

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DOS DESLIZAMENTOS SUPERFICIAIS DEFLAGRADOS POR
CHUVAS IMPLEMENTANDO A ANÁLISE NÃO SATURADA E TRANSIENTE
EM ESCALA REGIONAL

KATHERIN ROCIO CANO ROJAS

ORIENTADOR: PROF. HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ CARVAJAL, D.Sc.

COORIENTADOR: PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, D.Sc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO G.DM 291/2017
BRASÍLIA /DF: JULHO/2017

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DOS DESLIZAMENTOS SUPERFICIAIS DEFLAGRADOS POR
CHUVAS IMPLEMENTANDO A ANÁLISE NÃO SATURADA E TRANSIENTE
EM ESCALA REGIONAL

KATHERIN ROCIO CANO ROJAS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE

Aprovada por:



Assinado de forma digital por HERNAN
EDUARDO MARTINEZ CARVAJAL
DN: cn=HERNAN EDUARDO MARTINEZ
CARVAJAL, o=UNIVERSIDADE DE
BRASILIA, ou=PPG GEOTECNIA,
email=hmartinez30@gmail.com, c=BR
Dados: 2017.07.25 19:16:40 -05'00'


HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ CARVAJAL, D.Sc. (UnB)
(ORIENTADOR)



ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, D.Sc. (UnB)
(COORDENADOR)



ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



SILVRANO ADONIAS DANTAS NETO, D.Sc. (UFC)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 26 de Julho de 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

ROJAS, KATHERIN ROCIO CANO

Estudo Dos Deslizamentos Superficiais Deflagrados Por Chuvas Implementando a Análise Não Saturada e Transiente em Escala Regional [Distrito Federal] 2017

xiv, 90 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2017)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estabilidade de Taludes 2. Deslizamento Superficial

3. Fluxo Não Saturado 4. Interpolador de chuvas

I. ENC/FT/UnB

II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Rojas, K.R.C. (2017). Estudo Dos Deslizamentos Superficiais Deflagrados Por Chuvas Implementando a Análise Não Saturada e Transiente em Escala Regional. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-291/2017, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 90 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Katherin Rocio Cano Rojas

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo Dos Deslizamentos Superficiais Deflagrados Por Chuvas Implementando a Análise Não Saturada e Transiente em Escala Regional

GRAU / ANO: Mestre / 2017

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Katherin Rocio Cano Rojas

Katherin Rocio Cano Rojas

CA 2 Bloco A Apt 305 B

71503-502 - Brasília/DF – Brasil

DEDICATÓRIA

Ao meu esposo Mateus.

A felicidade ao seu lado é duplicada.

AGRADECIMENTOS

Principalmente agradeço a Deus por dar-me a oportunidade de alcançar um objetivo a mais na minha vida, por avivar minhas esperanças e não me deixa desistir dos meus sonhos em cada dia.

Ao meu esposo e grande amor Mateus. Ele, quem sempre acreditou em minhas capacidades e me fortalece todos os dias para seguir em frente. Por seus sacrifícios, dedicação, amor e sua alegria que enche de paz a minha vida. Te Amo.

À minha família: pai, mãe e irmãos, que sempre apoiaram em meus sonhos e aceitaram com todo o amor minhas decisões.

À minha tia Rosalba. Este processo não teria começado sem você. Obrigada por acreditar sempre em mim.

À minha amiga e irmã Xiomi. Ela que, sem importar a distância, sempre teve as palavras certas para não deixar-me enfraquecer no caminho. Seu apoio foi fundamental no alcance deste objetivo.

À Kristi, Ramón e César, amigos para toda a vida.

Ao meu orientador e Professor Hernán Martínez. Agradeço ao senhor pela oportunidade e confiança ao permitir ser sua aluna.

Um agradecimento especial para meu coorientador e Professor André Brasil. Obrigada, professor, por inspirar-me na elaboração desta pesquisa e ensinar-me que os obstáculos sempre são vencidos com o trabalho honesto e dedicado.

Ao Professor Óscar Echeverri da Universidade Nacional da Colômbia. O senhor foi minha inspiração na geotecnia e sou grata sempre pelas orientações neste belo caminho.

Aos amigos Eduardo Montoya, George Fernandes e Lucas Parreira pela disposição sempre para escutar minhas dúvidas.

À família Nicolato: Luiza, Dona Margarida e Don Sergio. Sua companhia e apoio foram essenciais para a realização deste sonho.

Aos professores do programa da pós-graduação em Geotecnia. Obrigada pelos ensinamentos.

ESTUDO DOS DESLIZAMENTOS SUPERFICIAIS DEFLAGRADOS POR CHUVAS IMPLEMENTANDO A ANÁLISE NÃO SATURADA E TRANSIENTE EM ESCALA REGIONAL

RESUMO

Os registros de perdas humanas associadas aos movimentos de massa aumentaram, significativamente, nos últimos anos documentando as precipitações de chuva como o principal agente provocador dos deslizamentos superficiais nas áreas urbanas tornando-se, esse, uma ameaça para a sociedade e um motivador para analisar a susceptibilidade das encostas aos deslizamentos quando submetidas a qualquer evento de chuva. Modelos conceituais e numéricos têm sido desenvolvidos para a análise da estabilidade de taludes, no entanto, até agora, os modelos têm revelado a necessidade de representar a infiltração da água em meios porosos e não saturados e analisar sua influência na dinâmica dos solos para a obtenção de resultados mais realistas. Tendo em vista que a ruptura de um maciço não é sempre atingida sob condições saturadas, então, em alguns casos, a análise que considera o fenômeno não saturado pode ser mais confiável e realista. Foi realizada a implementação de um modelo de estabilidade não saturado e transiente, na escala regional, onde é utilizada uma das soluções analíticas da equação de Richards proposta por Cavalcante e Zornberg, 2017. Como método de validação do modelo, foi usado um caso de estudo real, ocorrido no ano de 1990, no noroeste da Colômbia, onde um evento extremo de chuva ocasionou um conjunto de deslizamentos na mesma região. Para a modelagem da chuva em escala regional foi implementada a interpolação IDW, obtendo-se uma distribuição espacial das precipitações. A determinação do fator de segurança transiente foi feita a partir da proposta de Cavalcante e Camapum de Carvalho, 2017, na qual utilizaram o método do talude infinito. Para todas as implementações, foi utilizado o software *Wolfram Mathematica* como ferramenta computacional. A análise não saturada e transiente foi capaz, então, de representar a instabilidade superficial das encostas associada à infiltração da água da chuva, levando em consideração a implementação das chuvas prévias que determinam o aumento do teor de umidade do solo. Em virtude do uso de um número reduzido de parâmetros, o custo computacional do modelo, embora sendo em escala regional, é eficiente, o que permite que esta implementação possa ser usada na prática da engenharia geotécnica.

**STUDY OF SURFACE LANDSLIDES DEFLAGRATED BY RAINS
IMPLEMENTING UNSATURATED AND TRANSIENT ANALYSIS AT
REGIONAL SCALE**

ABSTRACT

The records of human losses associated with mass movements have increased significantly in recent years documenting the rainfall as the main agent provocateur of shallow landslides in urban areas becoming, this, a menace to society and a motivator to analyze the susceptibility of the slopes to landslides when subjected to any rain event. Conceptual and numerical models have been developed for the analysis of slope stability, however, up to now, the models have revealed the need to represent the water infiltration in unsaturated porous media and to analyse its influence on soil dynamics for more realistic results. Considering that the rupture of a massif is not always achieved under saturated conditions, the analysis considering the unsaturated phenomenon can be more reliable and realistic, in some cases. The implementation of a model of unsaturated and transient stability was done, on a regional scale, using one of the analytical solutions of the Richards equation proposed by Cavalcante & Zornberg, 2017. As a method of validating the model, a real study case was used. It occurred in the 1990 year, in northwestern Colombia, where an extreme event of rain caused a series of landslides in the same region. For the modeling of rain on a regional scale, the IDW interpolation has been implemented providing a spatial distribution of precipitations. The determination of a transient safety factor was made based on the equations presented in Cavalcante & Camapum de Carvalho, 2017, in which they used the method of infinite slope. For all implementations, the software Wolfram Mathematica was used as a computational tool. The unsaturated and transient analysis was able to represent the surface instability of the slopes associated with infiltration of rainwater, taking into account the implementation of the previous rains that determine the increase in the moisture content of the soil. Due to the use of a small number of parameters, the computational cost of the model, although being at the regional scale, is efficient, allowing this implementation to be used in geotechnical engineering practice.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS	3
2. DESENVOLVIMENTO TEÓRICO.....	4
2.1. FORMAÇÃO E COMPORTAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	4
2.2. FLUXO NO MEIO POROSO NÃO SATURADO	9
2.2.1 <i>MODELO CAVALCANTE & ZORNBERG: SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O PROBLEMA DO FLUXO NÃO SATURADO E TRANSIENTE.....</i>	<i>15</i>
2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NA CONDIÇÃO NÃO SATURADA.....	22
2.4. ESTABILIDADE DE TALUDES NA CONDIÇÃO NÃO SATURADA.....	27
2.5. INFLUÊNCIA DA HIDROLOGIA NA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS	31
2.5.1 <i>PRECIPITAÇÃO.....</i>	<i>33</i>
2.5.2 <i>ESCOAMENTO SUPERFICIAL.....</i>	<i>37</i>
2.6. DESLIZAMENTOS DEFLAGRADOS POR EVENTOS DE CHUVA	38
3. MATERIAIS E METODOLOGIA	40
3.1. MATERIAIS	40
3.2. METODOLOGIA.....	48
3.2.1 <i>MÓDULO 1: INTERPRETAÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA</i>	<i>49</i>
3.2.2 <i>MÓDULO 2: CALIBRAÇÃO DO PARÂMETRO DE AJUSTE δ.....</i>	<i>49</i>
3.2.3 <i>MÓDULO 3: INTERPOLADOR ESPACIAL DA CHUVA</i>	<i>49</i>
3.2.4 <i>MÓDULO 4: INFILTRAÇÃO NÃO SATURADA.....</i>	<i>51</i>
3.2.5 <i>MÓDULO 5: ESTABILIDADE DE TALUDES NÃO SATURADOS</i>	<i>54</i>
4. RESULTADOS E ANÁLISES	55
4.1. PARÂMETRO HIDRÁULICO DE AJUSTE δ	55
4.2. INTERPOLADOR ESPACIAL DE CHUVAS	58
4.3. INFILTRAÇÃO NÃO SATURADA.....	61
4.4. ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NÃO SATURADAS	74
5. CONCLUSÕES	80
5.1. RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	82
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	83
APÊNDICE A	89

LISTA DE FIGURAS

<i>Fig. 2.1. Representação da estrutura de um solo. a) Fase Ar-Solo b) Fase Ar-Água-Solo c) Água-Solo</i>	4
<i>Fig. 2.2. 1) Solo na condição saturada; 2) Solo saturado pelo efeito da capilaridade; 3) Solo não saturado</i>	5
<i>Fig. 2.3. Representação da curva característica do solo (modificado de Meza Ochoa, 2012)</i>	7
<i>Fig. 2.4. Volume de controle infinitesimal (modificado de Das, 2010b)</i>	11
<i>Fig. 2.5. Curva característica obtida pelo modelo de Cavalcante & Zornberg (2017)</i>	18
<i>Fig. 2.6. Curva da condutividade hidráulica não saturada obtida pelo modelo de Cavalcante & Zornberg (2017)</i>	19
<i>Fig. 2.7. Condições de contorno e condição inicial para uma coluna de solo semi-infinita.</i>	21
<i>Fig. 2.8. Modelo Mohr-Coulomb para o solo na condição saturada.</i>	24
<i>Fig. 2.9. Corpo livre para a análise do método de talude infinito.</i>	28
<i>Fig. 2.10. Ciclo hidrológico na geotécnica: 1) Precipitação 2) Escoamento superficial 3) Evaporação 4) Infiltração 5) Escoamento sub-superficial</i>	32
<i>Fig. 2.11. Exemplo de um registro de intensidade moderada de chuva: hietograma</i>	35
<i>Fig. 3.1. Localização da bacia La Arenosa, Colômbia (Aristizabal, 2013)</i>	41
<i>Fig. 3.2. Mapa dos tipos de solos da bacia La Arenosa (modificado de Aristizabal, 2013)</i>	42
<i>Fig. 3.3. Mapa de declividades obtido pelos modelos DEM (modificado de Aristizabal, 2013)</i>	43
<i>Fig. 3.4. Mapa de profundidades do solo obtido pelos modelos DEM (modificado de Aristizabal, 2013)</i>	44
<i>Fig. 3.5. Hietograma do evento de precipitação do 21 de Setembro de 1990, La Arenosa-Colômbia. Tomado de (Aristizabal, 2013)</i>	45
<i>Fig. 3.6. Visão geral dos deslizamentos superficiais gerados pela tormenta do dia 21 de setembro de 1990 (Aristizabal, 2013)</i>	45
<i>Fig. 3.7. Hietogramas pertencentes as estações pluviométricas utilizadas na análise das precipitações (modificado de Aristizabal, 2013)</i>	46
<i>Fig. 3.8. Deslizamentos reportados na bacia La Arenosa depois do evento de precipitação (Aristizabal, 2013)</i>	47
<i>Fig. 3.9. Esquema geral do desenvolvimento da metodologia</i>	48
<i>Fig. 3.10. Distância euclidiana entre pixels</i>	51
<i>Fig. 4.1. Comparação da curva característica obtida pelo método do papel filtro (Fresneda, 2017) e curva de ajuste obtida pelo modelo constitutivo de Cavalcante & Zornberg (2017) para os solos aluviais e coluviais da bacia</i>	57
<i>Fig. 4.2. Curva característica obtida pelo método do papel filtro (Fresneda, 2017) e curva de ajuste obtida pelo modelo constitutivo de Cavalcante & Zornberg (2017) para os solos residuais da bacia</i>	57
<i>Fig. 4.3. Distribuição espacial da chuva na primeira hora do evento</i>	59
<i>Fig. 4.4. Distribuição espacial da chuva na segunda hora do evento</i>	60
<i>Fig. 4.5. Distribuição espacial da chuva na terceira hora do evento</i>	61
<i>Fig. 4.6. Localização do pixel escolhido para a análise da estabilidade de encostas não saturadas</i>	62
<i>Fig. 4.7. Curva característica dos solos residuais obtida pelo modelo de Cavalcante & Zornberg (2017)</i>	65

<i>Fig. 4.8. Condutividade hidráulica não saturada obtida pelo modelo de Cavalcante & Zornberg (2017)</i>	65
<i>Fig. 4.9. Infiltração não saturada associada ao registro de precipitação da hora 01:00</i>	66
<i>Fig. 4.10. Infiltração não saturada associada ao registro de precipitação da hora 02:00</i>	67
<i>Fig. 4.11. Infiltração na saturada associada ao registro de precipitação da hora 03:00</i>	68
<i>Fig. 4.12. Linhas de tempo de infiltração do perfil de solo escolhido para a análise</i>	69
<i>Fig. 4.13. Variação do grau de saturação em função do tempo nos pontos de controle</i>	70
<i>Fig. 4.14. Variações da sucção em função do tempo para cada ponto de controle</i>	71
<i>Fig. 4.15. Mapa da infiltração não saturada numa profundidade de 0,5 m</i>	72
<i>Fig. 4.16. Mapa da infiltração não saturada numa profundidade de 1,0 m</i>	72
<i>Fig. 4.17. Mapa da infiltração não saturada numa profundidade de 1,5 m</i>	73
<i>Fig. 4.18. Mapa da infiltração não saturada numa profundidade de 2,0 m</i>	73
<i>Fig. 4.19. Variação do fator de segurança em função do tempo para diferentes profundidades</i>	76
<i>Fig. 4.20. Variação do fator de segurança analisado em um tempo de 3 dias</i>	77
<i>Fig. 4.21. Mapa de estabilidade analisado no tempo de 24h na profundidade de 1m</i>	78

LISTA DE TABELAS

<i>Tab. 2.1. Tensão efetiva para os solos não saturados (modificado de Fredlund & Rahardjo, 1993c)</i>	25
<i>Tab. 3.1. Propriedades dos solos da bacia La Arenosa (Aristizabal, 2013)</i>	41
<i>Tab. 4.1. Informação dos solos utilizados na obtenção do parâmetro de ajuste δ (Fresneda, 2017)</i>	56
<i>Tab. 4.2. Precipitação acumulada em cada estação pluviométrica em um período de três horas (modificado de Aristizabal, 2013)</i>	59
<i>Tab. 4.3. Propriedades da região do pixel escolhido para a análise</i>	63
<i>Tab. 4.4. Validação do parâmetro de ajuste ξ</i>	75
<i>Tab. A.1 Coeficiente de escoamento superficial em função da ocupação do solo GEO-RIO (2015)</i>	90

LISTA DE ABREVIATURAS E DE SÍMBOLOS

Símbolo ou Abreviação	Significado
ASCII	Formato cartográfico binário
DEM	Modelo de elevação digital
FS	Fator de segurança
IDW	<i>Inverse Distance Weighting</i> . Distância Inversa Ponderada
SWCC	Suction Water Characteristic Curve
A	Área pela qual se movimento o fluido
A	Área da bacia de contribuição
c'	Coesão efetiva do solo
d_i	Distancia euclidiana entre o ponto da estação a qualquer ponto no mapa
dx	Diferencial na direção x representativo infinitesimal
dy	Diferencial na direção y representativo infinitesimal
dz	Diferencial na direção z representativo infinitesimal
e_s	Escoamento superficial
e_{vt}	Evaporação da água no solo
g	Aceleração da gravidade
i	Gradiente hidráulico
\dot{i}	Intensidade moderada de precipitação
i	Posição da fila na matriz
j	Posição da coluna na matriz
k_s	Condutividade hidráulica saturada
$k_z(\psi)$	Função de condutividade hidráulica não saturada
$k_z(\theta)$	Função de condutividade hidráulica não saturada
L	Distância vertical entre os pontos onde o movimento ocorre
l	Comprimento do talude
m	Fluxo de massa
N	Força normal
P	Forças de empuxo equivalentes
Q	Vazão associada ao escoamento superficial

S_r	Grau de saturação
u_a	Pressão do ar nos poros do solo
u_w	Pressão da água nos poros do solo
v	Velocidade de descarga unitária do fluido
v_0	Velocidade de descarga do fluido
v_i	Velocidade de infiltração
v_x	Velocidade na direção x
v_y	Velocidade na direção y
v_z	Velocidade na direção z
w	Peso da massa de solo
β	Inclinação do talude
γ_w	Peso específico da água
δ	Parâmetro hidráulico de ajuste
$\Delta\Phi$	Diferença de potencial de energia total
$\Delta\phi$	Diferença de energia total
θ	Teor de unidade volumétrica do solo
θ_r	Teor de unidade volumétrica residual
θ_s	Teor de unidade volumétrica saturada
ξ	Parâmetro de ajuste associado ao histórico de tensões
σ	Tensão normal total
σ'	Tensão normal efetiva
τ	Força resistente ao cisalhamento
ϕ^b	Ângulo de atrito do solo relativo à sucção matricial
ϕ	Cabeça ou carga hidráulica
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
Φ	Energia potencial
ψ	Sucção total do solo
ψ_m	Sucção matricial do solo
ψ_o	Sucção osmótica do solo

1. INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

Na atualidade, os deslizamentos de terra representam um dos processos geológicos mais destrutivos para os seres humanos (Suarez Díaz, 2003b). Esses processos são provocados pelas ações dinâmicas naturais apresentadas em cada região, tais como os eventos sísmicos, os processos de erosão, as atividades vulcânicas e a climatologia, os quais se propagam no interior dos maciços alterando as condições de equilíbrio. A climatologia é considerada a principal e a mais comum causa associada aos movimentos em massa (Suarez Díaz, 1998).

As regiões tropicais montanhosas são mais susceptíveis aos desastres associados aos movimentos de terra já que, na região tropical, os altos graus de intemperismo que apresentam os solos e os períodos estacionários de chuva agravam os problemas de deslizamentos. Essas características, combinadas ao aumento populacional evidenciado nas últimas décadas e à sua expansão até as áreas montanhosas, têm afetado diretamente o desenvolvimento das sociedades, originando inúmeras perdas humanas e econômicas (Petley, 2012; Walker & Shiels, 2013).

Petley (2012) apresentou uma análise feita com os registros de deslizamentos ocorridos no mundo em uma década. Ele associou diretamente as perdas humanas e econômicas à falta de planejamento urbano, o qual comprometeu o desenvolvimento social e econômico de algumas nações. Por esse motivo, o estudo dos deslizamentos tem sido incluídos nos projetos de ordenamento territorial adaptando o conceito da ameaça aos movimentos em massa, na direção de prevenir e implementar as medidas necessárias

que aumentem a proteção das sociedades ante os desastres naturais (Eeckhaut, 2012; Vega & Hidalgo, 2016).

Assim, sendo a ameaça expressada como o potencial que tem os taludes de falhar quando submetidos a processos dinâmicos externos, foram desenvolvidos modelos conceituais e numéricos para prever o comportamento dos taludes com base em observações, características e hipóteses específicas que determinam o grau de susceptibilidade das encostas em um determinado tempo (Suarez, 2003).

No entanto, é evidente na prática da engenharia a necessidade de definir modelos matemáticos que permitam diminuir as incertezas ligadas às limitações apresentadas na definição das hipóteses e na obtenção dos parâmetros dos modelos conceituais e, assim, melhorar a acurácia na representação do fenômeno físico envolvido na estabilidade dos taludes.

Neste sentido, diversos autores desenvolveram modelos hidrológicos e geotécnicos que mostram a importância de simular os processos de armazenamento de água na superfície terrestre e a sua influência na dinâmica dos solos, apresentando resultados mais confiáveis com respeito à modelagem conceitual (Liggett et al., 2012).

Na modelagem clássica dos deslizamentos detonados por eventos de precipitações, é necessário melhorar o entendimento dos escorregamentos ocorridos nas zonas tropicais, onde seu comportamento hidráulico domina o comportamento mecânico dos maciços, sendo necessário destacar o papel da infiltração da água e a resposta da poropressão em uma profundidade determinada de forma a alcançar a compreensão das condições transitórias que conduzem as falhas nas encostas (Cho, 2016).

Assim, motivados pela evolução das pesquisas na mecânica dos solos não saturados e pela disposição de dados atuais que permitem a caracterização das zonas de estudo em uma escala regional, pretende-se avaliar a importância da análise não saturada no fenômeno dos deslizamentos e como esta poderia influenciar na avaliação da estabilidade dos taludes, sendo a previsão da estabilidade nas encostas o insumo principal na avaliação da ameaça para a gestão do risco geotécnico.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo geral da pesquisa é implementar a análise não saturada e transiente para a simulação do fenômeno de fluxo e para a avaliação, em escala regional, da estabilidade de encostas quando submetidas a eventos de precipitação.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- ✓ Implementação do modelo de interpolação espacial IDW para a distribuição regional e temporal dos eventos de precipitação;
- ✓ Implementação e validação do modelo de infiltração de Cavalcante & Zornberg (2017) para a análise transiente e não saturada do fenômeno de fluxo na escala regional;
- ✓ Implementação da estabilidade de taludes na condição não saturada e transiente na escala regional, seguindo a proposta de Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017);
- ✓ Criação da representação espacial da estabilidade de taludes associados às precipitações;
- ✓ Modelagem de um caso real de deslizamentos detonados por um evento de precipitação para a validação do modelo.

2. DESENVOLVIMENTO TEÓRICO

2.1. FORMAÇÃO E COMPORTAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Na mecânica clássica dos solos, tem predominado o estudo do comportamento do solo na condição seca ou saturada, representando-o como uma estrutura de duas fases (Fredlund & Rahardjo, 1993a), como ilustrado nas Fig. 2.1. a) e c). No entanto, no campo, os materiais apresentam também um estado intermediário, onde os vazios do solo são preenchidos por água e por ar, indicando o estado não saturado (Fig. 2.1. b)).

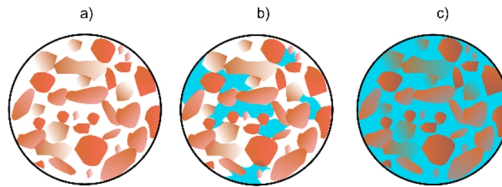


Fig. 2.1. Representação da estrutura de um solo. a) Fase Ar-Solo b) Fase Ar-Água-Solo c) Água-Solo

Como apresentado na Fig. 2.2, o lençol freático define o nível da água natural subterrânea e também delimita a zona saturada e a zona não saturada do terreno.

Desta forma, os solos saturados se encontram abaixo do lençol freático, nos quais a água exerce uma pressão positiva com igual magnitude em todas as direções no interior dos vazios. Essa pressão é conhecida como poropressão na água (Ochoa, 2012) e é definida por:

$$u_w = \gamma_w z_w \quad (2.1)$$

onde, γ_w = peso específico da água ($ML^{-2}T^{-2}$) e z_w = nível da água (L).

Acima do lençol freático, os solos podem se encontrar na condição seca ou não saturada. O estado seco predomina no solo próximo à superfície do terreno onde, pelo fenômeno da evaporação, a fase líquida é descontínua e representada por pequenas

gotas de água separadas. Segundo Fredlund (2000), nesta região é possível considerar o grau de saturação do solo como zero.

A condição não saturada ocorre entre o limite inferior da zona seca e o limite superior da zona freática. Pouco acima da zona freática, a água preenche a maior parte dos vazios, prevalecendo um alto grau de saturação no solo (Ochoa, 2012). Esta região é chamada de franja capilar e, mesmo alcançando a saturação total, continua sendo considerada como não saturada.

