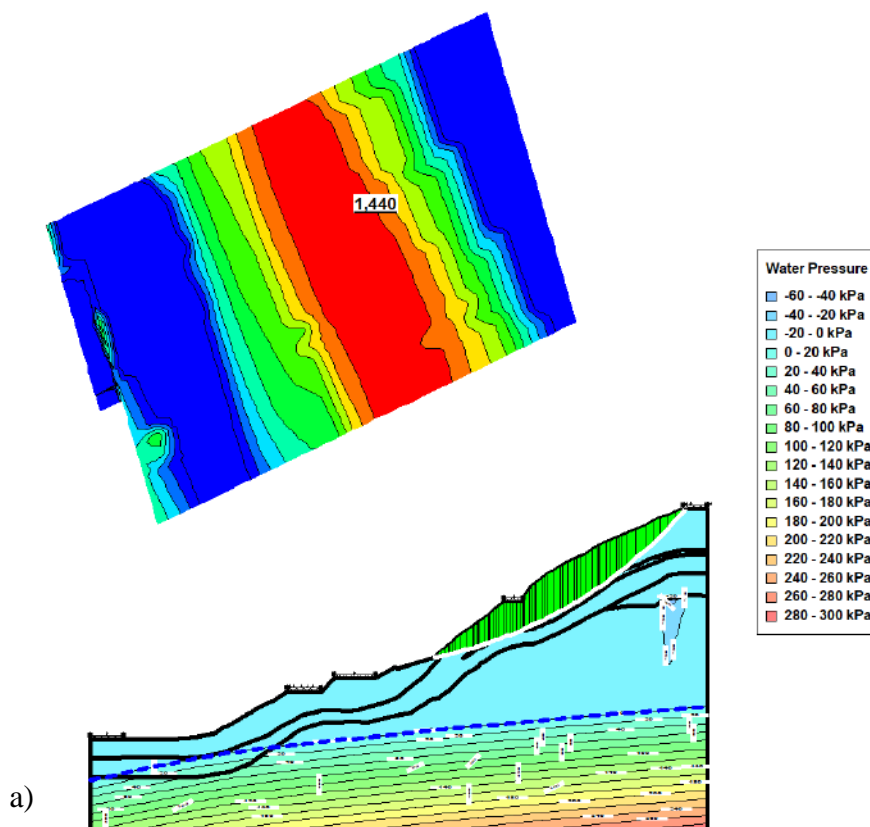
Fonte: A Autora (2022)

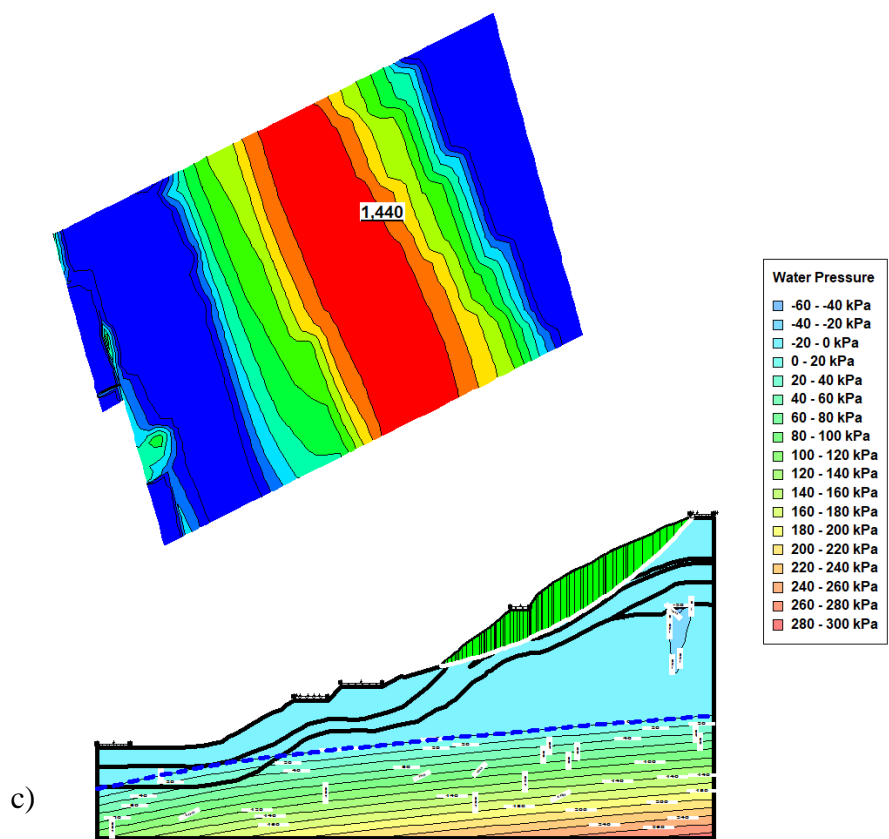
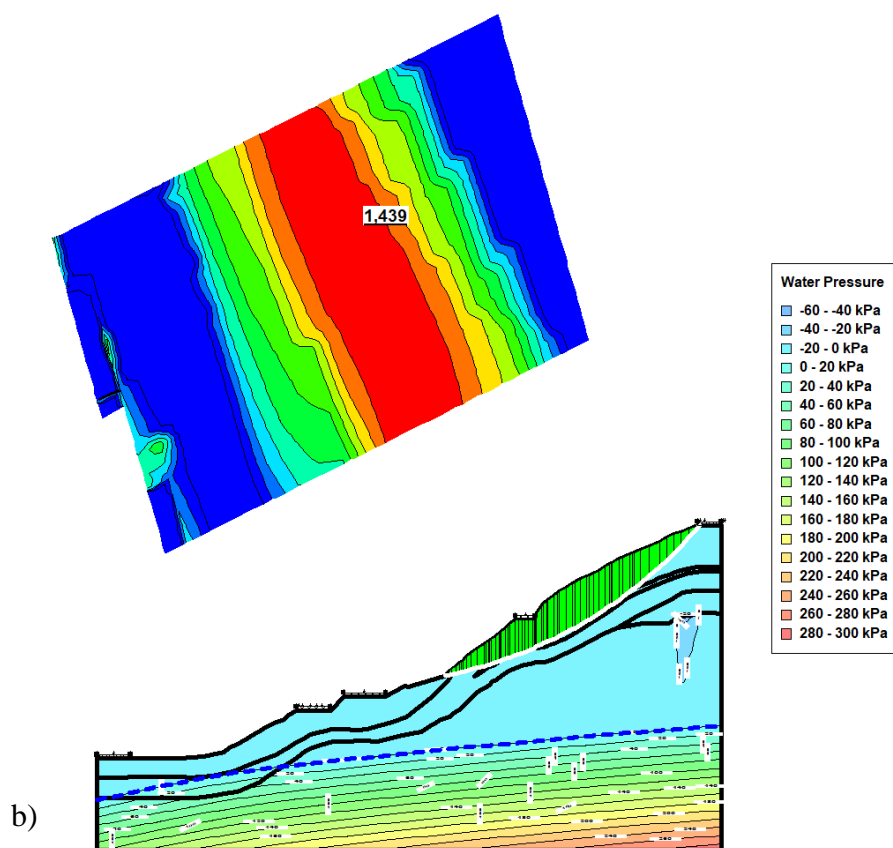
8.2.3 Análise de estabilidade (Condição não saturada – ϕ^b estimado – CB1)

A análise de estabilidade na condição do solo não saturado, com estimativa do ϕ^b através da curva característica, está apresentada na Figura 226. Nela são apresentadas as análises pelos métodos de Bishop, Morgenstern e Price e Spencer. A Figura mostra que a superfície de ruptura global está localizada entre o topo e o meio da encosta, e é a mesma encontrada para a análise CA1. O FS encontrado foi aproximadamente o mesmo para todos os métodos e igual a 1,44. Para essa condição, não foram encontrados deslizamentos pontuais como nas análises saturadas.

Nesse caso, percebe-se um crescimento no FS em relação às análises CA1. Observa-se, então, a influência da sucção na estabilidade da encosta, elevando o fator de segurança em 44%, quando comparado ao resultado obtido para a consideração dos parâmetros do solo inundados. Tal condição pode ser tomada também como realista, uma vez que a encosta não apresenta instabilidade fora de períodos chuvosos, como comprovam as medidas dos inclinômetros instalados.

Figura 226 – Resultado da análise de estabilidade na condição não saturada (ϕ^b estimado). a) Morgenstern e Price; b) Bishop e c) Spencer



