



Jéssica Costa Marotti

**O papel da espessura de solo e das condições iniciais de
umidade na estabilidade de encostas em bacias
hidrográficas durante chuvas extremas**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Raquel Quadros Velloso

Coorientador: Prof. Guilherme José Cunha Gomes

Rio de Janeiro
Outubro de 2020



Jéssica Costa Marotti

**O papel da espessura de solo e das condições iniciais de
umidade na estabilidade de encostas em bacias
hidrográficas durante chuvas extremas**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof^a. Raquel Quadros Velloso

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Guilherme José Cunha Gomes

Coorientador

Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP

Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Jr.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Nelson Ferreira Fernandes

Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ

Rio de Janeiro, 05 de outubro de 2020

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, do orientador e da universidade.

Jéssica Costa Marotti

Graduou-se em Engenharia Civil pelo CEFET-RJ (Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca) em 2017. Ingressou no Mestrado em Engenharia Civil com ênfase em Geotecnia na PUC-Rio em 2018.

Ficha Catalográfica

Marotti, Jéssica Costa

O papel da espessura de solo e das condições iniciais de umidade na estabilidade de encostas em bacias hidrográficas durante chuvas extremas / Jéssica Costa Marotti; orientador: Raquel Quadros Velloso; coorientador: Guilherme José Cunha Gomes. – 2020.

92 f.: il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2020.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Fluxo saturado-não saturado. 3. Estabilidade de encostas. 4. Método dos elementos finitos. 5. Análise numérica. 6. Topo-rochoso. I. Velloso, Raquel Quadros. II. Gomes, Guilherme José Cunha. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

Agradeço a Deus por toda minha vida, por tudo o que tenho e o que sou. E a Virgem Maria pela constante intercessão e proteção.

Aos meus pais Carla e Jerônimo por todos os sacrifícios e renúncias feitos por mim e à minha irmã Júlia pela grande amizade que temos. Aos meus avós agradeço o exemplo e o apoio. Em especial, ao meu querido avô Ranulpho, de quem sinto muitas saudades e muito orgulho pelo homem e Engenheiro que foi.

Ao meu noivo Luiz Felipe, agradeço por todo companheirismo e paciência.

Agradeço a professora Raquel por todos os ensinamentos, constante orientação e incentivo para realização deste trabalho.

Agradeço ao professor Guilherme pelo grande apoio, orientação e encorajamento durante a elaboração do projeto.

Agradeço ao professor Vargas pelos valiosos conhecimentos transmitidos, orientações e estímulos que contribuíram para a realização deste trabalho.

Aos meus amigos e colegas agradeço os momentos de ânimo e encorajamento para seguir em frente. Em especial aos grandes amigos que fiz na PUC-Rio, dos quais tenho muito carinho: Beatriz, Cristina, Douglas, Gabriela, Marcela, Paula, Pedro, Rafaella e Rômulo. E aos grandes amigos Letícia e Ruan, incansáveis no incentivo a realização deste trabalho.

Agradeço a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para a elaboração deste trabalho.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Resumo

Marotti, Jéssica Costa; Velloso, Raquel Quadros; Gomes, Guilherme José Cunha. **O papel da espessura de solo e das condições iniciais de umidade na estabilidade de encostas em bacias hidrográficas durante chuvas extremas**. Rio de Janeiro, 2020. 92p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Os deslizamentos ocorridos em grandes escalas ao redor do mundo decorrentes, principalmente, de eventos chuvosos extremos criaram um sinal de alerta para a necessidade de compreensão dos mecanismos de deflagração desses movimentos de massa. No entanto, a influência de variáveis fundamentais, como a espessura de solo e as condições iniciais de umidade, no estudo de estabilidade de bacias hidrográficas ainda não foi totalmente esclarecido. Nesta dissertação, simulações numéricas de fluxo e análise de estabilidade de encostas são realizadas nas bacias hidrográficas dos rios Quitite e Papagaio. Primeiramente, dois modelos analíticos de espessura de solo são utilizados em simulações envolvendo o fluxo tridimensional saturado-não saturado com o uso do método dos elementos finitos. A condição inicial de umidade também é analisada utilizando-se dados de precipitação por um período de spin-up. Posteriormente, o fator de segurança (FS) da região, via talude infinito, é analisado após a imposição de um evento chuvoso extremo. Dessa forma, é possível verificar que os intervalos de espessuras de solo de 0 a 3 m são os que mais se assemelham às cicatrizes mapeadas, sugerindo uma abordagem mais realística de espessura média para a bacia. Além disso, é verificado que, em eventos extremos, o uso do spin-up time para condição inicial de umidade variável pode não ter muita influência no fator de segurança, pois a intensidade e duração da chuva serão os agentes deflagradores.

Palavras-chave

Fluxo saturado-não saturado, Estabilidade de encostas, Método dos Elementos Finitos, Análise Numérica, Topo-rochoso.

Abstract

Marotti, Jéssica Costa; Velloso, Raquel Quadros (Advisor); Gomes, Guilherme José Cunha (Co-advisor). **The role of soil thickness and initial moisture conditions on the stability of slopes in watersheds during to extreme rainfall.** Rio de Janeiro, 2020. 92p. MSc Dissertation – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The large-scale landslides that have occurred around the world, mainly due to extreme rainfall events, serve as a warning signal for the need to understand the triggering mechanisms of these mass movements. However, the influence of fundamental variables, such as soil thickness and initial moisture conditions, in the study of watershed stability has not been fully clarified. In this dissertation, numerical flow simulations and slope stability analysis are carried out for the hydrographic basins of the Quitite and Papagaio rivers. In this study, two analytical soil thickness models are applied to saturated-unsaturated three-dimensional finite element flow simulations. The initial moisture condition is analyzed using precipitation data for a spin-up period. Subsequently, the safety factor (SF) is analysed, using the infinite slope method, after the imposition of an extreme rainfall event. From these results, it is possible to verify that the ranges of soil thicknesses from 0 to 3 m are the ones that most resemble the mapped scars, suggesting a more realistic approach for considering the average basin thickness. In addition, it is verified that, in extreme events, the use of spin-up time for initial variable humidity conditions may not have much influence on the safety factor, since the intensity and duration of the rain will be the triggering agents.

Keywords

Saturated-unsaturated flow, Slope Stability, Finite Element Method, Numerical Analysis, Bedrock.

Sumário

1	Introdução	12
2	Solos não saturados	14
2.1.	Fluxo em solos não saturados	14
2.1.1.	Equação Governante	14
2.1.2.	Propriedades Hidráulicas de Solos Não Saturados	16
2.2.	Resistência de solos não saturados	21
3	Deslizamentos de terra	24
3.1.	Deslizamentos rasos induzidos por chuvas	26
3.2.	Variação na profundidade de topo-rochoso	29
3.3.	Variação da umidade inicial	31
4	Metodologia	33
4.1.	Solução Numérica da Equação de Richards	33
4.1.1.	Discretização Espacial	35
4.1.2.	Discretização no tempo	37
4.1.3.	Solução da não-linearidade	38
4.1.4.	Passo de tempo dinâmico	39
4.1.5.	Geração da malha	40
4.2.	Análise da estabilidade	41
4.3.	Geoprocessamento	43
4.3.1.	Interpolação de dados	44
5	Aplicação	45
5.1.	Área de estudo	45
5.2.	Propriedades dos materiais e parâmetros	48
5.3.	Malha e condições de análise	49
5.4.	Resultados e discussões	51
5.4.1.	Reanálise de espessura constante (validação do programa)	54
5.4.2.	Análise com espessura de solo variável	59
5.4.3.	Análise com condição inicial variável	68

5.4.4. Análise da variação de espessura de solo e da condição inicial	75
5.4.5. Sobreposição às cicatrizes mapeadas	79
6 Conclusões	83
7 Referências	86

Lista de figuras

Figura 1 - Área elementar de solo	15
Figura 2 - Curva Característica Típica	17
Figura 3 - Curvas de retenção para diferentes tipos de solos (Reichardt & Timm, 2016)	18
Figura 4 - Histerese da Curva de Retenção (Reichardt & Timm, 2016)	19
Figura 5 - Função de Permeabilidade de três tipos hipotéticos de solos: (a) Areia; (b) Areia Siltosa; (c) Argila Siltosa. (Freeze & Cherry, 1979).	20
Figura 6 - Nomenclatura comumente usada para as partes de um deslizamento de terra (adaptado de Lu e Godt, 2013)	25
Figura 7 - Capacidade de infiltração do solo	27
Figura 8 - Elemento de 6 nós (Miqueletto, 2007)	36
Figura 9 - Sequência da análise de estabilidade. a) SR inicial; b) SR intermediária; c) SR final. (Miqueletto, 2007)	43
Figura 10 - Localização (Fernandes et al., 2001)	45
Figura 11 - Mapa de cicatrizes dos escorregamentos. (Gomes, 2006)	46
Figura 12 - Elevação da Superfície topográfica das bacias.	47
Figura 13 - Áreas de contribuição das bacias Quitite e Papagaio (Ramos, et al., 2003)	47
Figura 14 - Precipitação de 22 dias de chuva crítica	49
Figura 15 - Localização do nó 16160	53
Figura 16 - Áreas de afloramentos rochosos	53
Figura 17 – Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - Reanálise Miqueletto (2007)	55
Figura 18 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - Reanálise Miqueletto (2007)	56
Figura 19 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - Reanálise Miqueletto (2007)	57
Figura 20 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160. Carga inicial de -0,5m.	58
Figura 21 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160. Carga inicial de -5m.	58

Figura 22 - Distribuição de espessuras de solo (Zmodel)	59
Figura 23 - Distribuição de espessuras de solo (Smodel)	60
Figura 24 - Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com variação de espessura de solo	62
Figura 25 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com variação de espessura de solo	64
Figura 26 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com variação de espessura de solo	66
Figura 27 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160 - análises de espessura variável	67
Figura 28 - Precipitação de 1 ano (Gomes et al., 2017)	68
Figura 29 - Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com condição inicial variável	69
Figura 30 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com condição inicial variável	70
Figura 31 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com condição inicial variável	71
Figura 32 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160 - análises de condição inicial variável	71
Figura 33 - Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 90, 210 e 330 dias de chuva - análise ao longo de 1 ano (spin-up)	72
Figura 34 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 90, 210 e 330 dias de chuva - análise ao longo de 1 ano (spin-up)	73
Figura 35 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 90, 210 e 330 dias de chuva - análise ao longo de 1 ano (spin-up)	74
Figura 36 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160 - análise ao longo de 1 ano (spin-up)	74
Figura 37 - Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com espessuras e condição inicial variáveis	76
Figura 38 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com espessuras e condição inicial variáveis	77
Figura 39 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com espessuras e condição inicial variáveis	78
Figura 40 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160 - análises de espessuras e condição inicial variável	78
Figura 41 - Sobreposição as cicatrizes - reanálise de espessura constante	79
Figura 42 - Sobreposição as cicatrizes - análises com espessuras variáveis	80

Figura 43 - Sobreposição as cicatrizes - análises com condição inicial variável e análise ao longo de 1 ano de spin-up	80
Figura 44 - Sobreposição as cicatrizes - análises com espessuras e condição inicial variáveis	80
Figura 45 - Frequências dos valores de fator de segurança em 20 dias	82

Ad majorem Dei gloriam.
Santo Inácio de Loyola

1 Introdução

Os deslizamentos originados pela ação das chuvas, em meios não-saturados, são normalmente caracterizados pela redução da sucção que leva à diminuição da coesão aparente e conseqüentemente a perda de resistência não-saturada do solo. Ao longo do processo de infiltração, ocorre a saturação em partes do maciço e surgem, nestes pontos, poropressões positivas, alterando o estado de tensões efetivas (Lu & Godt, 2013). Dada a conexão entre o processo de infiltração e a evolução do movimento de terra, observa-se que é primordial a aplicação da análise de fluxo em meios saturados-não saturados para avaliação da estabilidade de taludes.

Em geral, as paisagens montanhosas são envoltas por uma camada de solo e rocha intemperizada que podem se estender por dezenas de metros até atingir o topo de rocha. Toda construção e manutenção de obras e estruturas nestes locais, ou em suas proximidades, depende criticamente da análise de estabilidade do solo e rocha subjacente, que é controlada por muitos fatores diferentes, como a topografia, profundidade de rocha, propriedades hidráulicas e resistência ao cisalhamento.

No entanto, a influência de variáveis fundamentais, como a espessura de solo e as condições iniciais de umidade, no estudo de estabilidade de bacias hidrográficas ainda não foi totalmente esclarecido pelos recentes estudos disponíveis na literatura.