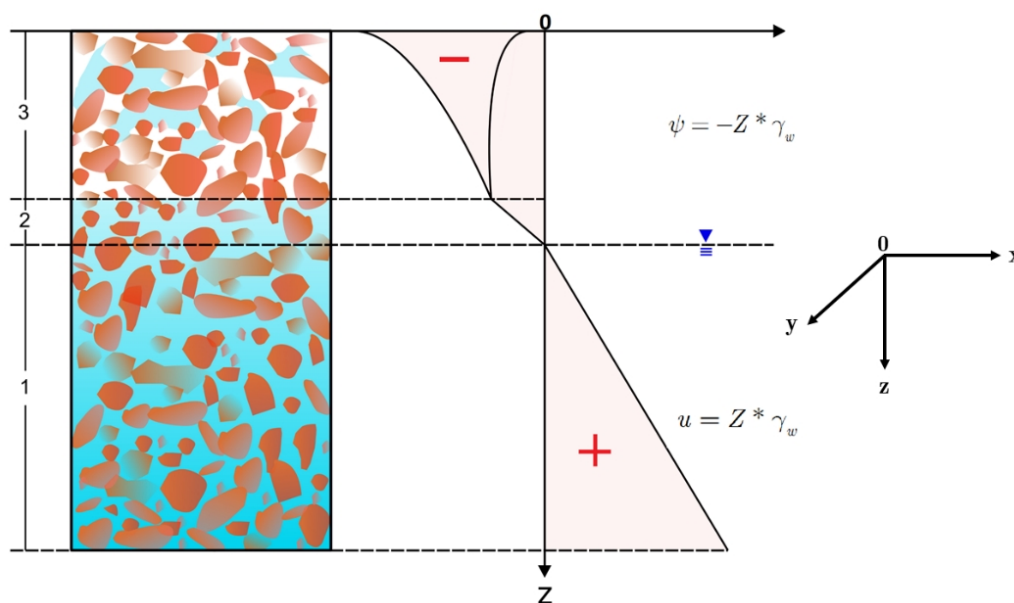


Fig. 2.2. 1) Solo na condição saturada; 2) Solo saturado pelo efeito da capilaridade; 3) Solo não saturado

Na zona de não saturação, o efeito da pressão de poros é negativa e é determinada pela diferença entre a pressão do ar (u_a) e a pressão da água (u_w) gerada nos vazios. A poropressão negativa é conhecida como a sucção que, especificamente, está composta pelo efeito da sucção matricial e da sucção osmótica. A sucção é dada por:

$$\psi = \psi_m + \psi_o \quad (2.2)$$

onde, ψ = sucção total do solo ($ML^{-1}T^{-2}$); ψ_m = sucção matricial do solo ($ML^{-1}T^{-2}$);

ψ_o = sucção osmótica do solo ($ML^{-1}T^{-2}$).

Segundo Lu & Likos (2004), a sucção total ψ pode ser definida como o potencial termodinâmico da água contida nos poros em relação ao potencial da água livre. Outros autores, como pontua Ochoa (2012), definem a sucção como a capacidade que tem o solo na condição não saturada de absorver e reter água, ou a dificuldade que se tem para remover a partícula líquida do solo.

O efeito da sucção no solo é equivalente a uma pressão externa que afeta seu estado tensional, provocando um acréscimo na resistência do solo quando este apresentar aumentos de sucção (Fredlund & Rahardjo, 1993b; Taha et al., 2000).

Smiles (1998) define a sucção matricial como o potencial que surge da interação entre a água e as partículas sólidas e a geometria do meio poroso, representada pelo fenômeno físico da capilaridade. A capilaridade é a consequência da tensão superficial gerada entre as paredes das partículas sólidas e a água, o que permite a ascensão da água em função da quantidade de líquido contido na estrutura do solo (Paranhos et al., 2008).

Assim, a sucção matricial é definida e está em função do grau de saturação do solo e da estrutura dos vazios. Estes são determinados pela irregularidade, pela distribuição e pelo tamanho das partículas, sendo representada por:

$$\psi_m = u_a - u_w \quad (2.3)$$

onde, u_a = pressão do ar nos poros do solo ($ML^{-1}T^{-2}$); u_w = pressão da água nos poros do solo ($ML^{-1}T^{-2}$).

A sucção osmótica é a parcela da sucção associada à presença de sais dissolvidas na água (Lu & Likos, 2004). Quimicamente, quando a quantidade de sal contida no solo muda, também ocorre uma variação no volume total, afetando a tensão cisalhante do

solo (Fredlund & Rahardjo, 1993c). Esta parcela não é influenciada pelos efeitos da capilaridade.

Comumente, os problemas associados aos solos não saturados decorrem da redução da sucção matricial. Um exemplo disso são os eventos de altas precipitações, onde o fenômeno da infiltração permite que a água desça pelo solo, preenchendo os vazios e diminuindo, assim, a tensão superficial entre os grãos. Nesse sentido, a influência da sucção osmótica é insignificante, pois a composição química do solo não é afetada diretamente (Fredlund & Rahardjo, 1993c).

A relação água-sucção está definida principalmente pela curva característica do solo (*SWCC - Soil Water Characteristic Curve*) ilustrada na Fig. 2.3, a qual relaciona as variações da sucção matricial com a capacidade de armazenamento de água que há na estrutura macroscópica e microscópica dos poros (Rahardjo et al., 2015). A quantidade de água no solo pode-se expressar em termos do teor de umidade volumétrica (θ) ou em termos do grau de saturação (S_r).

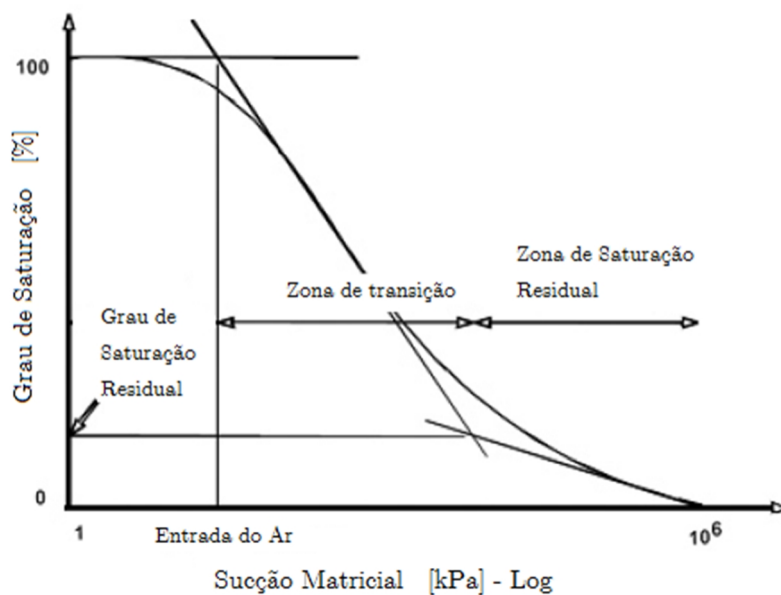


Fig. 2.3. Representação da curva característica do solo (modificado de Meza Ochoa, 2012)

Nas regiões tropicais, as condições climáticas, definidas por longos períodos de chuva e de seca, promovem a condição não saturada do solo. Igualmente, essas características climáticas são responsáveis pelos intensos processos de laterização que sofrem os solos na região, sendo estes definidos como solos lateríticos ou tropicais (Camapum de Carvalho et al., 2015).

Os solos tropicais são formados por agregados minerais que podem apresentar as seguintes características: maior ou menor estabilidade na presença de água, redução de sua capacidade de absorção, atuação como agente cimentante natural, entre outras (Santos & Parreira, 2015). Essas características podem vir a introduzir um comportamento mecânico e hidráulico diferente e também uma maior sensibilidade às variações do grau de saturação quando o solo está na condição não saturada.

Por conseguinte, foi criada a mecânica dos solos não saturados. Esta é a área que estuda o comportamento mecânico e hidráulico do solo sob a condição não saturada definindo, no geral, três fenômenos para a análise dos problemas na engenharia que envolvem a referida condição: o fenômeno do fluxo, o fenômeno dos esforços e o fenômeno das deformações (Lu & Likos, 2004).

Fredlund & Rahardjo (1993) afirmaram que, numa encosta natural, a superfície do potencial de falha não está sempre condicionada ao estado saturado do solo haja vista que, em algumas situações, na presença de poropressões negativas, é quebrado o equilíbrio entre as forças resistentes e as forças atuantes, desencadeando, assim, a ruptura na condição não saturada.

Neste sentido, sabe-se que a condição não saturada pode representar uma situação crítica no momento de analisar a estabilidade de encostas ante eventos de precipitações,

sendo preciso analisar o fenômeno de fluxo e o fenômeno das tensões no meio poroso não saturado, sendo este último validado pelo princípio das tensões efetivas de Terzaghi.

2.2. FLUXO NO MEIO POROSO NÃO SATURADO

Bernoulli (1738) introduz o princípio da conservação de energia na mecânica dos fluidos e definiu o fluxo como o fenômeno físico que representa o movimento da água em função da energia acumulada (Das, 2010a).

O princípio de Bernoulli descreve a energia total que tem um fluido para se movimentar em qualquer momento, ocorrendo sempre do ponto de maior energia ao ponto de menor energia. Essa energia é dada por:

$$\frac{u_w}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + z = \phi \quad (2.4)$$

onde, u_w/γ_w = energia de pressão associada ao fluido (L); $v^2/2g$ = energia cinética (L); z = energia potencial (L) e ϕ = carga hidráulica (L).

No meio poroso, para um fluxo gravimétrico, a energia cinética é desconsiderada, já que a velocidade do fluido no interior do solo é muito baixa. Assim, o princípio de Bernoulli pode ser simplificado para:

$$\phi = \frac{u_w}{\gamma_w} + z \quad (2.5)$$

A energia total do fluido também pode ser expressada em termos de energia por unidade de massa, conhecido como o potencial hidráulico (Φ), assim:

$$\Phi = \frac{u_w}{\rho_w} + zg \quad (2.6)$$

onde, Φ = potencial hidráulico (L^2T^{-2}); ρ_w = densidade da água (ML^{-3}) e g = aceleração da gravidade (LT^{-2}).

A variação da energia da água ao longo do comprimento entre dois pontos é chamada de gradiente hidráulico e este representa a perda de energia do fluido ao se movimentar no meio poroso. Este gradiente é definido em termos da carga hidráulica (ψ) ou do potencial hidráulico (Φ). Ele é representado por:

$$i = \frac{\Delta\phi}{L} = \frac{1}{g} \frac{\Delta\Phi}{L} \quad (2.7)$$

onde, $\Delta\phi$ = diferença de carga hidráulica (L); $\Delta\Phi$ = diferença de potencial hidráulico (L^2T^{-2}); L = distância vertical entre os pontos que ocorre o movimento (L) e i = gradiente hidráulico (L/L).

Deste modo, as variações de energia influenciam diretamente a velocidade do fluido, como é apresentado pela lei de Darcy (1856), a qual relaciona a condutividade hidráulica do solo com a perda de energia. Por meio dela, a velocidade do fluido em um meio saturado pode ser determinada (Liu, 2017a) por:

$$v = -k_s i \quad (2.8)$$

onde, k_s = condutividade hidráulica saturada (LT^{-1}) e v = velocidade de descarga unitária do fluido (LT^{-1}).

Logo após, Buckingham (1907) incorporou o conceito da poropressão negativa na definição do fluxo, dando origem à lei de Darcy-Buckingham. Essa lei apresenta a formulação da velocidade de um fluido em um meio não saturado. Ela é dada por:

$$v = -\frac{k_s(\psi)}{g} \frac{\partial \Phi}{\partial L} \quad (2.9)$$

onde, $k_s(\psi)$ = função da condutividade hidráulica não saturada (LT^{-1}) e $d\Phi/dL$ = taxa de variação do potencial de energia na extensão do movimento do fluxo (L).

Posteriormente, com a intenção de representar o fluxo da água em um meio tridimensional, Richards (1931) utiliza a equação da continuidade para descrever a lei da conservação da massa em um volume de controle infinitesimal, como é ilustrado pela Fig. 2.4.

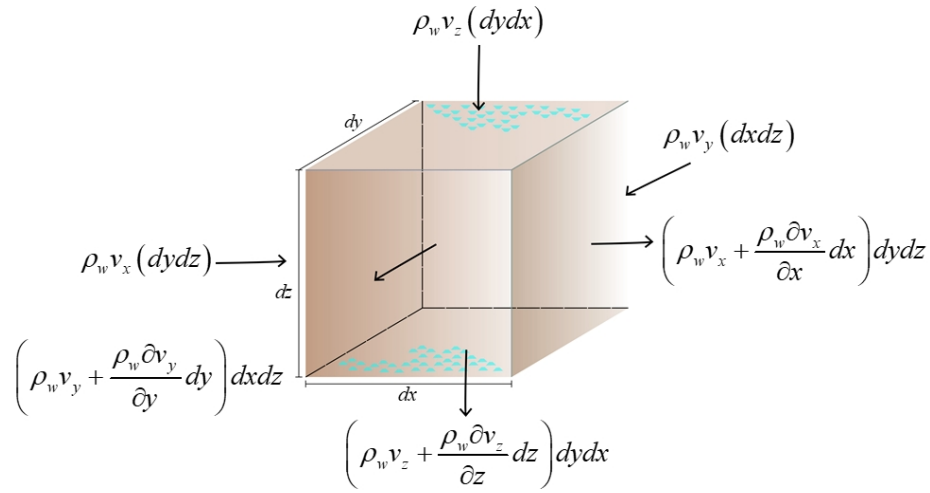


Fig. 2.4. Volume de controle infinitesimal (modificado de Das, 2010b)

Esta lei de conservação parte do princípio de que, em qualquer sistema, a matéria só pode ser transformada e não pode ser eliminada, gerando um balanço entre o fluxo de massa que entra e o fluxo de massa que sai, sendo que esta diferença é igual ao fluxo de massa armazenado no volume de controle (Das, 2010b) dado por:

$$\dot{m}_{entrada} - \dot{m}_{saida} = \dot{m}_{armazenado} \quad (2.10)$$

onde, $\dot{m} = \rho_w v A$ = fluxo de massa (MT^{-1}), v = velocidade do fluido (LT^{-1}) e A = área pela qual se movimento o fluido (L^2).

Assim, partindo dos fluxos de massa especificados na Fig. 2.4, são obtidos os fluxos de entrada e de saída descritas nas seguintes equações:

$$\dot{m}_{entrada} = \rho_w v_x (dydz) + \rho_w v_y (dxdz) + \rho_w v_z (dydx) \quad (2.11)$$

$$\begin{aligned} \dot{m}_{saída} = & \left(\rho_w v_x + \frac{\rho_w \partial v_x}{\partial x} dx \right) dydz + \left(\rho_w v_y + \frac{\rho_w \partial v_y}{\partial y} dy \right) dxdz \\ & + \left(\rho_w v_z + \frac{\rho_w \partial v_z}{\partial z} dz \right) dydx \end{aligned} \quad (2.12)$$

onde, $v_x, v_y, v_z =$ velocidades nas direções x, y, z (LT^{-1}) e $dxdydz =$ volume representativo infinitesimal (L^3).

O fluxo armazenado representa fisicamente a taxa de variação do conteúdo de água em relação ao tempo e é estabelecido por:

$$\dot{m}_{armazenado} = \frac{\partial (\rho_w \theta)}{\partial t} \quad (2.13)$$

onde $\theta =$ teor de unidade volumétrica do solo (L^3L^{-3}).

Substituindo as Eqs. (2.11), (2.12) e (2.13) na Eq. (2.10), obtém-se a equação da continuidade definida por:

$$\frac{\partial (\rho_w \theta)}{\partial t} = - \frac{\rho_w \partial v_x}{\partial x} - \frac{\rho_w \partial v_y}{\partial y} - \frac{\rho_w \partial v_z}{\partial z} \quad (2.14)$$

Assumindo que o fluido é incompressível e que não ocorre nenhuma mudança de volume na massa de solo ($\rho_w =$ constante), obtém-se, finalmente, a equação da continuidade para o fluxo tridimensional em um meio poroso:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{\partial v_y}{\partial y} - \frac{\partial v_z}{\partial z} \quad (2.15)$$

Richards (1931) combinou a lei de Darcy-Buckingham (Eq. (2.9)) com a equação da continuidade (Eq. (2.15)) e obteve uma equação diferencial parcial que relaciona

explicitamente o potencial de energia com o potencial matricial do fluido (Liu, 2017b).

Assim, para obter essa equação, as velocidades do fluxo nas direções x , y e z no meio não saturado são descritas inicialmente por:

$$v_x = -\frac{k_s(\psi)}{g} \frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad (2.16)$$

$$v_y = -\frac{k_s(\psi)}{g} \frac{\partial \Phi}{\partial y} \quad (2.17)$$

$$v_z = -\frac{k_s(\psi)}{g} \frac{\partial \Phi}{\partial z} \quad (2.18)$$

A taxa de variação do potencial hidráulico nas direções x , y e z ($\partial \Phi / \partial x$, $\partial \Phi / \partial y$ e $\partial \Phi / \partial z$) são determinadas ao se levar em consideração que, na condição não saturada, o efeito da poropressão está representado pela sucção (ψ) e, como demonstra Borges (2016), o sistema de coordenadas mais conveniente para a solução das equações posteriores é o ilustrado na Fig. 2.2, o qual não interfere na representação da energia associada ao fluido.

Incorporando a consideração anterior na Eq. (2.6), é obtido potencial de fluxo não saturado representado por:

$$\Phi = -zg + \frac{\psi}{\rho_w} \quad (2.19)$$

Assim, finalmente, são definidas as velocidades do fluxo em cada direção como:

$$v_x = -\frac{k_x(\psi)}{g\rho_w} \frac{\partial\psi}{\partial x} \quad (2.20)$$

$$v_y = -\frac{k_y(\psi)}{g\rho_w} \frac{\partial\psi}{\partial y} \quad (2.21)$$

$$v_z = k_z(\psi) - \frac{k_z(\psi)}{g\rho_w} \frac{\partial\psi}{\partial z} \quad (2.22)$$

Substituindo as Eqs. (2.20), (2.21) e (2.22) na Eq. (2.15) é obtida a equação de Richards, que representa o fluxo tridimensional da água no meio poroso não saturado na condição de fluxo transiente:

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_x(\psi)}{g\rho_w} \frac{\partial\psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k_y(\psi)}{g\rho_w} \frac{\partial\psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z(\psi) \left(\frac{\partial\psi}{\partial y} \frac{1}{g\rho_w} - 1 \right) \right) \quad (2.23)$$

Desde então, a equação de Richards tem sido amplamente utilizada na modelagem do fluxo não saturado nas ciências do solo e na hidrologia (Liu, 2017b).

Como se pode perceber, a solução da Eq. (2.23) está ligada a dois desafios: o primeiro é estabelecer a relação constitutiva entre θ e ψ , representada pela curva característica *SWCC*, a qual é obtida, geralmente, de forma experimental e o segundo desafio é definir a relação constitutiva entre k e ψ , a qual pode ser interpretada também como uma função direta do θ , ou seja, definir:

$$\psi \rightarrow \psi(\theta) \quad (2.24)$$

$$k(\psi) \rightarrow k(\psi(\theta)) \rightarrow k(\theta) \quad (2.25)$$

As relações constitutivas necessárias para a solução são altamente não lineares, como o cita Lai & Ogden (2015), razão pela qual, a obtenção de uma solução analítica da equação de Richards no caso do fluxo na condição transiente é muito complexa. Por esta particularidade, as soluções analíticas foram limitadas para casos específicos, tais

como a consideração do fluxo estacionário sob condições hidráulicas simplificadas, facilitando assim a solução matemática fechada (Borges, 2016; Zhang et al., 2016).

Por essa razão, a modelagem numérica tem sido a ferramenta matemática mais utilizada até agora para a representação do fenômeno de fluxo não saturado e transiente. Nesse sentido, diversos autores tem desenvolvido soluções numéricas específicas sob condições e simplificações ajustadas para cada caso de estudo (Berardi & Vurro, 2016; Deng & Wang, 2017; Hayek, 2016; Lipnikov et al., 2016; Svyatskiy & Lipnikov, 2017).

Recentemente, Cavalcante & Zornberg (2017) lograram desenvolver uma série de soluções analíticas para o problema de fluxo não saturado na condição transiente, como será detalhado no Subcapítulo 2.2.1, reafirmando a importância da obtenção de soluções fechadas na engenharia posto que, como o especifica Borges (2016), estas soluções facilitam a implementação computacional, a avaliação paramétrica e a validação das abordagens numéricas, permitindo uma melhor representação do fenômeno físico.

2.2.1 MODELO CAVALCANTE & ZORNBERG: SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O PROBLEMA DO FLUXO NÃO SATURADO E TRANSIENTE

As soluções propostas por Cavalcante & Zornberg (2017) foram determinadas para o fluxo unidimensional não saturado, levando em consideração as seguintes hipóteses: as alterações volumétricas que podem sofrer os solos não saturados na presença do fluxo são desconsideradas e a porosidade do solo é considerada constante em qualquer trajetória de umedecimento ou secagem.

Para a solução da equação de Richards na direção vertical (z), é utilizado o teor de umidade volumétrica como uma variável independente. Esta abordagem é

conveniente para chegar às soluções analíticas facilitando, também, a imposição das condições iniciais e de contorno.

Assim, fazendo uso da manipulação matemática apresentada na Eq. (2.26), é possível reescrever o termo da sucção em função do θ , apresentando a equação de Richards para o fluxo unidimensional em termos do teor de umidade volumétrico (Eq. (2.27)).

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} = \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.26)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_z(\theta)}{g\rho_w} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - \frac{\partial k_z(\theta)}{\partial z} \quad (2.27)$$

onde, $k_z(\theta)$ = função da condutividade hidráulica não saturada em termos do teor de umidade volumétrica, conhecida como *k-function* e $\partial \psi / \partial \theta$ = variação da sucção matricial em relação ao teor de umidade volumétrico conhecida como a curva característica ou curva de retenção de água do solo.

Como se falou anteriormente, é preciso definir os modelos constitutivos que determinam a *k-function* e a curva característica para solucionar a equação diferencial parcial que representa o fluxo vertical. Desta forma, Cavalcante & Zornberg (2017) propõem os modelos constitutivos definidos pelas Eqs. (2.28) e (2.29) que permitem a solução analítica da equação do fluxo 1D.

$$\psi(\theta) = \frac{1}{\delta} \ln \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \quad (2.28)$$

onde, θ_s = teor de umidade volumétrica saturado (L^3L^{-3}); θ_r = teor de umidade volumétrica residual (L^3L^{-3}) e δ = parâmetro hidráulico de ajuste ($M^{-1}LT^2$).

$$k_z(\theta) = k_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \quad (2.29)$$

onde, $(\theta_s - \theta_r)$ representa a capacidade máxima de umedecimento do solo (L^3L^{-3}).

O modelo constitutivo definido na Eq. (2.28) representa, fisicamente, a curva de retenção de água dos solos característicos das regiões temperadas os quais, por seus processos de formação, apresentam uma distribuição de poros uniforme. Esta característica é modelada por uma curva unimodal como se exemplifica na Fig. 2.5.

Embora esta não seja a representação adequada para os solos tropicais, que são definidos por curvas bimodais que representam sua estrutura composta de macro e micro poros, o modelo proposto por Cavalcante & Zornberg (2017) pode ser utilizado, já que, mesmo com as limitações, ele consegue definir de forma simples e coerente o comportamento físico das propriedades correlacionadas no trecho correspondente às macro porosidades do solo.

Para a representação convencional da curva característica, onde a sucção é a variável independente, é suficiente reescrever θ em função de ψ a partir da inversa da função apresentada na Eq. (2.28), ou seja:

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) e^{-|\psi|^\delta} \quad (2.30)$$

A curva da condutividade hidráulica não saturada é definida, inicialmente, em função do teor de unidade volumétrica, como se mostra na Eq. (2.29). Esta relação pode ser representada, também, na forma convencional $k_z(\psi)$ substituindo a Eq. (2.30) na Eq. (2.29), como se ilustra na Fig. 2.6.

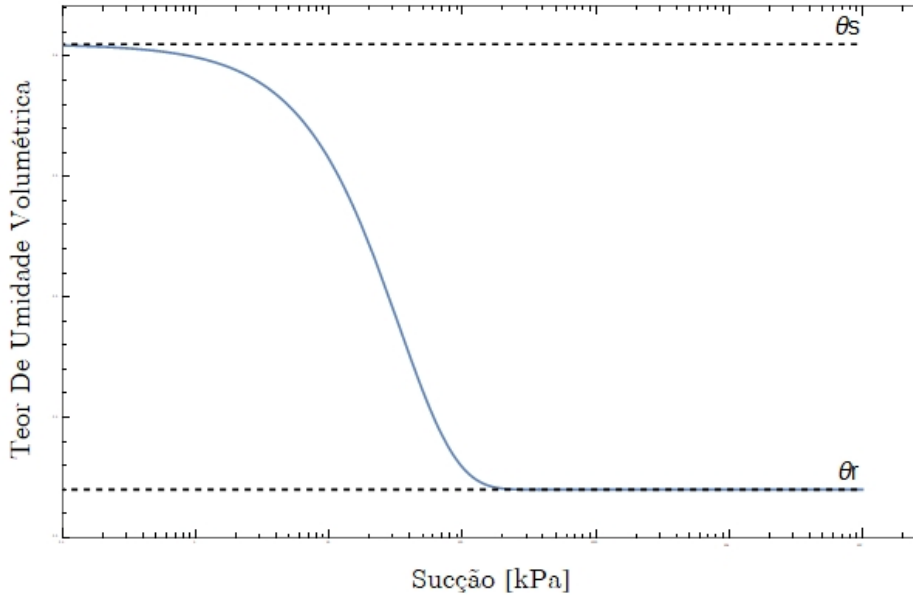


Fig. 2.5. Curva característica obtida pelo modelo de Cavalcante & Zornberg (2017)

$$k(\psi) = k_s e^{-|\psi|^\delta} \quad (2.31)$$

Cavalcante & Zornberg (2017) expressam a infiltração não saturada unidimensional em termos da difusividade e da advecção, como apresentado na Eq. (2.34). O fluxo advectivo e o fluxo difusivo são os processos físicos que definem o transporte de poluentes mediante um fluido no interior do meio poroso (Fetter, 1993) e os mesmos termos aparecem ao final da equação diferencial parcial que rege o fluxo gravimétrico quando se utiliza o modelo constitutivo.

Para encontrar a Eq. (2.34), foi utilizada a manipulação matemática descrita na Eq. (2.26) com o objetivo de representar a variação da condutividade hidráulica em relação ao teor de umidade volumétrica $\frac{\partial k_z}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z}$. Assim, é possível definir a difusão e advecção em função da variável independente θ .

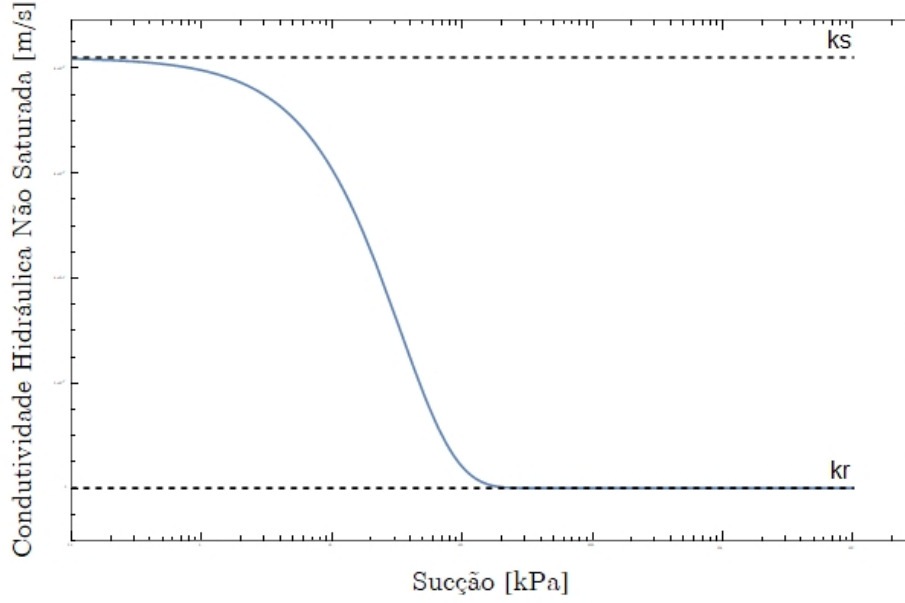


Fig. 2.6. Curva da condutividade hidráulica não saturada obtida pelo modelo de Cavalcante & Zornberg (2017)

$$D_z(\theta) = \frac{k_z(\theta)}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \quad (2.32)$$

$$a_s(\theta) = \frac{\partial k_z(\theta)}{\partial \theta} \quad (2.33)$$

onde, $D_z(\theta)$ = difusividade não saturada da água na direção z (L^2T^{-1}) e $a_s(\theta)$ = fluxo advetivo não saturado (LT^{-1}).