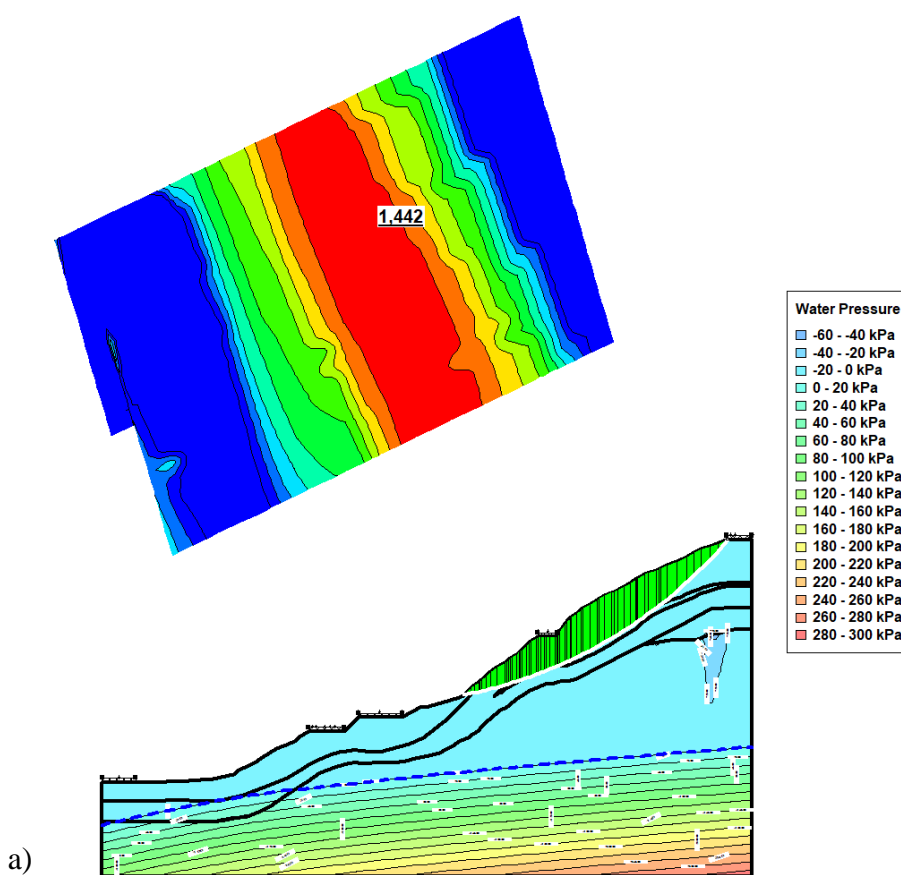


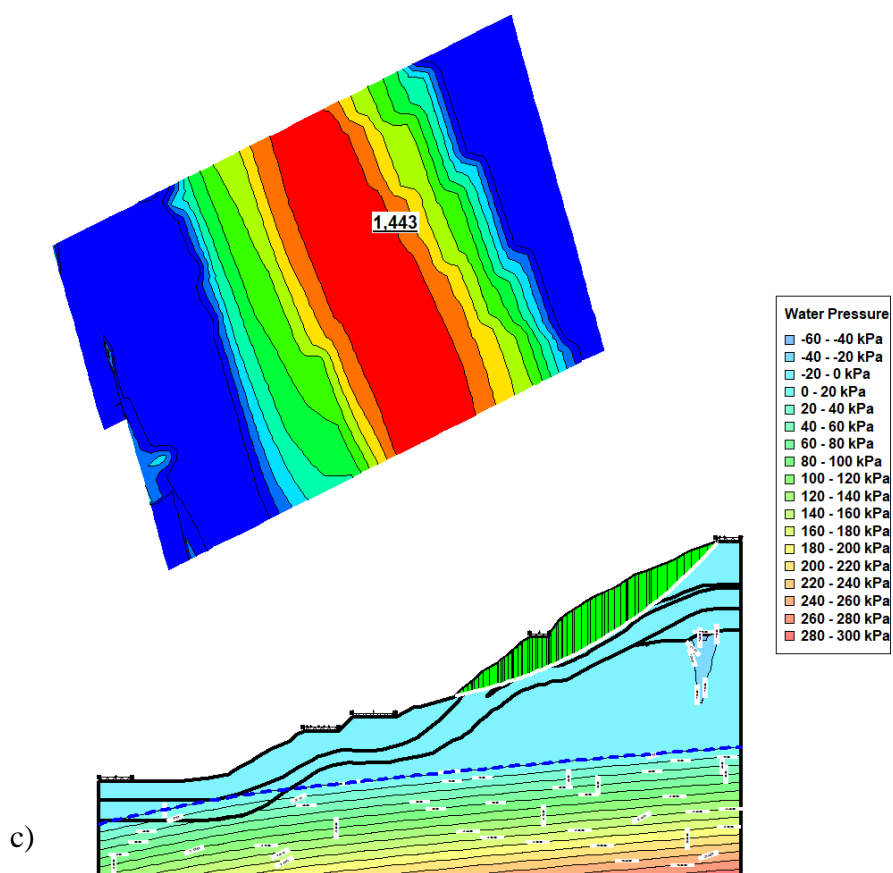
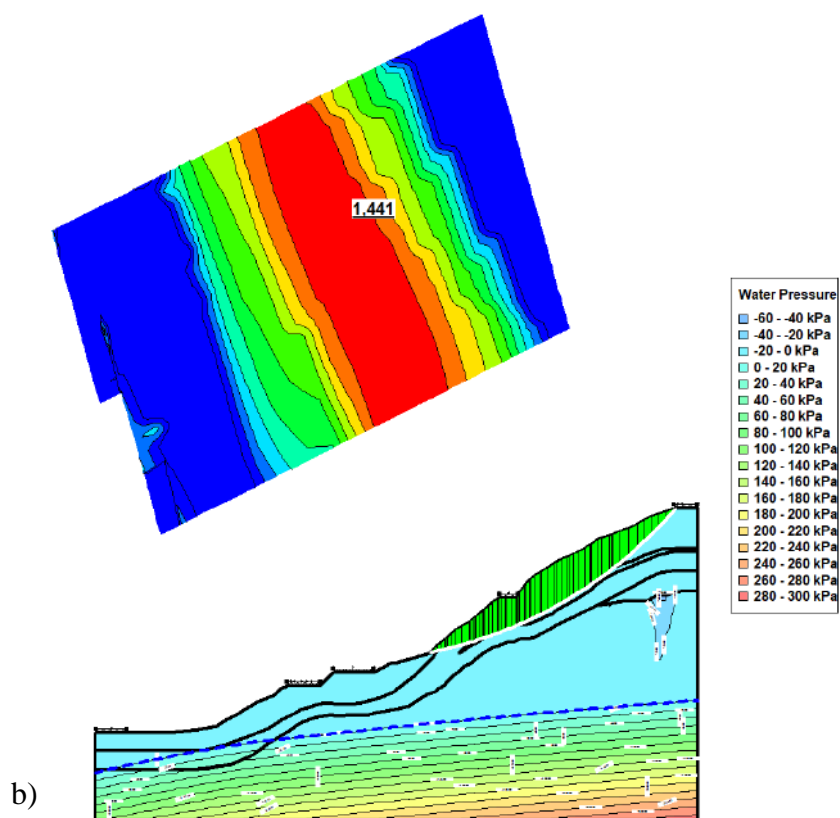
Fonte: A Autora (2022)

8.2.4 Análise de estabilidade (Condição não saturada – ϕ^b determinado – CB2)

A análise de estabilidade na condição do solo não saturado, utilizando ϕ^b determinado através de ensaios, está apresentada na Figura 227. Nela são apresentadas as análises pelos métodos de Bishop, Morgenstern e Price e Spencer. A Figura mostra que a superfície de ruptura global está localizada entre o topo e o meio da encosta, e é a mesma encontrada para a análise CA1 e CB2. O FS encontrado foi aproximadamente o mesmo para todos os métodos e igual a 1,44. Para essa condição, o FS foi exatamente o mesmo que o FS encontrado nas análises CB1.

Figura 227 – Resultado da análise de estabilidade na condição não saturada (ϕ^b determinado). a) Morgenstern e Price; b) Bishop e c) Spencer





Fonte: A Autora (2022)

8.2.5 Comparação entre as análises CA1, CB1 e CB2

As Figura 228, Figura 229 e Figura 230 apresentam a variação do FS ao longo do tempo para os métodos de Bishop, Morgenstern e Price e Spencer, respectivamente, na superfície crítica global apresentada nas Figuras anteriores. Percebe-se que não houve grandes variações no valor de FS com o passar dos dias, permanecendo praticamente constante. Apenas uma leve queda ocorreu no dia 24/07/19, quando choveu 181mm em 24h. Após esse dia crítico, o FS apresenta uma tendência de crescimento.

Essa pouca variação no fator de segurança pode ser atribuída aos altos valores das poropressões negativas, como é possível ver na análise de fluxo apresentada, e as propriedades dos solos que compõe a encosta, que por possuírem uma predominância arenosa em sua granulometria, permite a dissipação das poropressões geradas. Esse comportamento também foi observado por Santos (2018).

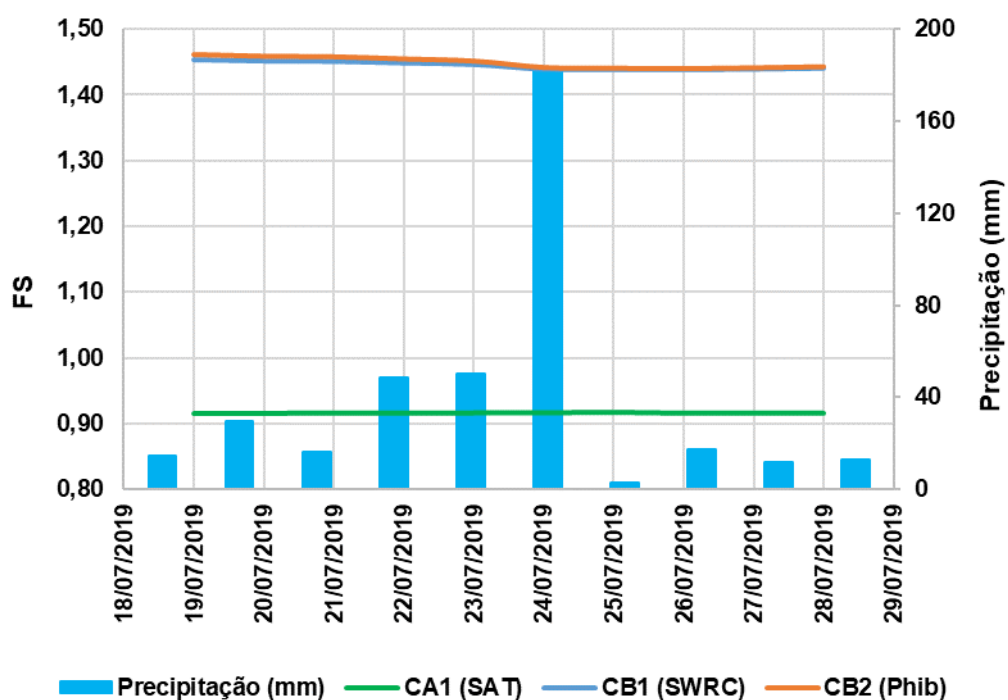
A Tabela 93 apresenta os valores de FS para todos os métodos utilizados em todas as condições de análises. Percebe-se que os valores dos fatores de segurança para os métodos permanecem praticamente o mesmo, não havendo consideráveis variações no valor de FS quando variamos os métodos.