Dessa maneira, o presente estudo buscou utilizar métodos numéricos para o processo de fluxo saturado-não saturado, sendo possível avaliar a estabilidade de duas bacias hidrográficas de grandes dimensões situadas no município do Rio de Janeiro (bacias dos rios Quitite e Papagaio). Propõe-se, então, aplicar dois modelos de previsão de profundidade de rocha, propostos por Saulnier et al. (1997), para avaliar a influência da variação de espessura do regolito na estabilidade de encostas.

Além disso, pretende-se avaliar a influência da variação da condição inicial nos resultados das análises de fluxo e estabilidade. Para isso, considerou-se a aplicação de um período de spin-up para determinar as condições de cargas de pressão no início da simulação de chuva crítica.

O programa em questão foi desenvolvido por Miqueletto (2007) na PUC-Rio e utiliza o método dos elementos finitos para solucionar a equação de Richards, considerando como variável primária a carga de pressão. Utiliza-se o modelo constitutivo desenvolvido por van Genuchten (1980) para a curva característica e função de permeabilidade, além de uma malha tridimensional de elementos finitos formada por elementos prismáticos triangulares para representação da topografia.

Posteriormente ao processamento numérico, são gerados, em um software de análise espacial, mapas de evolução da carga de pressão e mapas de susceptibilidade a deslizamentos de encostas em determinados passos de tempo associados à malha de elementos finitos. Também é avaliada a interação entre os dois fenômenos por meio de gráficos que correlacionam a carga de pressão máxima, carga de pressão na base do regolito e fator de segurança ao longo de todos os passos de tempo.

Este trabalho está organizado da seguinte forma: A Seção 2 trata de aspectos teóricos referentes ao tema, com ênfase no estudo de solos não saturados, a Seção 3 discorre sobre deslizamentos de terra, focando-se na influência da infiltração na indução destes eventos, na Seção 4 são apresentados tópicos referentes a metodologia do trabalho, tratando sobre a solução numérica do problema de fluxo, sobre a análise de estabilidade e sobre o geoprocessamento. A Seção 5 demonstra a aplicação do estudo na região de análise, apresentando os parâmetros utilizados e os resultados encontrados. Por fim, a Seção 6 discute os resultados encontrados e conclui este trabalho.

2 Solos não saturados

2.1. Fluxo em solos não saturados

2.1.1. Equação Governante

A lei básica que descreve o fluxo em meios porosos é a chamada Lei de Darcy e, quando colocada junto com a Equação da Continuidade que descreve a conservação da massa de um fluido durante o fluxo através de um meio poroso, resulta em uma equação diferencial parcial de fluxo.

Originalmente, a Lei de Darcy foi desenvolvida considerando um fluxo permanente saturado. Contudo, essa lei foi estendida posteriormente por Richards (1931) para condições de fluxo não saturado, conforme equação (1), onde a permeabilidade passa a não ser mais um valor constante, mas sim uma função de permeabilidade que varia de acordo com os valores de carga de pressão (Velloso, 2000)

$$v = -[K(\psi)] \cdot \{\nabla h\}; \quad (1)$$

Onde v é a velocidade de fluxo [LT^{-1}], K é o tensor de permeabilidade [LT^{-1}], ψ é a carga de pressão [L] e ∇h é o gradiente hidráulico [LL^{-1}].

Para chegar à equação que governa o fluxo não saturado, considera-se um elemento de solo não saturado (Figura 1), rígido, sob fluxo bidimensional e sendo o fluido incompressível. Primeiramente, deve-se analisar a variação da massa de fluido no meio poroso em relação ao tempo. Após o balanço de massa, encontra-se a equação da continuidade, dada pela expressão (2):

$$\frac{\partial(\rho \cdot v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho \cdot v_y)}{\partial y} = -\frac{\partial(\rho \cdot n \cdot S)}{\partial t}; \quad (2)$$

Onde, ρ é a massa específica do fluido [ML^{-3}], n é a porosidade do meio [-], S é o grau de saturação [-] e v_x e v_y são as velocidades nas direções x e y do elemento [LT^{-1}].

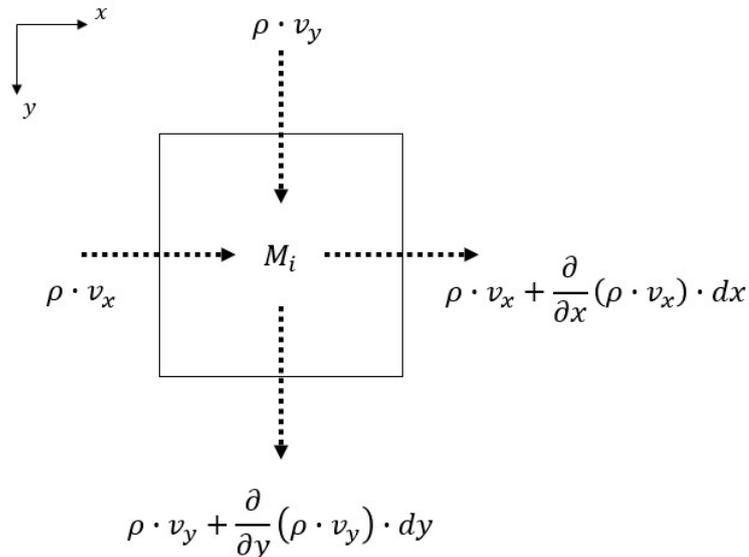


Figura 1 - Área elementar de solo

Posteriormente, substitui-se na equação da continuidade (2) a lei de Darcy para solos não saturados (equação (1)). Além disso, é usual considerar a equação de fluxo não saturado em termos de carga de pressão (ψ), colocando-a como a variável independente. Dessa forma, obtém-se a chamada Equação de Richards (3) que governa o fluxo em solos não saturados.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[K(\psi) \cdot \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K(\psi) \cdot \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} + 1 \right) \right] = C(\psi) \cdot \frac{\partial \psi}{\partial t}; \quad (3)$$

Onde, $C(\psi) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi}$ é a capacidade de retenção específica [L^{-1}] e θ é o teor de umidade volumétrico [-].

Para solucionar a equação (3), é preciso introduzir condições de contorno e condições iniciais de carga de pressão em todo o domínio. Neste trabalho, as condições iniciais são consideradas da seguinte forma:

$$\psi(x, y, t) = \psi^0(x, y, 0); \quad (4)$$

Onde, ψ^0 é uma função conhecida em todo o domínio no instante inicial.

Já as condições de contorno podem ser de dois tipos distintos. O primeiro tipo, conhecido como condição de contorno de Dirichlet, trata-se da carga de pressão prescrita.

$$\psi(x, y, t) = \bar{\psi}(x, y, t); \quad \text{para } (x, y) \in \Gamma_D \quad (5)$$

O segundo tipo é conhecido como condição de contorno de Neumann e trata-se da velocidade ou fluxo prescrito.

$$- \left[K(\psi) \cdot \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} + 1 \right) \right] n = \sigma(x, y, t); \quad \text{para } (x, y) \in \Gamma_N \quad (6)$$

Onde, $\bar{\psi}$ [L] e σ [LT⁻¹] são funções prescritas de x , y e t , n é o vetor normal ao contorno Γ_N e Γ_D e Γ_N apontam os segmentos dos dois tipos de contorno.

2.1.2. Propriedades Hidráulicas de Solos Não Saturados

Segundo Lambe e Whitman (1969), um solo não saturado é constituído de três fases: sólida (esqueleto sólido), líquida (água) e gasosa (ar). Entretanto, uma quarta fase é considerada por Fredlund e Morgenstern (1977), a interface ar-água, também conhecida como membrana contrátil. Esta funciona como uma membrana elástica tracionada por toda a estrutura do solo.

Uma espécie de coesão é encontrada em solos não saturados a partir da transmissão da tensão superficial entre a fase água e a fase ar para as partículas de solo. Conhecida também como Coesão Aparente, esta grandeza é de extrema importância em problemas envolvendo estabilidade de encostas (Vargas Jr., 2009).

Há uma complicação adicional na análise de fluxo na zona não saturada, pois tanto o teor de umidade (θ) quanto a condutividade hidráulica (K) são funções da carga de pressão (ψ). Sendo assim, deve-se conhecer a relação destas propriedades: tanto a chamada Condutividade Hidráulica ($K(\psi)$) quanto a Curva de retenção ($\theta(\psi)$), para a solução da Equação de Richards.

2.1.2.1. Curva Característica

Curva característica, conhecida também como Curva de Retenção, é a relação entre a sucção e a quantidade de água no solo (colocada em termos de umidade gravimétrica (w), umidade volumétrica (θ) ou grau de saturação (S)). Todo solo apresenta uma curva de retenção diferente, pois ela está associada a características como: tipo de solo, tamanho dos vazios e distribuição das frações granulométricas. Geralmente, essa curva apresenta uma tendência de uma pressão de água nos vazios do solo mais negativa quanto menor for a quantidade de água presente no meio (Vargas Jr., 2009)

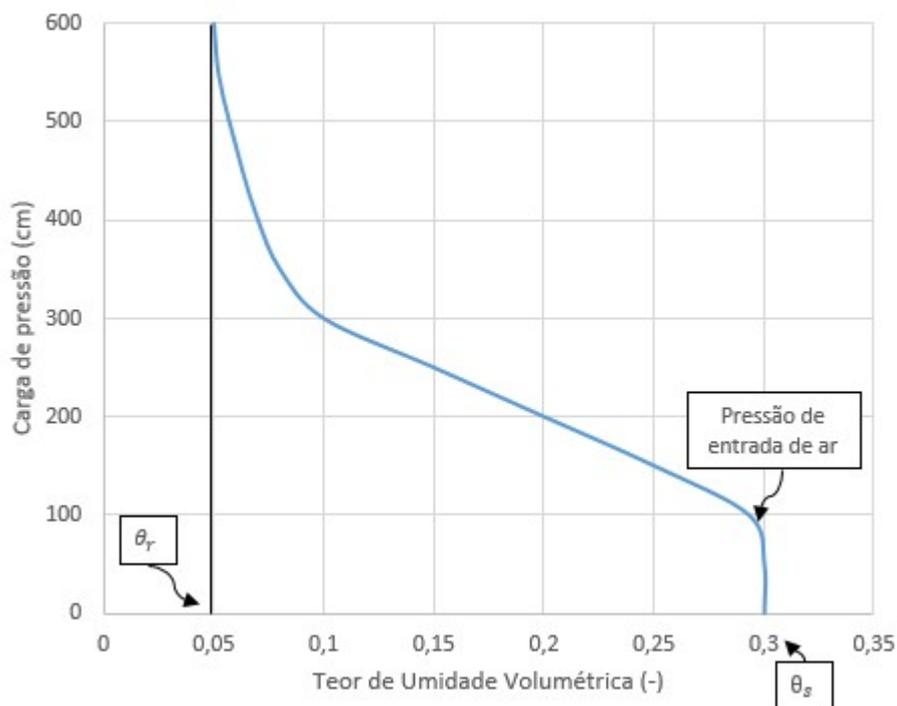


Figura 2 - Curva Característica Típica

A Figura 2 apresenta uma Curva Característica Típica, onde vale destacar o significado de alguns valores. Quando se aplica uma sucção a um solo saturado, o fluxo não ocorrerá até esta sucção atingir um determinado valor crítico quando os poros maiores começam a perder água. Este valor de sucção crítica é chamado de pressão de entrada de ar.

O chamado teor de umidade saturada (θ_s), como o próprio nome sugere, é o valor de umidade que o solo apresenta quando se encontra saturado e representa também a sua porosidade. O ponto localizado na curva a partir do qual

o aumento de sucção não gera alterações significativas na umidade é chamado de teor de umidade residual (θ_r). A inclinação desta curva representa a propriedade de armazenamento não-saturada de um solo, chamada capacidade específica de umidade ($C(\psi)$).

Observa-se uma diferença entre curvas características de diferentes solos, conforme o teor de argila presente. Em geral, solos arenosos apresentam perda brusca de umidade à baixos valores de sucção. Já os solos argilosos, tendem a apresentar maior retenção de água e curvas mais suaves, além de apresentar maior valor crítico de sucção. Na Figura 3 pode ser observada esta diferença graficamente.