Substituindo os termos anteriores na Equação de Richards (Eq. (2.27) para o fluxo 1D, é obtida finalmente a Eq. (2.34) que representa o fluxo 1D no meio poroso:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - a_s(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.34)$$

Para estabelecer o domínio no qual seria resolvida a equação de Richards 1D, Cavalcante & Zornberg (2017) comparam as hipóteses assumidas no desenvolvimento teórico com o ensaio de coluna, onde a modelagem do fluxo é unidimensional e a porosidade do solo é mantida também aproximadamente constante durante todo o

ensaio. Desta forma, em uma de suas soluções, foi definido o domínio do problema como uma coluna de solo finita de comprimento L .

A condição inicial é definida por um teor de umidade uniforme em todo o domínio, descrito por:

$$\theta(z, 0) = \theta_i \quad (2.35)$$

onde, $\theta_i = \text{constante}$ (L^3L^{-3}).

Na fronteira superior da coluna de solo, foi adotada a condição de contorno de Neumann, a qual envolve a imposição de uma velocidade de descarga constante como ilustrada na Fig. 2.7. Partindo desta imposição, os autores definem a velocidade máxima de descarga que o solo pode receber em função da condutividade hidráulica saturada e a capacidade de umedecimento máxima do solo.

$$v_{0,m\acute{a}x} = \frac{\theta_s k_s}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (2.36)$$

onde, $v_0 = \text{velocidade de descarga do fluido}$ (LT^{-1}).

A fronteira inferior é assumida como uma região impermeável, onde não se apresentam variações do conteúdo de umidade em relação ao espaço, e é definida por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial z}(L, t) = 0 \quad (2.37)$$

Esta condição de fronteira inferior implica que, na profundidade L , o θ atinja um valor constante e, por consequência, a sucção também. Assim, incorporando isto na Eq. (2.19), pode ser definido que o potencial hidráulico no comprimento L atinge um valor unitário. Vale destacar que a condição de Neumann só representa a impermeabilidade ou a infiltração devido a uma simplificação feita no modelo considerando, nas condições de fronteira, o termo advectivo desprezível.

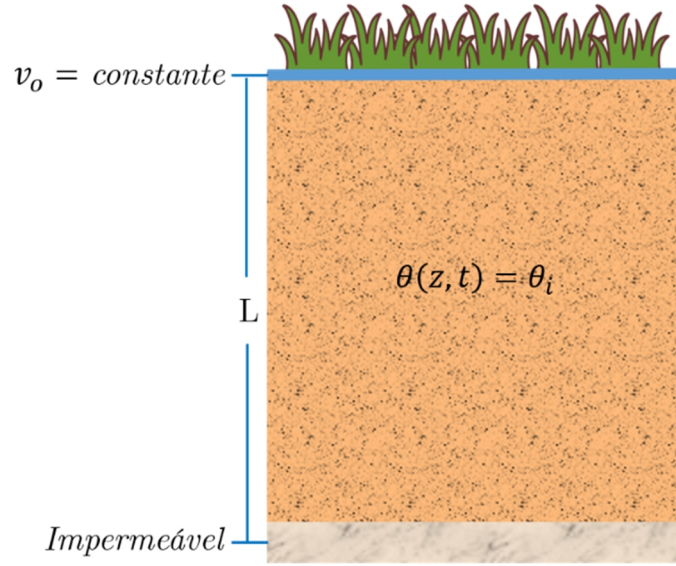


Fig. 2.7. Condições de contorno e condição inicial para uma coluna de solo semi-infinita.

Finalmente, implementando a condição inicial e as condições de contorno, é obtida a solução analítica representada pela Eq. (2.38) em termos dos parâmetros hidráulicos $D_i(\theta)$ e $a_s(\theta)$, os quais se transformam nas constantes \bar{D}_z e \bar{a}_s ao se adotar as relações constitutivas definidas por Cavalcante & Zornberg (2017).

Esta solução permite a modelagem do fluxo não saturado e, portanto, a representação das frentes de umidade em qualquer profundidade de solo em função do tempo. Ela é dada por:

$$\theta(z, t) = \theta_i + \left[\frac{v_o}{k_s} (\theta_s - \theta_r) - \theta_i \right] D(z, t) \quad (2.38)$$

E o termo $D(z, t)$ é dado por:

$$\begin{aligned}
D(z,t) = & \frac{1}{2} \operatorname{erfc}(Z_{-1}) + \sqrt{\frac{\bar{a}_s^2 t}{\pi \bar{D}_z}} \exp\left(-\frac{(z - \bar{a}_s t)^2}{4 \bar{D}_z t}\right) - \frac{1}{2} \left(-1 + \frac{\bar{a}_s z}{\bar{D}_z} + \frac{\bar{a}_s^2 t}{\bar{D}_z}\right) \\
& \times \exp\left(\frac{\bar{a}_s z}{\bar{D}_z}\right) \operatorname{erfc}(Z_{+1}) + \sqrt{4 \frac{\bar{a}_s^2 t}{\pi \bar{D}_z}} \left(1 + \frac{\bar{a}_s}{4 \bar{D}_z} (2L - z + \bar{a}_s t)\right) \\
& \times \exp\left(\frac{\bar{a}_s L}{\bar{D}_z} - \frac{1}{4 \bar{D}_z t} (2L - z + \bar{a}_s t)^2\right) \\
& - \frac{\bar{a}_s}{\bar{D}_z} \left(2L - z + \frac{3\bar{a}_s t}{2} + \frac{\bar{a}_s}{4 \bar{D}_z} (2L - z + \bar{a}_s t)\right) \\
& \times \exp\left(-\frac{\bar{a}_s L}{\bar{D}_z}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{(2L - z + \bar{a}_s t)}{2\sqrt{\bar{D}_z t}}\right)
\end{aligned} \tag{2.39}$$

Os termos auxiliares que constituem $D(z,t)$ são dados por:

$$Z_{\pm 1} = \frac{z \pm \bar{a}_s t}{2\sqrt{\bar{D}_z t}} \tag{2.40}$$

$$\bar{D}_z = \frac{k_s}{\delta(\theta_s - \theta_r) \rho_w g} \tag{2.41}$$

$$\bar{a}_s = \frac{k_s}{(\theta_s - \theta_r)} \tag{2.42}$$

2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NA CONDIÇÃO NÃO SATURADA

Para poder analisar o comportamento mecânico dos solos, é necessário conhecer o estado inicial de tensões ao qual o solo está submetido no momento (Fredlund & Rahardjo, 1993c).

A determinação do estado tensional do solo se fundamenta no uso de modelos constitutivos e funções que correlacionam as variáveis envolvidas no fenômeno das tensões normais, das tensões cisalhantes e das deformações encontrando, assim, as mudanças de tensão e deformação no solo. Estas relações foram estabelecidas em função das fases que o solo apresenta no estado saturado e não saturado.

Desta forma, Terzaghi (1936) define as mudanças de tensão e de deformação para os solos saturados como a consequência direta das mudanças das poropressões. Neste sentido, a tensão normal total é reescrita como a soma da poropressão e da pressão efetiva do solo (Eq. (2.43)). Isto decorre do fato de que a pressão da água no interior do solo atua em todas as direções (Terzaghi, 1943).

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad (2.43)$$

onde, σ = tensão normal total ($\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$) e σ' = tensão normal efetiva ($\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$).

Assim, a tensão efetiva do solo pode ser apresentada pela Eq. (2.44) e é definida como a variável fundamental e suficiente para caracterizar o comportamento mecânico dos solos saturados, convertendo-se em um princípio fundamental da mecânica dos solos (Fredlund & Rahardjo, 1993c).

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.44)$$

Esse princípio, chamado de princípio das tensões efetivas, foi validado por vários autores, como sinaliza Fredlund & Rahardjo (1993c), confirmando que todos os aspectos mecânicos do solo, tais como variações de volume, deformações e resistência ao cisalhamento são governados pelas tensões efetivas.

A resistência ao cisalhamento é analisada em diferentes problemas geotécnicos, sendo um deles o problema de estabilidade em taludes. Como método de avaliação da resistência ao cisalhamento do solo, é utilizado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, apresentado na Eq. (2.45), o qual incorpora o conceito das tensões efetivas de Terzaghi.

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (2.45)$$

onde, c' = coesão efetiva do solo ($\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$); ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo ($^\circ$) e τ = tensão cisalhante do solo ($\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$).

O modelo Mohr-Coulomb define a envoltória de falha, como se ilustra na Fig. 2.8. Ela representa as possíveis combinações de tensões cisalhantes associadas às tensões normais que aparecem no plano de falha, sendo estas tensões cisalhantes a condição mais desfavorável do solo no estado saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993b).

O entendimento dos solos não saturados, naturalmente, é mais complexo pelo fato de incluir, na sua análise, outra fase: o ar. Assim, com o objetivo de compreender o comportamento mecânico dos solos quando estes apresentam variações no seu grau de saturação, foi estendido o modelo de Mohr-Coulomb ao meio não saturado.

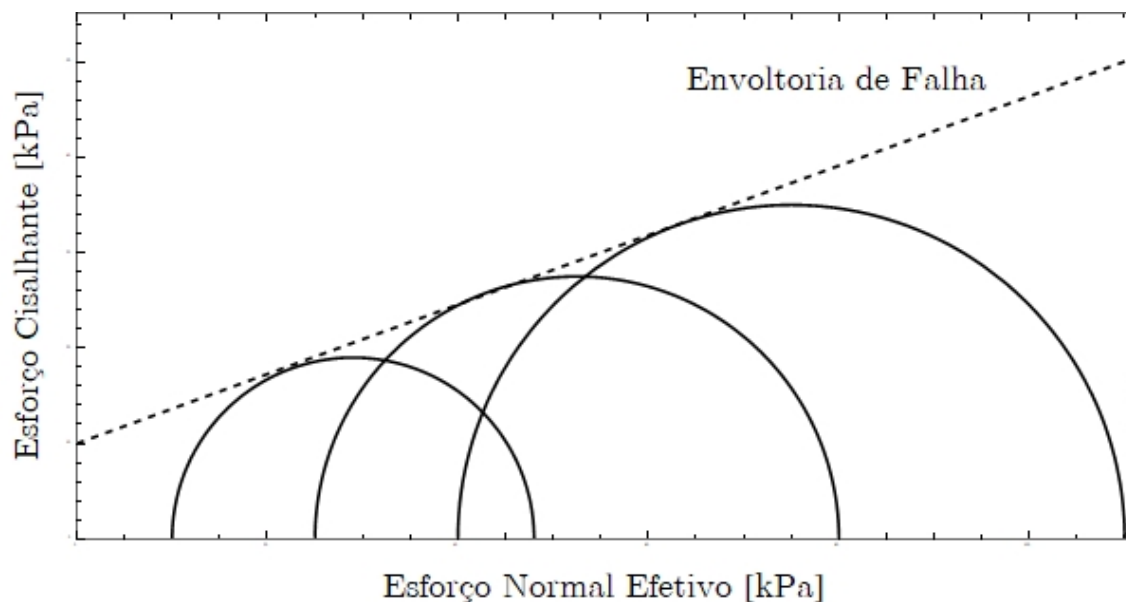


Fig. 2.8. Modelo Mohr-Coulomb para o solo na condição saturada.

Validando o princípio de Terzaghi na condição não saturada, vários autores definem a tensão normal efetiva como a combinação de duas variáveis independentes do estado de tensões. Algumas das representações mais relevantes são definidas na Tab. 2.1.

Conseqüentemente, Bishop (1960) define um modelo constitutivo para a resistência ao cisalhamento dos solos, incorporando o princípio das tensões efetivas e o modelo de Mohr-Coulomb, como segue:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \chi(u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.46)$$

onde, $\phi^b =$ ângulo de atrito do solo relativo a sucção matricial ($^\circ$) e $\chi =$ parâmetro dependente do grau de saturação do solo definido por:

$$\chi \tan \phi' = \tan \phi^b \quad (2.47)$$

Tab. 2.1. Tensão efetiva para os solos não saturados (modificado de Fredlund & Rahardjo, 1993c)

Equação	Descrição Parâmetro	Autor
$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	$\chi =$ parâmetro relacionado ao S	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	$\beta' =$ fator de ligação	Croney et al. (1958)
$\sigma' = \sigma - \Psi p''$	$\Psi =$ parâmetro de ajuste $p'' =$ poropressão	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma - \beta p''$	$\beta =$ fator estatístico	Jennings (1961)

Este modelo apresenta uma limitação relacionada a determinação do parâmetro χ , o qual foi definido como um valor contido no intervalo $[0,1]$, sendo 0 estabelecido para a condição saturada e 1 para a condição do solo totalmente seco. A limitação está relacionada ao fato de que este parâmetro apresenta um comportamento altamente não linear e, portanto, a Eq. (2.46) se dificulta no momento da sua aplicação.

Após disso, Fredlund et al. (1978) definiram a resistência ao cisalhamento, como se mostra na Eq.(2.48), onde o ϕ^b quantifica o acréscimo de resistência relativo ao aumento da sucção matricial, sendo este a inclinação da curva de τ em relação a $(u_a-$

u_w). Analisado por vários autores para diferentes tipos de solo, é demonstrado que, em experimentos laboratoriais, a obtenção do ϕ^b é possível e, portanto, a Eq. (2.48) tem sido a representação mais difundida e utilizada na prática.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.48)$$

Mesmo assim, a validade deste modelo tem sido questionada pela variabilidade que apresenta o ângulo ϕ^b quando se leva o solo a condições extremas de secagem. Neste caso, ϕ^b diminui para valores altos de sucção (Fredlund et al., 1988).

Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017) apresentam, de outra forma, o modelo constitutivo definido por Fredlund et al. (1978) para a resistência ao cisalhamento, assumindo que a pressão relativa do ar na superfície corresponde a pressão atmosférica ($u_a = 0$). Desta forma é reescrita a Eq. (2.48) na Eq. (2.49).

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' - u_w \tan \phi^b \quad (2.49)$$

Fazendo o artifício matemático mostrado na Eq. (2.50), é possível definir a resistência ao cisalhamento pela Eq. (2.51).

$$\tau = c' + \left(\sigma \tan \phi' - u_w \tan \phi^b \right) \frac{\tan \phi'}{\tan \phi^b} \quad (2.50)$$

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (2.51)$$

onde, a tensão normal efetiva é representada por:

$$\sigma'_n = \sigma - u_w \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad (2.52)$$

Assim, lembrando-se de que a relação $\tan \phi^b / \tan \phi'$ foi definida por Bishop como o parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo, Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017) definem a tensão normal efetiva em função do grau de saturação do solo S_r :

$$\frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} = \chi = S_r \quad (2.53)$$

$$\sigma'_n = \sigma - u_w S_r \quad (2.54)$$

Como é mostrado no trabalho de Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017), outros autores mostraram que, o termo $\tan \phi^b / \tan \phi'$ não depende unicamente do grau de saturação do solo e que, pelo contrário, a relação é influenciada pelo histórico de tensões, pela estrutura do solo e pela histerese.

Nesse sentido, os autores propõem a relação mostrada na Eq. (2.55), onde o parâmetro ξ é uma constante positiva que depende do histórico de tensões, da estrutura e da histerese que sofre o solo nos processos de secagem e umedecimento.

$$\frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} = \xi S_r \quad (2.55)$$

2.4. ESTABILIDADE DE TALUDES NA CONDIÇÃO NÃO SATURADA

O fator de segurança apresentado na Eq. (2.56) é usado na geotecnia como ferramenta para a avaliação da estabilidade nos taludes naturais ou construídos. A determinação da estabilidade envolve características geométricas, topográficas, geotécnicas e hidráulicas pertinentes da região onde se localizam (GEO-RIO, 2015).

$$FS = \frac{\textit{Forças Resistentes}}{\textit{Forças Atuantes}} \quad (2.56)$$

Um dos métodos mais utilizados para a avaliação da estabilidade de taludes e talvez, um dos mais simples de implementar, é o método do talude infinito. Este método é apropriado para a modelagem das falhas superficiais avaliando que o comprimento do talude tem que ser, no mínimo, dez vezes maior que a altura do solo para poder

considerar sua inclinação como uma constante e desconsiderar o comprimento do talude na determinação do fator de segurança.

O método do talude infinito satisfaz ao equilíbrio estático das forças envolvidas no maciço e requer de poucas hipóteses, como se mostra nas Eqs. (2.57)-(2.65). Comparando-o com outros métodos analíticos, a implementação deste método em escala regional é facilitada (Travis et al., 2010).

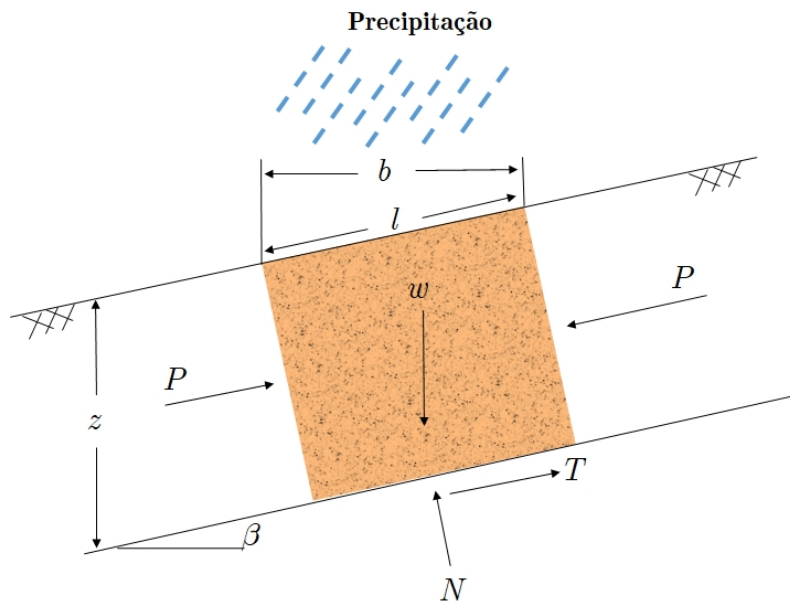


Fig. 2.9. Corpo livre para a análise do método de talude infinito.

N = força normal (MLT^{-2}); P = forças de empuxo equivalentes (MLT^{-2}); T = força resistente ao cisalhamento (MLT^{-2}); w = peso da massa de solo (MLT^{-2}); l = comprimento do talude (L) e β = inclinação do talude ($^{\circ}$).

Resolvendo o equilíbrio de forças ilustrado na Fig. 2.9 (Eqs. (2.57) e (2.61)) para as forças perpendiculares ao plano de deslizamento, é obtida a Eq. (2.60), que representa a força normal aplicada no talude de profundidade unitária.

$$N - W_y = 0 \quad (2.57)$$

$$W_y = w \cos(\beta) \quad (2.58)$$

onde, W_y representa a projeção da componente w no eixo perpendicular ao plano de deslizamento como apresentado pela Eq. (2.58).

Assim, sabendo que o peso do solo é definido pela Eq. (2.59), é obtida a força normal ao plano de deslizamento N .

$$w = \gamma_{nat} l \cos(\beta) z \quad (2.59)$$

$$N = \gamma_{nat} l \cos^2(\beta) z \quad (2.60)$$

Resolvendo o equilíbrio de forças no plano de deslizamento, são obtidas as Eqs. (2.61) e (2.62).

$$T - W_x = 0 \quad (2.61)$$

$$W_x = w \sin(\beta) \quad (2.62)$$

Substituindo a Eq. (2.59) na Eq. (2.62), é obtida a força resistente ao cisalhamento apresentada na Eq. (2.63).

$$T = \gamma_{nat} l \cos(\beta) \sin(\beta) z \quad (2.63)$$

Aplicando a definição de esforço, pode-se encontrar o esforço total normal aplicado ao maciço σ e o esforço cisalhante τ , como:

$$\sigma = \frac{N}{l * 1} = \gamma_{nat} \cos^2(\beta) z \quad (2.64)$$

$$\tau = \frac{T}{l * 1} = \gamma_{nat} \cos(\beta) \sin(\beta) z \quad (2.65)$$

Desta forma, aplicando o desenvolvimento apresentado por Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017) para representar a tensão normal efetiva nos solos não saturados, é obtida a Eq. (2.66).

$$\sigma' = \gamma_{nat} \cos^2(\beta) z - u_w \xi S_r \quad (2.66)$$

O fator de segurança no talude é determinado pela relação entre a resistência ao cisalhamento máxima que o solo pode resistir, sendo esta determinada pelo modelo constitutivo apresentado na Eq. (2.51), e a tensão cisalhante atuante no solo definida pela Eq. (2.65). Assim, o fator de segurança é expressado pela Eq. (2.67).

$$FS = \frac{c' + \left(\gamma_{nat} \cos^2(\beta) z - u_w \xi S_r \right) \tan \phi'}{\gamma_{nat} \cos(\beta) \sin(\beta) z} \quad (2.67)$$

Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017) relacionaram o fator de segurança à solução proposta por Cavalcante & Zornberg (2017) para representar as variações do teor de umidade volumétrico na condição transiente e não saturada.

A relação foi feita sabendo que o grau de saturação do solo pode ser expressado em função do teor de umidade volumétrica, como é exibido na Eq. (2.68). Incorporando a solução proposta pelos autores (Eq. (2.38)) para obter o teor de umidade em qualquer momento do processo de infiltração, é possível expressar o grau de saturação transiente não saturado pela Eq. (2.69).

$$S_r = \frac{\theta}{\theta_s} \quad (2.68)$$

$$S_r(z, t) = \frac{\theta(z, t)}{\theta_s} \quad (2.69)$$

A poropressão negativa pode ser representada, também, na condição transiente (Eq. (2.70)) incorporando a Eq. (2.38) no modelo constitutivo da curva característica definido na Eq. (2.28):

$$\psi(z, t) = -\frac{1}{\delta} \ln \left(\frac{\theta(z, t) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \quad (2.70)$$

Finalmente, a estabilidade numa encosta não saturada pode ser representada pelo fator de segurança transiente apresentado na Eq. (2.71).

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + \frac{c' - \psi(z, t) \cdot \xi \cdot S_r(z, t) \tan \phi'}{\gamma_{nat} \cos(\beta) \sin(\beta) z} \quad (2.71)$$

2.5. INFLUÊNCIA DA HIDROLOGIA NA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

É importante realçar a função da hidrologia na determinação das zonas saturadas e não saturadas, sendo essa a ciência que abrange os fenômenos responsáveis pela distribuição da água na atmosfera, na superfície da terra e no subsolo, interconectando os processos de armazenamento da água em um ciclo fechado (Pinto et al., 2013a).

Da hidrologia foi derivada a ciência hidrogeológica, que tem por objetivo estudar a dinâmica espacial e temporal da água no interior dos maciços para a avaliação dos problemas geotécnicos, informando o grau de saturação do solo.

O ciclo fechado que representa o armazenamento da água na terra é conhecido como ciclo hidrológico. O ciclo é um processo complexo de se reproduzir. Por esse motivo, em geral, são extraídos os fenômenos que mais se destacam na análise do armazenamento da água segundo o problema que se quer representar. Esses processos escolhidos têm de obedecer à equação fundamental da hidrologia Eq. (2.72), que é uma derivação da lei da conservação da massa, como o descreve Fetter (1994).

$$Fluxo_{entrada} - Fluxo_{saída} = Fluxo_{armazenado} \quad (2.72)$$

Na engenharia geotécnica, especificamente no problema de estabilidade de taludes, o conceito de ciclo hidrológico é simplificado como se ilustra na Fig. 2.10 escolhendo-se, assim, os fenômenos físicos de precipitação, de evaporação, de escoamento

superficial, de infiltração e de escoamento sub-superficial. Este é conhecido no meio como o ciclo hidrológico-geotécnico (Pinto et al., 2013a).

Cada processo físico é considerado como uma resposta hidrológica que permite analisar, de forma diferente, as regiões dentro da bacia. Um exemplo claro disto é dado pela interpretação das precipitações medidas, as quais podem ser distribuídas numa região fazendo uso dos métodos de distribuição espacial e temporal designando, assim, uma função de precipitação diferente em cada ponto da região (Silva Júnior, 2015; Vélez Upegui, 2013).

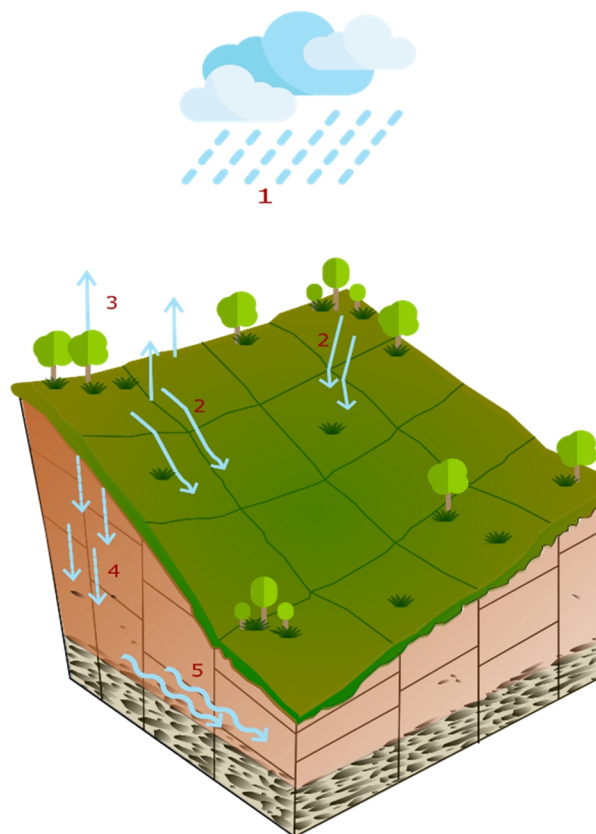


Fig. 2.10. Ciclo hidrológico na geotécnica: 1) Precipitação 2) Escoamento superficial
3) Evaporação 4) Infiltração 5) Escoamento sub-superficial

Os processos envolvidos no ciclo da água são representados comumente por equações conceituais que simulam, de forma aproximada, o fenômeno físico, sendo de maior interesse na geotecnia a determinação do lençol freático nos taludes e o fenômeno

da infiltração da água de chuva no interior do maciço (Pinto et al., 2013a; Zapata Atehortua, 2016).