Tabela 93 – FS para todos os métodos e condições analisadas

	Bishop	Morgenstern e Price	Spencer
SWRC	1,439	1,44	1,44
ϕ^b	1,441	1,448	1,443
Saturado	1,393	1,395	1,393

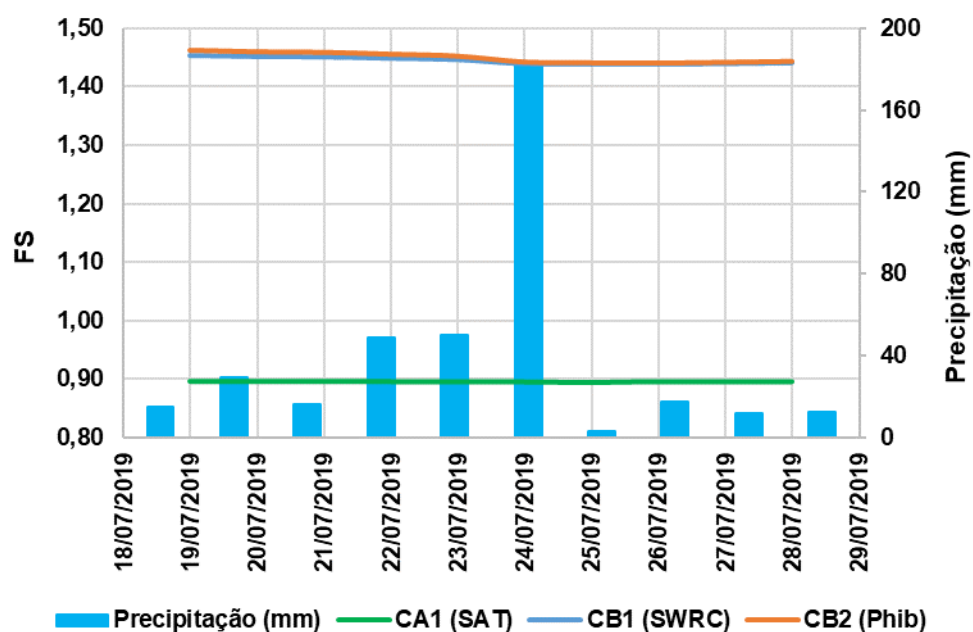
Fonte: A Autora (2022)

Figura 228 – Variação do FS ao longo do tempo (Método de Bishop)



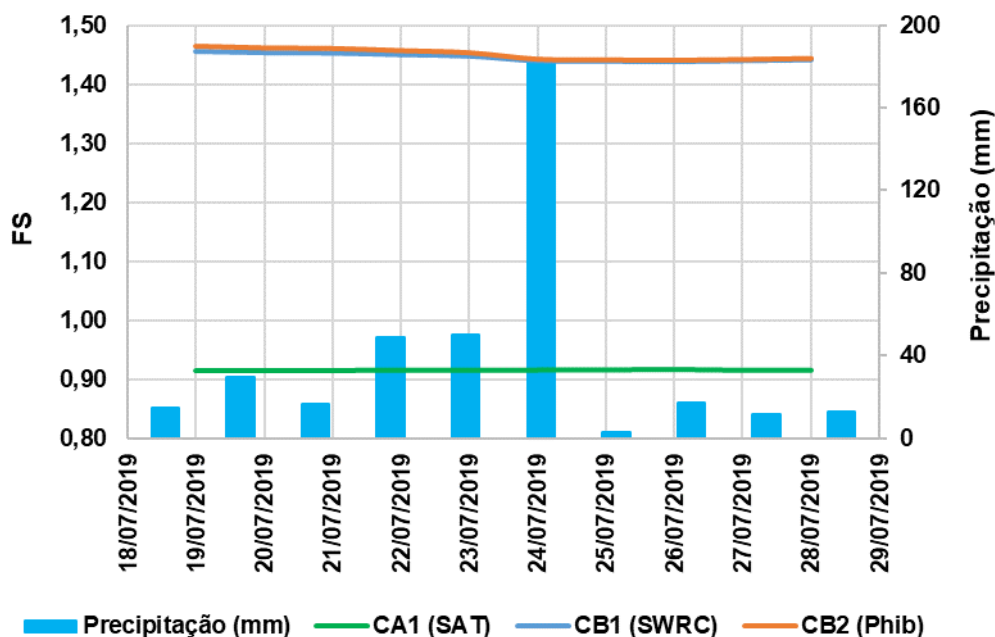
Fonte: A Autora (2022)

Figura 229 – Variação do FS ao longo do tempo (Método Morgenstern e Price)



Fonte: A Autora (2022)

Figura 230 – Variação do FS ao longo do tempo (Método de Spencer)



Fonte: A Autora (2022)

Para todos os métodos nota-se grande diferença entre as condições de análises saturada e não saturadas. Isso acontece porque, como já explicado, quando o solo satura, a sucção cai e, somado a ação antrópica, acontecem deslizamentos pontuais na encosta, localizados exatamente nos pontos de cortes no talude.

Além disso, o aparecimento das superfícies de ruptura pontuais, exatamente nos locais de maior declividade devido aos cortes originados pelos moradores concorda com os resultados encontrados nos mapas de suscetibilidade do TRIGRS. Nas análises de suscetibilidade saturadas foi possível ver o aparecimento de maior área instável com $FS < 1$ em comparação com as análises não saturadas. Além disso, a $\%LR_{FS < 1}$ foi maior para a condição saturada, indicando maior chance de acerto na previsão das ocorrências.

Foi observada também grande semelhança entre os resultados das análises não saturadas considerando ϕ^b estimado e os resultados das análises não saturadas considerando ϕ^b determinado. Esse fato mostra que o software SLOPE/W estima a resistência não saturada através da curva característica de forma precisa e bem semelhante à resistência não saturada real do solo.

8.3 SÍNTESE DO CAPÍTULO

Este capítulo apresentou as análises de fluxo e estabilidade encosta “Alto de Santa Tereza” estudada nesta tese. A partir das análises efetuadas, ficou evidente a importância do estudo considerando o comportamento dos solos não saturados, que aumenta de forma significativa o resultado do fator de segurança.

Além disso, destaca-se a importância das análises de fluxo, também considerando o comportamento não saturado, pois é possível conhecer como a poropressão está variando no solo. Por fim, destaca-se a eficiência do software SLOPE/W em estimar a resistência não saturada do solo a partir da curva característica.

9 CONCLUSÕES

Em virtude da importância social e científica da determinação de áreas com alto potencial à ocorrência de fenômenos naturais ou induzidos pela influência antrópica, há uma necessidade urgente de mapear as áreas prováveis de ocorrência de desastres naturais. Tendo conhecimento da importância de um estudo geológico geotécnico detalhado dos solos para entender o comportamento das encostas, esta pesquisa foi desenvolvida com o objetivo principal de realizar uma caracterização geológica geotécnica detalhada dos solos da encosta “Alto de Santa Tereza”, em Recife/PE, para a elaboração de análises de estabilidade e suscetibilidade satisfatórias. Para isso foram realizados uma série de ensaios de campo e laboratório e posteriormente, utilizados os modelos TRIGRS, SHALSTAB e SINMAP e os softwares SLOPE/W e SEEP/W.

Considerando os objetivos deste trabalho, neste capítulo serão descritas as conclusões alcançadas para cada um deles. Em seguida, serão apresentadas sugestões para pesquisas relacionadas a esta pesquisa.

As principais conclusões obtidas da caracterização geotécnica dos solos da área de estudo de forma espacial foram:

- Visitas em campo, para realização do mapeamento geológico constataram que o solo da encosta é de Formação Barreiras que aflora em posições mais elevadas e a presença de sedimentos aluvionares em áreas planas localizadas no fundo dos vales. Em relação aos aspectos geomorfológicos foram identificadas quatro unidades de relevo: o plano aluvial, as colinas com topos alongados e a rampa de colúvio;
- Quanto aos perfis de sondagens, uma característica comum a todos os furos é que, sempre que encontrada uma camada de argila siltosa, o N_{SPT} atingia um pico e logo depois voltava a cair. Isso pode ser explicado pela camada de argila de consistência dura que eleva a resistência. Em relação a umidade, percebeu-se que houve uma variação grande ao longo dos furos de sondagem de acordo com o material existente na camada;
- A condutividade hidráulica, determinada por meio do Permeâmetro de Guelph, apresentou ordem de grandeza de 10^{-7} m/s no furo G01 e 10^{-8} m/s no furo G03. Os resultados se mostraram dentro da faixa de valores esperados para solos da Formação Barreiras, ou seja, variando entre 10^{-5} a 10^{-7} m/s, conforme o apontado por Coutinho e Severo (2009);

- A condutividade hidráulica, determinada por meio do ensaio Triflex, apresentou ordem de grandeza de 10^{-4} e 10^{-5} m/s. Segundo Head (1994) pode-se classificar estes solos da Formação Barreiras com permeabilidade alta. Os resultados também são concordantes com a granulometria dos solos estudados, onde o caráter mais arenoso encontrado nos solos de Formação Barreiras coincide com permeabilidade altas;
- O coeficiente de permeabilidade pelo ensaio Tri-flex apresentou-se com ordem de grandeza maior que os observados pelos ensaios Guelph. Isto pode ter relação com a presença de grande quantidade de pedregulhos nas amostras. Mas também pode estar associada à heterogeneidade do solo em campo, na base do furo, criando um gradiente hidráulico diferenciado em relação ao do laboratório. Além do solo, em laboratório, estar completamente saturado enquanto no campo esta situação não é garantida;
- Os ensaios de granulometria e limites de Atterberg, mostraram que os solos analisados no atual estudo, bem como em estudos anteriores realizados dentro da área de interesse, são definidos como areias argilosas de acordo com a classificação unificada (SUCS). Apresentam plasticidade variando de baixa a média e similaridade entre os percentuais granulométricos;
- O resultado do ensaio oedométrico classificou o solo como condicionado ao colapso, sendo similar aos resultados encontrados nos estudos realizados por Lafayette (2006), Silva (2007) Meira (2008) e Santos (2018);
- O resultado do ensaio de cisalhamento direto, apresentou concordância com a faixa de valores apresentados na literatura. Porém, houve divergência entre os resultados do cisalhamento direto e do triaxial. Os ensaios triaxiais apresentaram resistência bem elevada em comparação com outros solos de Formação Barreiras da região;
- As curvas características determinadas apresentam comportamento típico de solos arenosos e formato bimodal. Curvas características com esse formato foram encontrados na RMR em outros trabalhos realizados dentro e fora da área de estudo, exemplo: Lafayette (2006), Santana (2006), Silva (2007), Meira (2008), Magalhães (2013) e Moraes (2022).