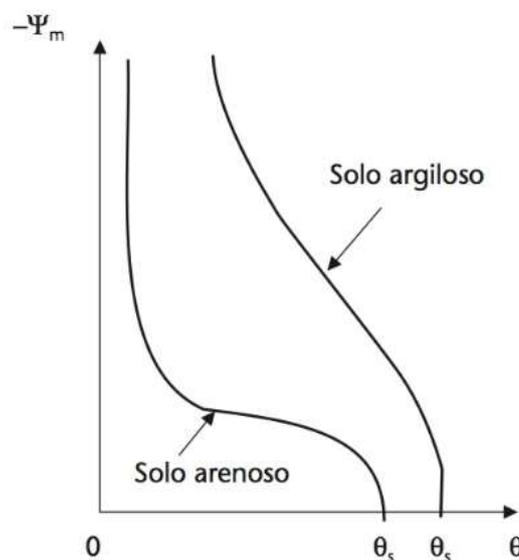


Figura 3 - Curvas de retenção para diferentes tipos de solos (Reichardt & Timm, 2016)

Outro ponto importante a ser observado é o comportamento da curva de retenção de um mesmo solo quando sujeito a processos de secagem e umedecimento. No primeiro processo aplica-se sucção a uma amostra saturada até secá-la, no segundo, umedece-se gradualmente a amostra seca até a sucção zero. Como pode ser vista através da Figura 4, estes dois processos possuem curvas com trajetórias distintas. A esta não unicidade de comportamento se dá o nome de histerese que está associada a forma de absorção ou perda de água do solo. As curvas intermediárias são denominadas *Scanning Curves* e mostram o curso que a curva seguiria caso o solo estivesse parcialmente umedecido e passasse por um processo de secagem ou vice-versa (Reichardt & Timm, 2016).

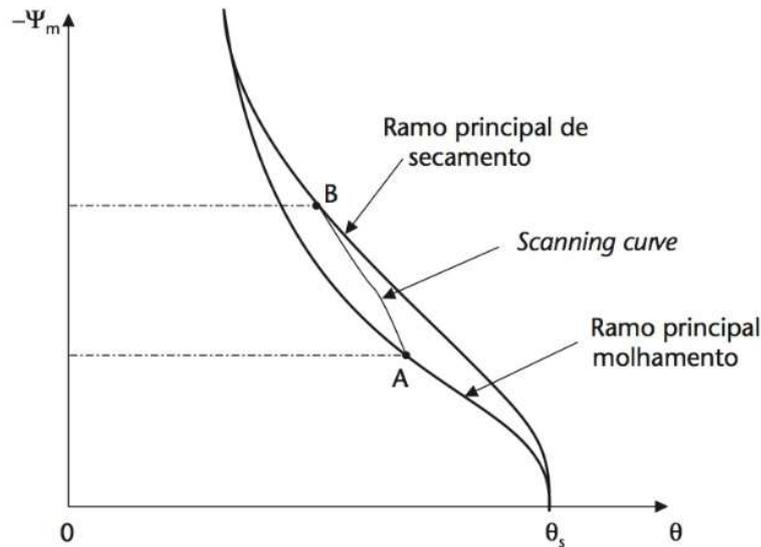


Figura 4 - Histerese da Curva de Retenção (Reichardt & Timm, 2016)

2.1.2.2. Permeabilidade Não Saturada

A permeabilidade de um meio representa uma maior ou menor dificuldade que um fluido tem em percolar através dos seus poros. Quando o meio se encontra saturado, a condutividade hidráulica é máxima, pois todos os poros estão preenchidos e são condutores. Em meios parcialmente saturados, a principal diferença está no fato desta propriedade não ser mais constante como nos meios saturados. A permeabilidade de um meio poroso decresce conforme a diminuição da quantidade de água presente nele. Dessa forma, faz-se necessário o desenvolvimento de uma função de permeabilidade que a correlaciona com a umidade do solo ou com a carga de pressão.

O formato da sua curva se assemelha à Curva de Retenção, inclusive também apresentando efeitos como o da histerese. Além disso, é possível verificar também que a textura de solo influencia no formato da sua respectiva função de permeabilidade, como pode ser visualizado através da Figura 5 que mostra as funções de permeabilidade de três solos distintos: uma areia, uma areia siltosa e uma argila siltosa.

Normalmente, quando o meio se encontra saturado, os solos arenosos apresentam permeabilidade saturada superior à de solos argilosos mais finos. Contudo, quando este solo está parcialmente saturado, a condutividade hidráulica sofre uma redução acentuada, devido às grandes variações de umidade em pequenos intervalos de sucção. Nestes casos, os solos mais finos podem inclusive

apresentar permeabilidade superior à de solos mais grossos em certos níveis de sucção.

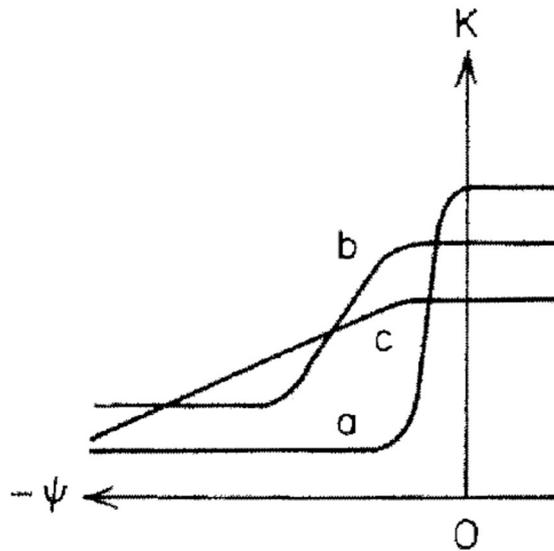


Figura 5 - Função de Permeabilidade de três tipos hipotéticos de solos: (a) Areia; (b) Areia Siltosa; (c) Argila Siltosa. (Freeze & Cherry, 1979).

2.1.2.3.

Modelos de Permeabilidade Saturada – Não Saturada e Curvas de Retenção

Na literatura são descritos inúmeros métodos para determinar experimentalmente a curva de retenção e a curva de permeabilidade não saturada. Entretanto, devido às dificuldades inerentes a verificação experimental, muitos pesquisadores propuseram modelos ajustados à alguns tipos de solos, tais como: Brooks e Corey (1964), Gardner (1958), Fredlund e Xing (1994) e van Genuchten (1980).

Neste trabalho utilizou-se o modelo proposto por van Genuchten (1980), expresso pelas equações (7) e (8), que possui um bom ajuste para uma grande variedade de solos e vem sendo frequentemente utilizado em vários trabalhos.

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{(1 + |\alpha \cdot \psi|^n)^m}; \quad (7)$$

$$k(\psi) = k_s \cdot \theta_e^{0,5} \cdot \left[1 - (1 - \theta_e^{0,5})^m\right]^2; \quad (8)$$

Onde, K_s [LT^{-1}] é a permeabilidade saturada, θ_r [-] é o teor de umidade volumétrica residual, θ_s [-] é o teor de umidade volumétrica na saturação, α [-] e n [-] são parâmetros empíricos do modelo e θ_e [-] e m [-] são dados pelas seguintes expressões:

$$\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (9)$$

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (10)$$

2.2. Resistência de solos não saturados

A resistência dos solos não saturados se diferencia dos solos saturados ou secos devido à proporção de cada fase presente no meio. Meios saturados, assim como os secos, possuem somente duas fases, ao passo que os meios não saturados apresentam um sistema trifásico, composto por ar, água e solo.

Essa diferença de resistência que cada solo possui se dá principalmente por causa da pressão que cada fase, em sua devida proporção, exerce no solo. Para solos saturados, a pressão da água, que é positiva, tem o efeito de diminuir a resistência por meio da redução da tensão entre as partículas de solo.

Na condição oposta, quando o solo está parcialmente seco, observa-se que a água presente nos vazios gera pressões negativas, criando assim forças de tração que agem no sentido de aumentar a tensão efetiva do solo, refletindo na união das partículas de solo por meio da chamada coesão aparente, citada anteriormente (Lu & Likos, 2004)

A tensão interpartícula resultante entre um solo seco e um solo saturado foi descrita por uma variedade de formas estendidas da clássica equação de Terzaghi, modificadas para levar em conta as pressões negativas da água nos poros. Bishop (1959) apud Lu e Likos (2004), por exemplo, propôs a seguinte equação para tensões efetivas em solos não saturados:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (11)$$

Onde, σ' [$ML^{-1}T^{-2}$] é a tensão efetiva interpartícula, σ [$ML^{-1}T^{-2}$] é a tensão total, u_a [$ML^{-1}T^{-2}$] é a pressão de ar, u_w [$ML^{-1}T^{-2}$] é a pressão de água e χ [-] é uma propriedade material que depende do grau de saturação.

O parâmetro χ , também conhecido como parâmetro de tensão (Lu & Likos, 2004), é comumente determinado de acordo com o grau de saturação, sendo igual a zero para solos perfeitamente secos e a unidade para solos saturados. Em qualquer um desses casos extremos, a equação (11) se reduz a equação clássica de tensão efetiva. A parcela $(\sigma - u_a)$ da equação é definida como tensão normal líquida e $(u_a - u_w)$ é a chamada sucção mátrica.

Incorporando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb à equação (11):

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a)_f + \chi(u_a - u_w)_f] \cdot \tan \phi' \quad (12)$$

Onde, c' [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] é a coesão efetiva, ϕ' [-] é o ângulo de atrito interno efetivo e os demais termos citados anteriormente atuantes no plano de ruptura.

Outra proposta para o estado de tensões em solos não saturados foi desenvolvida por Fredlund e Morgenstern (1977). Eles demonstraram, através de uma análise de tensões em campo, que qualquer duas de três possíveis variáveis de tensão podem ser usadas para definir o estado de tensões em um solo não saturado. As possíveis combinações são: (1) $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, (2) $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$, e (3) $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$.

Posteriormente, Fredlund et al. (1978) apresentaram a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado em termos de duas variáveis independentes do estado de tensões, as combinações (1) e (2) citadas no parágrafo anterior. A primeira combinação foi incorporada à equação de Mohr-Coulomb conforme equação (13):

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi'' \quad (13)$$

Onde, ϕ' [-] é o ângulo de atrito com respeito a mudanças em $(\sigma - u_w)$ quando $(u_a - u_w)$ é mantido constante e ϕ'' [-] é o ângulo de atrito com respeito a mudanças em $(u_a - u_w)$ quando $(\sigma - u_w)$ é mantido constante.

A equação para a superfície de ruptura quando se utiliza a segunda combinação de variáveis do estado de tensão é:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (14)$$

Onde, $\phi^b[-]$ é o ângulo de atrito com respeito a mudanças em $(u_a - u_w)$ quando $(\sigma - u_a)$ é mantido constante.

As equações (13) e (14) fornecerão o mesmo valor para resistência ao cisalhamento. Portanto, é possível igualá-las e obter uma relação entre os ângulos de atrito:

$$\tan \phi' = \tan \phi^b - \tan \phi'' \quad (15)$$

A equação (14) também pode ser escrita como:

$$\tau = c^* + (\sigma - u_a)_f \cdot \tan \phi' \quad (16)$$

Onde, $c^* = c' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b$ é a coesão aparente, sendo $(u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b$ responsável pelo efeito de sucção no solo.

Ao observar as equações de resistência ao cisalhamento propostas por Bishop e Fredlund, nota-se uma equivalência entre os termos ϕ^b e χ , de forma que:

$$\tan \phi^b = \chi \cdot \tan \phi' \quad (17)$$

Contudo, Campos (1997) afirma que a proposta de Fredlund é comumente mais aplicada na prática, pois a determinação de ϕ^b é menos complexa do que a determinação de χ .

Além disso, estudos apontam que o parâmetro ϕ^b é uma função não-linear do grau de saturação do solo e não uma constante como considerado por Fredlund et al (1978). Lu e Likos (2004) mostram que existe uma correspondência entre a curva característica e a envoltória de resistência. Sendo assim, a envoltória se comporta linearmente até a pressão de entrada de ar, onde o solo ainda está saturado. Após este ponto, a curva se torna não-linear e permanece assim até o solo atingir a umidade residual, onde ϕ^b se aproxima novamente de um valor constante e menor que o inicial.

3 Deslizamentos de terra

Os deslizamentos de terra estão entre os agentes mais efetivos na construção da superfície terrestre. Presentes em regiões montanhosas de quase todas as partes do mundo, estes mecanismos apresentam grande importância nos movimentos de solo de relevos mais elevados até regiões mais planificadas.