Em geral, são estudados os processos de precipitação, de escoamento superficial e de infiltração na determinação da quantidade de água disponível para infiltrar no interior do maciço durante os eventos de precipitação.

2.5.1 PRECIPITAÇÃO

A precipitação é a água proveniente do vapor de água da atmosfera que pode cair na superfície terrestre em qualquer estado, neste caso, o estudo é focado nas precipitações líquidas ou chuvas (Pinto et al., 2013b).

Na representação do ciclo hidrológico, as precipitações são consideradas como o processo inicial para a modelagem do armazenamento da água na superfície terrestre e, portanto, a instrumentação e a interpretação correta destas é importante para a validade de qualquer modelo hidrogeotécnico.

As precipitações são entendidas como o volume ou altura de água líquida que cai numa superfície plana unitária e impermeável, podendo serem expressas em milímetros de água por unidade de superfície.

A pluviografia pode ser monitorada de forma pontual ou espacial. As medições pontuais podem ser feitas por pluviômetros ou pluviógrafos, sendo estes últimos instrumentos de baixa precisão, posto que o volume colhido por eles é pequeno comparado ao volume total precipitado.

Outra ferramenta utilizada para a instrumentação pluviométrica na escala regional é o radar meteorológico, o qual, por ser um sensor remoto baseado nos princípios da física de ondas, pode detectar as massas de água na atmosfera antes de

precipitar e interpretar a quantidade de água que cai em qualquer lugar dentro do raio de cobertura do radar (Sepúlveda Berrío, 2015).

Na climatologia, foram definidos vários conceitos de medição para entender e classificar a magnitude das chuvas nas regiões obtendo-se, assim, os valores médios, máximos e mínimos das precipitações acumuladas. Obtiveram-se, também, os valores médios das intensidades de chuva nos períodos de tempo definidos. Partindo disso, as regiões tropicais tem registrado os maiores eventos de precipitação, comparando-as com as outras regiões do mundo (Suarez Díaz, 1998).

Na engenharia, a chuva é geralmente representada em termos da intensidade moderada ou instantânea (i), sendo esta primeira a intensidade máxima em um intervalo de tempo dado, geralmente representado em intervalos de tempo de uma hora (Eq. (2.73)). A intensidade instantânea, dada pela Eq. (2.74), representa a intensidade máxima da chuva em um intervalo de tempo infinitesimal, utilizado para a análise de eventos de curta duração.

$$i = \frac{\Delta P_{máx}}{\Delta t} \quad (2.73)$$

$$i = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta P_{máx}}{\Delta t} = \frac{dP}{dt} \quad (2.74)$$

As intensidades de chuva são representadas graficamente pelos hietogramas, como se ilustra na Fig. 2.11. Esses gráficos relacionam a intensidade moderada de chuva para cada espaço de tempo significando que, diferente dos pluviogramas, os hietogramas não representam a precipitação acumulada no tempo total do evento de precipitação, ou seja, a representação gráfica não é, necessariamente, crescente.

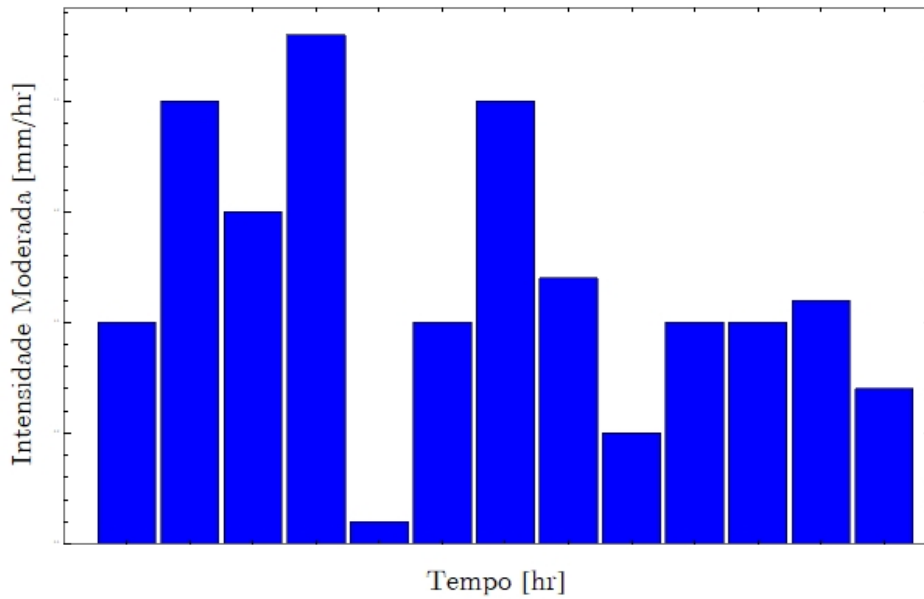


Fig. 2.11. Exemplo de um registro de intensidade moderada de chuva: hietograma

Na pratica geotécnica, é importante a análise das chuvas antecedentes ou chuvas acumuladas, posto que, na presença de eventos de chuvas prolongadas ou na ocorrência de vários eventos separados por intervalos de tempo muito pequenos, podem-se produzir fenômenos de acumulação progressiva de água na zona subterrânea e superficial, afetando o comportamento mecânico dos solos, uma vez que as altas vazões impedem a drenagem natural do talude (Suarez Díaz, 1998).

A correlação das chuvas antecedentes com os deslizamentos de terra só pode ser estudada se existirem registros históricos de ambos os fenômenos. Por conseguinte, é incerta a definição dos limiares de chuva que representam as intensidades críticas numa determinada zona, porém, como detalha Aristizábal et al. (2011), alguns estudos, mesmo sendo empíricos e imprecisos, são um ferramenta de ajuda para os sistemas de avaliação da ameaça e do risco nas encostas.

2.5.1.1. DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA PRECIPITAÇÃO

Com a finalidade de analisar, na escala cartográfica, a influência das precipitações no comportamento mecânico dos taludes, é necessário obter uma distribuição espacial dos registros pluviométricos adquiridos das estações pontuais.

Para isto, são implementados os métodos de interpolação espacial que permitem a construção de um novo conjunto de dados a partir de um conjunto discreto de dados pontuais conhecidos. Assim, é possível designar um valor de precipitação a um ponto no qual não existe registro (Leite de Souza et al., 2011).

Um dos métodos de interpolação mais utilizados na geração de superfícies bidimensionais é o método de interpolação *IDW* (*Inverse Distance Weighting*) proposto por Shepard (1968). Este método propôs uma generalização da média móvel aritmética produzindo superfícies mais suaves e heterogêneas, representando melhor os fenômenos naturais.

O *IDW*, implementado pela Eq. (2.75), é um método interpolador determinístico que parte da suposição de que, nos locais mais próximos, as fontes de informações terão maior influência (peso) e nos locais mais distantes terão menor influência, significando que a magnitude designada aos pontos desconhecidos é inversamente proporcional à distância da fonte de informação.

$$X = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{d_i^p} x_i}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{d_i^p}} \quad (2.75)$$

onde, X = valor interpolado; p = expoente de ponderação; x_i = valor medido no ponto; d = distancia euclidiana ao ponto x_i e n = tamanho da amostra do interpolador.

Na prática, o valor p é determinado minimizando-se o erro médio aritmético na representação de cada fenômeno físico e, assim, vários autores têm definido o expoente de ponderação para representar os eventos de precipitação como $p = 2$. A Eq. (2.76) mostra expressão obtida quando este valor é substituído.

$$X = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{d_i^2} x_i}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{d_i^2}} \quad (2.76)$$

A implementação do método *IDW* é fácil e prática, já que não leva em conta a análise probabilística, o que proporciona uma vantagem nos tempos de processamento computacional (Marcuzzo et al., 2011; Mello et al., 2003; Vargas et al., 2011; Velasquez et al., 2011).

2.5.2 ESCOAMENTO SUPERFICIAL

A umidade da superfície do terreno, controlada pelas características físicas, topográficas e climáticas da região, define o volume de água que pode infiltrar no interior do maciço e, por conseguinte, a quantidade de água que escoar pela superfície do talude (Suarez Díaz, 2003a).

O escoamento superficial representa o deslocamento das águas precipitadas sobre uma superfície saturada ou impermeável. Para chegar a esse fenômeno de escoamento, as águas da chuva passam por outros fenômenos físicos, como a interceptação e a evaporação. Neste processo, é formada uma lâmina de água na superfície do terreno e, por esse motivo é importante desconsiderar nas análises de estabilidade os primeiros centímetros de profundidade (Pinto et al., 2013).

Pode ser expressada, então, a relação dos fenômenos físicos envolvidos na quantificação da água disponível para o processo de infiltração e isto pode ser visto na Eq. (2.77) (Suarez Díaz, 2003a).

$$i = e_{vt} + e_s + v_i \quad (2.77)$$

onde, i = intensidade moderada de precipitação (LT^{-1}); e_{vt} = evaporação da água no solo (LT^{-1}); e_s = escoamento superficial (LT^{-1}) e v_i = velocidade de infiltração (LT^{-1}).

A velocidade de infiltração é a intensidade de água disponível para infiltrar no solo depois de passar pelos processos de evaporação e escoamento superficial.

2.6. DESLIZAMENTOS DEFLAGRADOS POR EVENTOS DE CHUVA

A maior parte da água chuva é retida na superfície e na sub-superfície das encostas, gerando mudanças no comportamento do solo no momento em que, pelo processo de infiltração, a água da superfície entra no maciço aumentando o grau de saturação e influenciando negativamente a resistência ao cisalhamento do solo (Camapum de Carvalho et al., 2015).

Assim, de acordo com Suarez Díaz (2003), os eventos de precipitação são considerados como a causa principal da instabilidade de taludes, ressaltando que as regiões montanhosas são as que apresentam uma situação geológica mais desfavorável.

Estes movimentos de massa variam em magnitude, definindo, assim, os deslizamentos em duas categorias: deslizamentos profundos e deslizamentos superficiais.

Os deslizamentos profundos são causados, geralmente, por eventos de precipitação de longa duração nos quais é evidenciado o fenômeno de acumulação crescente de água na superfície do talude aumentando, assim, o escoamento sub-superficial que, por sua vez, alimenta o nível do lenço freático. Este processo ocasiona o acréscimo da

poropressão positiva no interior do maciço levando-o à sua ruptura. Da mesma maneira, na superfície do terreno, o fenômeno da infiltração reduz a resistência do solo induzindo o estado crítico ou de ruptura.

Os deslizamentos superficiais são detonados, geralmente, por chuvas de alta intensidade e curta duração. Estes representam a acumulação de grandes volumes de água na superfície em pouco tempo, gerando desprendimentos de pequenas magnitudes associadas à perda da resistência pela diminuição da sucção do solo pouco profundo (Iiritano et al., 1998).

Na regiões urbanizadas, os deslizamentos superficiais representam uma preocupação atual já que, como o apresenta Shroder et al. (2015), os deslizamentos superficiais ocorrem com maior frequência e, quando são aglomerados, representam igualmente custos econômicos, financeiros, ambientais e sociais que limitam o crescimento social das comunidades.

3. MATERIAIS E METODOLOGIA

3.1. MATERIAIS

Para a aplicação dos modelos propostos na pesquisa, é necessária a escolha de uma região localizada na zona tropical que tenha apresentado instabilidade ou deslizamentos associados a eventos de precipitação.

Neste sentido, foram aproveitadas as informações da bacia *La Arenosa*, localizada na Colômbia, que foi estudada inicialmente por Aristizabal (2013), seguido de Azevedo (2015) e Rendón (2016), onde foram disponibilizados os registros de deslizamentos, a caracterização física e mecânica dos solos e as análises de susceptibilidade, de ameaça e de risco que a caracterizam quando exposta a um evento de precipitação.

A bacia *La Arenosa*, localizada no sudoeste da cordilheira central dos andes no departamento de Antioquia-Colômbia (Fig. 3.1), apresenta uma geologia homogênea da qual são procedidos solos com espessuras de 3 a 20 metros, derivados dos processos de intemperismo e erosão da região (Rendón, 2016).

De acordo com o material de origem da área escolhida, foram determinadas duas unidades geológicas principais para caracterizar a bacia hidrográfica. A unidade principal está constituída por solos de origem residual, com predomínio em quase toda a área de estudo. Eles se caracterizam por ter uma textura medianamente fina, uma boa capacidade de drenagem e profundos perfis de intemperismo.

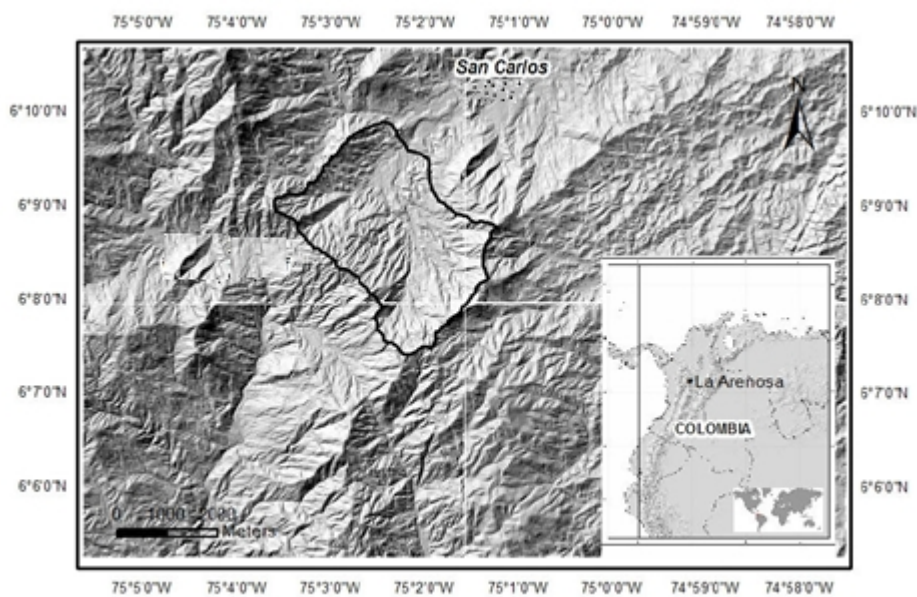


Fig. 3.1. Localização da bacia *La Arenosa*, Colômbia (Aristizabal, 2013)

A outra unidade é constituída por uma mistura de depósitos de origem aluvial e coluvial, caracterizados por gerar solos de profundidades moderadas, com textura fina e com uma capacidade de drenagem razoável. Na Tab. 3.1 são apresentadas as propriedades geotécnicas para cada tipo de material e na Fig. 3.2 é apresentada a distribuição das unidades geológicas na bacia.

Tab. 3.1. Propiedades dos solos da bacia *La Arenosa* (Aristizabal, 2013)

Parâmetros do solo	Solo Aluvial	Solo Residual
c' (kPa)	1	5
ϕ' (°)	34	24
γ_s (kN/m ³)	20	18
k_s (m/s)	$1,3 \times 10^{-6}$	$5,4 \times 10^{-6}$

A discretização espacial da área de estudo é definida por uma matriz de 456 x 435 pixels, os quais apresentam uma resolução de área de 10m x 10m do terreno. No total, 98.646 pixels definem a bacia *La Arenosa*.

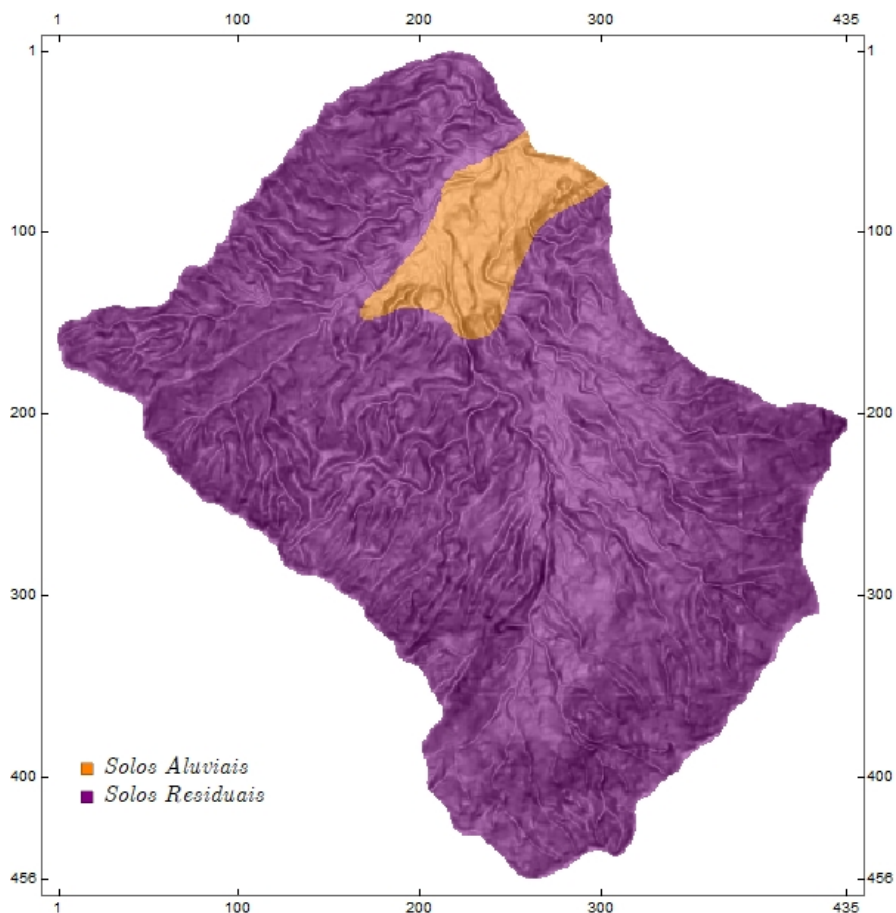


Fig. 3.2. Mapa dos tipos de solos da bacia *La Arenosa* (modificado de Aristizabal, 2013)

A informação correspondente às declividades dos taludes e às profundidades ou espessuras dos solos foram obtidas do modelo de elevação digital (DEM) da região, sendo o mapa de declividades uma função da topografia do terreno e o mapa de profundidade derivado do mapa de declividades, empregando ferramentas de interpolação espacial na determinação da espessura dos solos. Os mapas são disponibilizados no formato ASCII.

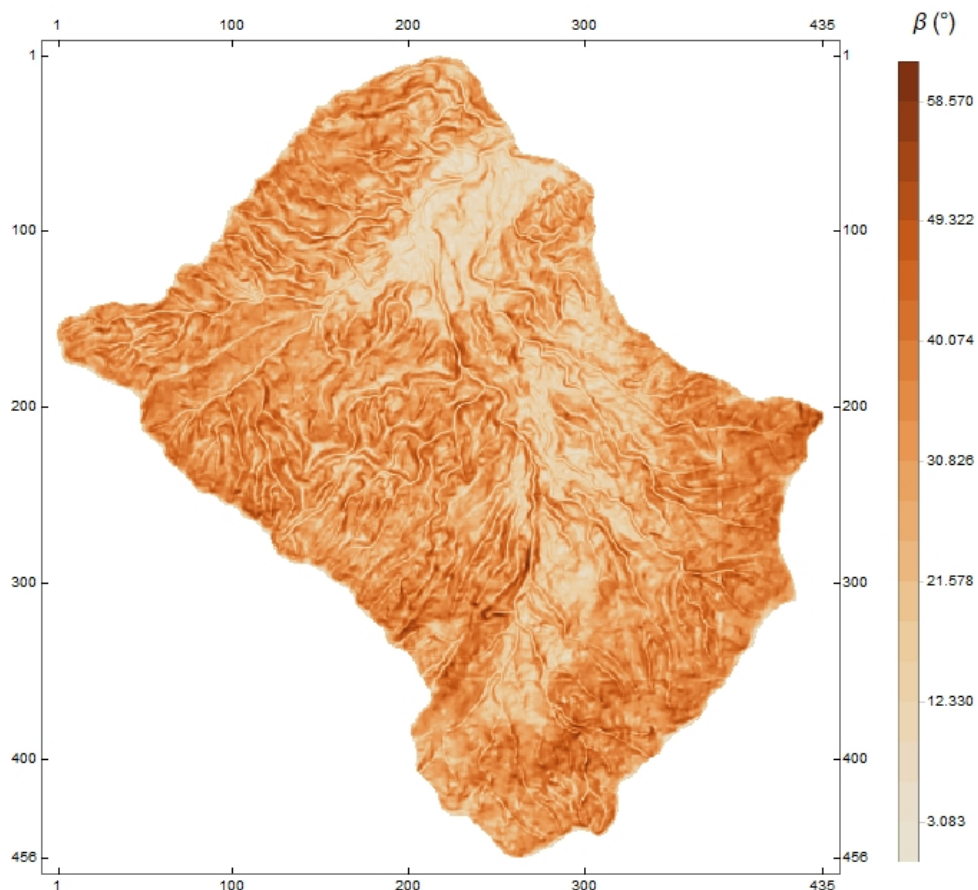


Fig. 3.3. Mapa de declividades obtido pelos modelos DEM (modificado de Aristizabal, 2013)

O clima característico da bacia *La Arenosa* é predominantemente úmido, alcançando registros de chuva de, aproximadamente, 3000 *mm/ano*. Em geral, os eventos de precipitação são de curta duração, evidenciando períodos de alta frequência nos meses de setembro até dezembro, influenciando negativamente no risco devido aos deslizamentos superficiais.

No dia 21 de Setembro de 1990, um evento de alta intensidade e de curta duração afetou *La Arenosa*, registrando uma precipitação acumulada de 208 mm em três horas. O hietograma ilustrado na Fig. 3.5 corresponde ao evento de precipitação. Este evento ocasionou múltiplos deslizamentos superficiais provocando 20 mortes e o desalojamento de 260 pessoas.

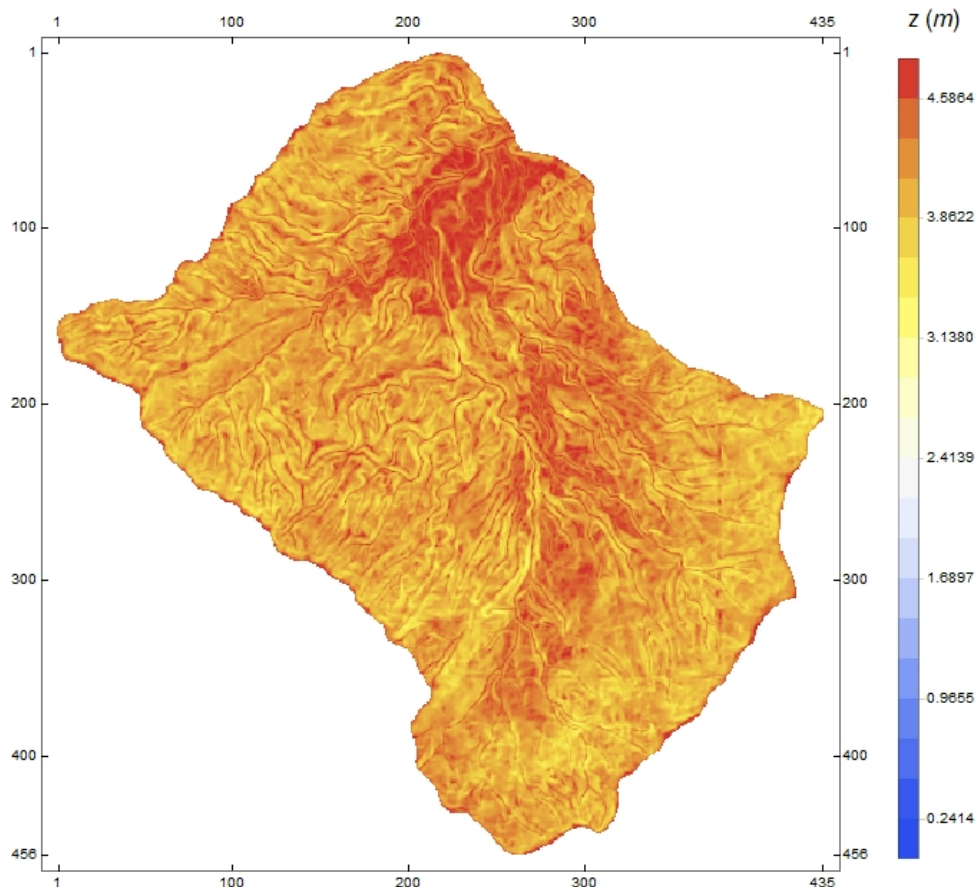


Fig. 3.4. Mapa de profundidades do solo obtido pelos modelos DEM (modificado de Aristizabal, 2013)

As obras públicas também foram afetadas. Aproximadamente 100 metros de rodovias foram destruídas e inundações foram observadas na hidrelétrica da região. No total, 27 casas foram arrasadas e 30 vivendas afetadas. Foi estimada uma perda econômica de 6 milhões de dólares (Aristizabal, 2013).

A Fig. 3.6 mostra o panorama geral da região afetada pela tormenta do dia 21 de setembro de 1990, no qual são perceptíveis os múltiplos deslizamentos superficiais.

Para representar o evento do dia 21 de Setembro de 1990, Aristizabal (2013) disponibilizou um registro de precipitações de 90 dias do ano 2011. Este registro foi tomado de seis estações pluviométricas das quais 5 estão localizadas nas periferias fora da bacia hidrográfica e uma delas localizada na região norte da bacia.

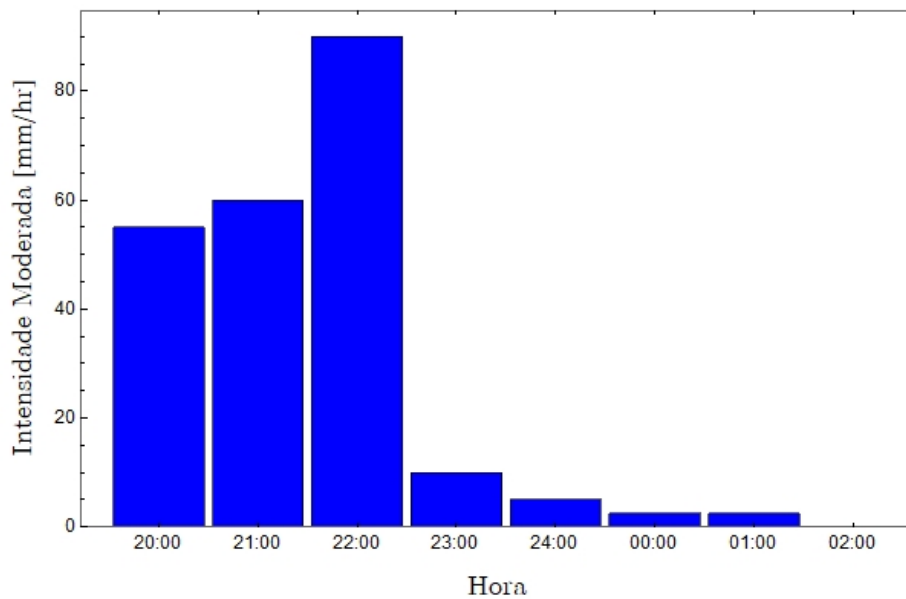


Fig. 3.5. Hietograma do evento de precipitação do 21 de Setembro de 1990, La Arenosa-Colômbia. Tomado de (Aristizabal, 2013)



Fig. 3.6. Visão geral dos deslizamentos superficiais gerados pela tormenta do dia 21 de setembro de 1990 (Aristizabal, 2013)

Na Fig. 3.7 são apresentados os histogramas que representam o evento de precipitação ocorrido no ano 2011, os quais apresentam uma menor intensidade moderada comparada a intensidade moderada do evento original. Mesmo assim

Aristizabal (2013) mostrou que, o registro obtido em 2011 é suficiente para acrescentar a ameaça devida aos deslizamentos associados as chuvas.