As principais conclusões obtidas da caracterização geoquímica e mineralógica foram:

- Verificou-se a existência de sedimentos de diversas granulometrias e a presença de blocos e seixos de dimensões centimétricas, que facilitam a infiltração de águas durante os períodos de chuva;
- As análises físicas expõem que as partículas possuem comportamento platicúrtico, ou seja, houve pouca movimentação no ambiente sedimentar o que converge com o baixo grau de seleção de tais sedimentos. O baixo grau de seleção vem confirmar as descrições macroscópicas realizadas nas fácies de leques aluviais e fácies de canais fluviais/planícies de inundação de Formação Barreiras identificados no mapeamento geológico em campo;
- Verificou-se que a caulinita e o quartzo são os minerais predominantes nas amostras. Os óxidos de silício e o alumínio são os componentes com maior porcentagem mássica em todas as amostras estudadas, sendo o quartzo identificado como uma das fases cristalina do SiO_2 e o constituinte predominante;
- A ausência do mineral feldspato, nas amostras coletadas, indicada pelo ensaio de difração de raio-X, também pode ser um indício de um grau elevado de alteração dos solos;
- Percebeu-se que há uma relação entre k_i e k_r para os solos estudados neste trabalho, coerente com os resultados anteriores de pesquisa do GEGEP - os solos estudados por Lafayette (2006) e Silva (2007). Os valores de K_i crescem linearmente com o aumento de K_r ;
- Os valores dos índices de intemperismo, destacando-se o índice de alteração química (CIA), demonstraram que os solos de Formação Barreiras estudados aqui apresentam intensa alteração química, indicando solos mais susceptíveis à ocorrência de deslizamentos;

As principais conclusões obtidas nas análises de suscetibilidades foram:

- O TRIGRS, SINMAP e SHALSTAB geraram resultados satisfatórios e coerentes, permitindo identificar as áreas mais susceptíveis a deslizamentos rasos translacionais.
- Em cada análise realizada a área classificada como instável aumentou em decorrência dos acréscimos de poropressão causado pela elevação do índice pluviométrico, possibilitando avaliar a influência das chuvas no cálculo do Fator de Segurança.
- Em todos os Cenários, a área classificada como instável coincidiu com as feições mais elevadas e íngremes da região em estudo. Esses resultados concordam com o observado por Vieira, Fernandes e Augusto Filho (2010) e Listo (2015), que

afirmam que há influência da topografia sobre a área prevista como instável pelo modelo.

- No Cenário A, as análises utilizando o modelo de infiltração inicial saturada geraram resultados mais precisos que o modelo de infiltração inicial não saturada. Já no Cenário B, aconteceu o contrário. As análises não saturadas geraram resultados mais precisos. Isso acontece devido aos efeitos da camada não saturada, a distribuição de poropressão varia de maneira mais uniforme, consequentemente, a % de área instável tende a variar de maneira mais constante.
- Os resultados das análises realizadas com o TRIGRS e SINMAP mostraram que os resultados são satisfatórios e coerentes e permitiram identificar as áreas mais susceptíveis a deslizamentos rasos translacionais. Já o modelo SHALSTAB não apresentou precisão tão elevada quanto os outros modelos, entretanto, ainda assim tem boa porcentagem de acerto na previsão das ocorrências.

As principais conclusões obtidas das análises de fluxo e de estabilidade com o SLOPE/W e SEEP/W foram:

- O fluxo causado pela infiltração da chuva é predominantemente vertical, as análises mostram que não houve fluxo lateral de água e nem geração de poropressão negativa próximo da superfície da encosta, sendo essa uma das condições necessárias para que ocorra deslizamentos rotacionais ou de maior magnitude;
- Apareceram pequenas superfícies de ruptura localizadas exatamente nos cortes feitos pela população, apresentando nessas superfícies FS aproximadamente igual a 1, para a condição de análise saturada. No método Morgenstern e Price, por ser mais rígido, esse FS chegou a 0,896. Esse resultado concorda com os acontecimentos no período de chuva analisado, que deflagrou deslizamentos pontuais ao longo de toda a área, em sua maioria, localizados nos cortes próximos às residências, exatamente no dia em que choveu 181mm (24/07).
- Para todos os métodos notou-se grande diferença entre as condições de análises saturada e não saturadas. Isso aconteceu porque quando o solo satura, a sucção cai e, somado a ação antrópica, acontecem deslizamentos pontuais na encosta, localizados exatamente nos pontos de cortes no talude.
- Foi observada também grande semelhança entre os resultados das análises não saturadas considerando ϕ^b estimado e os resultados das análises não saturadas considerando ϕ^b determinado. Esse fato mostra que o software SLOPE/W estima a

resistência não saturada através da curva característica de forma precisa e bem semelhante à resistência não saturada real do solo.

Por fim, de acordo com as características geológico-geotécnicas da área estudada; mantidas as condições atuais na encosta “Alto de Santa Tereza”, conclui-se que a mesma é instável em relação a deslizamentos profundos na região compreendida entre o seu meio e o topo. Além do mais a encosta está sujeita a frequentes deslizamentos rasos nos locais de corte, em função da rápida saturação da camada superficial de solo nos períodos chuvosos.

As sugestões para pesquisas futuras são:

- Buscar alternativas que permitam comparar o TRIGRS ao SLOPE/W, buscando validar os resultados do TRIGRS, com as análises de estabilidade do SLOPE/W;
- Implementar soluções para desenvolver mapas de risco com base nos mapas de suscetibilidade gerados pelos modelos estudados;
- Determinar estatisticamente a influência dos parâmetros geotécnicos e hidrológicos sobre a % de área instável, como a coesão e ângulo de atrito, por exemplo.

REFERÊNCIAS

- ABNT, N. B. R. 11682. Estabilidade de Encostas. **Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT**, 2009.
- ABNT, NBR 6459. Solo - Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016.
- ABNT, NBR 7181. Solo - Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2018.
- ABNT, NBR. 13602. Solo — **Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo — Ensaio de dispersão SCS**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2020.
- ABNT, NBR. 6457. Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação ensaios de caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016.
- ABNT, NBR. 6484. **Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2001.
- AGUIAR, A. B. **O emprego do Permeâmetro de Guelph na determinação da permeabilidade do solo, de camadas de lixo e sua cobertura**. Orientador: Cláudio Fernando Mahler. 2001. 90 p. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.
- AITCHISON, G. D.; RICHARDS, B. G. Broad-scale study of moisture conditions in pavement subgrades throughout Australia. 1965.
- ALBERS, A. P. F. et al. Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X. **Cerâmica**, v. 48, p. 34–37, 2002.
- ALHEIROS, M. M. et al. **Sistemas deposicionais na Formação Barreiras no nordeste oriental**. Congresso Brasileiro de Geologia. **Anais...**1988.
- ALHEIROS, M. M. et al. Manual de ocupação dos morros da região metropolitana do Recife. **Recife: Programa Viva o Morro**, p. 147, 2003.
- ALSHERIF, N. A.; MCCARTNEY, J. S. Yielding of silt at high temperature and suction magnitudes. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 34, n. 2, p. 501–514, 2016.
- ALVES, P. Bombeiros divulgam nomes dos 129 mortos pelas chuvas de Pernambuco; veja quem são. **G1**, Recife, p. 1-1, 28 maio 2022. Disponível em: <https://g1.globo.com/pe/pernambuco/noticia/2022/05/28/veja-quem-sao-os-mortos-emdeslizamentos-de-barreiras-causados-pelas-chuvas-no-grande-recife.ghtml>. Acesso em: 13jun. 2022.
- ALVES, C.; COUTINHO, K. Tragédia provocada por chuvas e deslizamento de barreiras é o maior desastre de Pernambuco do século 21, dizem especialistas. **G1**, Recife, 30 maio 2022. Disponível em: <https://g1.globo.com/pe/pernambuco/noticia/2022/05/30/tragedia-provocado-por-chuvas-e-deslizamento-de-barreiras-e-o-maior-desastre-de-pernambuco-do-seculo-21-dizem-especialistas.ghtml>. Acesso em: 13 jun. 2022.

ANDRIOTTI, J. L. S. Fundamentos de estatística e geoestatística, São Leopoldo. 2003.

AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas-COBRAE. Anais. **Anais...**1992.

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

AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C.; DILÁSCIO, M. V. Estabilização de taludes. In: OLIVEIRA, A. M. S.; MONTICELI, J. J. (ed.). **Geologia de engenharia e ambiental**. São Paulo: ABGE, v. 2, cap. 19, p. 400-420. 2018.

ÁVILA, F. F.; ALVALA, R. C. S.; MENDES, R. M.; AMORE, D. The influence of land use/land cover variability and rainfall intensity in triggering landslides: a back-analysis study via physically based models. **Natural Hazards**, v. 105, n. 1, p. 1139–1161, 2021.

AYALEW, L.; YAMAGISHI, H.; UGAWA, N. Landslide susceptibility mapping using GIS-based weighted linear combination, the case in Tsugawa area of Agano River, Niigata Prefecture, Japan. **Landslides**, v. 1, n. 1, p. 73–81, 2004.

BANDEIRA, A. P. Parâmetros técnicos para gerenciamento de áreas de riscos de escorregamentos de encostas na região metropolitana do Recife. **Recife. UFPE**, 2010.

BANDEIRA, A. P. N.; COUTINHO, R. Q. Critical rainfall parameters: Proposed landslide warning system for the metropolitan region of Recife, PE, Brazil. **Soil Rocks**, v. 38, p. 27–48, 2015.

BARRETO, A. M. F.; SUGUIO, K.; BEZERRA, F. H. R.; TATUMI, S. H.; YEE, M.; GIANNINI, P. C. F. (2004). Geologia e Geomorfologia do Quaternário Costeiro do Estado do Rio Grande do Norte. **Revista do Instituto de Geociências – USP**. V. 4, n. 2, p. 1-12.