Embora estejam principalmente associados a regiões montanhosas, estes eventos também podem ocorrer em áreas de baixo relevo em geral. Nessas áreas, os deslizamentos ocorrem, por exemplo, em rupturas de corte e aterro (escavações de estradas e prédios), falhas nas margens dos rios, deslizamentos de propagação lateral, colapso de pilhas de resíduos de minas (especialmente carvão) e uma grande variedade de rupturas de taludes associadas a pedreiras e minas a céu aberto (Lu & Godt, 2013).

O termo “escorregamento” é usado para descrever uma série de movimentos de massa acionados pela gravidade, tanto na superfície da terra quanto abaixo de corpos d’água, e incluem diversos movimentos de taludes bem como quedas de blocos rochosos e corridas de detritos. Na literatura existem inúmeras classificações para os movimentos de massa. Contudo, a mais adotada entre os pesquisadores é a classificação proposta por Varnes (1954,1978) que subdivide os movimentos em 6 tipos e classifica de acordo com a superfície de ruptura e do tipo de material movimentado (rocha, detrito, terra.).

O processo de rompimento de uma encosta ocorre quando forças ou tensões agindo sobre ela superam a resistência dos materiais de solo. Algumas dessas forças que agem no talude incluem a gravidade, poropressão, subpressão tectônica e terremotos. Além disso, estas forças atuam em diferentes escalas espaciais e de tempo. A resistência dos materiais da encosta é função da composição geológica e do seu estado de tensão e é modificado pelos movimentos que ocorreram no passado, intemperismo, vegetação e processos hidrológicos.

Segundo Lu e Godt (2013), os processos que levam à ocorrência de deslizamentos de terra são separados em "causas" e "gatilhos". As causas destes deslizamentos podem ser por fatores morfológicos, geológicos, entre outros que preparam o cenário para a ocorrência de um deslizamento de terra. Os gatilhos,

por outro lado, são os eventos que iniciam o movimento de terra. Em resumo, a diferença entre uma causa e um gatilho é a escala de tempo durante a qual os processos ocorrem. Vale ressaltar que, em muitos casos, é impossível determinar precisamente o gatilho de um determinado deslizamento e, em outros casos, o gatilho é facilmente identificado, como no caso de chuvas fortes, tremores de terremotos ou erupções vulcânicas.

Para entender como ocorrem os deslizamentos de terra, é útil examinar a geometria de um corpo de deslizamento de terra "típico". A Figura 6 é um esboço idealizado mostrando as várias partes de um deslizamento de terra (Varnes, 1978).

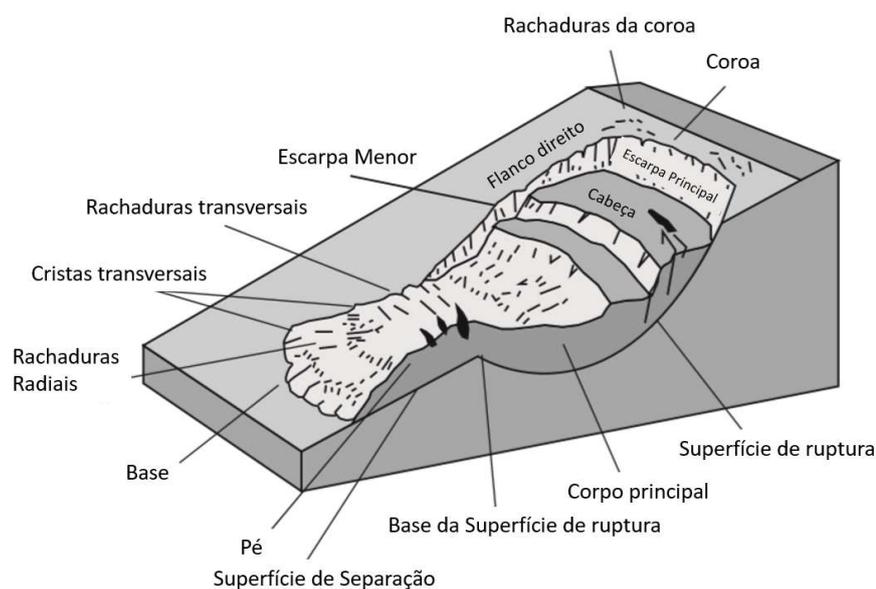


Figura 6 - Nomenclatura comumente usada para as partes de um deslizamento de terra (adaptado de Lu e Godt, 2013)

Uma característica que distingue os deslizamentos de terra de outros processos de movimentação de massa é a presença de uma superfície de ruptura. A superfície de ruptura é o limite entre os movimentos relativos do corpo do deslizamento de terra e o solo não perturbado ao redor e abaixo da lâmina. Na escala do deslizamento de terra em geral, o formato da superfície de ruptura pode variar de planar a aproximadamente circular.

3.1. Deslizamentos rasos induzidos por chuvas

Deslizamentos rasos são tipicamente rupturas translacionais à poucos metros de profundidade do manto de solo não litificado (Cruden e Varnes, 1996). Eles podem ocorrer total ou parcialmente em zonas não saturadas e, em grande parte, são induzidos por chuvas nessas regiões.

Um dos fatores que mais interferem na estabilidade de taludes é a presença de água no solo, que pode ter sua origem em diferentes fontes (Gerscovich, 2016), podendo apresentar uma pressão positiva ou negativa a depender do grau de saturação do solo. De acordo com uma recente pesquisa, metade dos 40 maiores desastres destrutivos por deslizamentos no mundo no século passado resultaram de uma intensa e prolongada chuva.

Conforme visto no capítulo anterior, a resistência ao cisalhamento de solos não saturados é função do grau de saturação do material. Conforme a precipitação ocorre e se inicia o processo de infiltração, cria-se uma frente de umedecimento de cima para baixo que alterará gradativamente o grau de saturação do solo, reduzindo os valores de sucção e, conseqüentemente, a resistência não saturada que acarretará a ruptura do material (de Campos, 1997).

Dessa forma, não só a presença de água, como também a capacidade de infiltração do solo está intimamente ligada a estabilidade de encostas. Ou seja, a máxima vazão que um solo é capaz de absorver, a depender da condutividade hidráulica do meio, das condições iniciais de umidade, bem como da intensidade e duração da chuva, mostram que em algumas situações o solo pode absorver todo o volume de chuva ou ter parte deste volume escoando superficialmente (Gerscovich, 2016).

Para ilustrar este processo, considere a solução analítica de Green-Ampt para estabelecer a taxa de infiltração em relação ao tempo em uma coluna vertical (por considerar a gravidade, se aproxima mais com um problema real de infiltração por chuva). Esta solução descreve uma curva de infiltração (Figura 7) que, para tempos pequenos, apresenta uma taxa de infiltração que tende ao infinito. Conforme o tempo passa, essa taxa passa a tender a um valor de assíntota que corresponde a permeabilidade saturada do meio poroso. Essa curva obtida da solução representa fisicamente a capacidade do meio em absorver água.

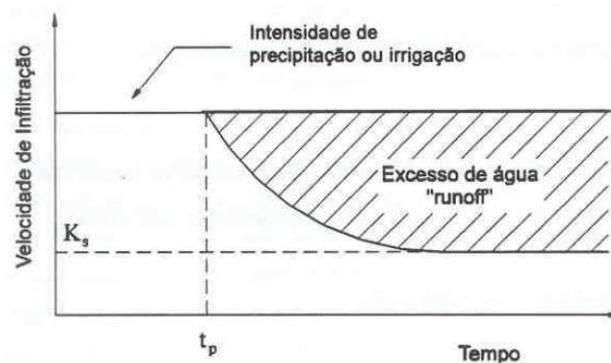


Figura 7 - Capacidade de infiltração do solo

Ao sobrepor uma taxa constante de precipitação à curva da taxa de infiltração de um meio poroso, observa-se que, até o tempo onde os gráficos se interceptam, toda chuva que ocorre infiltra no meio. A partir deste ponto de interseção, o gráfico de intensidade de chuva passa a ficar acima do gráfico de taxa de infiltração. Ou seja, a água, a partir deste tempo, não mais infiltra no solo, pois este não tem mais capacidade de infiltração. Sendo assim, a água passa a escoar superficialmente gerando o chamado *runoff*.

Em casos onde a intensidade de chuva for menor do que a permeabilidade saturada do meio, significa que toda chuva que ocorrer vai infiltrar e não ocorrerá escoamento superficial. A partir do momento que a chuva para, enquanto o solo ainda estiver saturado, sua umidade permanecerá constante com valor equivalente a porosidade do meio. Conforme a água contida no solo vai evaporando e este passa a não estar mais saturado, sua umidade decresce proporcionalmente a sucção e tende a um valor constante de umidade chamado de umidade residual.

Morgenstern e Matos (1975) observam que há casos de chuvas de grande intensidade que inicialmente não causam a ruptura, pois não possuem duração suficiente para que a frente de umedecimento avance até a profundidade crítica. Contudo, o estado de umidade do solo é alterado e o fluxo interno continua a ocorrer, causando uma aceleração no avanço da frente de infiltração quando ocorrem outras chuvas subsequentes. Este processo justifica o agravamento dos casos de instabilização ao final de eventos chuvosos.

Quando se correlaciona precipitação e escoamentos, deve-se levar em conta os seguintes pontos (Gerscovich, 2016):

- O fluxo continua a ocorrer internamente mesmo após o evento de chuva. Dessa forma, é comum observar rupturas ocorrendo algum tempo após a precipitação ter cessado.

- Comumente encontram-se, em encostas de regiões tropicais, perfis de intemperismo de espessuras variadas sobre horizontes de rochas fraturadas. Esta última funciona como uma camada drenante e garante que o nível d'água permaneça em níveis profundos. Dessa forma, o solo se mantém parcialmente saturado em boa parte do tempo, a menos que ocorram eventos de chuvas intensas (Wolle e Hachich, 1988; Morgenstern e Matos, 1975).

- Processos de fluxo preferenciais podem ser gerados devido a heterogeneidade inerente aos perfis encontrados nestas regiões.

O campo de pesquisa sobre deslizamentos de terra induzidos por chuvas foi largamente desenvolvido durante os últimos anos, atribuído ao avanço da mecânica dos solos não saturados (Iverson, 2000; Baum et al., 2010; Guimarães, 2019). No entanto, muitas incertezas são envolvidas na análise da estabilidade de taludes em condições de chuva. Propriedades do solo medidas estão sujeitas à variabilidade espacial, erros de medição e erros estatísticos pelo número limitado de amostras, por exemplo.

Iverson (2000) realiza um estudo sobre a relação entre deslizamentos de terra e infiltração de chuvas por meio de um modelo matemático desenvolvido com base nas escalas de tempo dos processos físicos envolvidos. O autor faz uma relação entre esses tempos e a eminência de ruptura da encosta. Ele afirma que a ruptura resulta da precipitação pluviométrica em uma escala de tempo tipicamente menor, associada à transmissão transiente de poropressão durante e após tempestades. Por fim, o uso da função resposta desenvolvida em conjunto com dados topográficos, informações sobre intensidade e duração das chuvas, um critério de ruptura de talude infinito e a segunda lei de Newton podem prever o tempo, a profundidade e a aceleração dos deslizamentos de terra provocados por chuvas.

Baum, Godt e Savage. (2010) a fim de preverem o momento e a localização de deslizamentos rasos induzidos por chuvas, desenvolveram um modelo do processo de infiltração usando um sistema que acopla duas camadas, uma zona não saturada acima de uma zona saturada, por meio de um lençol freático transiente e implementaram este modelo em uma estrutura de sistema de informações geográficas (SIG).

As poropressões calculadas são posteriormente usadas nos cálculos de estabilidade de talude unidimensional para estimar o tempo e a localização das rupturas. Os autores observam que a camada não saturada atenua e atrasa a resposta de poropressões induzidas pela chuva do modelo em profundidade e que esta atenuação resulta em estimativas realistas de tempo para o início do

processo de instabilidade dos taludes, neste caso, aproximadamente 7 horas antes dos deslizamentos observados (Baum, Godt, & Savage, 2010).

3.2. Variação na profundidade de topo-rochoso

Muitos dos atuais trabalhos de identificação da localização espacial e extensão das áreas suscetíveis à deslizamentos de terra tem como foco as características topográficas de áreas onde os deslizamentos foram observados. A espessura do solo ou profundidade até o topo-rochoso é amplamente reconhecida como uma propriedade que controla inúmeros processos de superfície e subsuperfície, como por exemplo, o fluxo saturado-não saturado, o escoamento superficial, a capacidade de armazenamento e estabilidade de encostas.