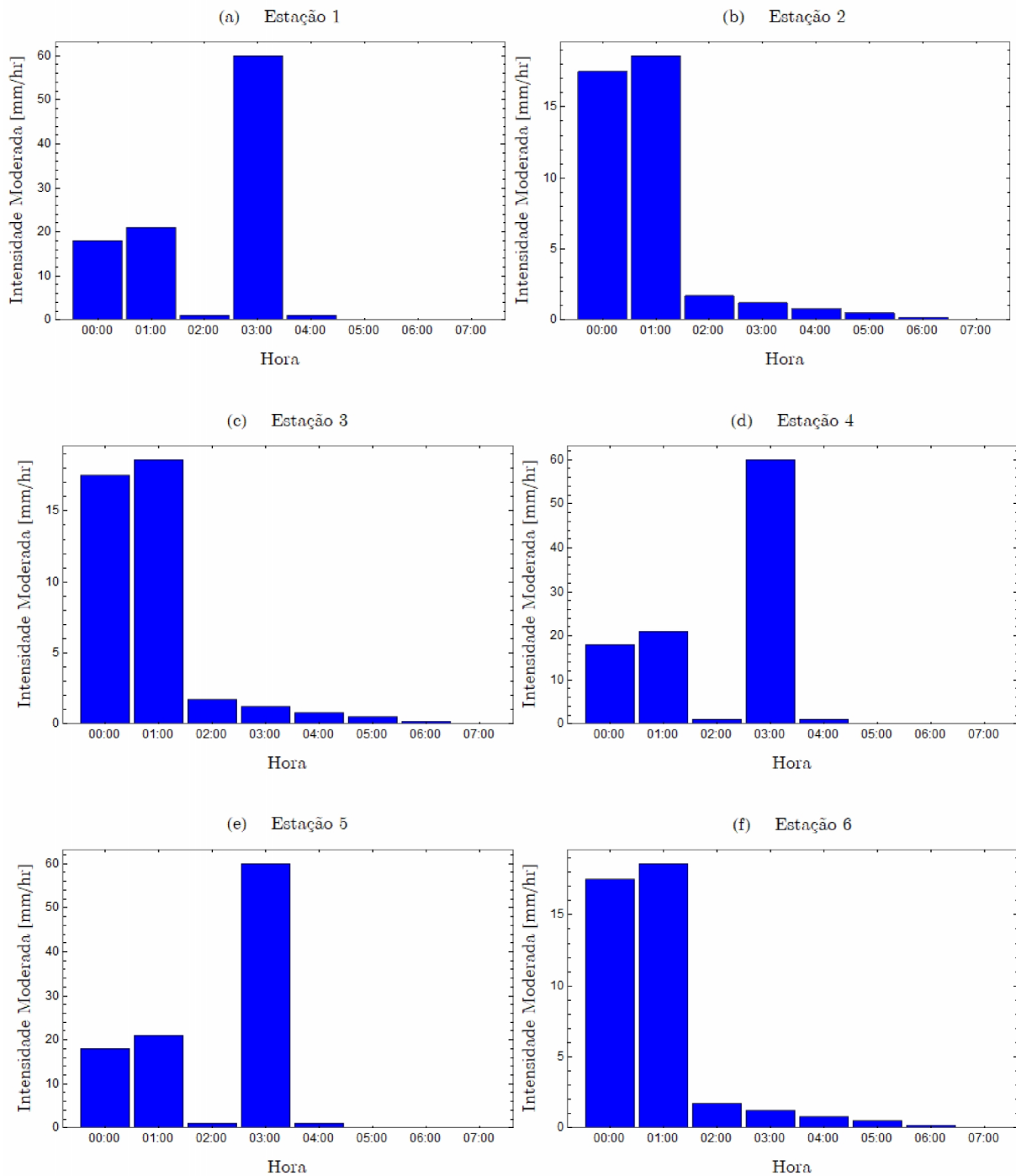


Fig. 3.7. Hietogramas pertencentes as estacoes pluviométricas utilizadas na análise das precipitações (modificado de Aristizabal, 2013)

O trabalho de Aristizabal (2013) fornece o mapeamento dos deslizamentos associados à tormenta do dia 21 de setembro, apresentado no mapa da Fig. 3.8, reportando aproximadamente 699 escorregamentos de terra, sendo estes classificados pelas entidades da região como deslizamentos de solo e fluxo de lama e detritos de altas velocidades.

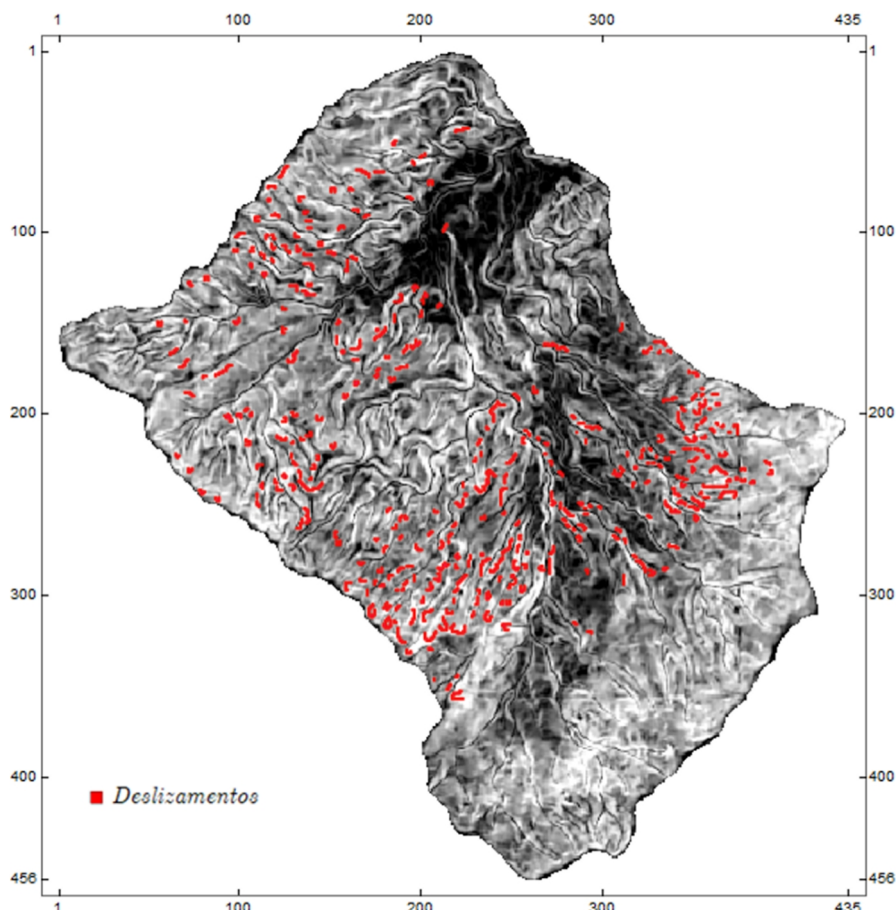


Fig. 3.8. Deslizamentos reportados na bacia *La Arenosa* depois do evento de precipitação (Aristizabal, 2013)

Para a abordagem do comportamento do solo na condição não saturada, é preciso obter os parâmetros que definem a curva de retenção da água do solo não saturado e, assim, poder calibrar os modelos constitutivos adotados na pesquisa.

Em vista da escassez desta informação para os solos da bacia hidrográfica *La Arenosa*, foi utilizada uma recompilação de curvas características feitas por Fresneda

(2017), cuja informação foi tomada de várias pesquisas feitas na localidade de Antioquia, onde se localiza a região em estudo. Todas as curvas de retenção de água foram obtidas pelo método do papel filtro. Finalmente, foram escolhidas as curvas pertencentes aos solos de igual unidade geológica da bacia *La Arenosa*.

3.2. METODOLOGIA

Neste capítulo, é apresentada a metodologia planejada para a implementação dos modelos de infiltração e de estabilidade de taludes na condição não saturada considerando os eventos de precipitação e fazendo a análise na escala regional. O desenvolvimento do modelo se fundamenta na construção de cinco módulos gerais (Fig. 3.9) que abrangem toda a implementação dos fenômenos físicos.

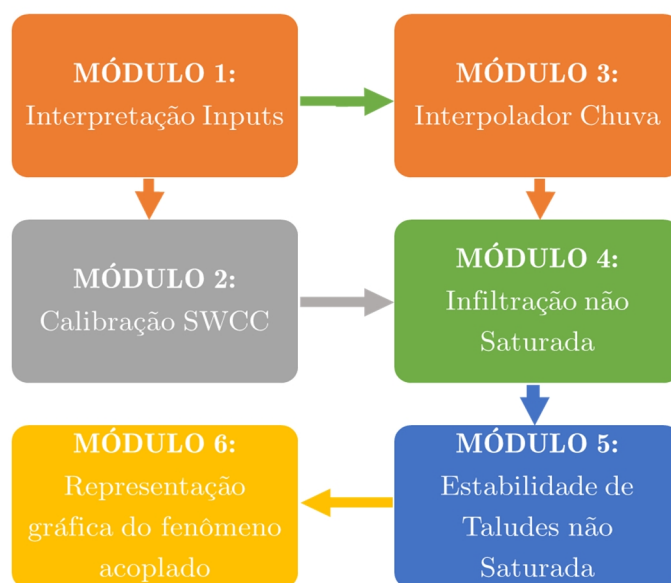


Fig. 3.9. Esquema geral do desenvolvimento da metodologia

Todas as implementações e representações gráficas foram realizadas no software computacional *Wolfram Mathematica 11*. Esta linguagem de programação possui uma plataforma didática e útil no domínio de operações matriciais e representação de mapas.

3.2.1 MÓDULO 1: INTERPRETAÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA

O principal processo associado à criação do modelo de estabilidade de taludes não saturados na escala regional é a definição das variáveis, formatos e unidades necessárias para a introdução a modelagem. Neste sentido, foi criado o módulo 1 para a definição de variáveis e funções principais que permitiram a implementação matemática e a manipulação de matrizes, como também sua representação gráfica.

3.2.2 MÓDULO 2: CALIBRAÇÃO DO PARÂMETRO DE AJUSTE δ

Os modelos constitutivos adotados para a determinação da função de condutividade hidráulica não saturado e da curva característica do solo precisam do parâmetro hidráulico de ajuste δ que representa, na geometria analítica, o coeficiente angular inicial das curvas características. Ele é afetado diretamente pela capacidade máxima de umedecimento do solo e pela condutividade hidráulica saturada.

Este parâmetro é obtido por ajuste de uma curva característica do solo. Ele é determinado mediante à implementação da função *FindFit* do *Mathematica*. Essa função faz o ajuste e a otimização matemática implementando o critério do mínimo erro quadrático.

3.2.3 MÓDULO 3: INTERPOLADOR ESPACIAL DA CHUVA

No terceiro módulo, é definida a implementação do interpolador IDW para a distribuição espacial das precipitações correspondentes às leituras das estações pluviométricas, as quais devem estar localizadas dentro e fora da região de estudo para garantir a geração de superfícies suavizadas.

O primeiro passo na construção do interpolador é a projeção das coordenadas cartográficas correspondentes às estações pluviométricas, sabendo que algumas destas

estações podem estar situadas fora do domínio da zona em estudo. Uma matriz de maior dimensão foi criada para representar a nova área de interpolação. Para isto, foi implementado o sistema de coordenadas cartesianas ou planas (x,y) em UTM (*Universal Transversa de Mercator*) e estas permitem a manipulação direta na discretização espacial feita por matrizes.

Desta forma, é considerado que cada estação pluviométrica está localizada no centro geométrico do pixel correspondente e que cada registro de precipitação representa, homogeneamente, a água precipitada numa superfície de $100m^2$.

O segundo passo na construção do interpolador foi a estimação das distâncias euclidianas entre os pixels que representam as estações e os pixels da matriz definida para executar o método interpolador. Assim, fazendo uso das ferramentas de manipulação matemática para matrizes, é implementada a Eq. (3.1), retirada da geometria analítica, no cálculo das distâncias, como se ilustra na Fig. 3.10.

$$d_i = \sqrt{\bar{x}_i^2 + \bar{y}_i^2} \quad (3.1)$$

$$\bar{x}_i = x_{i(j)} - b_{(j)} \quad (3.2)$$

$$\bar{y}_i = y_{i(k)} - b_{(k)} \quad (3.3)$$

onde, d_i = distância euclidiana entre o ponto da estação x_i e o ponto $b_{(j,k)}$; j = posição da linha na matriz; k = posição da coluna na matriz; \bar{x}_i = distância horizontal entre os pixels definidos pela Eq. (3.2) e \bar{y}_i = distância vertical entre os pixels definido pela Eq.

(3.3)

O terceiro e último passo consistiu em implementar o método IDW ajustado para os eventos de precipitação, como foi apresentado no item 2.5.1.1. Assim, é obtida uma matriz interpolada com a influência correspondente de cada estação em função da sua

distância. Os mapas de interpolação foram recortados segundo às dimensões originais do mapa da região utilizando as ferramentas de representação gráfica disponíveis para matrizes.

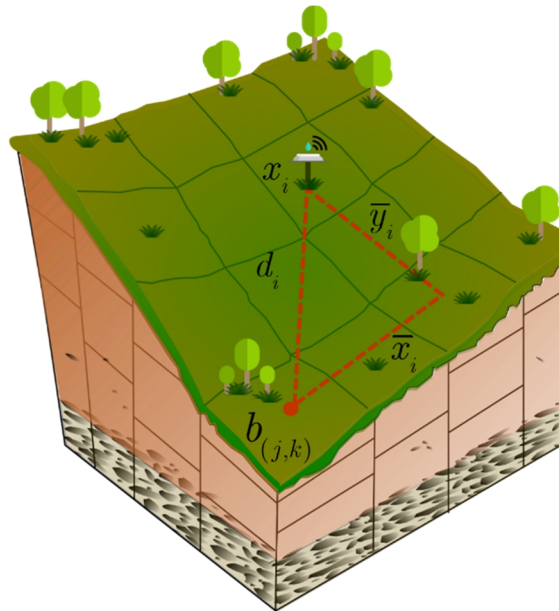


Fig. 3.10. Distância euclidiana entre pixels

3.2.4 MÓDULO 4: INFILTRAÇÃO NÃO SATURADA

Para a implementação da infiltração não saturada e transiente é necessário definir, em primeira instância, qual é a parcela de água da chuva que estaria disponível para o processo de infiltração. Para isto, é aplicado o conceito de precipitação definido no capítulo 2, no qual as intensidades moderadas correspondem à soma aritmética dos fenômenos físicos de escoamento superficial, de evaporação e de velocidade de infiltração.

Assim, desconsiderando o efeito da evaporação da água na superfície do solo, sabendo que os eventos de precipitações são de curta duração, pode-se expressar a intensidade de precipitação pela Eq. (3.4) e, assim, reescrever a velocidade de

infiltração em função das intensidades moderadas de chuva e do escoamento superficial, como descrito na Eq. (3.5).

$$i = e_s + v_i \quad (3.4)$$

$$v_i = i - e_s \quad (3.5)$$

Na hidrologia clássica, o escoamento superficial é determinado pelo método racional, sendo este o processo mais utilizado para a determinação das vazões de escoamento que contribuem em uma bacia hidrográfica Q . Este método, descrito na Eq. (3.6), depende do coeficiente de escoamento c , que é determinado em função da topografia, dos usos do solo e da cobertura das superfícies dos taludes.

$$Q = c \cdot i \cdot A \quad (3.6)$$

onde, Q = vazão associada ao escoamento superficial (L^3T^{-1}); i = intensidade moderada de chuva (LT^{-1}) e A = área da bacia de contribuição (L^2).

Para a análise da bacia hidrográfica *La Arenosa* foi considerado que a área de contribuição A está associada à resolução de cada pixel da discretização espacial, sendo este, como foi dito, equivalente a uma área padrão de superfície igual a 100 m^2 . O coeficiente de escoamento c será estabelecido segundo às tabelas disponíveis pela GEO-RIO (2015), posto que não se teve acesso a imagens ou a informações específicas das características principais da superfície considerada para o estudo.

Assim, considerando o método racional como estratégia para o cálculo da vazão instantânea de escoamento, é possível expressar a vazão em termos de velocidade, como se apresenta na Eq. (3.7). Substituindo a Eq. (3.7) pelo termo e_s da Eq. (3.5), pode-se expressar a velocidade de infiltração v_i em função da intensidade das precipitações e do coeficiente de escoamento, detalhado na Eq. (3.8).

$$v_{e.s} = c \cdot i \quad (3.7)$$

onde, $v_{e.s}$ = velocidade de escoamento superficial (LT^{-1}).

$$v_i = i (1 - c) \quad (3.8)$$

Desta forma, é obtido, para cada pixel, a parcela de escoamento superficial associada à topografia e à geometria da superfície dos taludes.

Para representar o escoamento superficial total, a velocidade máxima de infiltração, definida pelos autores Cavalcante & Zornberg (2017), foi incorporada. Ela delimita a quantidade de água que pode infiltrar no interior do maciço em função das propriedades físicas do solo.

Reescrevendo o termo da intensidade moderada de chuva como velocidade precipitada (Eq. (3.9)), a função do escoamento total superficial é definida como um condicional associado às características físicas dos solos e aos registros de precipitação. Esse condicional está detalhado na Eq. (3.10).

$$v_i = v_0 = i \quad (3.9)$$

$$v_{e.s} = \begin{cases} c \cdot i & \text{se } v_0 < v_{0,máx} \\ (v_0 - v_{0,máx}) + c \cdot i & \text{se } v_0 > v_{0,máx} \end{cases} \quad (3.10)$$

$$v_{if} = i - v_{e.s} \quad (3.11)$$

Finalmente, na implementação, foram utilizadas as ferramentas do *Mathematica* disponíveis para a manipulação e definição de funções e os condicionais foram aplicados às matrizes. Desta maneira, é possível definir a velocidade de chuva disponível para a infiltração e representar o fenômeno físico no interior dos maciços.

3.2.5 MÓDULO 5: ESTABILIDADE DE TALUDES NÃO SATURADOS

O fator de segurança, definido no item 2.4 pela Eq. (2.71), requer o parâmetro de ajuste relacionado ao histórico de tensões do solo ξ que é considerado, inicialmente, igual ao parâmetro proposto por Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017).

Da mesma forma que no módulo 4, as ferramentas do *Mathematica* permitem a manipulação e a implementação de funções no tratamento de matrizes. Igualmente, a representação gráfica pode ser implementada usando ferramentas da linguagem de programação, tais como *MatrixPlot* ou *ArrayPlot*, sem ter a necessidade de fazer uso de outros sistemas de representação geográfica.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo abrange os resultados obtidos na implementação do modelo de estabilidade de encostas não saturadas na bacia *La Arenosa* (Colômbia) simulando um evento de chuva de alta intensidade e curta duração (3 horas). Para o entendimento do comportamento do modelo em cada uma de suas etapas, serão apresentados os resultados obtidos em cada um dos módulos ao fazer uma análise pontual e uma análise na escala regional.

4.1. PARÂMETRO HIDRÁULICO DE AJUSTE δ

Para a determinação do parâmetro hidráulico δ , foram fornecidas as informações das curvas características dos solos similares aos solos da bacia *La Arenosa* por Fresneda (2017). Estas curvas são obtidas para solos da região tropical que, pela sua localização, são caracterizados por um grau de laterização tendo, assim, na curva característica, um comportamento bimodal.

Como foi detalhado no item 2.2.1, o modelo constitutivo de Cavalcante & Zornberg (2017) foi desenvolvido para solos de comportamento unimodais, limitando o modelo na representação dos solos tropicais. Mesmo assim, na região oriente do departamento de Antioquia, onde estão localizados os solos utilizados na calibração do parâmetro δ , o clima frio e com poucas variações de temperatura diminui a intensidade do processo de laterização, tornando a caracterização unimodal desse solo possível. As características desse solo são detalhadas na Tab. 4.1.

Tab. 4.1. Informação dos solos utilizados na obtenção do parâmetro de ajuste δ (Fresneda, 2017)

Localização/ Cidade	Tipo de Solo	Geologia e Geomorfologia
Ríonegro	Aluvial	Compostos principalmente por rochas ígneas intrusivas, as quais correspondem ao “Batólito Antioqueño”. Na zona, é evidenciada a presença de depósitos de vertente e aluviais
El Santuario	Residual	A zona de estudo apresenta uma paisagem irregular de colinas e vales associados às rochas ígneas do “Batólito Antioqueño”. A região úmida facilita a laterização e formação dos solos residuais. Na zona mais baixa da região são distinguidas zonas de solos aluviais.

Desta forma, como se pode perceber na Fig. 4.1 e na Fig. 4.2, os solos instrumentados na região oriental da Antioquia (Tab. 4.1) podem ser representados pelo modelo constitutivo proposto por Cavalcante & Zornberg (2017) para a obtenção do ajuste da curva característica dos solos.

A ferramenta *FindFit* do *Mathematica* permite determinar o parâmetro de ajuste que represente, de forma analítica, as variações de sucção do solo em função do teor de umidade volumétrica de água. Assim, para os solos aluviais da região, foi utilizado o parâmetro de ajuste igual a $0,0005 \text{ (kPa}^{-1}\text{)}$ e, para os solos residuais, que representam a maior parte da bacia, foi utilizado o parâmetro de ajuste hidráulico igual a $0,0014 \text{ (kPa}^{-1}\text{)}$.

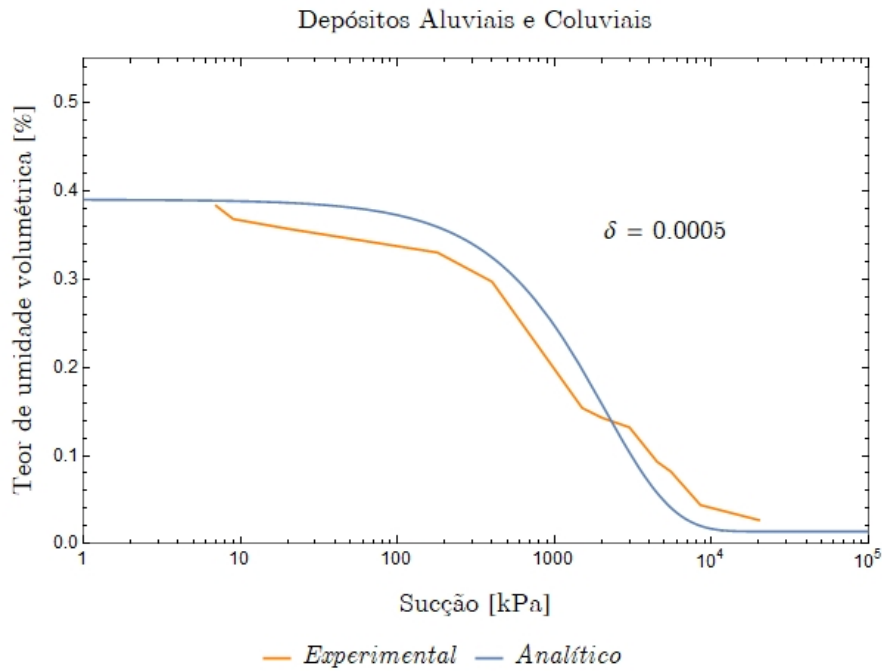


Fig. 4.1. Comparação da curva característica obtida pelo método do papel filtro (Fresneda, 2017) e curva de ajuste obtida pelo modelo constitutivo de Cavalcante & Zornberg (2017) para os solos aluviais e coluviais da bacia

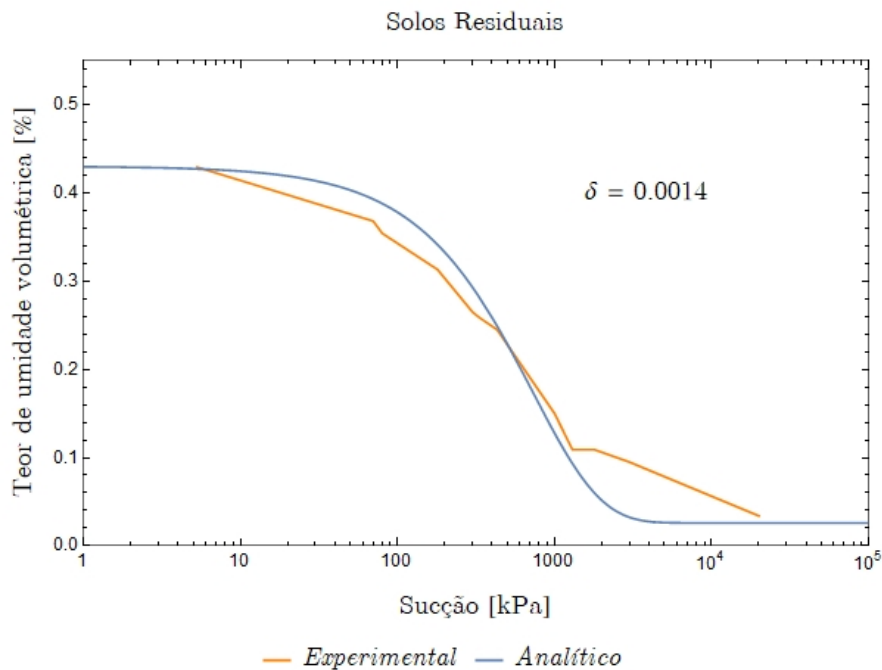


Fig. 4.2. Curva característica obtida pelo método do papel filtro (Fresneda, 2017) e curva de ajuste obtida pelo modelo constitutivo de Cavalcante & Zornberg (2017) para os solos residuais da bacia

Como pode-se observar na Fig. 4.1 e na Fig. 4.2, na zona de saturação, o modelo de Cavalcante & Zornberg (2017) estima valores de sucção maiores aos determinados pelo método experimental do papel filtro e, na zona de secagem, o modelo analítico subestima os valores da sucção ajustando a curva pela região inferior da curva característica original.