BAUM, R. L.; GODT, J. W.; SAVAGE, W. Z. Estimating the timing and location of shallow rainfall-induced landslides using a model for transient, unsaturated infiltration. **Journal of Geophysical Research: Earth Surface**, v. 115, n. F3, 2010.

BAUM, R. L.; SAVAGE, W. Z.; GODT, J. W. **TRIGRS: a Fortran program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope-stability analysis, version 2.0**. [s.l.] US Geological Survey Reston, VA, USA, 2009.

BEVEN, K. J.; KIRKBY, M. J. A physically based, variable contributing area model of basin hydrology/Un modèle à base physique de zone d'appel variable de l'hydrologie du bassin versant. **Hydrological sciences journal**, v. 24, n. 1, p. 43–69, 1979.

BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. **Geotechnique**, v. 5, n. 1, p. 7–17, 1955.

BLATZ, J. A.; GRAHAM, J.; CHANDLER, N. A. Influence of suction on the strength and stiffness of compacted sand bentonite. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, n. 5, p. 1005–1015, 2002.

BLIGHT, G. E. Strength characteristics of desiccated clays. **Journal of the Soil Mechanics**

and Foundations Division, v. 92, n. 6, p. 19–37, 1966.

BRANDÃO, R. DE L. Sistema de Informações para Gestão e Administração Territorial da Região Metropolitana de Fortaleza-Projeto SINFOR. Diagnostico Geoambiental e os Principais Problemas de Ocupação do Meio Físico da Região Metropolitana de Fortaleza. 1995.

BRASIL. Ministério das Cidades. **Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios**. Brasília: Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT, 2007. 176 p.

BRIAUD, J.-L. **Geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2013.

BRIGGS DJ (1977). Sediments. Butterworth-Heinemann Ltd.

BRITO, A. T. A. **Estudo químico e mineralógico de um perfil de alteração de gnaiss migmatítico do campo experimental da PUC-RJ, Gávea, Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro ..., , 1981.

CABRAL, V. C. et al. Model-based assessment of shallow landslides susceptibility at a petrochemical site in Brazil. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 23, n. 2, p. 1394–1419, 2022.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados. **Anais do 5 Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, v. 2, p. 597–616, 2004.

Camapum de Carvalho J, Barbosa MC, Mendonca RMG, Farias WM, Cardoso FBF (2015). Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. Solos não saturados no context geotécnico. ABMS 1:39-78.

CAMARGO, M. G. DE. SysGran: um sistema de código aberto para análises granulométricas do sedimento. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 36, n. 2, p. 371–378, 2006.

CARDOSO, F. B. F.; MARTINS, E. S.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Micromorphological evolution of collapse in deeply weathered tropical soils**. X Panam. Conf. on Soil Mech. and Found. Engi. **Anais...**1995.

CARDOSO, F. B. F.; MARTINS, E. S.; CARVALHO, J. C. **A evolução pedogeoquímica e sua influência nas propriedades físicas dos solos profundamente intemperizados do Distrito Federal**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. **Anais...**1998.

CHENG, Y. M.; LAU, C. K. **Slope stability analysis and stabilization**: New methods and insight. 2. ed. [S. l.]: CRC Press, 2014.

CHILDS, E.C. e COLLIS-GEORGE, N., The Permeability of Porous Materials. Proc. **Royal Soc.** 201A, páginas (392-405), 1950.

COSTA NUNES, A. J. **Landslides in soils of decomposed rock due to intense rainstorms**. Proc. 7th Internal. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engng. **Anais...**1969.

COUTINHO, R. C.; ORTIGÃO, J. A. R. O desempenho da instrumentação de um aterro

sobre solo mole. **Simpósio sobre instrumentação de campo–SINGEO. Rio de Janeiro**, p. 95–105, 1990.

COUTINHO, R. Q. **Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos de Juturnaíba**. Tese de Doutorado em Geotecnia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, , 1986.

COUTINHO, R. Q. e SILVA, M. M. Apostila da disciplina Mecânica dos Solos 2 - Estabilidade de Taludes, ministrada pelo professor Roberto Quental Coutinho na UFPE, 2005.

COUTINHO, R. Q.; SILVA, M. M.; LAFAYETE, K. Geotechnical Characterization of an Unsaturated Soil in the Barreiras Formation, Pernambuco—Brazil. In: **Unsaturated Soils**. [s.l: s.n.]. p. 1627–1638, 2006

COUTINHO, R. Q.; SILVA, M. M.; SANTOS, A. N.; LACERDA, A. W. Geotechnical characterization and failure mechanism of landslide in granite residual soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 145, n. 8, p. 5019004, 2019.

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. **et al. Desastres naturais: suscetibilidade e risco, mitigação e prevenção, gestão e ações emergenciais. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ**, 2012.

COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. **Conferência Investigação Geotécnica Para Projeto de Estabilidade de Encostas**. 5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, COBRAE, São Paulo. **Anais**. 2009.

COUTINHO, R. Q., SOUZA NETO, D. P., ANDRADE, C. R. B., MORAIS, B. D. Relatório Técnico 2 – Análise de estabilidade do movimento de massa. COMPESA - Companhia Pernambucana de Saneamento (2020).

CRONAN, D. S. Skewness and kurtosis in polymodal sediments from the Irish Sea. **Journal of Sedimentary Research**, v. 42, n. 1, p. 102–106, 1972.

CRUDEN, D. M.; COUTURE, R. **The working classification of landslides: material matters**. Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto, Ontario, Canada. **Anais...**2011.

CRUDEN, D. M.; VARNES, J. D. **Landslide types and processes. Landslides: investigation and mitigation, transportation research board (National Research Council)**. National Academy Press, Washington, DC, , 1996.

CRUZ, P.T. da. 100 Barragens Brasileiras. Casos Históricos, Materiais de Construção e Projetos. **Oficina de Textos**, 2ª Edição, São Paulo. 2004.

DA SILVA, L. F. et al. Genesis, morphology and mineralogy of Planosols developed from different parent materials in southern Brazil. **Geoderma**, v. 341, p. 46–58, 2019.

DE FÁTIMA ROSSETTI, D. Evolução sedimentar miocênica nos estados do Pará e Maranhão. **Geologia USP. Série Científica**, v. 6, n. 2, p. 7–18, 2006.

GITIRANA JR, G.; FREDLUND, D. G. Soil-water characteristic curve equation with independent properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.

130, n. 2, p. 209–212, 2004.

DE MELLO, V. F. B. **Thoughts on soil mechanics applicable to residual soils**. Proc. III Southeast Asian Conference on Geotechnical Engineering, Hong Kong. **Anais...**1972.

DE PLOEY, J.; POESEN, J. Aggregate stability, runoff generation and interrill erosion. In: **Geomorphology and soils**. [s.l.] Routledge, 2020. p. 99–120.

DERMATINO, N.M. Aplicação do modelo SHALSTAB no mapeamento de deslizamentos rasos na sub-bacia do Rio Comprido – Joinville/SC. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Sanitária e Ambiental) Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2016. 88p.

DIAS, H. C.; HÖBLING, D.; GROHMANN, C. H. Landslide susceptibility mapping in Brazil: a review. **Geosciences**, v. 11, n. 10, p. 425, 2021.

DIAS, J. A. A análise sedimentar e o conhecimento dos sistemas marinhos. **Universidade do Algarve. E-Books**, 2004.

DIETRICH, W.E.; REISS, R.; HSU, M.L.; MONTGOMERY, D.R.A. A validation study of the shallow slope stability model, SHALSTAB, in forested lands of Northern California. Berkeley: Stillwater Ecosystem, Watershed and Riverine Sciences, 1998. 59p.

DIETRICH, W. E.; BELLUGI, D.; ASUA, R. R. de.; STANZIANO, L. Using SHALSTAB Tools to map shallow landslide potential. 2000.

DUNCAN, J. M. Thirteenth Bjerrum Memorial Lecture: A case history of mysterious settlements in a building. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n. 1, p. 1-10, 1992.

DUNCAN, James Michael. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. **Journal of Geotechnical engineering**, v. 122, n. 7, p. 577-596, 1996.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. **Soil strength and slope stability**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2014.

DURNER, W. Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. **Water resources research**, v. 30, n. 2, p. 211–223, 1994.

ELOARZA, M. G. **Geomorfología**. 1. ed. Madrid: Pearson Educación. 920 p. 2008

EPOCH. Temporal occurrence and forecasting of landslides in the European community. **EUR 15805 EN**, v. 1, 1993.

ESCARIO, V.; SAEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. **Geotechnique**, v. 36, n. 3, p. 453–456, 1986.

FERNANDES, N. F. et al. 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, 2001.

FLORENZANO, T. G. **Geomorfologia: conceitos e tecnologias atuais**. [s.l.] Oficina de Textos, 2016.

FLORENZANO, T. G. (org.). **Geomorfologia: conceitos e tecnologias atuais**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. 320 p.

FOLK, R. L.; WARD, W. C. Brazos River bar [Texas]; a study in the significance of grain size parameters. **Journal of sedimentary research**, v. 27, n. 1, p. 3–26, 1957.

FONSECA, A. P. **Análise de mecanismos de escorregamento associados a voçorocamento em cabeceira de drenagem na Bacia do rio Bananal (SP/RJ)**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, 348p, , 2006.

FRANÇA LIMA, A. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade do Recife**. Universidade Federal de Pernambuco, , 2002.

FREDLUND, D.G., Seepage in Saturated Soils. Panel Discussion: Ground Water and Seepage Problems. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Stockholm, Vol. 4, p (629-641), 1981.

FREDLUND, D. G. Slope stability analysis incorporating the effect of soil suction. **Slope stability**, p. 113–144, 1987.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian geotechnical journal**, v. 15, n. 3, p. 313–321, 1978.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H., Soil Mechanics for Unsaturated Soils: New York: **Wiley & Sons**, 1993.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2012.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 4, p. 533–546, 1994.

GAN, J. K. M.; FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 25, n. 3, p. 500–510, 1988.

GARDNER, W. R. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. **Soil science**, v. 85, n. 4, p. 228–232, 1958.

GEO-RIO. **Manual Técnica de Encostas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Fundação GEO-RIO, 2014. v. 1.