Não obstante, esta é ainda uma das variáveis físicas menos conhecidas e difíceis de se medir em encostas numa escala de bacia hidrográfica. Ao analisar esta dificuldade, Boer et al. (1996) apontou que os mapeamentos de solo em escalas de 1:25000 a 1:10000 usualmente não incluem informações contínuas de propriedades do solo variadas espacialmente e que a medição direta da espessura só é possível para áreas pequenas e bem monitoradas.

Essas dificuldades são ampliadas pela falta de confiabilidade em métodos para a previsão da profundidade do solo distribuída espacialmente. Poucos modelos são capazes de descrever o comportamento da espessura do regolito como uma função espacial aleatória (Catani et al., 2010).

Inúmeras pesquisas foram realizadas nas últimas décadas a fim de tratar da caracterização da espessura de solo. Gomes (2016) divide estas pesquisas em quatro ênfases principais, sendo elas a medição da topografia por métodos diretos e indiretos de campo (Lanni et al., 2012; Boer et al., 1996; Catani et al., 2010; Subramaniam et al., 2019; Moon et al., 2017) aplicação de métodos de interpolação para prever a profundidade a partir de dados esparsos (Stewart, 1980; Chung e Rogers, 2012); aplicação de métodos empírico estatísticos que preveem a profundidade com base em variáveis ambientais de fácil obtenção (Ziadat, 2010; Yang et al., 2014); e modelos fisicamente baseados que fazem a previsão da profundidade de topo de rocha através de soluções numéricas ou analíticas da equação de conservação de massa do solo (Dietrich et al., 1995; Pelletier e Rasmussen, 2009).

Gomes et al. (2016) destaca a linha de pesquisa dos modelos analíticos (Rempe e Dietrich, 2014; Saulnier et al, 1997; Gomes et al., 2016), pois estes

apresentam uma certa vantagem na facilidade de implementação e aplicação. Frequentemente requerem somente uma topografia de alta resolução e calibrações com dados de campo.

Neste trabalho foi, primeiramente, idealizada a aplicação do modelo de previsão de profundidade de rocha proposto por Gomes et al. (2016). Entretanto, observou-se que a área escolhida para este estudo não era compatível com o modelo devido a sua geometria irregular e sua grande dimensão. Dessa forma, optou-se pela utilização dos modelos propostos por Saulnier et al. (1997), já que estes podem ser facilmente e rapidamente aplicados em grandes áreas, a fim de obter mapas de espessuras de solo espacialmente variadas sem extensos dados de pesquisas de campo. Alguns outros estudos na literatura fazem a utilização do mesmo modelo para aplicação em escala de bacia hidrográfica (Segoni et al., 2012; Nguyen et al., 2020).

Saulnier et al. (1997) apresenta dois tipos de modelo, denominados neste trabalho como Zmodel e Smodel, que se baseiam em uma correlação linear entre a espessura de solo e a elevação e entre a espessura de solo e o gradiente de declive, respectivamente.

O modelo Zmodel tem como principal parâmetro os valores de elevação da área estudada conforme expresso pela equação (18):

$$h_i = h_{m\acute{a}x} \cdot [1 - \bar{Z}_i \cdot (1 - \alpha)] \quad (18)$$

Onde, $h_{m\acute{a}x}$ e $h_{m\acute{i}n}$ são as espessuras máxima e mínima, respectivamente, $\alpha = \frac{h_{m\acute{i}n}}{h_{m\acute{a}x}}$ é a relação entre as espessuras máxima e mínima e $\bar{Z}_i = \frac{z_i - z_{m\acute{i}n}}{z_{m\acute{a}x} - z_{m\acute{i}n}}$ é a elevação da superfície normalizada.

Já o modelo Smodel tem como parâmetro principal os valores de gradiente da área estudada, conforme equação (21):

$$h_i = h_{m\acute{a}x} \cdot [1 - \bar{S}_i \cdot (1 - \alpha)] \quad (19)$$

Onde, $h_{m\acute{a}x}$ e $h_{m\acute{i}n}$ são as espessuras máxima e mínima, respectivamente, $\alpha = \frac{h_{m\acute{i}n}}{h_{m\acute{a}x}}$ é a relação entre as espessuras máxima e mínima e $\bar{S}_i = \frac{\tan\beta_i - \tan\beta_{m\acute{i}n}}{\tan\beta_{m\acute{a}x} - \tan\beta_{m\acute{i}n}}$ é o gradiente normalizado.

3.3. Variação da umidade inicial

A resposta hidrológica de uma encosta à chuva envolve uma complexa e transiente interação saturada-não saturada que, embora difícil de prever, geralmente leva a um aumento do lençol freático. Contudo, a quantificação desse aumento, sua duração e intervalo de tempo entre o evento chuvoso e o aumento resultante pode variar amplamente dependendo da configuração da encosta, da duração e intensidade da chuva, das condições iniciais de umidade e das propriedades hidrogeológicas dos materiais do manto de solo. (Freeze & Cherry, 1979)

Neste contexto, a umidade do solo recebe destaque em diversos estudos, pois controla significativamente a quantidade de água da precipitação que irá infiltrar ou escoar superficialmente (Philip, 1957). As variações da umidade do solo e do escoamento possuem também um grande impacto em áreas como a agricultura e nos recursos hídricos.

No entanto, um dos principais desafios na aplicação de modelos hidrológicos é especificar as condições iniciais de uma bacia hidrográfica em termos de distribuição da umidade do solo. Dessa forma, uma abordagem para reduzir a incerteza na inicialização do modelo é executá-lo recursivamente usando um período de dados pluviométricos forçados até que o sistema se equilibre. Essa abordagem é comumente chamada "spin-up time" (Ajami et al., 2014).

Este recurso vem sendo estudado há alguns anos como uma alternativa para se reproduzir, de forma mais realística, as condições de umidade de campo em simulações, pois muitas vezes não é possível realizar um levantamento de campo preciso, devido as dimensões da região de estudo.

Yang et al. (1995) em seu estudo avaliou a escala de tempo de spin-up necessária para que a simulação da superfície chegue ao seu equilíbrio térmico e hidrológico. Os autores concluem que a maioria dos esquemas de superfície da terra requer muitos anos para chegar ao equilíbrio e que o tempo necessário depende da capacidade total de retenção de umidade e das condições iniciais adotadas. Além disso, verificou-se que a intensidade da precipitação, a radiação solar e a cobertura vegetal também afetam a duração do tempo de spin-up.

Contudo, não existe consenso sobre o que constitui um período de spin-up adequado para aplicações específicas. Rahman et al. (2016), por exemplo, aponta períodos de spin-up menores que um ano, variando de acordo com o tempo de

início da simulação e o estado de umidade inicial da bacia. É importante ressaltar que a sensibilidade do modelo de fluxo para o estado inicial de umidade do solo pode estar associada à intensidade do evento chuvoso (Gomes et al., 2017).

4 Metodologia

O programa em questão, chamado FMNS, foi desenvolvido por Miqueletto (2007), em código computacional C++, e utiliza o Método dos Elementos Finitos para solucionar a Equação de Richards, considerando como variável primária a carga de pressão. O software utiliza uma malha tridimensional de elementos finitos formada por elementos prismáticos triangulares para representação da topografia.

De posse dos resultados da análise de fluxo, é executada a análise de estabilidade realizada a cada passo de tempo no momento anterior a impressão dos resultados. São gerados então arquivos em formato Neutral File contendo os resultados nodais de cargas de pressão, fator de segurança e arquivos de controle com informações referentes ao tempo de processamento, número de iterações para solução da não linearidade, erro no balanço de massa, erro absoluto máximo, não convergência, entre outras.

O pós-processamento é feito através de algoritmos desenvolvidos no programa Matlab para manipulação dos dados de saída em conjunto com o software de geoprocessamento ArcGIS que gera mapas de cargas de pressão, fator de segurança e saturação.

4.1. Solução Numérica da Equação de Richards

A obtenção das equações do MEF neste trabalho se deu pela aplicação do método de Galerkin, também conhecido como método dos resíduos ponderados. Primeiramente, discretizou-se o domínio em uma malha de elementos. A carga hidráulica será aproximada pela seguinte solução:

$$\hat{\psi}(x, y, z, t) = \sum_{i=1}^{n_e} N_i(x, y, z) \cdot \psi_i(t) \quad (20)$$

Onde N_i são as funções de interpolação, ψ_i são as cargas de pressão em cada nó i , no tempo t e n_e é o número de nós do elemento.

Ao aplicar o método de Galerkin à equação de Richards, obtém-se a minimização do resíduo introduzindo funções de ponderação que, neste caso, são equivalentes as funções de interpolação ($W_i = N_i$). Dessa forma, tem-se:

$$\sum_{n^e} \int_{\Omega^e} \left\{ \left[(C^e(\psi) + S_s^e S^e(\psi)) \cdot \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} \right] - \frac{\partial}{\partial x_i} \left[K_{ij}^e(\psi) \cdot \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial x_j} + K_{i3}^e(\psi) \right] \right\} N_m d\Omega^e = 0 \quad (21)$$

Para $m = 1, 2, \dots, n_e$.

Onde Ω^e é o domínio a nível do elemento.

Resolvendo a integral pelo Teorema de Green-Gauss, tem-se o seguinte resultado:

$$\begin{aligned} & \sum_{n^e} \int_{\Omega^e} \left[\left((C^e(\psi) + S_s^e S^e(\psi)) \cdot \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} \right) N_m + K_{ij}^e(\psi) \cdot \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial x_j} \cdot \frac{\partial N_m}{\partial x_i} \right] d\Omega^e = \\ & \sum_{n^e} \int_{\Gamma^e} \left(K_{ij}^e(\psi) \cdot \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial x_j} + K_{i3}^e(\psi) \right) \cdot \vec{n} \cdot N_m \cdot d\Gamma^e + \sum_{n^e} \int_{\Omega^e} \left(-K_{i3}^e(\psi) \cdot \frac{\partial N_m}{\partial x_i} \right) d\Omega^e \end{aligned} \quad (22)$$

Onde Γ^e é o contorno do elemento e \vec{n} é o vetor normal ao contorno.

Então, obtém-se um sistema de equações que, na forma matricial, é dado por:

$$[H] \cdot \{\psi\} + [S] \cdot \left\{ \frac{d\psi}{dt} \right\} = \{Q\} - \{G\} \quad (23)$$

$[H] = \sum_{n^e} \int_{\Omega^e} \left[K_{ij}^e(\psi) \cdot \frac{\partial N_i}{\partial x_j} \cdot \frac{\partial N_m}{\partial x_i} \right] d\Omega^e$ é a matriz de condutividade;

$[S] = \sum_{n^e} \int_{\Omega^e} \left[\left((C^e(\psi) + S_s^e S^e(\psi)) \cdot \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} \right) N_m \cdot N_i \right] d\Omega^e$ é a matriz de massa;

$\{Q\} = \sum_{n^e} \int_{\Gamma^e} \left(K_{ij}^e(\psi) \cdot \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial x_j} + K_{i3}^e(\psi) \right) \cdot \vec{n} \cdot N_m \cdot d\Gamma^e$ é o vetor de vazões;

$\{G\} = \sum_{n^e} \int_{\Omega^e} \left(-K_{i3}^e(\psi) \cdot \frac{\partial N_m}{\partial x_i} \right) d\Omega^e$ é o vetor que está associado aos gradientes da carga de elevação.

As matrizes globais são obtidas, portanto, pela integração das equações acima e pela montagem das matrizes elementares e fornecem as cargas de pressão em cada nó.

Neste trabalho foi utilizada uma técnica comumente usada em elementos finitos chamada diagonalização ou *lumping* da matriz de massa. Esta técnica representa fisicamente a distribuição da acumulação de massa, que passa a estar concentrada nos nós, o que gera uma matriz diagonal (Wendland et al., 2005).

Celia et al. (1990) apresenta esta técnica de diagonalização da matriz [S] como uma solução para o problema de oscilações na previsão da carga de pressão presente nos resultados do MEF. Da mesma forma, Milly (1985) faz menção ao comportamento oscilatório presente no método de Galerkin e atribui este problema também à não-linearidade. Apesar disso, não existe um consenso em relação aos reais benefícios da utilização desta técnica (Wendland et al., 2005).

Adotou-se neste trabalho o esquema de diagonalização proposto por Milly (1985):

$$[S]^e = \delta_{ij} C_i(\psi) \int_{\Omega^e} N_i d\Omega^e \quad (24)$$

Onde, δ_{ij} é o delta de Kroenecker, $C_i(\psi)$ é a capacidade de retenção específica e N_i são as funções de interpolação.