Este comportamento afeta, diretamente, a obtenção do fator de segurança não saturado. Sabe-se que a sucção no solo altera, diretamente, sua resistência ao cisalhamento de forma que, em baixos teores de umidade volumétrica, o modelo analítico subestimou o fator de segurança e, na zona de umedecimento, o modelo superestimou o fator de segurança. Isto é importante de se considerar na análise da estabilidade e na estimação do parâmetro de ajuste relacionado ao modelo constitutivo da resistência ao cisalhamento não saturada.

4.2. INTERPOLADOR ESPACIAL DE CHUVAS

O principal objetivo do interpolador de chuvas é a obtenção dos mapas de distribuição espacial das precipitações, considerando a informação correspondente às estações de monitoramento. Como é detalhado na Fig. 3.7, são analisadas 3 horas de precipitação. Nesse período, foram registradas, em cada estação, as chuvas acumuladas definidas na Tab. 4.2.

O modelo de estabilidade apresenta a limitação de não considerar a influência do lençol freático, pois, para isso, seria necessário considerar o histórico antecedente de chuvas. Este fato não prejudica o modelo, pois, sabendo o teor de umidade volumétrica inicial, pode-se simular os efeitos de uma chuva de curta duração e alta intensidade

sem prejuízos. Com essa finalidade, um evento de precipitação de 3 horas foi analisado, sendo que as duas horas iniciais determinarão a condição inicial da hora crítica.

Tab. 4.2. Precipitação acumulada em cada estação pluviométrica em um período de três horas (modificado de Aristizabal, 2013)

Estação	Precipitação Acumulada (mm)	Estação	Precipitação Acumulada (mm)
1	82,8	4	82,8
2	23,0	5	82,8
3	23,0	6	82,8

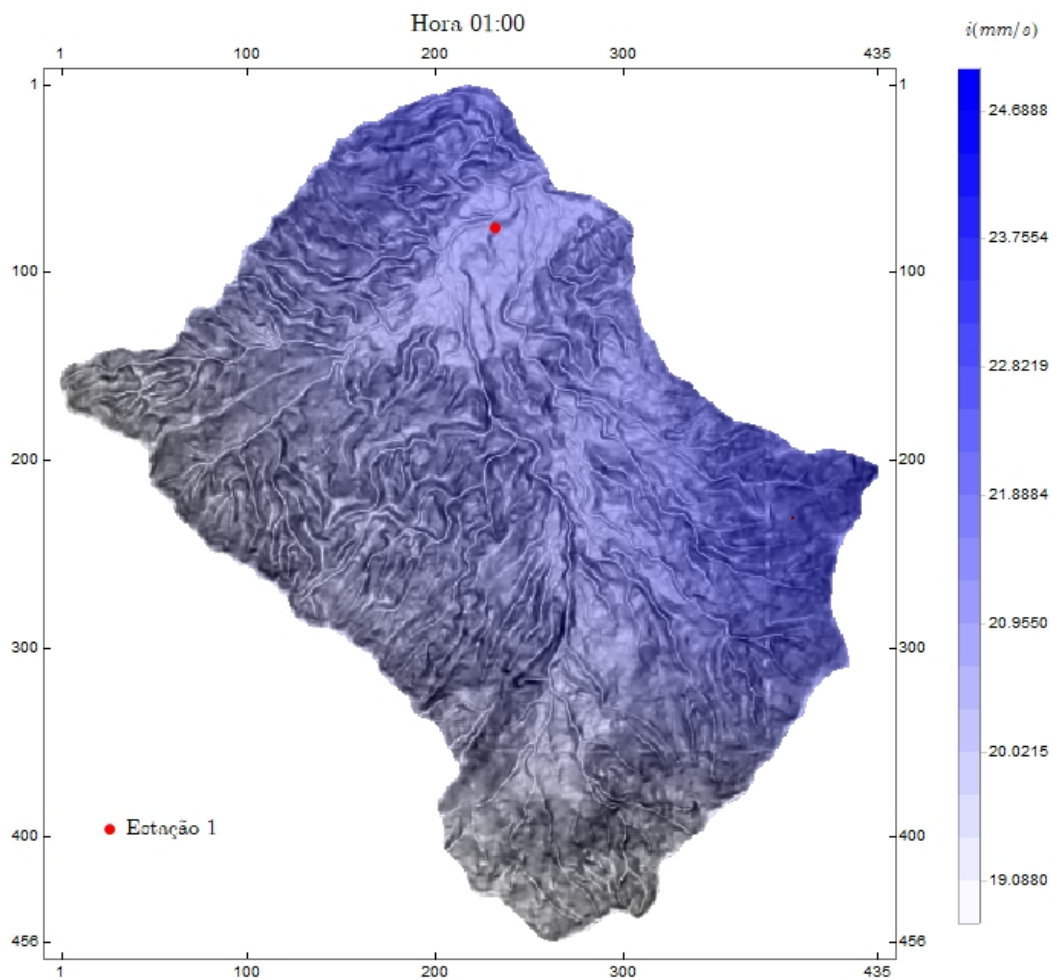


Fig. 4.3. Distribuição espacial da chuva na primeira hora do evento

Desta forma, foram definidos os três mapas que representam cada hora do evento de precipitação ilustrados na Fig. 4.3, na Fig. 4.4 e na Fig. 4.5, verificando a capacidade do método interpolador *IDW* de criar mapas suavizados.

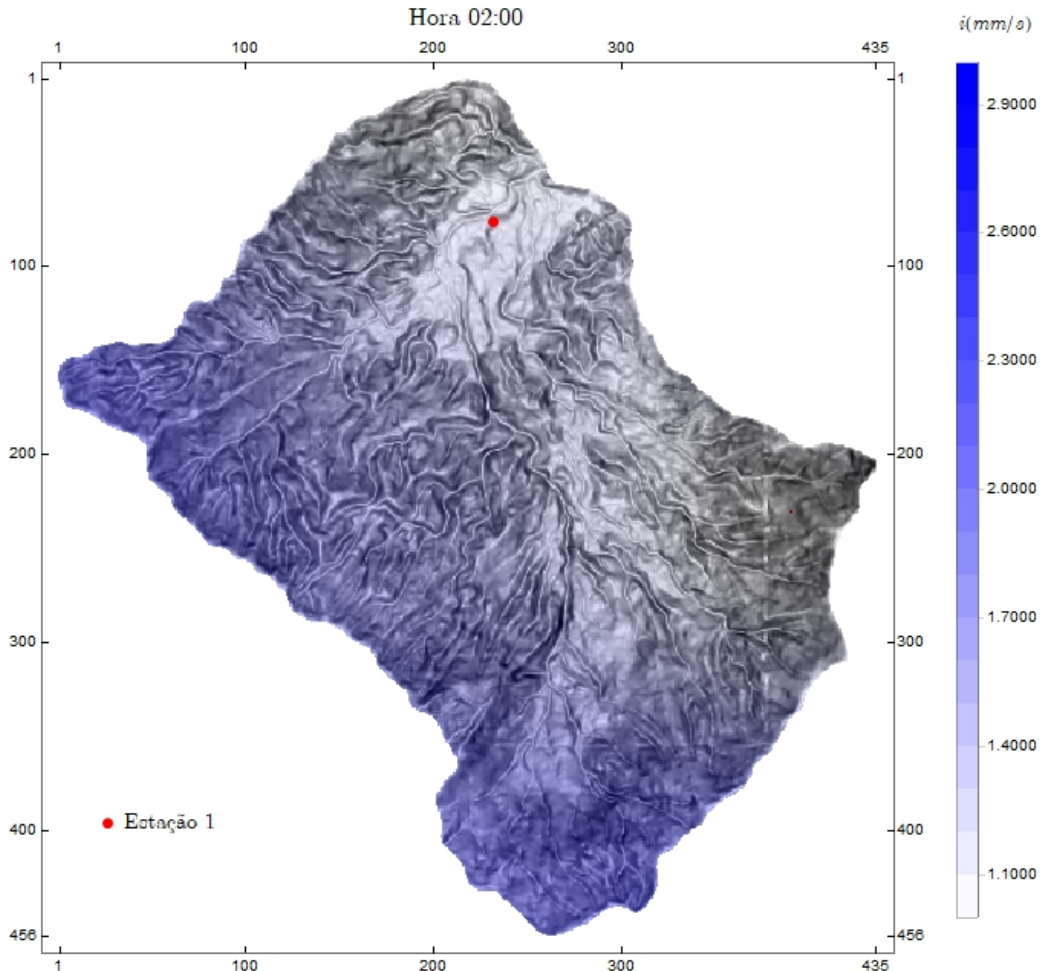


Fig. 4.4. Distribuição espacial da chuva na segunda hora do evento

O mapa correspondente à hora 01:00 (Fig. 4.3) demonstra que é observada uma maior precipitação na costa direita da região de estudo, alcançando registros de intensidade moderada de até 25 mm/h. Na segunda hora, representada na Fig. 4.4, mostra o período de tempo no qual as chuvas cessam.

A hora crítica e de interesse para a validação do modelo é representada pelo mapa da Fig. 4.5. Este mapa mostra a tormenta distribuída de forma quase uniforme em aproximadamente a metade da região da bacia hidrográfica.

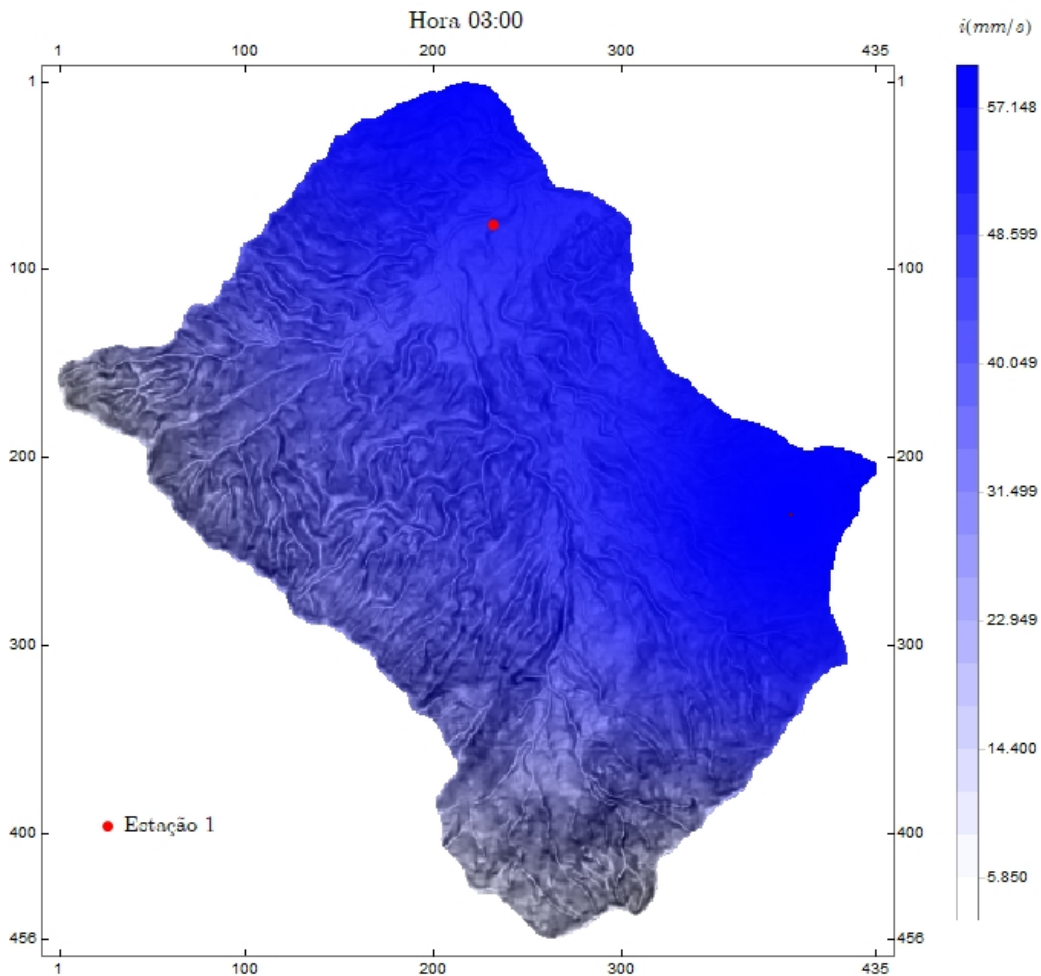


Fig. 4.5. Distribuição espacial da chuva na terceira hora do evento

4.3. INFILTRAÇÃO NÃO SATURADA

O primeiro objetivo foi a validação pontual do modelo de infiltração usando as informações obtidas pela discretização espacial para os parâmetros geotécnicos, para as características físicas das encostas e para as precipitações. Desta forma, a análise pontual é considerada como a análise no pixel que representa uma área de estudo de 100 m^2 .

O pixel escolhido para a análise é exibido na Fig. 4.6. Este apresenta a inclinação mais crítica da região e, segundo Aristizabal (2013), é considerado como uma área incondicionalmente instável em função da suas características geomorfológicas. Esta

escolha serve para a verificação da validação do modelo proposto com o objetivo de determinar a estabilidade de encostas não saturadas.

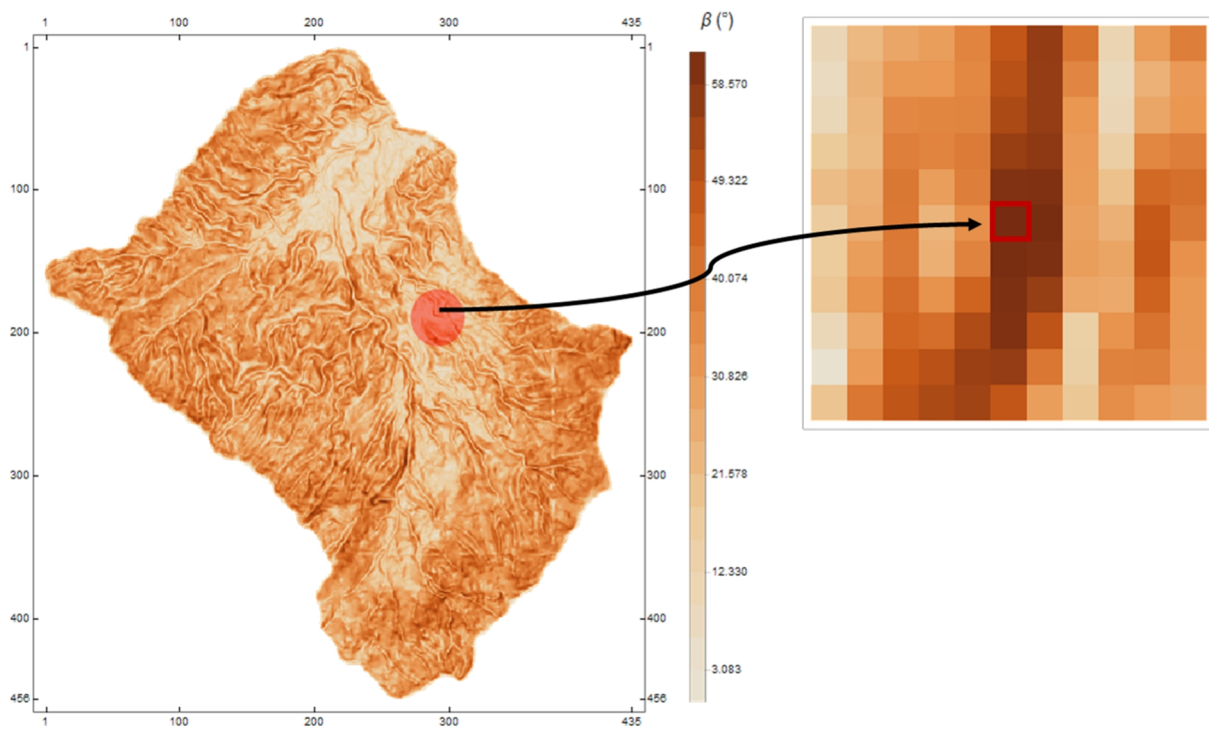


Fig. 4.6. Localização do pixel escolhido para a análise da estabilidade de encostas não saturadas

A Tab. 4.3 detalha as propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas do solo escolhido para a validação pontual e, também, especifica as condições iniciais utilizadas para a análise da infiltração não saturada em cada hora de precipitação.

Tab. 4.3. Propriedades da região do pixel escolhido para a análise

Pixel de Solo Residual			
Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
β (°)	62	$\theta_{i-02:00}$	0.027
c' (kPa)	5	$\theta_{i-03:00}$	0.027
ϕ' (°)	24	$i_{01:00}$ (mm/h)	20
γ_s (kN/m ³)	18	$i_{02:00}$ (mm/h)	1.3
k_s (m/s)	5.4×10^{-6}	$i_{03:00}$ (mm/h)	36
δ (kPa ⁻¹)	0.0014	$v_{es-01:00}$ (m/s)	2.1×10^{-6}
z (m)	3	$v_{es-02:00}$ (m/s)	1.3×10^{-7}
θ_s (m ³ /m ³)	0.43	$v_{es-02:00}$ (m/s)	4.3×10^{-6}
θ_r (m ³ /m ³)	0.026	$v_{if-01:00}$ (m/s)	3.5×10^{-6}
c (-)	0.375	$v_{if-02:00}$ (m/s)	2.2×10^{-7}
$\theta_{i-01:00}$ (m ³ /m ³)	0.027	$v_{if-03:00}$ (m/s)	5.7×10^{-6}

A variável i representa a intensidade de chuva moderada obtida depois da interpolação espacial para cada hora do evento analisado, v_{es} representa a velocidade total de escoamento associada à capacidade de umedecimento do solo e à geometria da encosta e v_{if} representa a velocidade de infiltração incorporada no modelo depois de subtrair o processo de escoamento superficial.

O parâmetro c , associado ao escoamento superficial, é escolhido segundo as tabelas disponíveis no manual da GEO-RIO (2015) mostradas no apêndice A, as quais

designam um valor empírico ao parâmetro de ajuste segundo às características da região e ao uso do solo. Assim, sabendo que a região de análise não é definida por uma alta densidade de construções, é considerado o coeficiente de ajuste do escoamento superficial c igual a 0,375.

Segundo Suarez Díaz (2003), no geral, os fatores ambientais e físicos que determinam o comportamento da infiltração dependem dos primeiros 40 centímetros superficiais do solo, onde é gerada uma fronteira de retenção de água. Nesta franja superficial, a retenção da água define a capacidade de infiltração dos solos, o escoamento superficial e a capacidade de evaporação, sendo normalmente desconsiderada a fronteira nas análises de estabilidade.

Assim, a definição da discretização da profundidade é feita em função da franja de saturação superficial e da profundidade dos solos (Aristizabal, 2013) onde, para o ponto de análise, é definida uma profundidade de 3,23 m . Por conseguinte, são analisados quatro pontos do perfil do solo iniciando na profundidade de 0,5 m até uma profundidade de 2 m com intervalos de 0,5 m , haja vista que profundidades além disso não são considerados deslizamentos superficiais e, geralmente, não são deflagrados por eventos de precipitação de curta duração. Os resultados obtidos corroboraram para a escolha feita.

Como foi apresentado no item 4.1, a representação dos solos residuais é definida pela curva característica ilustrada na Fig. 4.7 e, assim, emprega-se o parâmetro de ajuste hidráulico δ . Adotando-se o mesmo parâmetro δ , é possível determinar o comportamento da condutividade hidráulica em função das variações da sucção,

alterada em função da variação do teor de umidade volumétrica, como apresentado na Fig. 4.8.

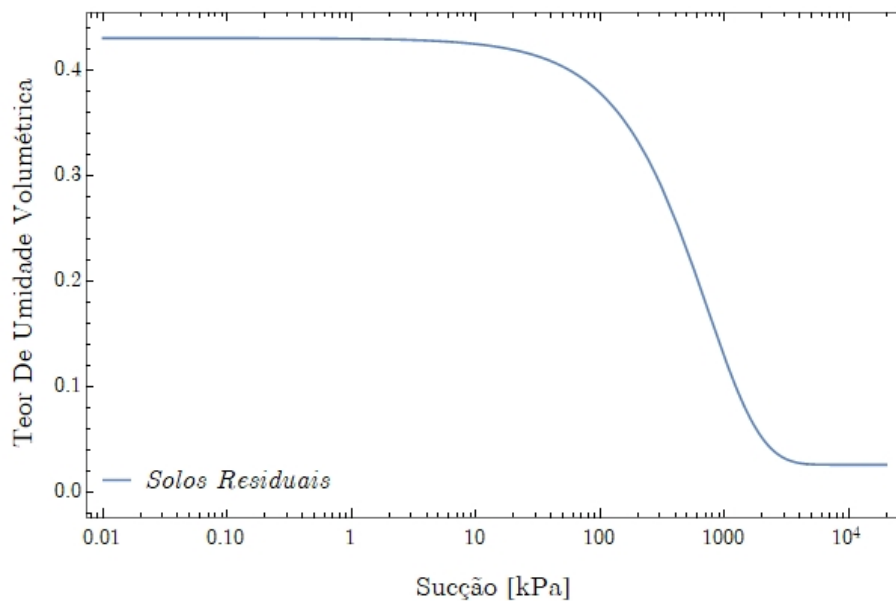


Fig. 4.7. Curva característica dos solos residuais obtida pelo modelo de Cavalcante & Zornberg (2017)

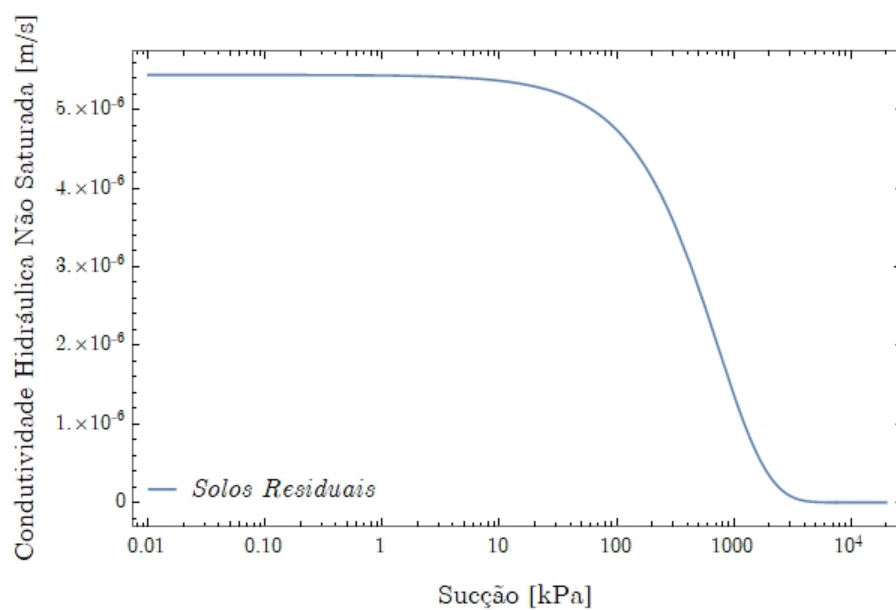


Fig. 4.8. Condutividade hidráulica não saturada obtida pelo modelo de Cavalcante & Zornberg (2017)

O passo seguinte foi a obtenção da infiltração não saturada do solo, associada à precipitação da hora 01:00, representada na Fig. 4.9. Na determinação da intensidade de chuva disponível para o processo de infiltração, foi calculada a parcela de

precipitação associada ao escoamento superficial, como descrito no item 3.2.4. As condições iniciais referidas à velocidade de escoamento superficial total, à velocidade de infiltração, à intensidade de chuva e ao teor de umidade inicial são especificadas na Tab. 4.3.

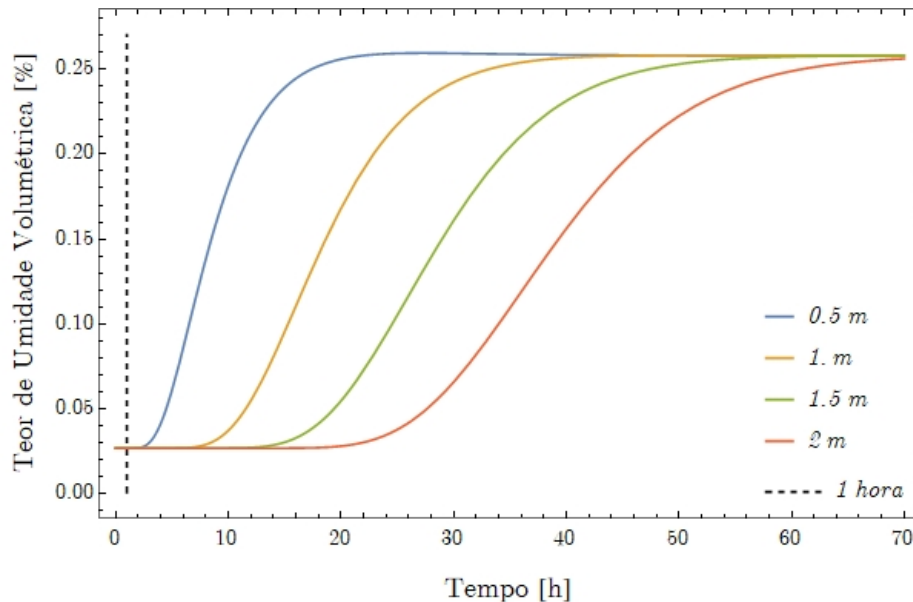


Fig. 4.9. Infiltração não saturada associada ao registro de precipitação da hora 01:00

A Fig. 4.9 descreve o comportamento da infiltração em função do tempo para as quatro profundidades de solo definidas anteriormente. Pode-se perceber que o teor de umidade é crescente em função do tempo e que, no começo, a infiltração não ocorre de forma imediata, revelando que o teor de umidade volumétrica inicial de água no solo permanece aproximadamente constante nos primeiros 3600 segundos de tempo que constituem a primeira hora do evento.

Uma vez que os eventos de precipitação sejam analisados em intervalos de tempo de uma hora, é mantida a condição inicial do teor de umidade volumétrica no solo da análise feita na hora 01:00 para a análise da hora 02:00 (Tab. 4.3).

As precipitações registadas na segunda hora de análise apresentam uma intensidade moderada baixa. Estas precipitações são insuficientes para ativar o processo de infiltração no interior do solo que, como é exibido na Fig. 4.10. Neste caso, o teor de umidade volumétrica não apresenta variações no tempo, considerando novamente, a condição inicial do teor de umidade volumétrica como 0,027 para a seguinte hora de análise.