GEO-SLOPE, I. L. **Stability Modeling with SLOPE/W**. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE International, Ltd., 2015a.

GEO-SLOPE, I. L. **Seepage Modeling with SEEP/W**. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE International, Ltd., 2015b.

GERENTE, J.; LUIZ, E. L.; DAL SANTO, M. A. Utilização do SHALSTAB como ferramenta para o diagnóstico preliminar da suscetibilidade a deslizamentos rasos no baixo

vale do rio Luís Alves-SC Use the SHALSTAB as a tool for preliminary diagnosis of susceptibility to shallow landslides. **AMBIÊNCIA**, v. 10, n. Sup, p. 333–350, 2014.

GERSCOVICH, D. et al. Consideração de detalhes executivos no projeto de taludes com solo grampeado. **Geotecnia**, n. 135, p. 41–65, 2015.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 186 p.

GIRÃO, O. Análise de processos erosivos em encostas na zona sudoeste da cidade do Recife–Pernambuco. **Oswaldo Girão. Rio de Janeiro: UFRJ/CCMN**, 2007.

GOFAR, N.; RAHARDJO, H. **Saturated and unsaturated stability analysis of slope subjected to rainfall infiltration**. MATEC Web of Conferences. **Anais...EDP Sciences**, 2017.

GREENLAND, D. J.; RIMMER, D.; PAYNE, D. Determination of the structural stability class of English and Welsh soils, using a water coherence test. **Journal of Soil Science**, v. 26, n. 3, p. 294–303, 1975.

GUERRA, D. L. et al. **Avaliação da eficiência de caulinita intercalada com dimetilsulfóxido em adsorção com o Zn (II) em meio aquoso: cinética do processo de adsorção**. **Cerâmica**, v. 54, p. 273–279, 2008.

GUIMARÃES, R. F.; MONTGOMERY, D. R.; GREENBERG, H. M.; FERNANDES, N. F.; GOMES, R. A. T.; CARVALHO JUNIOR, O. A. **Parameterization of Soil Properties for a Model of Topographic Controls on Shallow Landsliding**: Application to Rio de Janeiro. **Engineering Geology**, v. 69, p. 99–108, 2003.

GUSMÃO FILHO, J. A. et al. **Parâmetros geomecânicos dos solos dos morros de Olinda**. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações-COBRAMSEF. **Anais...1986**.

GUSMÃO FILHO, J. DE A.; FERREIRA, S. R. M.; AMORIM, W. M. **Escorregamentos em morros urbanos do Recife: o caso do Boleiro**. Proceedings of the 2nd Panamerican Symposium on Landslides. **Anais...1997**.

HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. **Soils and foundations**, v. 36, n. 4, p. 1–9, 1996.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing. Volume 1. Soil classification and compaction tests**. [s.l.: s.n.].

HIGHLAND, L.; BOBROWSKY, P. T. **The landslide handbook: a guide to understanding landslides**. [s.l.] US Geological Survey Reston, 2008.

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D. G. **Increase in shear strength due to suction for two Hong Kong soils**. Proc ASCE Geotech Conf, Engineering and Construction on Tropical and residual soils. Honolulu, Hawaii, USA, January. **Anais...1982**.

HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. The Varnes classification of landslide types, an update. **Landslides**, v. 11, n. 2, p. 167–194, 2014.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (Brasil). Coordenação de Geografia. **População em áreas de risco no Brasil**. Rio de Janeiro: IBGE, 2018. 91 p.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2007). Manual Técnico de Pedologia. 2nd edn, Rio de Janeiro.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – IPT. Assessoria técnica para a estabilização de encostas, recuperação da infra-estrutura urbana e reurbanização das áreas de risco atingidas por escorregamentos na área urbana do município de Campos do Jordão, SP. **Relatório Técnico 64**. 399, São Paulo, 2002.

IVERSON, R. M. Landslide triggering by rain infiltration. **Water resources research**, v. 36, n. 7, p. 1897–1910, 2000.

JANBU, N. **Application of composite slip surface for stability analysis**. Proceedings of European Conference on Stability of Earth Slopes, Sweden, 1954. **Anais...**1954.

JENNINGS, K; KNIGHT, J. Recent experiences with the consolidation test as a means of identifying conditions of heaving or collapse of foundations on partially saturated soils. **Civil Engineering= Siviele Ingenieurswese**, v. 1956, n. 8, p. 255–256, 1956.

JENNINGS, K; KNIGHT, J. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to a collapse of grain structure. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1975, Durban. **Proceedings** [...]. [S. l.: s. n.], 1975. p. 99-105.

JUÁREZ BADILLO, E.; RICO RODRIGUEZ, A. Mecánica de suelos. 1973.

KIM, D.; IM, S.; LEE, S. H.; HONG, Y.; CHA, K. Predicting the Rainfall-Triggered **Landslides in a Forested Mountain Region Using TRIGRS Model**. Journal of Mountain Science, n. 7, p. 83-91, 2010.

KÖNIG, T.; KUX, H. J. H.; MENDES, R. M. Shalstab mathematical model and WorldView-2 satellite images to identification of landslide-susceptible areas. **Natural Hazards**, v. 97, p. 1127–1149, 2019.

KOSUGI, K. Lognormal distribution model for unsaturated soil hydraulic properties. **Water Resources Research**, v. 32, n. 9, p. 2697–2703, 1996.

Kottek M, Grieser J, Beck C, Rudolf B, Rubel F (2006). World map of the Köppen Geiger climate classification updated. Meteorologische Zeitschrift. 15(3):259-263.
<https://doi.org/10.1127/0941-2948/2006/0130>

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G.; KLASSEN, M. J. Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 26, n. 2, p. 269–278, 1989.

LACERDA, W. A. **The behavior of colluvial slopes in a tropical environment**. Landslides: evaluation and stabilization. **Anais...**2004.

LAFAYETTE, K. P. V. Estudo geológico-geotécnico do processo erosivo em encostas no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti Cabo de Santo Agostinho/PE. 2006.

- LAFAYETTE, K. P. V.; CANTALICE, J. R. B.; COUTINHO, R. Q. Resistência à erosão em ravinas, em latossolo argiloarenoso. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 35, p. 2167–2174, 2011.
- LAFAYETTE, K. P. V. Comportamento geomecânico de solos de uma topossequência na Formação Barreiras em uma encosta na área urbana do Recife-PE. **Dissertação de Mestrado, Recife. Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, 122p, 2000.**
- LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V. Soil Mechanics, **John Wiley & Sons**, New York, USA, 553 p. 1970.
- LEE, S.; MIN, K. Statistical analysis of landslide susceptibility at Yongin, Korea. **Environmental geology**, v. 40, n. 9, p. 1095–1113, 2001.
- Lennan SM (1993). Weathering and global denudation. The Journal of Geology, 101:295-303. <https://doi.org/10.1086/648222>
- LEROUEIL, S. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. **Géotechnique**, v. 51, n. 3, p. 197–243, 2001.
- LEROUEIL, S. Geotechnics of slopes before failure. **Landslides: Evaluation and Stabilization, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayao (eds)**, v. 1, p. 863–884, 2004.
- LI, A.. **Two and Three Dimensional Stability Analyses for Soil and Rock Slopes**. 2009. 333 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, University Of Western Australia, Austrália, 2009.
- LIMA, A. F. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da Formação Barreiras na área urbana da cidade do Recife**. Dissertação (Mestrado de Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia e Geociências - Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE. 2002
- LI, Y.; MO, P. A unified landslide classification system for loess slopes: A critical review. **Geomorphology**, v. 340, p. 67–83, 2019.
- LISTO, F. DE L. R.; VIEIRA, B. C. Influência de parâmetros geotécnicos e hidrológicos na previsão de áreas instáveis a escorregamentos translacionais rasos utilizando o modelo TRIGRS. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 16, n. 3, 2015.
- LISTO F. L. R; VIEIRA, B. C. Mapping of Risk and Susceptibility of Shallow-Landslide in the City of São Paulo, Brazil. **Geomorphology**, v. 169-170, p. 30-44, 2012.
- LISTO, F. L. R. **Propriedades geotécnicas dos solos e modelagem matemática de previsão a escorregamentos translacionais rasos**. Orientador: Profa. Dra. Bianca Carvalho Vieira. 2015. 167 f. Tese (Doutorado em Geografia) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.
- LUTENEGGER, A. J.; SABER, R. T. Determination of collapse potential of soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 11, n. 3, p. 173–178, 1988.
- MAGALHÃES, J. S. L. DE A. **Estudo de estabilidade da Encosta Alto do Padre Cícero no Município de Camaragibe-PE**. Universidade Federal de Pernambuco, , 2013.

Magalhães, J. S. L. A. and Coutinho, R. Q (2015). **Slope Stability Study with Sliding Risk in the Municipality Camaragibe / Pernambuco – Brazil**. 15th Panamerican. v. 1: 3127-3134.

MAHMOOD, K.; KIM, J. M.; ASHRAF, M. The effect of soil type on matric suction and stability of unsaturated slope under uniform rainfall. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 20, n. 4, p. 1294–1299, 2016.

MARIN, R. J.; VELÁSQUEZ, M. F.; SÁNCHEZ, O. Applicability and performance of deterministic and probabilistic physically based landslide modeling in a data-scarce environment of the Colombian Andes. **Journal of South American Earth Sciences**, v. 108, p. 103175, 2021.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. Simpósio Brasileiro de Solos não e Saturados, v. 3, p. 373-397, 1997.

MARTINS, L. R. Recent sediments and grain-size analysis. **Gravel**, v. 1, p. 90–105, 2003.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. [s.l.] Oficina de textos, 2010.

MATLAB, R.; RELEASE, S. T. **The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States**. , 2019.

MEIRA, F. F. D. A. Estudo do processo erosivo em encostas ocupadas. 2008.

MEISINA, C.; SCARABELLI, S. A comparative analysis of terrain stability models for predicting shallow landslides in colluvial soils. **Geomorphology**, v. 87, n. 3, p. 207–223, 2007.

MELO, C. M.; KOBIYAMA, M. Aplicação Do Modelo Shalstab No Estudo De Escorregamentos No Brasil: Revisão. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 19, n. 4, 2018.