4.1.1. Discretização Espacial

O domínio foi discretizado em elementos isoparamétricos trilineares de 6 nós que possuem o formato prismático de base triangular conforme a Figura 8.

As funções de interpolação são definidas como:

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{2}(1-r-s)(1+t) & N_4 &= \frac{1}{2}(1-r-s)(1-t) \\ N_2 &= \frac{1}{2}r(1+t) & N_5 &= \frac{1}{2}r(1-t) \\ N_3 &= \frac{1}{2}s(1+t) & N_6 &= \frac{1}{2}s(1-t) \end{aligned} \quad (25)$$

Onde r, s e t são coordenadas locais dos elementos.

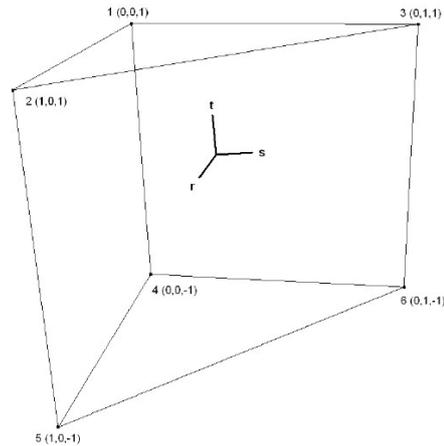


Figura 8 - Elemento de 6 nós (Miqueletto, 2007)

Reescrevendo as matrizes de condutividade, de massa e o vetor associado aos gradientes de carga de elevação:

$$[H] = \sum_e \int [B]^t \cdot [K^e(\psi)] \cdot [B] \cdot |J| \, drdsdt \quad (26)$$

$$[S] = \sum_e \int \{N\}^t \cdot (C^e(\psi) + S_s^e S^e(\psi)) \{N\} \, drdsdt \quad (27)$$

$$\{G\} = \sum_e \int -[B]^t \cdot \{K_3^e(\psi)\} \cdot |J| \, drdsdt \quad (28)$$

Sendo $\{K_3^e(\psi)\}$ a terceira coluna do tensor de permeabilidade.

A matriz $[B]$ é escrita da seguinte forma:

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial z} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (29)$$

$|J|$ é o chamado Jacobiano ou determinante da matriz Jacobiana que estabelece uma relação de escala entre os sistemas de coordenadas global e local.

Sendo assim, a matriz $[B]$ pode ser reescrita como:

$$[B] = [J]^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial r} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial r} \\ \frac{\partial N_1}{\partial s} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial s} \\ \frac{\partial N_1}{\partial t} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (30)$$

Adotou-se a quadratura de Gauss para a integração numérica das matrizes demonstradas acima que consiste na avaliação da função por pontos de amostragem e na soma ponderada dos valores assumidos pela função em cada ponto.

$$\int F(x)dx = \sum_{i=1}^n W_i F(x_i) \quad (31)$$

Onde $F(x)$ é a função avaliada, W_i são os pesos de ponderação e x_i são os pontos de amostragem.

4.1.2. Discretização no tempo

No programa utilizado neste trabalho a discretização no tempo foi feita pelo método das diferenças finitas (Smith, 1978), onde o tempo de análise foi subdividido em incrementos de tempo. A condição inicial é conhecida – a carga de pressão ψ – e é assumido que esta varia linearmente no passo de tempo. Dessa forma, tem-se:

$$\{\psi\}^\alpha = (1 - \alpha)\{\psi\}^t + \alpha\{\psi\}^{t+\Delta t} \quad (32)$$

Sabendo que:

$$\left\{ \frac{d\psi}{dt} \right\} = \left\{ \frac{\Delta\psi}{\Delta t} \right\} = \frac{\{\psi\}^{t+\Delta t} - \{\psi\}^t}{\Delta t} \quad (33)$$

Ao substituir às equações (32) e (33) na equação (23) e expandindo-se, tem-se:

$$[H]\alpha\{\psi\}^{t+\Delta t} + \frac{1}{\Delta t}[S]\{\psi\}^{t+\Delta t} = \{Q\} - \{G\} + [H](\alpha - 1)\{\psi\}^t + \frac{1}{\Delta t}[S]\{\psi\}^t \quad (34)$$

O valor de α determina o esquema de diferenças finitas que será utilizado, sendo 0 para esquema explícito, 1 para esquema totalmente implícito e 0,5 para o esquema de Crank-Nicolson. Neste trabalho utilizou-se o esquema totalmente implícito em todas as análises.

4.1.3. Solução da não-linearidade

Para solucionar a não linearidade da equação de Richards, que descreve o fluxo em meios parcialmente saturados, utilizam-se métodos iterativos dos quais os mais conhecidos são os métodos de Newton-Raphson e o de Picard, sendo este último mais comumente utilizado em problemas de fluxo saturado-não saturado (Paniconi et al., 1991, 1994).

Sendo as matrizes de condutividade, de massa e o vetor de fluxo gravitacional funções de ψ , avaliadas em ψ^α (equação (32)), então a equação (34), fica da seguinte forma:

$$\begin{aligned} [H]^{t+\alpha}\alpha\{\psi\}^{t+\Delta t} + \frac{1}{\Delta t}[S]^{t+\alpha}\{\psi\}^{t+\Delta t} \\ = \{Q\} - \{G\}^{t+\alpha} + [H]^{t+\alpha}(\alpha - 1)\{\psi\}^t + \frac{1}{\Delta t}[S]^{t+\alpha}\{\psi\}^t \end{aligned} \quad (35)$$

O método de Picard possui uma formulação simples que pode ser obtida da equação (35). Sendo $\alpha = 1$, tem-se:

$$\begin{aligned} \left[[H]^{t+\Delta t,k} + \frac{1}{\Delta t}[S]^{t+\Delta t,k} \right] \{\psi\}^{t+\Delta t,k+1} \\ = \{Q\} - \{G\}^{t+\Delta t,k} + \frac{1}{\Delta t}[S]^{t+\Delta t,k}\{\psi\}^t \end{aligned} \quad (36)$$

Onde k é a iteração anterior e $k + 1$ a iteração atual.

O método de Picard destaca-se por sua implementação numérica mais simples e menor custo computacional por iteração. Contudo, quando se trata de

equações altamente não-lineares, o método apresenta problemas de convergência (Paniconi et al., 1991, 1994).

Diante disso, uma alternativa são os chamados métodos de atualização de matrizes ou quasi-Newton. Miqueletto (2007) adotou o método BFGS (Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno) no programa utilizado neste trabalho que soluciona iterativamente a equação (Matthies e Strang, 1979; Bathe e Cimento, 1980).

Este método mostra-se vantajoso, pois atualiza a matriz Jacobiana em vez de recalculá-la a cada iteração, fazendo com que ela seja calculada apenas uma vez em cada passo de tempo. Esta otimização permite a economia computacional que, para modelos de grande porte altamente discretizados como a área estudada neste trabalho, possui grande utilidade.

O critério de parada utilizado no processo de solução da não-linearidade deste trabalho é o chamado erro absoluto máximo. Este critério consiste em fazer a máxima diferença, em termos absolutos, entre as cargas de pressão de duas iterações subsequentes e verificar se o resultado é menor ou igual ao valor de tolerância pré estabelecido.

$$erro = \max|\Delta h_i| \leq tolerancia \quad (37)$$

Onde i varia de acordo com o número de nós.

4.1.4. Passo de tempo dinâmico

O tamanho do incremento de tempo possui grande relevância na precisão da solução, isto porque em cada passo de tempo admite-se a sua variação linear. Ou seja, cada passo de tempo funciona como uma pequena análise permanente e o processo incremental funciona como uma aproximação não linear no tempo. Sendo assim, para grandes variações das cargas nodais, será necessário um menor incremento de tempo e para pequenas variações, incrementos maiores podem ser aplicados a fim de reduzir o tempo de processamento (Krahn, 2004)

Se torna interessante, portanto, que este tamanho não seja fixo, mas que possa variar de forma crescente conforme o parâmetro de controle adotado. Alguns esquemas propostos pela literatura apresentam diferentes maneiras de se controlar a variação do passo de tempo, como através da variação da carga nodal total em cada nó, pelo valor da norma do vetor de cargas nodais ou pelo número de iterações (Krahn, 2004)

No código desenvolvido por Miqueletto (2007) adotou-se um esquema baseado no número de iterações. Este esquema considerou primeiramente o incremento de tempo inicial, Δt^0 . Para os tempos posteriores, tomou-se como parâmetro a quantidade de iterações necessárias para convergência no passo anterior a fim de definir um possível acréscimo ou decréscimo do incremento de tempo corrente.

Este acréscimo ou decréscimo, contudo, é limitado por valores máximos e mínimos de incrementos de tempo, respectivamente. Entretanto, são os números de iterações de referência adotados, it^1 e it^2 , que vão determinar se o incremento irá aumentar ou diminuir. Sendo assim:

$$\text{Se } it^{ant} < it^1 \text{ então } \Delta t^{t+\Delta t} = n^{acresc.} \cdot \Delta t^t$$

$$\text{Se } it^1 < it^{ant} < it^2 \text{ então } \Delta t^{t+\Delta t} = \Delta t^t$$

$$\text{Se } it^2 < it^{ant} \text{ então } \Delta t^{t+\Delta t} = n^{decresc.} \cdot \Delta t^t$$

Onde, it^{ant} é a iteração no passo de tempo anterior, it^1 é o primeiro número de iterações de referência, it^2 é o segundo número de iterações de referência, $\Delta t^{t+\Delta t}$ é o incremento do passo seguinte, Δt^t é o incremento de tempo do passo anterior, $n^{acresc.}$ é o fator de acréscimo e $n^{decresc.}$ o fator de decréscimo.

É utilizado também um processo denominado na literatura como “backstep” para a situação em que o número de iterações atinja um valor máximo. Esse processo consiste em dividir o passo de tempo corrente por um valor pré-estabelecido e recalculá-lo. O programa é encerrado se caso nesta verificação o $\Delta t^{t+\Delta t}$ se tornar inferior ao passo de tempo mínimo.

4.1.5. Geração da malha

O processo de geração de malha desenvolvido por Miqueletto (2007) foi feito através de um algoritmo programado em Matlab e linguagem C com objetivo de gerar uma malha tridimensional prismática a partir de uma malha superficial de triângulos.

O programa gera arquivos de entrada em formato Neutral File com informações necessárias à simulação, como as coordenadas dos nós, conectividade dos elementos, propriedades dos materiais, condições iniciais e de contorno, tempos de impressão, entre outros parâmetros.

De posse dessas informações, bem como da espessura da camada de solo abaixo de cada nó de superfície, número de elementos para discretização da espessura de solo e tipo de condição de contorno, o algoritmo realiza a montagem da malha tridimensional.

Gera-se uma linha de nós, espaçados igualmente, abaixo do nó superficial obedecendo a discretização especificada e a espessura de solo adotada. Forma-se, portanto, partir dessa coluna de nós, os elementos tridimensionais, sendo cada elemento da malha de superfície a face mais superficial da coluna de elementos interconectada.

A metodologia para criação desta coluna de nós se dá, primeiramente, pela obtenção da coordenada Z do nó mais inferior que é feita simplesmente pela subtração do valor da espessura adotada do valor de elevação para a referida coluna de nós. Para gerar os nós intermediários, aplica-se a seguinte equação:

$$Z_i = Z_{i-1} - \frac{Z_s - Z_b}{N_{cam}} \quad (38)$$

Onde, N_{cam} é o número de camadas discretizadas, Z_i é a elevação das camadas intermediárias, com $2 < i < N_{cam} + 1$, Z_s é a elevação da superfície topográfica e Z_b é a elevação do topo de rocha.

Miqueletto (2007) aponta uma segunda metodologia para formação da linha de nós da malha tridimensional como uma alternativa ao método supracitado, já que esta opção apresenta uma acentuada distorção do elemento tridimensional quando o elemento de superfície possui forte inclinação.

Contudo, por este segundo método também apresentar limitações que acarretariam procedimentos de maior esforço computacional, optou-se pelo primeiro método, desconsiderando este efeito a fim de simplificar o problema.

Vale lembrar que, para gerar as malhas tridimensionais dos casos com espessura de solo variável, foi criado um outro algoritmo que substitui os valores de coordenadas do eixo Z dos nós intermediários e do nó da base para os novos valores encontrados no modelo de previsão.

4.2. Análise da estabilidade

De posse dos resultados obtidos pela análise do fluxo saturado-não saturado e aproveitando a estrutura da malha de elementos finitos já desenvolvida, o programa calcula, através de um algoritmo para a avaliação da

estabilidade na interface entre os elementos, o fator de segurança utilizando-se o método de equilíbrio limite de talude infinito (e.g. Lambe e Whitman, 1969).