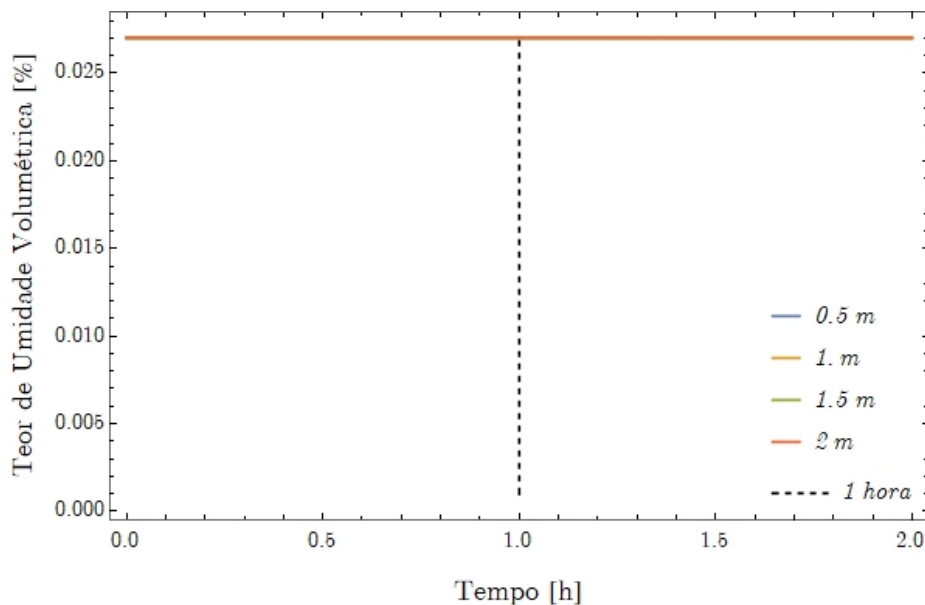


Fig. 4.10. Infiltração não saturada associada ao registro de precipitação da hora 02:00

A hora 03:00 registra a maior intensidade moderada de chuva do evento de precipitação, razão pela qual é considerada como a hora crítica do evento, potencializando a instabilidade das encostas na bacia. As duas horas anteriores foram necessárias para a verificação de que o teor de umidade volumétrica inicial da terceira hora não mudaria significativamente.

Na Fig. 4.11, pode-se verificar que, como nas horas anteriores, ocorre o processo de infiltração no solo comprovado pelos acréscimos do teor de umidade volumétrica no decorrer do tempo. Estes acréscimos tendem ao teor de umidade volumétrica associado

à saturação total do solo, considerando que a velocidade de infiltração associada à intensidade de precipitação e definida no módulo do interpolador espacial é mantida constante durante todo o tempo da análise.

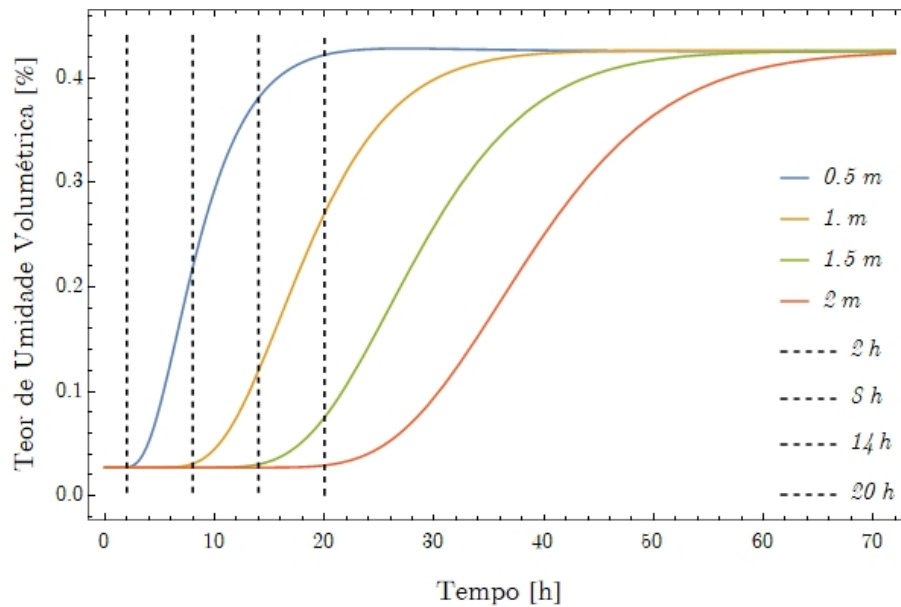


Fig. 4.11. Infiltração na saturada associada ao registro de precipitação da hora 03:00

Comparando o processo de infiltração ocorridos na primeira hora de análise com a hora crítica, é evidente que a velocidade de infiltração disponível na hora 01:00 não é suficiente para que o solo atinja o teor de umidade volumétrica saturado durante o tempo requerido.

A respeito dos tempos de infiltração, pode-se notar que os intervalos de tempo necessários para a iniciação das mudanças no teor de umidade volumétrica entre os pontos de controle definidos nas profundidades de 0,5 m, 1,0 m, 1,5 m e 2,0 m são similares precisando, em média, de 6 horas para que a água no interior do maciço possa passar, na direção vertical, para os seguintes 0,5 m.

A Fig. 4.12 representa as linhas de tempo em todo o perfil de solo analisado confirmando que, no decorrer do tempo, o solo inicia seu processo de saturação desde a fronteira superficial da encosta até o limite inferior.

A linha vermelha representa uma chuva constante de 36 horas com uma intensidade moderada e igual a $5,736 \times 10^{-6}$ m/s. Isto é uma análise simplificada dos eventos de chuvas, posto que as partículas de água precipitadas da atmosfera não são constantes. Mesmo assim, considerando um evento de longa duração e homogêneo, o perfil do solo não alcança a saturação homogênea e somente o primeiro metro de profundidade chega a este estado, sendo esta a profundidade efetiva usada na análise clássica dos deslizamentos superficiais (Aristizabal, 2013).

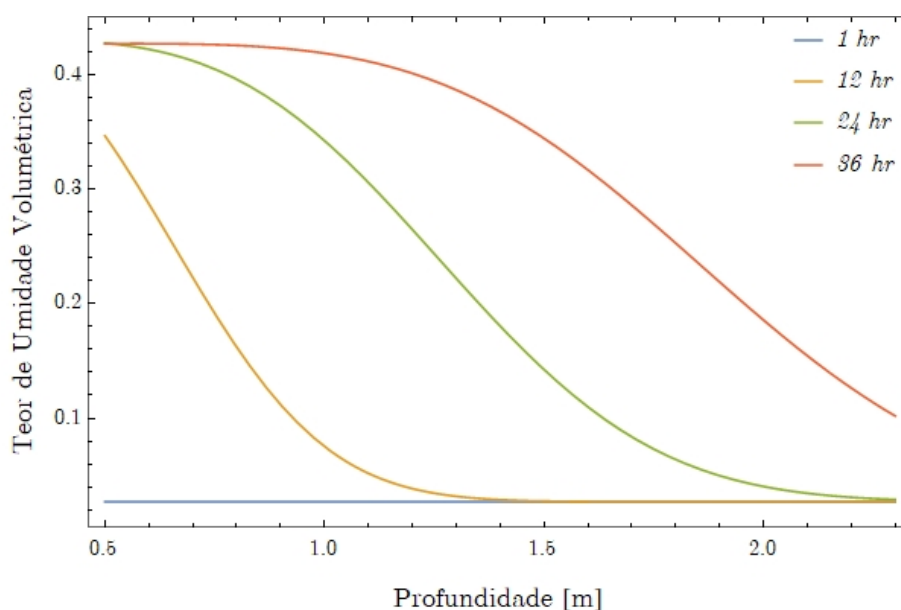


Fig. 4.12. Linhas de tempo de infiltração do perfil de solo escolhido para a análise

O grau de saturação do solo depende da capacidade de umedecimento definida pelo teor de umidade volumétrica residual e o teor de umidade volumétrico de saturação.

O grau de saturação define a capacidade disponível do solo para receber água antes de atingir sua saturação total em porcentagem. Na Fig. 4.13, é evidenciado que o acréscimo do grau de saturação tem as mesmas tendências proporcionais aos acréscimos do teor de umidade volumétrica contida no solo em função do tempo.

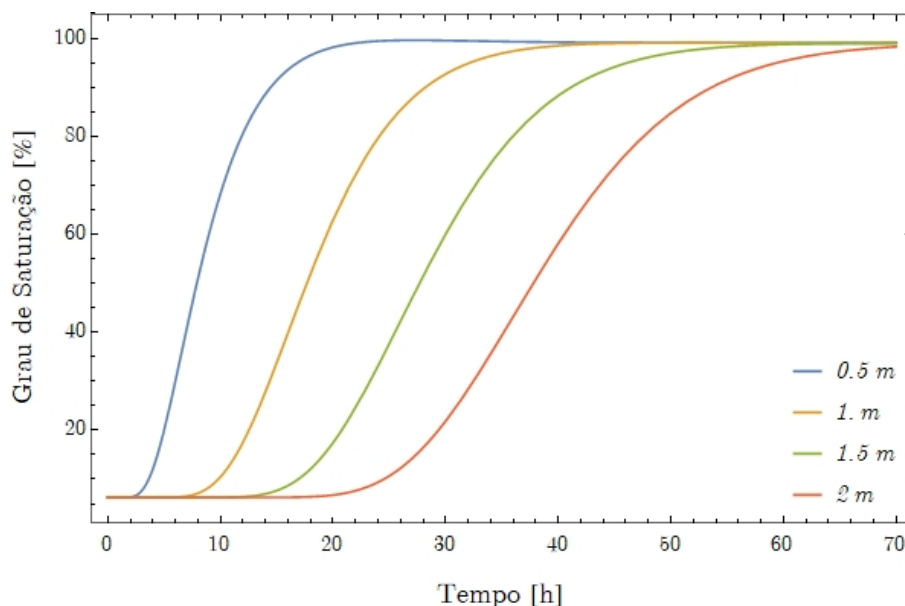


Fig. 4.13. Variação do grau de saturação em função do tempo nos pontos de controle

A sucção, como função do teor de umidade volumétrica de água contido no solo, reduz a quantidade de água. Assim, como apresentado na Fig. 4.14, a perda de sucção começa desde a superfície favorecendo a instabilidade das zonas menos profundas do maciço nas primeiras horas.

Na escala regional, foram criados os mapas para cada profundidade de controle, simulando o tempo no qual a água percolou os primeiros metros do maciço. Assim, foram simuladas 24 horas de chuva constante como se apresenta nos mapas das Figs. 4.15, 4.16, 4.17 e 4.18.

Os mapas na escala regional apresentam o perfil da infiltração não saturada, onde a região próxima à superfície do terreno (0,5 m) exhibe o maior teor de umidade

volumétrica. Consequentemente, os mapas que representam a infiltração não saturada nas profundidades de 1,0 m, de 1,5 m e de 2,0 m expõem um teor de umidade volumétrica menor conforme a profundidade aumenta.

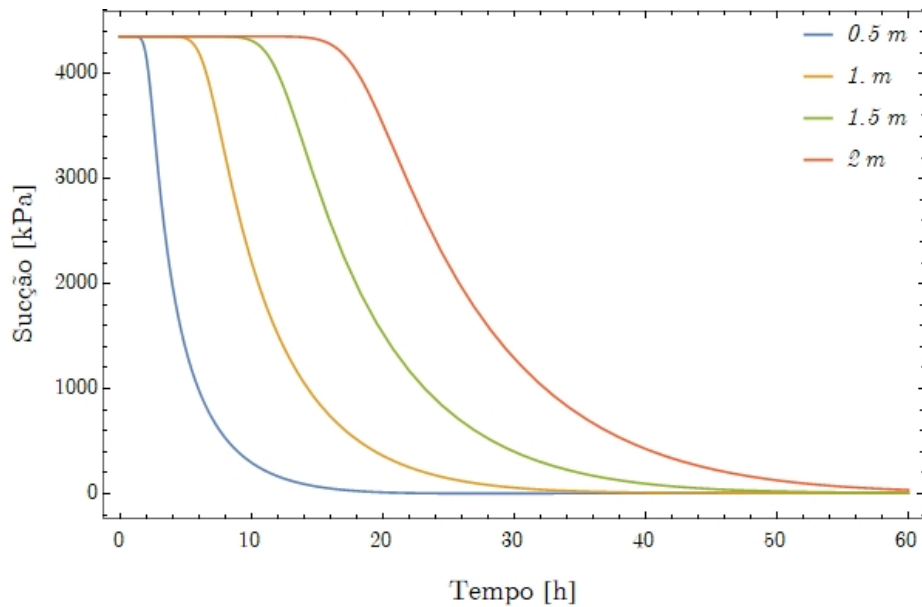


Fig. 4.14. Variações da sucção em função do tempo para cada ponto de controle

Em geral, as formações de solos residuais apresentam os maiores teores de umidade volumétrica em comparação às formações de depósitos coluviais e aluviais. Este comportamento é atribuído à condutividade hidráulica do solo, sendo a dos solos aluviais menor (Tab. 3.1), diminuindo notoriamente a velocidade de percolação da água no maciço.

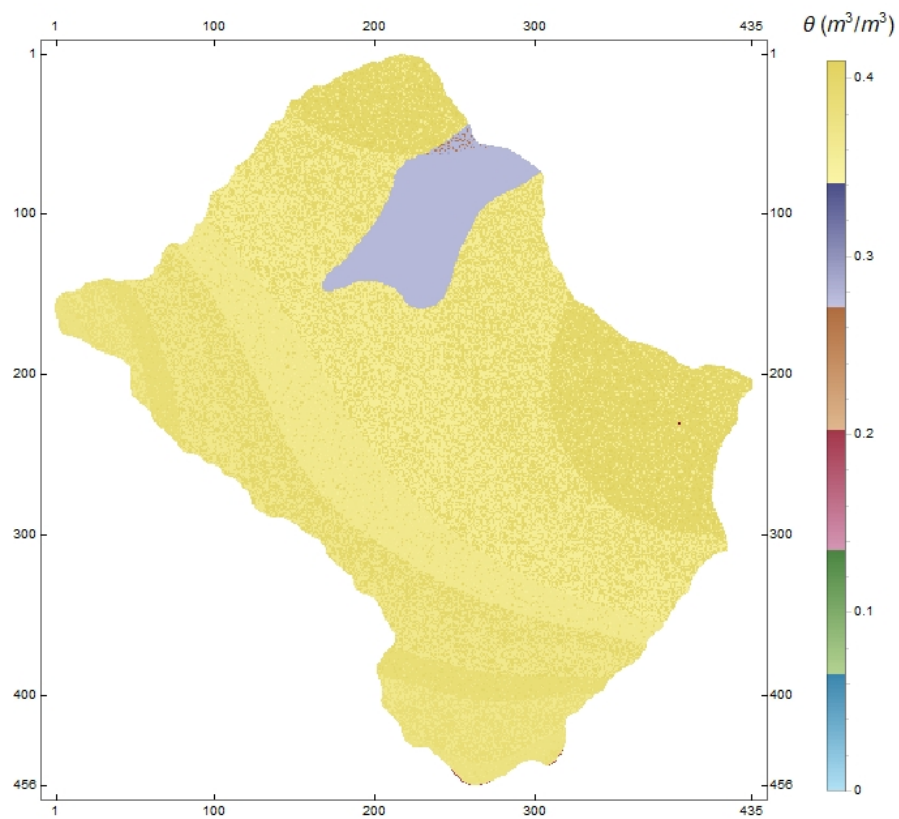


Fig. 4.15. Mapa da infiltração não saturada numa profundidade de 0,5 m

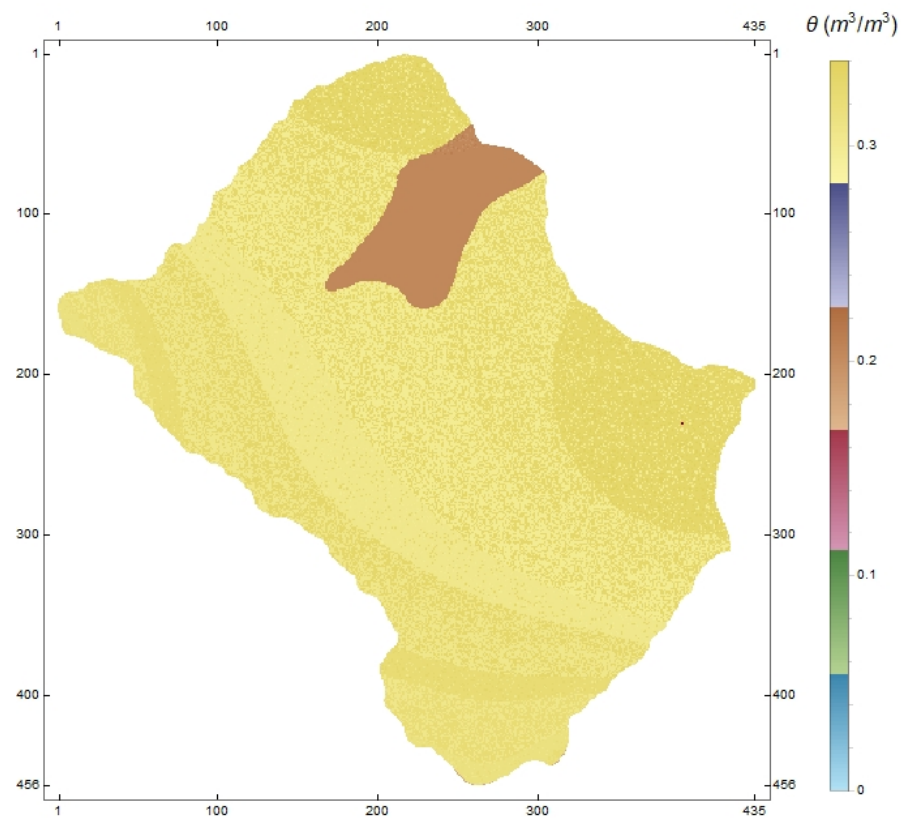


Fig. 4.16. Mapa da infiltração não saturada numa profundidade de 1,0 m

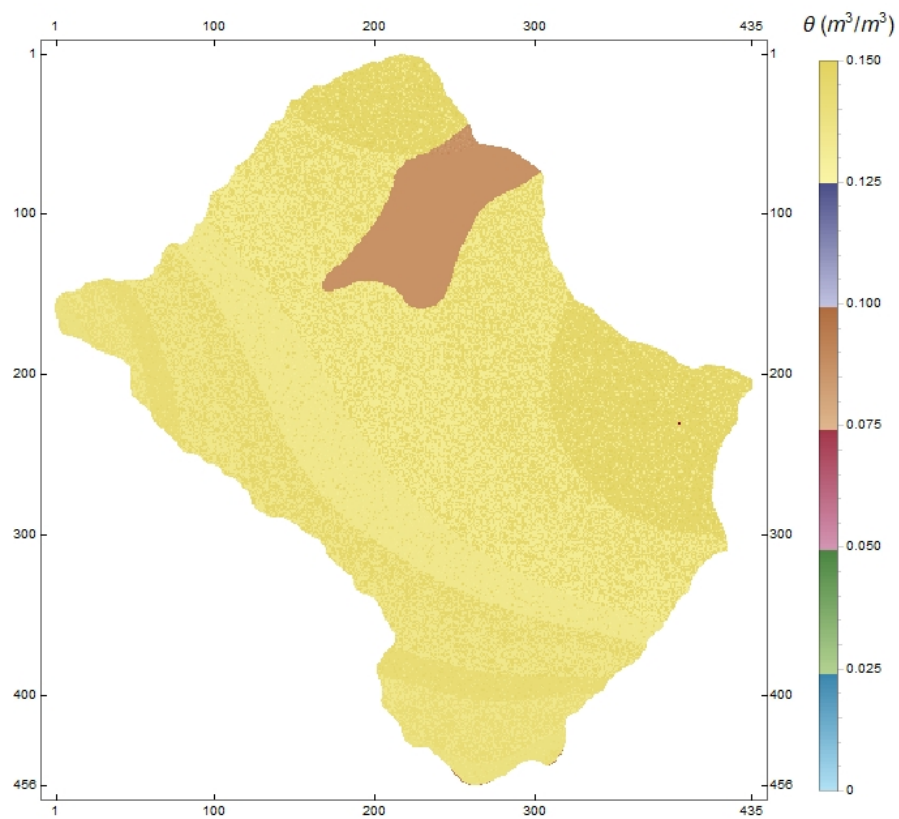


Fig. 4.17. Mapa da infiltração não saturada numa profundidade de 1,5 m

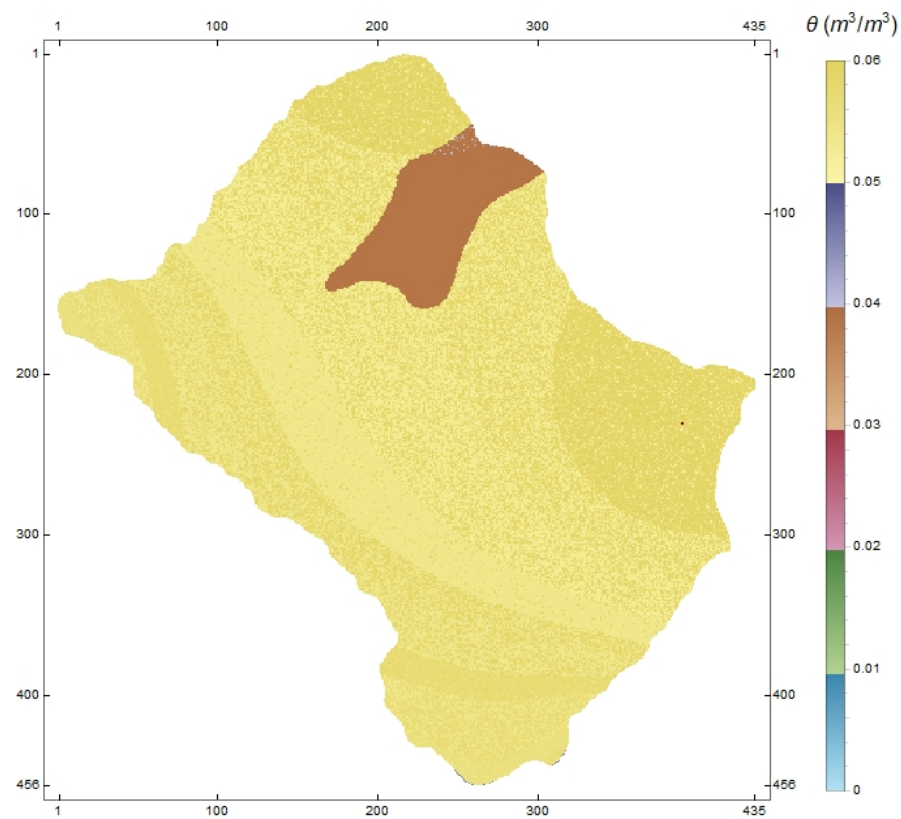


Fig. 4.18. Mapa da infiltração não saturada numa profundidade de 2,0 m

4.4. ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NÃO SATURADAS

O primeiro passo para a determinação da estabilidade de encostas não saturadas é a definição do parâmetro de ajuste ξ relacionado ao histórico de tensões do solo. Como citado no item 3.2.5, o parâmetro de ajuste ξ foi obtido por retroanálise, comparando a estabilidade obtida no tempo correspondente às primeiras 24 horas e, assim, encontrando o parâmetro que faz nesta condição a região instável.

Neste sentido, foi analisado o tempo de 24 horas, partindo da análise feita na Fig. 4.12, onde é verificado que, nesse tempo, começam as mudanças do teor de umidade volumétrica inicial em todo o perfil do solo discretizado.

Na Tab. 4.4, apresentam-se alguns dos testes feitos para a escolha do parâmetro de ajuste ξ . Na verificação do parâmetro de ajuste foi levado em conta que, no tempo de análise (24 horas), o deslizamento já havia ocorrido sob às condições de precipitação registradas no dia 21 de setembro de 1991. Isto indica que, o fator de segurança da região deve ser inferior a 1.

Na verificação, pelo fato de a intensidade moderada aplicada ao modelo não pertencer ao evento real de precipitação associado aos deslizamentos representados no mapa da Fig. 3.8 e, pela falta de informação específica associada a estabilidade durante o evento, é considerado que o fator de ajuste mais adequado para representar a instabilidade é 0,01.

Nas últimas validações, detalhadas na Tab. 4.4, é evidenciado que parâmetros de ajuste muito pequenos, inferiores ao valor 0,01, não influenciam na estabilidade das encostas. Isto pode-se atribuir à perda de sucção associada ao parâmetro ξ que, como detalhado na Eq. 2,67, afeta diretamente a poropressão negativa do solo.

Tab. 4.4. Validação do parâmetro de ajuste ξ

$\xi = 10$		$\xi = 1$		$\xi = 0,1$	
Profundidade (m)	FS	Profundidade (m)	FS	Profundidade (m)	FS
0,5	7	0,5	2	0,5	1,6
1,0	85	1,0	9	1,0	1,7
1,5	118	1,5	13	1,5	1,8
2,0	68	2,0	7	2,0	1,2
$\xi = 0,01$		$\xi = 0,001$		$\xi = 0,0001$	
Profundidade (m)	FS	Profundidade (m)	FS	Profundidade (m)	FS
0,5	1,6	0,5	1,6	0,5	1,6
1,0	0,9	1,0	0,9	1,0	0,9
1,5	0,8	1,5	0,7	1,5	0,7
2,0	0,6	2,0	0,6	2,0	0,6

Assim, baixos valores de ξ diminuem a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo. Por outro lado, os valores de ξ não podem ser muito elevados, posto que, como foi detalhado no subcapítulo 4.1, o modelo constitutivo da sucção proposto por Cavalcante & Zornberg (2017) superestima os valores da sucção matricial na região de umedecimento, fato esse que pode ser corrigido usando valores de ξ menores do que 1, para diminuir as sucções encontradas analiticamente e, assim, aproximar-se aos valores obtidos pelo método experimental.

A Fig. 4.19 representa a variação do fator de segurança em função do tempo para cada profundidade. Associando-o com a Fig. 4.13, é possível compreender como, nas primeiras horas, a estabilidade na zona perto a superfície decresce quando este alcança um grau de saturação de aproximadamente 20%. O mesmo comportamento é evidenciado para a profundidade de 1 m, de 1,5 m e de 2 m, onde o decrescimento do fator de segurança começa a ocorrer quando é atingida a saturação próxima ao 20%.