MELO, C. R. de et al. Combined analysis of landslide susceptibility and soil water dynamics in a metropolitan area, northeast Brazil. *Soils and Rocks* [online]. 2021, v. 44, n. 2.

MENDES, R. M. et al. Understanding shallow landslides in Campos do Jordão municipality–Brazil: disentangling the anthropic effects from natural causes in the disaster of 2000. **Natural hazards and earth system sciences**, v. 18, n. 1, p. 15–30, 2018.

MENDES, R. M.; VALERIO FILHO, M.; SANTORO, J.; FARIA, D. G. M.; PORTELA, V. D. A. Proposição de Limiares Críticos Ambientais para Uso em Sistema de Alertas de Deslizamentos. **Revista do Departamento de Geografia (USP)**, v. 40, p. 61-77, 2020.

MERCHAN, V.; ROMERO, E.; VAUNAT, J. An adapted ring shear apparatus for testing partly saturated soils in the high suction range. **Geotechnical Testing Journal**, v. 34, n. 5, p. 433–444, 2011.

MERGILI, M.; MARCHESINI, I.; ROSSI, M.; GUZZETTI, F.; FELLIN, W. Spatially distributed three-dimensional slope stability modelling in a raster GIS. **Geomorphology**, v. 206, p. 178–195, 2014.

MICHEL, G. P.; KOBIYAMA, M.; GOERL, R. F. Análise comparativa entre os modelos Shalstab e Sinmap na identificação de áreas susceptíveis a escorregamentos translacionais. **Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos: artigos selecionados. Porto Alegre: ABRH**, p. 209–225, 2012.

MICHEL, G. P.; KOBIYAMA, M.; GOERL, R. F. Comparative analysis of SHALSTAB and SINMAP for landslide susceptibility mapping in the Cunha River basin, southern Brazil. **Journal of soils and sediments**, v. 14, n. 7, p. 1266–1277, 2014.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. Fundamentals of Soil Behavior. 3ª edição. New Jersey: John Wiley & Sons. 558 p. 2005.

MIGÓN, P. Weathering and hillslope development. 2021.

MILITITSKY, J. Solos tropicais e suas aplicações em fundações. **Colóquio Solos Tropicais e suas aplicações na Engenharia. Porto Alegre**, 1985.

Monteiro DNC, Horbe AMC, da Silva CC (2007). A caulinita de perfis intempéricos sobre a Formação Alter do Chão - Estudo de difração de raios-X, microscopia eletrônica de varredura e espectroscopia de infravermelho e termogravimétrica. *Contribuições à Geologia da Amazônia* 5:133-142.

MONTGOMERY, D. R.; DIETRICH, W. E. A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. **Water resources research**, v. 30, n. 4, p. 1153–1171, 1994.

MORAES FILHO J. C. R.; MELLO R.C.; SAADI, A. Projeto Porto Seguro/Santa Cruz Cabrália. CPRMSUREG/SA, Salvador. 1999.

MORAIS, B. D. Análise Da Suscetibilidade à Ocorrência de Deslizamentos Rasos Através de Modelo Matemático em uma Bacia Hidrográfica na Formação Barreiras. Universidade Federal de Pernambuco, 2022.

MORGENSTERN, N. R. U; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. **Geotechnique**, v. 15, n. 1, p. 79–93, 1965.

NAGATANI, T. et al. Development of an ultra high resolution scanning electron microscope by means of a field emission source and in-lens system. **Scanning Microscopy**, v. 1, n. 3, p. 3, 1987.

NBR, A. 9604—Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas- Procedimento. **Rio de Janeiro**, 2016.

NIEBLE, C. M.; GUIDICINI, G. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. São Paulo: Edgar Blucher, 1984. 196 p.

NISHIMURA, T.; FREDLUND, D. G. Unconfined compressive strength of a silty soil and kaolin below the residual state. In: **Advances in Unsaturated Geotechnics**. [s.l.: s.n.]. p. 262–274.

NOVAIS FERREIRA, H. **Characterisation, identification and classification of tropical lateritic and saprolitic soils for geotechnical purposes**. Proc. First Int. Conf. Trop. Saprolitic and Lateritic Soils. **Anais...**1985.

NUMMER, A. V.; PINHEIRO, R. J. B. Dinâmica de encosta: movimentos de massa. **Desastres Naturais no Rio Grande do Sul. Santa Maria: Editora da UFSM**, p. 67–96, 2013.

O'LOUGHLIN, E. M. Prediction of surface saturation zones in natural catchments by topographic analysis. **Water Resources Research**, v. 22, n. 5, p. 794–804, 1986.

PACK, R. T.; TARBOTON, D. G.; GOODWIN, C. N. The SINMAP approach to terrain stability mapping. 1998.

PARK, D. W.; NIKHIL, N. V; LEE, S. R. Landslide and debris flow susceptibility zonation using TRIGRS for the 2011 Seoul landslide event. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 13, n. 11, p. 2833–2849, 2013.

PETERSON, C. et al. Sediment composition and hydrography in six high-gradient estuaries of the northwestern United States. **Journal of Sedimentary Research**, v. 54, n. 1, p. 86–97, 1984.

PFALTZGRAFF, P. A. DOS S. et al. Sistema de Informações Geoambientais da região metropolitana do Recife GATE. 2003.

PFALTZGRAFF, P. A. DOS S. Mapa de suscetibilidade a deslizamentos na região metropolitana do Recife. 2007.

PILÓ, L. B.; CASTRO, S. S. DE. Soils of the Lagoa Santa Karst. In: **Lagoa Santa Karst: Brazil's Iconic Karst Region**. [s.l.] Springer, 2020. p. 93–108.

PINHO, G. M. DE; FRANCISCO, C. N.; SALGADO, C. M. Análise espacial dos movimentos de massa em Nova Friburgo/RJ: o caso do desastre natural de janeiro de 2011. **Revista Tamoios**, v. 9, n. 1, p. 16–27, 2013.

PINHO, T. M.; AUGUSTO FILHO, O. Landslide susceptibility mapping using the infinite slope, SHALSTAB, SINMAP, and TRIGRS models in Serra do Mar, Brazil. **Journal of Mountain Science**, v. 19, n. 4, p. 1018–1036, 2022.

PINTO, J. C.; SCHWAAB, M. **Análise de Dados Experimentais: I. Fundamentos de Estatística e Estimação de Parâmetros**. [s.l.] Editora E-papers, 2007.

Polivanov H (1998). Caracterização química, física, mineralógica e geotécnica de perfis de alteração desenvolvidos de gnaisses. Thesis, Federal University of Rio de Janeiro.

PRADO, H. **Solos tropicais: potencialidades, limitações, manejo e capacidade de uso**. [s.l.] Funep, 1998.

RAHARDJO, H., ONG, T. H., REZAUR, R. B., LEONG, E. C.. **Factors Controlling instability of homogeneous soil slopes under rainfall**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n. 12, p. 1532–1543, 2007.

RAIA, S. et al. Improving predictive power of physically based rainfall-induced shallow landslide models: a probabilistic approach. **Geoscientific Model Development**, v. 7, n. 2, p. 495–514, 2014.

RAMOS, M. C. L. DA S. **Estudo geológico-geotécnico e análise da estabilidade de uma encosta localizada no bairro do Curado II no Município de Jaboatão dos Guararapes-PE**. Universidade Federal de Pernambuco, , 2019.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. **Collapse potential of soils and soil-water chemistry: Conference. Session four. 6F, 3T, 7R. PROC. EIGHTH INT. CONF. ON SOIL MECH. FOUND. ENGG. MOSCOW, V2. 2, 1973, P177–183**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. **Anais...**Pergamon, 1975.

REGMI, A. D; YOSHIDA, K.; DHITAL, M. R.; DEVKOTA, K. Effect of rock weathering, clay mineralogy, and geological structures in the formation of large landslide, a case study from Dumre Besei landslide, Lesser Himalaya Nepal. **Landslides**, v. 10, n. 1, p. 1–13, 2013.

REGMI, N. R.; GIARDINO, J. R.; VITEK, J. D. Modeling susceptibility to landslides using the weight of evidence approach: Western Colorado, USA. **Geomorphology**, v. 115, n. 1–2, p. 172–187, 2010.

RENDÓN, M. I. et al. Chemical, mineralogical and geotechnical index properties characterization of volcanic ash soils. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 3, p. 3231–3244, 2020.

RESENDE, M.; SANTANA, D. P. Uso das relações K_i e K_r na estimativa da mineralogia para classificação dos Latossolos. **Reunião de classificação, correlação de solos e interpretação de aptidão agrícola**, v. 3, p. 225–232, 1988.

RIBEIRO, A.C.; GUIMARAES, P.T.G.; ALVAREZ, V.V.H. (1999). Recomendações para o uso de corretivos e fertilizantes em Minas Gerais: 5ª Aproximação. Soil Fertility Commission of the State of Minas Gerais, Viçosa.

RICHARDS, L.A., Capillary Conduction of Liquids Through Porous Mediums. **Physics**, New York, 1, páginas (318-333), 1931.

RIFFEL, E. S.; RUIZ, L. F. C.; GUASSELLI, L. A. Mapeamento de suscetibilidade a deslizamentos a partir de Mineração de Dados e do modelo SHALSTAB. **Revista Brasileira de Cartografia**, v. 68, p. 1805–1818, 2016.

RODRIGUES, F. DE S.; LISTO, F. DE L. R. Mapeamento de áreas de risco a escorregamentos e inundações em áreas marginais a rodovias na Região Metropolitana de São Paulo. **Engenharia Sanitaria e Ambiental**, v. 21, p. 765–775, 2016.

RODRIGUES, J. G. Caracterização geoquímica e mineralógica de perfis de intemperismo e sua contribuição para escorregamentos: o caso da bacia do Córrego do Príncipe, em Teresópolis, RJ. 2014.

ROSSETTI, D. DE F. Análise faciológica da Formação Codó (Aptiano superior) na região de Codó (MA), leste da Bacia do Grajaú. 2000.

ROSSETTI, D. F. Paleosurfaces from northeastern Amazonia as a key for reconstructing paleolandscapes and understanding weathering products. **Sedimentary Geology**, v. 169, n. 3–4, p. 151–174, 2004.