Assume-se, neste método, o comprimento infinito do talude nos dois sentidos e que a ruptura ocorre paralelamente à superfície da encosta. A análise de estabilidade de talude infinito é considerada uma razoável aproximação no caso de deslizamentos translacionais rasos, onde o topo rochoso encontra-se a pouca profundidade (Wolle e Hachich, 1988)

Considerando, portanto, a extensão do critério de ruptura de Mohr-Coulomb proposto por Fredlund et al (1978), equação (14), para quantificar a tensão tangencial resistente e considerando s [ML⁻¹T⁻²] a tensão tangencial solicitante obtida por equilíbrio de forças, tem-se:

$$FS = \frac{\tau}{s} = \frac{c' + c'' + \sigma' \cdot \tan(\phi')}{\gamma_s \cdot z \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha)} \quad (39)$$

Onde, c'' [ML⁻¹T⁻²] é a parcela de coesão aparente, z [L] a profundidade da camada e α [°] o ângulo do talude.

Vale ressaltar que a equação (39) é generalizada tanto para situações de solos parcialmente saturados, quanto para solos secos ou saturados. Quando ocorre a saturação, o valor de sucção se anula, fazendo com que a parcela de coesão aparente também assuma um valor nulo. Neste caso, volta a valer o princípio das tensões efetivas de Terzaghi. Para o caso de solos totalmente secos, a pressão de água é desconsiderada.

O cálculo realizado pelo algoritmo é feito para cada coluna de elementos componentes da malha. Em cada passo de tempo, obtém-se o resultado da análise de fluxo e a análise de estabilidade é iniciada no elemento mais superficial, considerando a potencial superfície de ruptura (SR) como a interface com o elemento localizado abaixo. Sequencialmente, a análise é realizada para os demais elementos da coluna, obedecendo a mesma regra e levando em consideração para o cálculo todo o conjunto de elementos acima da superfície de ruptura. Por fim, no último elemento, a SR considerada é a própria interface com o que seria o topo rochoso. Na Figura 9 está apresentado um esquema da sequência da análise de estabilidade com a mudança da SR. Portanto, para cada coluna analisada, é armazenado o menor valor de FS e este é associado ao elemento superficial desta coluna.

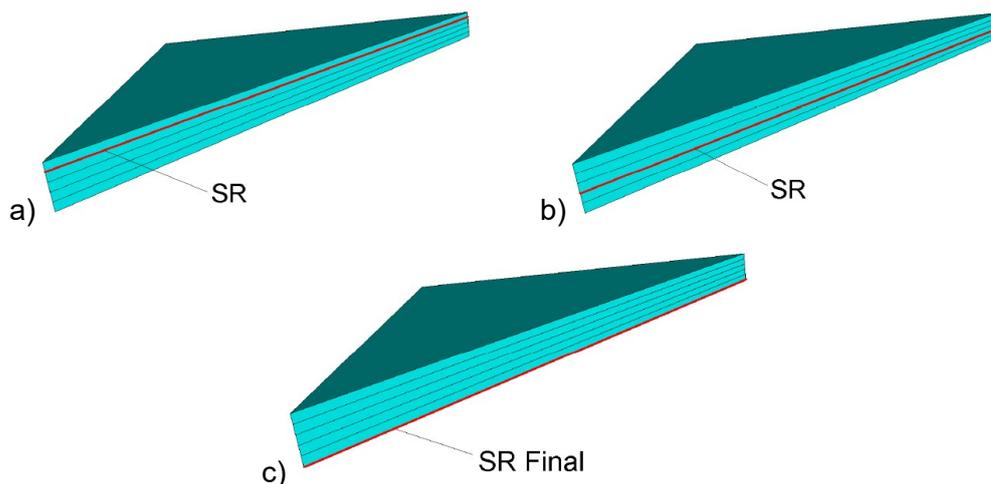


Figura 9 - Sequência da análise de estabilidade. a) SR inicial; b) SR intermediária; c) SR final. (Miqueletto, 2007)

Grandezas como o volume do elemento, área da base e inclinação, usadas na análise de estabilidade, são calculadas previamente em uma rotina de pré-processamento. Os parâmetros de resistência, ϕ' , ϕ^b , e c' , bem como os pesos específicos do solo e da água são dados de entrada da análise. Já o valor da carga de pressão obtida da análise de fluxo, é interpolado no centróide da base do elemento e multiplicado pelo peso específico da água para fornecer o valor de poropressão no elemento.

4.3. Geoprocessamento

Geoprocessamento pode ser definido como o conjunto de tecnologias que tem relação com o tratamento de informações espaciais e incluem técnicas de coleta, armazenamento, tratamento, análise e uso integrado de informações geográficas.

Nesse sentido, os Sistemas de Informações Geográficas (SIG) consistem em uma das mais importantes ferramentas do geoprocessamento. O SIG é um conjunto de softwares, hardwares e processos utilizados no tratamento de dados geográficos e que possui uma infinidade de aplicações nas mais diferentes áreas da ciência.

A ferramenta utilizada neste trabalho foi o ArcGIS, um pacote de softwares desenvolvido pela *Environmental Systems Research* (ESRI), que foi utilizado no pós-processamento dos resultados do programa. Sua função principal foi o georreferenciamento de imagens e criação de mapas conectados aos parâmetros e resultados encontrados.

4.3.1. Interpolação de dados

A interpolação é um procedimento usado para prever os valores das células em locais que não possuem pontos amostrados. É baseado no princípio de autocorrelação espacial ou dependência espacial que mede o grau de relação ou dependência entre objetos próximos e distantes (Childs, 2004).

A utilização de uma dessas técnicas de interpolação na geração dos mapas foi necessária dada a distribuição dos dados encontrados. Todos os resultados, sejam eles de cargas de pressão ou fator de segurança, foram obtidos em cada nó da malha de análise. Dessa forma, só se tornou possível obter resultados contínuos em todo o mapa por meio desta ferramenta.

O software disponibiliza diferentes métodos para interpolar os dados. De uma forma geral, há duas categorias de técnicas de interpolação: determinística e geoestatística, sendo a determinística baseada em medição de pontos e fórmulas matemáticas e a geoestatística baseada em cálculos estatísticos, sendo mais utilizada para modelar superfícies com um certo grau de acurácia de resultados (Childs, 2004).

O método adotado para interpolação dos mapas criados neste trabalho foi o IDW (Inverse Distance Weight), método determinístico que é baseado na extensão da similaridade das células. Este método estima um valor para o local não amostrado pela média dos valores dos dados vizinhos. O cálculo da média é ponderado pela distância entre o ponto de interesse e a célula vizinha. Dessa forma, os pontos mais próximos recebem um maior peso do que os mais distantes (Malta, 2010).

5 Aplicação

5.1. Área de estudo

A área escolhida para este estudo é formada pelas bacias hidrográficas do Quitite e Papagaio, situadas em Jacarepaguá, no município do Rio de Janeiro (Figura 10). Tendo, no total, aproximadamente 3,95 km² de área, este local foi atingido por grandes eventos de corridas de massa e instabilização de taludes no ano de 1996, devido às chuvas de grande intensidade (cerca de 250mm em 48h), que ocorreram entre os dias 12 e 13 de fevereiro (Guimarães et al., 2003; Gomes, 2006).

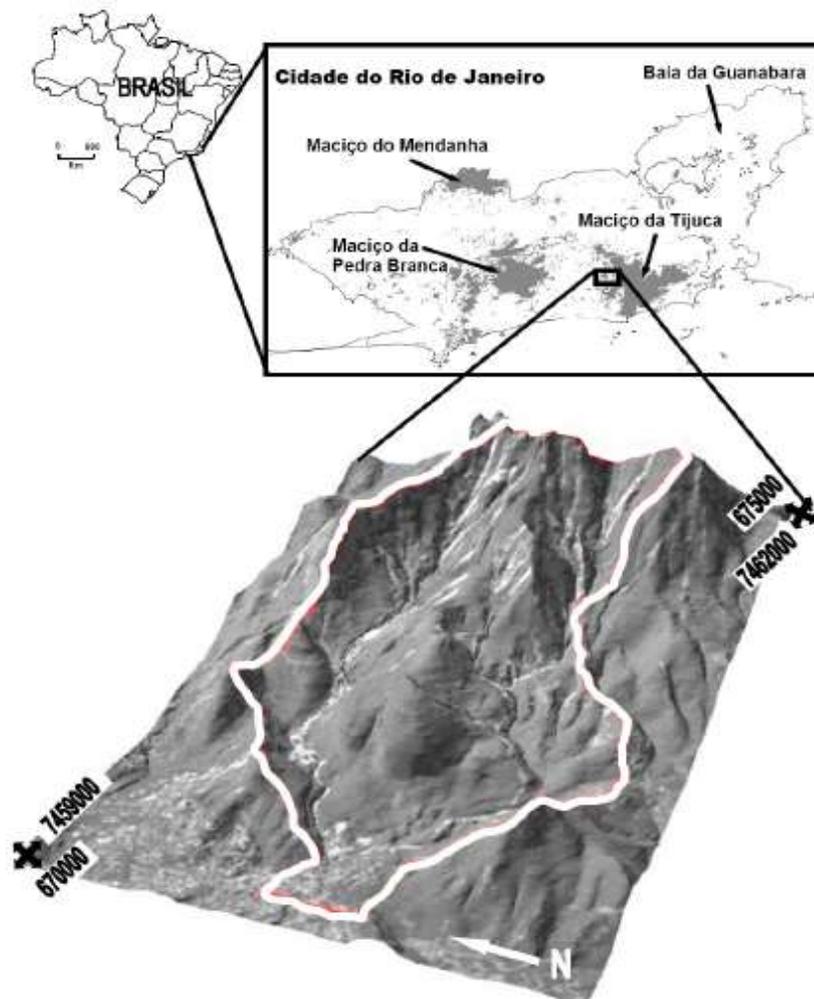


Figura 10 - Localização (Fernandes et al., 2001)

Logo após este episódio que causou a destruição de 150 residências e 1 morte (Amaral, 1997), foram mapeadas cerca de 100 cicatrizes de escorregamentos no local (Figura 11).

Devido a repercussão do ocorrido, diversos trabalhos abordaram esta área como objeto de estudo com diferentes enfoques e, como consequência disso, muitas informações sobre a região puderam ser obtidas. Entre estes trabalhos podemos destacar a análise de parametrização das propriedades do solo desenvolvida por Guimarães et al. (2003), a análise de modelos para deslizamentos rasos e previsão de corridas de detritos realizada por Gomes et al. (2013) e a avaliação estatística da variabilidade de parâmetros e profundidade de topo rochoso desenvolvida por Gomes et al. (2017) para uma menor área desta bacia.

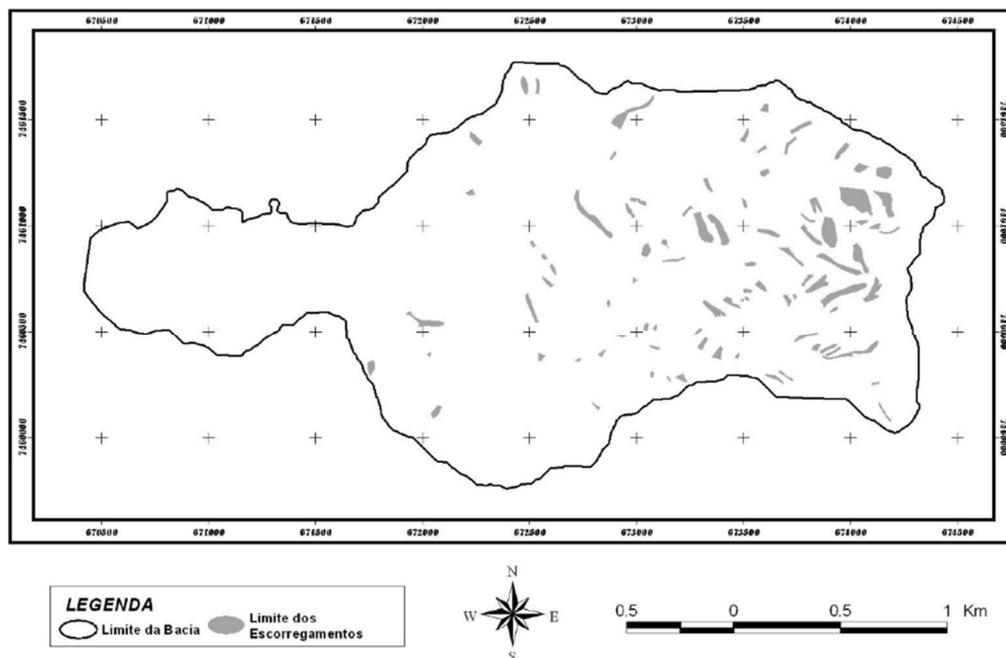


Figura 11 - Mapa de cicatrizes dos escorregamentos. (Gomes, 2006)

Segundo Guimarães et al. (2003), as ocupações humanas no local são escassas e as elevações variam de 20 a 1000 m (Figura 12). As espessuras de solo, segundo o autor, variam de 1 a 3m de acordo com o domínio de deslizamentos translacionais rasos na interface solo-rocha documentado por Coelho (1997). A Figura 13 apresenta as áreas drenadas presentes nas bacias Quitite e Papagaio, conforme mostra o estudo de Ramos et al. (2003).