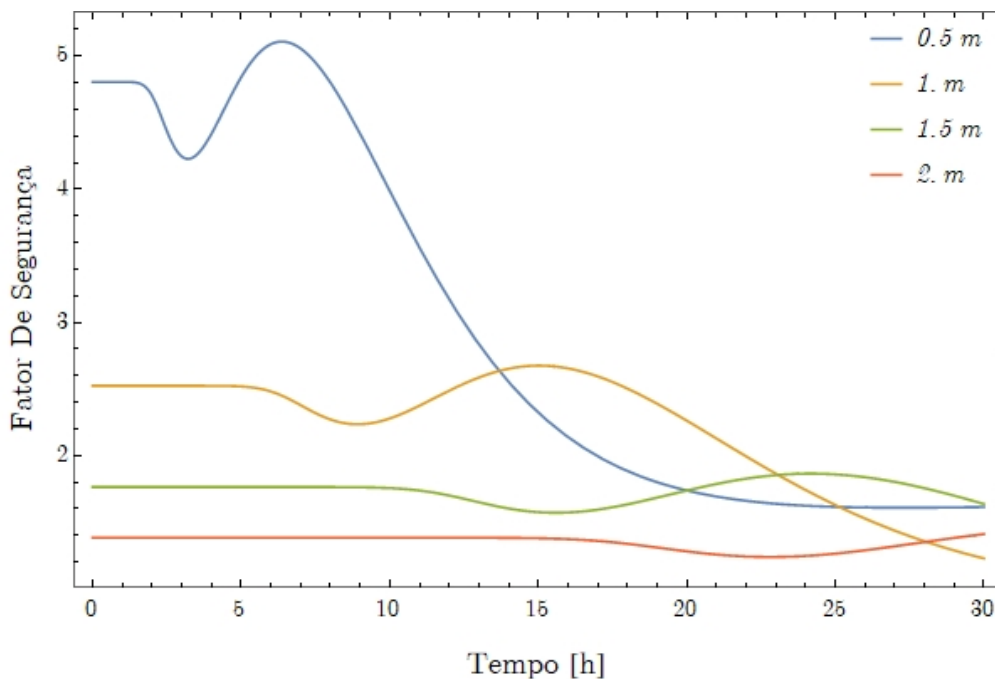


Fig. 4.19. Variação do fator de segurança em função do tempo para diferentes profundidades

A Fig. 4.20 descreve o comportamento do fator de segurança para cada profundidade em um tempo total de três dias. Esta representação mostra, claramente, a associação da estabilidade com a localização do ponto analisado no espaço do maciço, evidenciando maior estabilidade instantânea nas regiões próximas a superfície.

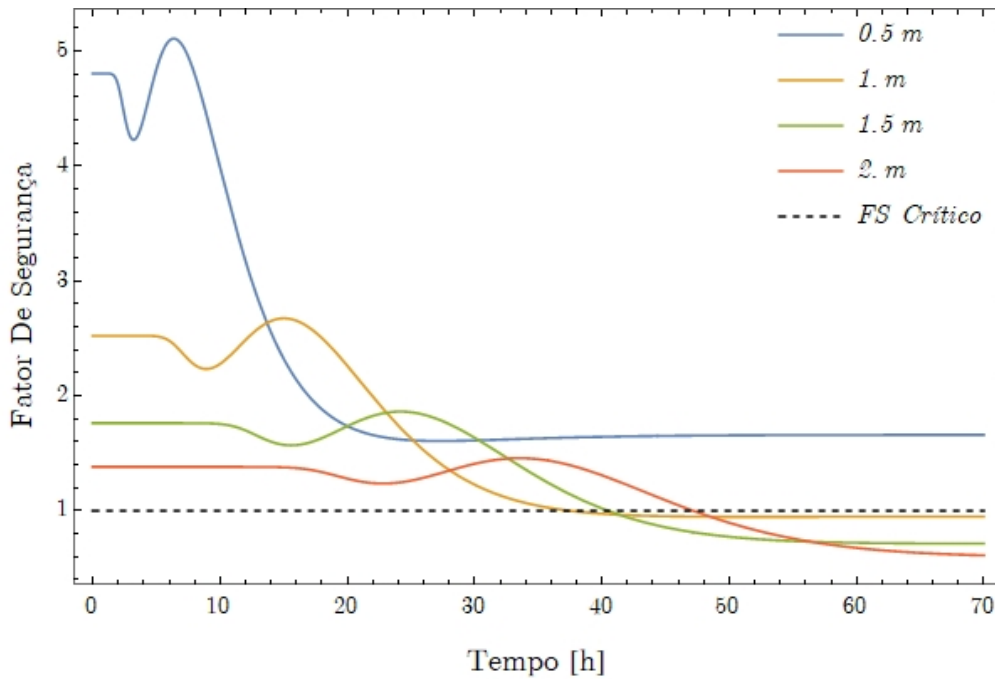


Fig. 4.20. Variação do fator de segurança analisado em um tempo de 3 dias

Assim, a análise feita na profundidade de 0,5 m corrobora que esta não é a profundidade crítica, posto que sua localização favorece a estabilidade. O contrário ocorre com a profundidade de 1 m onde, pela localização e pelo tempo necessário para iniciar a infiltração, que é menor do que os tempos de infiltração dos pontos mais profundos. Desta forma define-se a profundidade crítica. A essa profundidade, a ruptura ocorre aproximadamente 36h depois de iniciado o evento de alta intensidade.

Com este raciocínio, foi construído o mapa que representa a estabilidade das encostas associados ao evento de precipitação representado pelo hietograma da Fig. 3.7, considerando a profundidade crítica igual a 1 m e o tempo igual a 24h.

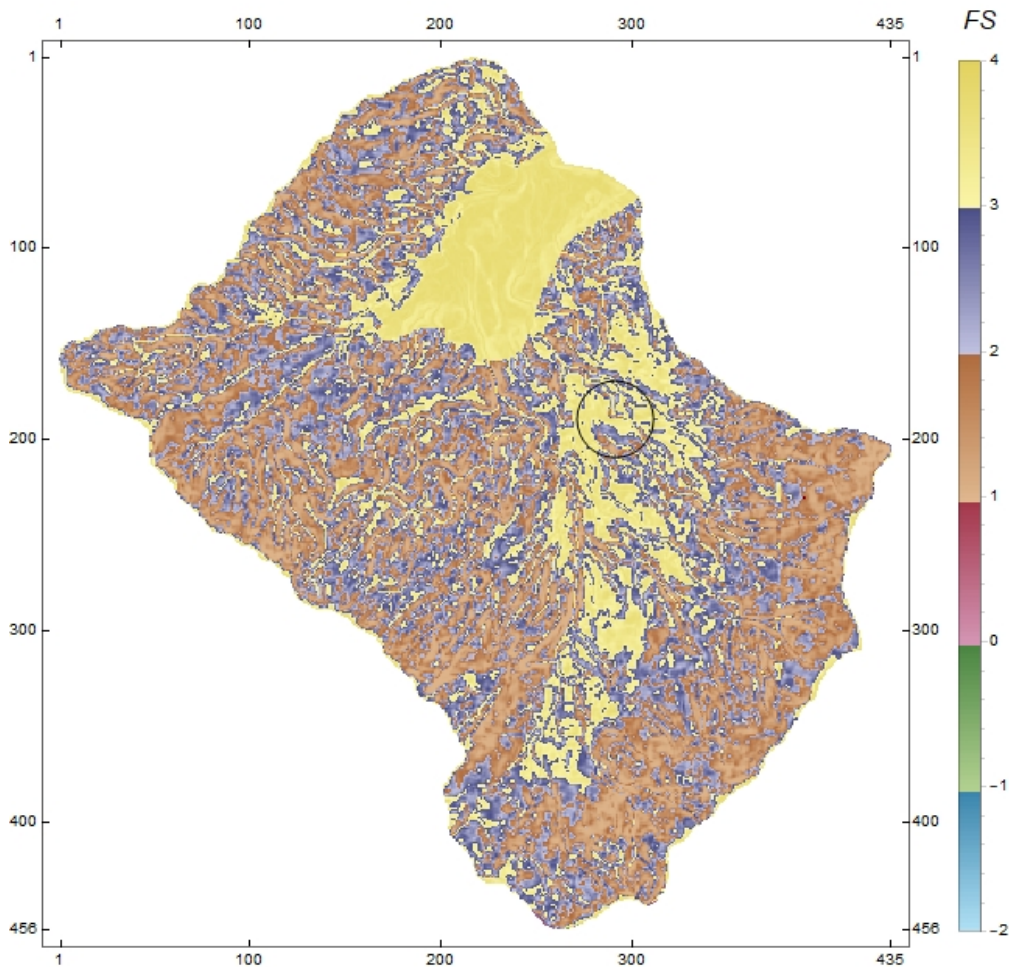


Fig. 4.21. Mapa de estabilidade analisado no tempo de $24h$ na profundidade de $1m$

Comparando o mapa de estabilidade (Fig. 4.21) obtido pelo modelo proposto na pesquisa com o registro de deslizamentos associados ao evento de precipitação do 21 de Setembro (Fig 3.6) pode-se observar que, na bacia *La Arenosa*, os pontos associados aos deslizamentos se localizam nas áreas onde a estabilidade das encostas apresentam uma estabilidade crítica representadas pela cor marrom clara.

Percebe-se uma correspondência entre os mapas, de forma que foi exitosa a contribuição do modelo analítico, observando as mesmas tendências de ruptura encontradas de forma que, para a região estudada, o modelo foi capaz de representar e prever as zonas de ruptura em escala regional.

Este estudo demonstrou a eficiência matemática do modelo e a capacidade de previsão de deslizamentos superficiais em encostas influenciados pelos processos de infiltração.

5. CONCLUSÕES

O objetivo da pesquisa foi focado na construção de um modelo matemático analítico para a avaliação da estabilidade nas encostas quando submetidas a eventos de precipitação implementando a análise não saturada e transiente. No desenvolvimento da pesquisa foi realizada, com sucesso, a implementação do modelo obtendo resultados satisfatórios que permitiram a representação da estabilidade na escala regional.

Foi implementado o método interpolador *IDW* que permitiu a distribuição espacial das precipitações com as informações obtidas pelas estações pluviométricas. Este interpolador, implementado no software *Wolfram Mathematica 11*, projeta as coordenadas das estações localizadas dentro e fora da área de estudo utilizando o sistema de coordenadas cartesiano e foi capaz, assim, de gerar mapas suavizados.

Para os dois tipos de solos definidos na região da bacia hidrográfica estudada, foi obtido o parâmetro de ajuste hidráulico δ necessário para os modelos constitutivos da curva característica e da condutividade hidráulica não saturada propostos por Cavalcante & Zornberg (2017). Esse parâmetro foi encontrado implementando o método dos mínimos quadrados fazendo uso da ferramenta disponível no *Mathematica*, *FindFit*, obtendo, com êxito, o ajuste do parâmetro para estes dois tipos de solos.

No entendimento dos processos físicos que definem o armazenamento da água da chuva na superfície do terreno, foram implementados os conceitos da hidrologia clássica para determinar o escoamento superficial. Além disso, o modelo de infiltração não saturado determina a capacidade de infiltração que possui o solo em função de suas

condições iniciais de suas características físicas, complementado o entendimento do escoamento superficial.

A seguir, foi implementado o modelo de infiltração proposto por Cavalcante & Zornberg (2017), na escala regional, utilizando as ferramentas disponíveis no *Mathematica* para a manipulação de matrizes. Este modelo, obtido da solução analítica da equação de Richards, permitiu a implementação, representando de forma coerente o fenômeno do interior do maciço. Por ser um modelo analítico de um único parâmetro, foi evidente a sua eficiência computacional e praticidade, corroborados pelo tempo de processamento requerido na manipulação de mapas na análise regional, com códigos simples e de fácil entendimento.

A abordagem transiente do modelo de infiltração permitiu analisar os tempos requeridos no processo de infiltração no interior do maciço durante o incremento no teor de umidade volumétrica. Esta informação, fornecida pelo modelo, poderia ajudar na tomada de decisões quando se afrontam situações de risco associadas à instabilidade das encostas sob eventos de precipitação.

A análise da estabilidade das encostas proposta por Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017) incorpora abordagem transiente e não saturada da solução analítica definida para a solução do problema de fluxo vertical utilizando o método do talude infinito. Esta representação não saturada foi capaz de representar a estabilidade em função das mudanças do teor de umidade volumétrica no interior do maciço.

Finalmente, o modelo geotécnico demonstrou que a implementação da abordagem não saturada e transiente representa, satisfatoriamente, a instabilidade das encostas associadas ao processo de infiltração, sendo este um modelo de baixo custo

computacional, representando uma vantagem no requerimento de análises na prática da geotécnica.

Essas ferramentas contribuem no refinamento dos modelos utilizados na gestão do risco, podendo ser aperfeiçoado nos sistemas de prevenção de desastres.

5.1. RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o objetivo de aperfeiçoar o modelo geotécnico definido no desenvolvimento da pesquisa, são propostas as seguintes recomendações:

- ✓ Incorporação da influência do lençol freático implementando os modelos existentes para determinar o balanço hidrológico na escala regional;
- ✓ Caracterização das propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas das zonas de estudo, delimitando áreas de menor extensão para realizar uma análise mais rigorosa.
- ✓ Um melhor refinamento matemático da condição de contorno de infiltração, deixando de lado a simplificação do termo advectivo.
- ✓ Implementação da abordagem probabilística para determinar a probabilidade de ruptura transiente associada aos eventos de precipitação.
- ✓ Métodos de avaliação de resultados para determinar o desempenho do modelo, utilizando, por exemplo, a análise ROC.
- ✓ Implementação da análise das precipitações utilizando a informação dos radares meteorológicos, com a finalidade de melhorar a resolução espacial dos eventos de precipitação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aristizábal, E., Gonzáles, T., Montoya, J. D., Vélez Upegui, J. I., & Carvajal, H. E. M. (2011). Análises De Umbrales Empíricos De LLuvia Para El Pronóstico De Movimientos En Masa En El Valle De Aburrá, Colombia. *Revista EIA*, 95–111.
- Aristizabal, E. V. (2013). *SHIA _ Landslide : Developing a physically based model to predict shallow landslides triggered by rainfall in tropical environments*. Departamento de Geociencias y Medioambiente, Universidad Nacional de Colombia, 187.
- Azevedo, G. F. (2015). *Sistema de Análise Quantitativa de Risco por Escorregamentos Rasos Deflagrados Por Chuvas em Regiões Tropicais*. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. 399.
- Berardi, M., & Vurro, M. (2016). The Numerical Solution of Richards' Equation by Means of Method of Lines and Ensemble Kalman Filter. *Mathematics and Computers in Simulation*, 125, 38–47.
- Borges, L. P. de F. (2016). *Método Discreto Iota-Delta: Uma Nova Abordagem Numérica Para o Problema de Fluxo Não Saturado Em Meios Porosos e Fraturados*. Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. 132.
- Buckingham, E. (1907). Studies on The Movement of Soil Moisture. *Bureau of Soils--Bulletin No. 38*, 61.
- Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G. F. N., Machado, S. L., Mascarenha, M. M. dos A., & Chagas, F. da S. (2015). *Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico*.
- Cavalcante, A. L. B., & Camapum de Carvalho, J. (2017). Probabilidade De Ruptura Transiente De Taludes Não Saturados Em Bordas De Reservatórios (bl 22). InPress.
- Cavalcante, A. L. B., & Zornberg, J. G. (2017). Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems . I : Analytical Solutions. *International Journal of Geomechanics*, 1–17.
- Cho, S. E. (2016). Stability Analysis of Unsaturated Soil Slopes Considering Water-Air Flow Caused by Rainfall Infiltration. *Engineering Geology*, 211, 184–197.
- Das, B. M. (2010a). Permeability. In *Principle of Geotechnical Engineering* (bll 193–234).
- Das, B. M. (2010b). Seepage. In *Principle of Geotechnical Engineering* (bll 241–300).
- Deng, B., & Wang, J. (2017). Saturated-Unsaturated Groundwater Modeling Using 3D

- Richards Equation With a Coordinate Transform of Nonorthogonal Grids. *Applied Mathematical Modelling*, 50, 39–52.
- Eeckhaut, M. Van Den. (2012). *Landslide Inventories in Europe And Policy Recommendations For Their Interoperability And Harmonisation*. Italy. 203.
- Fetter, C. W. (1993). *Contaminant Hydrogeology* (3rd ed). New York, New York. 444.
- Fetter, C. W. (1994). *Applied Hydrogeology*. (Macmillan, Red) (3rd ed). New York, New York. 691.
- Fredlund, D. G. (2000). The Implementation of Unsaturated Soil Mechanics Into Geotechnical Engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 963–986.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). The Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15, 313–321.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993a). Introduction to Unsaturated Soils Mechanics. In *Soils Mechanics For Unsaturated Soils* (bl 1).
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993b). Shear Strength Theory. In *Soils Mechanics For Unsaturated Soils* (bll 217–258).
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993c). Stress State Variables. In *Soils Mechanics For Unsaturated Soils* (bl 63).
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Gan, J. K.-M. (1988). Non-linearity of Strength Envelope For Unsaturated Soils. *The Emergence of Unsaturated Soil Mechanics*, 49–54.
- Fresneda, C. (2017). *Determinación de la Curva Característica Con Base en Propiedades Índice a suelos de Antioquia*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia, InPress.
- GEO-RIO. (2015). Drenagem. In *Manual Técnico de Encostas Volume 1* (bl 271). Rio de Janeiro.
- Hayek, M. (2016). An Exact Explicit Solution For One-Dimensional, Transient, Nonlinear Richards' Equation For Modeling Infiltration With Special Hydraulic Functions. *Journal of Hydrology*, 535, 662–670.
- Iiritano, G., Versace, P., & Sirangelo, B. (1998). Real-Time Estimation of Hazard For Landslides Triggered by Rainfall. *Environmental Geology*, 35(2–3), 175–183.
- Lai, W., & Ogden, F. L. (2015). A Mass-Conservative Finite Volume Predictor – Corrector Solution of The 1D Richards Equation. *Journal of Hydrology*, 523, 119–127.
- Leite de Souza, J. L. L., Gomes, T. S., Dias, R. dos S., Oliviera, G. M. de A., & Santos,

- R. L. (2011). Avaliação de Métodos de Interpolação Aplicados á Espacialização Das Chuvas no Território Identidade Portal do Sertão/Bahia. *Anais XV Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto*, (2008), 531–538.
- Liggett, J. E., Werner, A. D., & Simmons, C. T. (2012). Influence of The First-Order Exchange Coefficient on Simulation of Coupled Surface-Subsurface Flow. *Journal of Hydrology*, 414–415, 503–515.
- Lipnikov, K., Moulton, D., & Svyatskiy, D. (2016). New Preconditioning Strategy For Jacobian-Free Solvers For Variably Saturated Flows With Richards Equation. *Advances in Water Resources*, 94, 11–22.
- Liu, H.-H. (2017a). Generalization of Darcy’s Law: Non-Darcian Liquid Flow in Low-Permeability Media. In *Fluid flow in the Subsurface* (bll 1–41).
- Liu, H.-H. (2017b). Generalization of the Darcy-Buckingham Law: Optimality and Water Flow in Unsaturated Media. In *Fluid flow in the Subsurface* (bll 1–41). Springer.
- Lu, N., & Likos, W. J. (2004). State of Unsaturated Soil. In *Unsaturated Soil Mechanics* (bl 6).
- Marcuzzo, F. F. N., Andrade, L. R., & Melo, D. C. R. (2011). Métodos de Interpolação Matemática no Mapeamento de Chuvas do Estado do Mato Grosso. *Revista Brasileira de Geografia Física*, 6, 1275–1291.
- Mello, C. R., Lima, J. M., Silva, A. M., Mello, J. M., & Oliveira, M. S. (2003). Krigagem e inverso do quadrado da distância para interpolação dos parâmetros da equação de chuvas intensas. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, 7(3), 501–504.
- Ochoa, V. E. M. (2012). Suelos parcialmente saturados, de la investigación a la cátedra universitaria. *Boletín de ciencias de la tierra*, (31), 23–38.
- Paranhos, A., Vechia, D., & Beltrame, M. (2008). Capilaridade: Um fenômeno de superfície com COM APLICAÇÕES COTIDIANAS. In *XII Encontro Latino Americano de Iniciação Científica e VIII Encontro Latino Americano de Pós-Graduação – Universidade do Vale do Paraíba* (Vol c, bll 1–2).
- Petley, D. (2012). Global patterns of loss of life from landslides. *Geology*, 40(10), 927–930.
- Pinto, N. L. D. S., Tatit Holtz, A. C., Martins, J. A., & Sibut Gomide, F. L. (2013). Escoameto Superficial. In *Hidrologia Básica* (bl 37).
- Pinto, N. L. D. S., Tatit Holtz, A. C., Martins, J. A., & Sibut Gomide, F. L. (2013).

- Introdução. In *Hidrologia Básica* (bl 2).
- Pinto, N. L. D. S., Tatit Holtz, A. C., Martins, J. A., & Sibut Gomide, F. L. (2013). Precipitação. In *Hidrologia Básica* (bll 7–35).
- Rahardjo, H., Chatterjea, K., Leong, E. C., & Wang, J. Y. (2015). Effect of hydraulic anisotropy on soil-water characteristic curve. *Soils and Foundations*, 56(2), 228–239.
- Rendón, C. L. (2016). *Estudo do modelo Shia_Landslide como ferramenta de avaliação probabilística de estabilidade de encostas afetadas por deslizamentos deflagrados por chuvas*. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. 99.
- Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Journal of Applied Physics*, 1(5), 318–333.
- Santos, E. F. dos, & Parreira, A. B. (2015). Estudo Comparativo de Diferentes Sistemas de Classificações Geotécnicas Aplicadas Aos Solos Tropicais. In *44ª RAPV – Reunião anual de Pavimentação e 18º ENACOR – Encontro nacional de conservação rodoviária* (Vol 38, bl 12). Foz do Iguaçu, PR.
- Sepúlveda Berrío, J. (2015). *Estimación cuantitativa de precipitación a partir de la información de Radar Meteorológico del Area Metropolitana del Valle de Aburrá*. Departamento de Ciencias y Medioambiente, Universidad Nacional de Colombia. 90.
- Shepard, D. (1968). A two-dimensional interpolation function for irregularly-spaced data. *23rd ACM national conference*, 517–524.
- Shroder, J. F., Ellis, J. T., & Sherman, D. J. (2015). Small Landslides-Frequent, Costly, and Manageable. In *Hazards and Disasters Series Coastal and Marine Hazards , Risks , and Disasters* (bll 405–439).
- Silva Júnior, A. C. (2015). *Abordagem Rítmica Probabilística Aplicada em Análisis de Fluxo e Estabilidade de Taludes*. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. 137.
- Smiles, D. E. (1998). Water flow in filter paper and capillary suction time. *Chemical Engineering Science*, 53(12), 2211–2218.
- Suarez, J. (2003). Zonificación de Susceptibilidad Amenaza y Riesgo. In *Deslizamientos Tomo I: Análisis Geotécnico* (bll 527–579).
- Suarez Díaz, J. (1998). Lluvias, Presión de Poros y sus Efectos. In *DESLIZAMIENTOS Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN ZONAS TROPICALES* (bll 233–274). Bucaramanga, Colombia.

- Suarez Díaz, J. (2003a). Efecto del Agua. In *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales* (bll 233–273). Bucaramanga, Colombia.
- Suarez Díaz, J. (2003b). Nomenclatura y Clasificación de los Movimientos. In *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales* (Vol 1, bll 1–36).
- Svyatskiy, D., & Lipnikov, K. (2017). Second-order accurate finite volume schemes with the discrete maximum principle for solving Richards equation on unstructured meshes. *Advances in Water Resources*, 104, 114–126.
- Taha, M. R., Hossain, M. K., & Mofiz, S. A. (2000). Effect of Suction on the Strength of Unsaturated Soils. In *Geo-Denver 2000* (bll 521–587). Denver, Colorado, United States.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics. Géotechnique* (1st ed). New York, New York. 503.
- Travis, Q. B., Houston, S. L., Marinho, F. a. M., & Schmeeckle, M. (2010). Unsaturated Infinite Slope Stability Considering Surface Flux Conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(7), 963–974.
- Vargas, A., Santos, A., Cardenas, E., & Obregon, N. (2011). Análisis de la distribución e interpolación espacial de las lluvias en Bogotá, Colombia. *Dyna-Colombia*, 78(167), 151–159.
- Vega, J. A., & Hidalgo, C. A. (2016). Quantitative risk assessment of landslides triggered by earthquakes and rainfall based on direct costs of urban buildings. *Geomorphology*, 273, 217–235.
- Velasquez, N., Botero, V., & Velez, J. I. (2011). Rainfall Distribution Based on a Delaunay Triangulation Method. *Springer-Verlag Berlin Heidelberg*, (65), 173–187.
- Vélez Upegui, J. I. (2013). Estrategia De Simulación Hidrológica Distribuida : Integración Conceptual De Hidrología , Hidráulica Y Geomorfología. *Revista Academica Colombiana de Ciencias*, 37(144), 393–409.
- Walker, L. R., & Shiels, A. B. (2013). Physical causes and consequences for Landslide Ecology. *Landslide Ecology*, 46–82.
- Zapata Atehortua, E. (2016). *Análisis de la capacidad de simulación hidrológica del modelo distribuido SHIA ante la caracterización por tramos de la geometría hidráulica del cauce*. Departamento de Ciencias y Medioambiente, Universidad Nacional de Colombia, 104.
- Zhang, Z., Wang, W., Yeh, T. chyí J., Chen, L., Wang, Z., Duan, L., ... Gong, C. (2016). Finite analytic method based on mixed-form Richards' equation for

simulating water flow in vadose zone. *Journal of Hydrology*, 537, 146–156.

APÊNDICE A

COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL C

GEO-RIO (2015)

No método racional, utilizado para determinar o escoamento superficial, tem-se que determinar o coeficiente de escoamento c , o qual, depende de fatores tais como, o uso do solo, a distribuição da chuva, a geomorfologia, a rede de drenagem, condições de umidade, vegetação etc. (GEO-RIO, 2015).

Seguindo estas dependências, e partindo da informação subministrada por (Aristizabal, 2013), sabe-se que, a região de análise é uma área de pouca densidade populacional, e predominantemente de encostas naturais, as quais conservam sua geometria y vegetação natural. Assim, partindo desta informação é escolhido a ocupação do solo como: *zona de edificação com muitas superfícies livres*. Fazendo o promécio aritmético dos valores extremos assignados para esta categoria, é obtido o parâmetro c igual a 0,375.

Tab. A.1 Coeficiente de escoamento superficial em função da ocupação do solo
GEO-RIO (2015)

Ocupação do Solo	c
Edificação muito densa: partes centrais densamente construídas de uma cidade com ruas e calcadas pavimentadas	0,70 – 0,95
Edificação não muito densa: partes adjacentes ao centro de menor densidade de habitações, mas com ruas calçadas e pavimentadas	0,60 – 0,70
Edificação com poucas superfícies livres: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 – 0,60
Edificação com muitas superfícies livres: partes residenciais com ruas pavimentadas, mas com muitas áreas verdes	0,25 – 0,50
Subúrbios com alguma pavimentação: partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 – 0,25
Matas, parques e campos de esportes: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação	0,05 – 0,20