SABOYA, L. M. F. et al. MÉTODOS DAS CLASSIFICAÇÕES CLIMÁTICAS DE THORNTWAITE E KÖPPEN PARA RECIFE-PE, BRASIL. **RECIMA21-Revista Científica Multidisciplinar-ISSN 2675-6218**, v. 2, n. 8, p. e28575–e28575, 2021.

SAJINKUMAR, K. S. et al. Weathering and landslide occurrences in parts of Western Ghats, Kerala. **Journal of the Geological Society of India**, v. 78, n. 3, p. 249–257, 2011.

SALCIARINI, D.; GODT, J. W.; SAVAGE, W. Z.; CONVERSINI, P.; BAUM, R. L.; MICHAEL, J. A. Modeling regional initiation of rainfall-induced shallow landslides in the eastern Umbria Region of central Italy. **Landslides**, v. 3, n. 181, p. 181–194, 2006.

SANTANA, R. G. DE. **Análise de soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife PE. Estudo de caso: Ruptura ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR 2, Ibura**. Universidade Federal de Pernambuco, , 2006.

SANTOS, A. N. DOS. **Estudos geotécnicos e análise da estabilidade de duas encostas localizadas no Ibura no município de Recife-PE**. Universidade Federal de Pernambuco, , 2018.

SANTOS JÚNIOR, O. F. DOS; COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. Propriedades geotécnicas dos sedimentos da formação barreiras no litoral do Rio Grande do Norte-Brasil. **Geotecnia**, v. 134, p. 87–108, 2015.

SBROGLIA, R. M. et al. Mapping susceptible landslide areas using geotechnical homogeneous zones with different DEM resolutions in Ribeirão Baú basin, Ilhota/SC/Brazil. **Landslides**, v. 15, n. 10, p. 2093–2106, 2018.

SHELLMANN, W. (1979). Considerations on the definition and classification of laterites – Lateritisation process. Proc. International Seminar, India, Dec. 11/14 – Balkema, Rotterdam, pp1-10.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição**. [s.l.] Oficina de Textos, 2012.

SEEFELDER, C. DE L. N. Estudo da influência dos parâmetros hidrogeológicos na análise de susceptibilidade à escorregamentos rasos por meio de modelo de estabilidade de encostas. 2017.

SEKI, Katsutoshi. SWRC fit—a nonlinear fitting program with a water retention curve for soils having unimodal and bimodal pore structure. **Hydrology and Earth System Sciences Discussions**, v. 4, n. 1, p. 407-437, 2007.

SHAO, J.; YANG, S.; LI, C. Chemical indices (CIA and WIP) as proxies for integrated chemical weathering in China: inferences from analysis of fluvial sediments. **Sedimentary Geology**, v. 265, p. 110–120, 2012.

SHELDON, N. D.; RETALLACK, G. J.; TANAKA, S. Geochemical climofunctions from North American soils and application to paleosols across the Eocene-Oligocene boundary in Oregon. **The Journal of geology**, v. 110, n. 6, p. 687–696, 2002.

SIDLE, R.; OCHIAI, H. Processes, prediction, and land use. **Water resources monograph**.

American Geophysical Union, Washington, v. 525, 2006.

SILVA, T. B. Análise de Fluxo, Estabilidade e Tensão-Deformação de uma Barragem no Agreste de Pernambuco. Tese de doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru/PE. 2020.

SILVA, M. M.; COUTINHO, R. Q.; LACERDA, W. A.; ALHEIROS, M. M. Caracterização geológico-geotécnica de um deslizamento numa encosta em Camaragibe, Pernambuco. **IV COBRAE – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas**. Salvador, Bahia, Brasil, v. 1, p. 345–360, 2005.

SILVA, M. M. D. A. **Estudo geológico-geotécnico de uma encosta com problemas de instabilidade no município de Camaragibe–PE**. Tese de Doutorado. Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal , 2007.

SIM, K. BEN; LEE, M. L.; WONG, S. Y. A review of landslide acceptable risk and tolerable risk. **Geoenvironmental Disasters**, v. 9, n. 1, p. 1–17, 2022.

SKURZYŃSKI, J. et al. Geochemistry and mineralogy of the Late Pleistocene loess-palaeosol sequence in Złota (near Sandomierz, Poland): implications for weathering, sedimentary recycling and provenance. **Geoderma**, v. 375, p. 114459, 2020.

SMITH, P. G. C., ADDENBROOKE, T. I. & POTTS, D. M. (2002). **Coupled finite analysis of infiltration into unsaturated soils**. Proceedings of 3th International Conference on Unsaturated Soils, Recife. Vol. 1:3 - 7

SOBRAL, L. F. et al. Guia prático para interpretação de resultados de análises de solos. 2015.

SOROKINA, O. A. Chemical composition of the Zeya River sediments in weathering trend of river sediments of Asia. **Environmental Earth Sciences**, v. 79, n. 1, p. 1–10, 2020.

SOUZA NETO; J.B. (2004). Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso). Thesis. Rio de Janeiro.

SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. **Geotechnique**, v. 17, n. 1, p. 11–26, 1967.

SRIDHARAN, A. **Some studies on the strength of partly saturated clays**. [s.l.] Purdue University, 1968.

SRIVASTAVA, R.; YEH, T. J. Analytical solutions for one-dimensional, transient infiltration toward the water table in homogeneous and layered soils. **Water Resources Research**, v. 27, n. 5, p. 753–762, 1991.

SUGUIO, K.; NOGUEIRA, A. C. R. Revisão crítica dos conhecimentos geológicos sobre a formação (ou grupo?) Barreiras do Neógeno e o seu possível significado como testemunho da alguns eventos geológicos mundiais= Critical review of the geologic information about the Neogenic Barreiras For. **Geociências**, v. 18, n. 2, p. 461–480, 1999.

SUGUIO, K. (2003). Geologia sedimentar. Ed Blucher, São Paulo.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**. [s.l.] LWW, 1948. v. 66

TEIXEIRA, W. G.; BHERING, S. B. Retenção de água no solo pelos métodos da mesa de tensão e da câmara de Richards. **Embrapa Solos-Capítulo em livro técnico (INFOTEC-A-E)**, 2017.

TERZAGHI, K. Mechanism of landslides. 1950.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. [s.l.] John Wiley & Sons, 1996.

TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. Desastres naturais. **São Paulo: Ed. Instituto Geológico**, 2009.

TRAN, T. V.; LEE, G.; AN, H.; KIM, M. Comparing the performance of TRIGRS and TiVaSS in spatial and temporal prediction of rainfall-induced shallow landslides. **Environ Earth Sci**, v. 76, n. 315, 2017.

TRAN, T. V. et al. Three-dimensional, time-dependent modeling of rainfall-induced landslides over a digital landscape: a case study. **Landslides**, v. 15, n. 6, p. 1071–1084, 2018.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil science society of America journal**, v. 44, n. 5, p. 892–898, 1980.

VAN GENUCHTEN, M. T.; NIELSEN, D. R. **On describing and predicting the hydraulic properties**. Annales Geophysicae. **Anais...**1985.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G. Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength. **Geotechnical special publication**, p. 195–209, 2000.

VANAPALLI, S. K.; WRIGHT, A.; FREDLUND, D. G. **Shear strength behavior of a silty soil over the suction range from 0 to 1,000,000 kPa**. Proceedings of the 53th Canadian Geotechnical Conference, Montreal, Quebec, Canada, October. **Anais...**Citeseer, 2000.

VARGAS, M. Origem e desenvolvimento da Geotecnologia no Brasil. **Quipo, São Paulo**, v. 2, n. 2, p. 263–279, 1985.

VARGAS, M. **Characterization, identification and Classification of tropical soils**. International conference on geomechanics in tropical soils. 2. **Anais...**1988.

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

VIDALIE, J.-F. Relations entre les propriétés physico-chimiques et les caractéristiques mécaniques des sols compressibles. **Rapport de recherche LPC**, n. 65, 1977.

VIEIRA, B. C. et al. Assessing shallow landslide hazards using the TRIGRS and SHALSTAB models, Serra do Mar, Brazil. **Environmental earth sciences**, v. 77, n. 6, p. 1–15, 2018.

VIEIRA, B. C.; MARTINS, T. D.; LISTO, F. L. R.; MONTGOMERY, D. R. Previsão de escorregamentos rasos utilizando modelos matemáticos em bases físicas. In: GÜNTHER, W. R.; CICCOTTI, L.; RODRIGUES, A. C. **Desastres: múltiplas abordagens e desafios**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2017. cap. 14, p. 257-353.

VIEIRA, B. C.; FERNANDES, N. F. Shallow landslide prediction in the Serra do Mar, São Paulo, Brazil. **Natural hazards and earth system sciences**, v. 10, n. 9, p. 1829–1837, 2010.

WALKER, L. R.; SHIELS, A. B. Physical causes and consequences for Landslide Ecology. 2013.

WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. **Géotechnique**, v. 45, n. 1, p. 35–53, 1995.

WIRTZ, A.; BELOW, R. Working paper Disaster Category Classification and peril Terminology for Operational Purposes. Working paper. **Center for Research of Epidemiology of Disasters**. 2009. Obtido de cred.be/sites/default/files/DisCatClass_264.pdf

WOLLE, C. M.; CARVALHO, C. S. Taludes naturais. **Solos do Litoral de São Paulo. São Paulo: ABMS**, p. 180–203, 1994.

XU, C.; SUN, Q.; YANG, X. A study of the factors influencing the occurrence of landslides in the Wushan area. **Environmental Earth Sciences**, v. 77, n. 11, p. 1–8, 2018.

ZAIDAN, R. T.; FERNANDES, N. F. Zoneamento de susceptibilidade a escorregamentos em encostas aplicado à bacia de drenagem urbana do Córrego do Independência-Juiz de Fora (MG). **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 10, n. 2, 2009.

ZAIDAN, R. T.; FERNANDES, N. F. Análise de Riscos de Escorregamentos nas Encostas Edificadas da Bacia de Drenagem Urbana do Córrego do Independência-Juiz de Fora (MG). **Revista de Geografia-PPGEO-UFJF**, v. 5, n. 1, 2015.