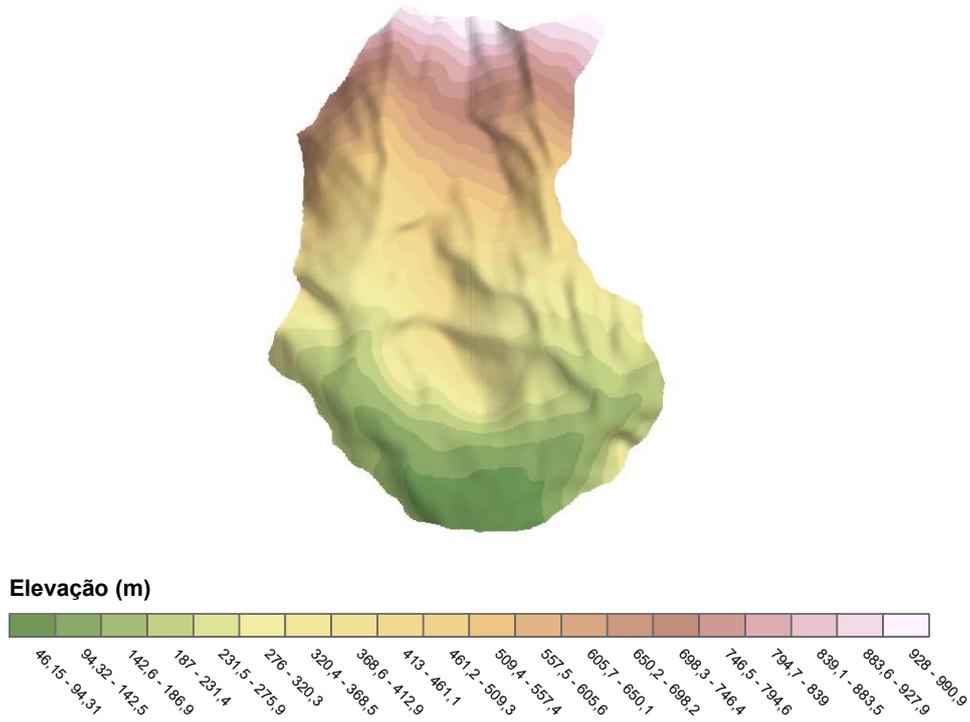


Figura 12 - Elevação da Superfície topográfica das bacias.

PUC-Rio - Certificação Digital N° 1812563/CA

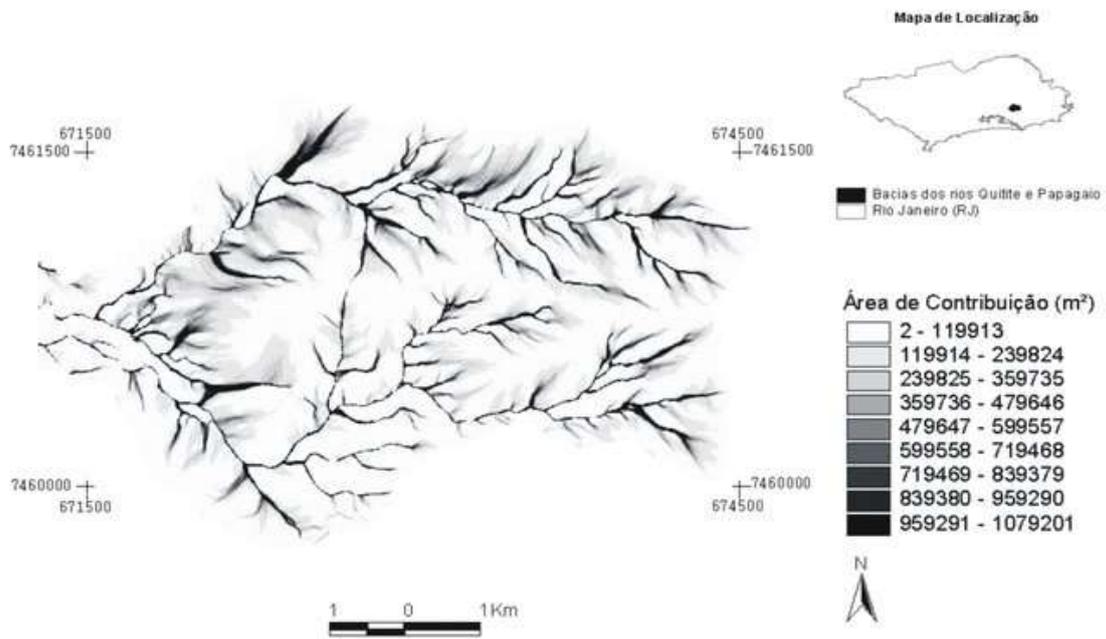


Figura 13 - Áreas de contribuição das bacias Quitite e Papagaio (Ramos, et al., 2003)

5.2. Propriedades dos materiais e parâmetros

Conforme já citado anteriormente, foi adotado o modelo constitutivo para a análise de fluxo de van Genuchten (1980) para a curva característica e função de permeabilidade. Contudo, não se tinham disponíveis curvas características representativas da região de estudo abordada. Dessa forma, adotou-se os parâmetros utilizados por Soares (1999) na retro-análise de um escorregamento ocorrido em fevereiro de 1988 para um solo coluvionar da região da Vista Chinesa, no Rio de Janeiro (Tabela 1).

Tabela 1 - Parâmetros hidrológicos (Soares, 1999).

Parâmetros de Van Genuchten: Vista Chinesa	
θ_s (-)	0,53
θ_r (-)	0,20
α (m^{-1})	7,0
n (-)	1,68

O parâmetro de condutividade hidráulica saturada, entretanto, foi adotado de acordo com medições realizadas na própria região de cicatrizes, utilizando o permeâmetro de Guelph. Segundo Vieira e Fernandes (2004), os valores encontrados variaram de 0,0001 a 0,009 cm/s, sendo realizadas em torno de 90 medições. Observou-se também uma tendência desses valores de apresentarem maior condutividade hidráulica próximo à superfície e decrescer em profundidade. Adotou-se, portanto, o valor de 0,001 cm/s para toda a bacia.

Por também não possuir dados de chuva do local no evento em questão, adotou-se, similarmente ao trabalho de Miqueletto (2007), os dados utilizados por Soares (1999) para uma chuva de 22 dias, sendo estes os primeiros de fevereiro de 1988. Estes dados foram medidos na estação Capela Mayrinc que está localizada no parque nacional da Tijuca (Tabela 2 e Figura 14).

Tabela 2 - Precipitação diária para os 22 dias de simulação (Soares, 1999).

Dia	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Precipitação (mm)	3	18	90	10	70	50	7	10	5	35	40
Dia	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Precipitação (mm)	75	40	10	5	0	5	0	75	170	90	90

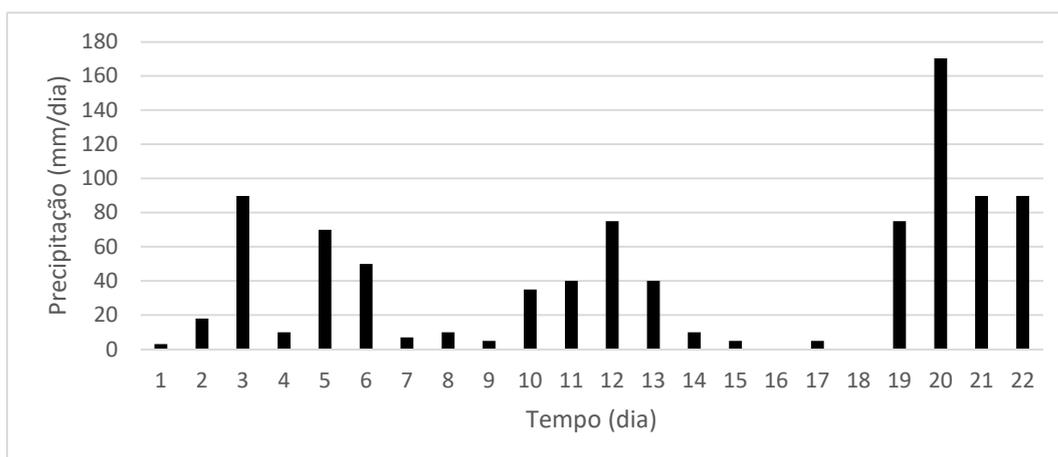


Figura 14 - Precipitação de 22 dias de chuva crítica

Os parâmetros de resistência (Tabela 3) utilizados foram os mesmos apontados por Guimarães (2000) como os que melhor se aproximaram da configuração de escorregamentos ocorridos na mesma área de estudo. Utilizando o software SHALSTAB (Montgomery e Dietrich, 1994), Guimarães (2000) testou 125 combinações de parâmetros que incluíam o ângulo de atrito, a razão entre coesão e espessura do perfil de solo e a massa específica.

Tabela 3 - Parâmetros de Resistência (Guimarães, 2000)

ϕ' (°)	45
c' (kPa)	4
ρ (g/cm ³)	1,5
ϕ'_b (°) (Vista Chinesa)	19,5

5.3.

Malha e condições de análise

A malha utilizada nestas simulações englobou as duas bacias, sendo formada por 171018 nós e 281790 elementos. Primeiramente, foi tomada uma malha superficial como base, formada por um grid de pontos espaçados de 10m, gerada por Miqueletto (2007). Para as análises de espessura constante, foi utilizada a mesma malha tridimensional desenvolvida por Miqueletto (2007) usando a malha superficial como entrada do gerador. A espessura adotada foi constante de 2 metros e discretizada em cinco elementos.

Após aplicação dos modelos analíticos de previsão da profundidade do topo rochoso, fez-se necessário a geração de uma nova malha para cada análise. Estas malhas foram desenvolvidas através de um código implementado no software MATLAB que manteve o espaçamento entre pontos e a discretização da espessura em cinco elementos, mas variou espacialmente estas espessuras em toda a superfície.

Em cada análise foram aplicadas condições iniciais de carga de pressão conforme Tabela 4. Nas reanálises com espessura constante foram consideradas cargas de pressão iniciais de -0,5 m e -5,0 m, que equivalem, respectivamente, a 63% e 43% de saturação inicial a partir da aplicação do modelo de van Genuchten (1980) e dos parâmetros hidrológicos apresentados. Já nas análises com variação de espessura, bem como na análise durante o período de spin-up (1 ano), foi considerado 63% de saturação, equivalente a carga de pressão de -0,5m. Por fim, nas análises com condição inicial variável – com aplicação do período de spin-up – foram considerados, como condição inicial, os resultados de cargas de pressão do último tempo após um ano de chuva no caso dos exemplos com espessura constante, e após um mês no caso dos exemplos com espessura variável.

A condição de contorno considerada foi atmosférica com taxas de infiltração variáveis no tempo equivalentes a precipitação apresentada na Tabela 2. Contudo, quando a carga de pressão se apresentar positiva em determinado nó, ao final do processo iterativo, a condição de contorno passa a ser de carga de pressão imposta e nula, simulando o processo de escoamento superficial no talude após a formação de nível de água sobre a superfície. Se após o processo iterativo a vazão no nó for superior à taxa de infiltração, a condição de contorno retorna à condição de vazão imposta. Os demais nós do contorno foram considerados como condição de contorno natural (fluxo nulo).

Foi definido um valor de armazenamento específico igual a $0,0055 \text{ m}^{-1}$ por meio de tentativas, de forma a facilitar a convergência numérica do modelo (Miqueletto, 2007).

Para aplicação do passo de tempo dinâmico foram consideradas as seguintes configurações: incremento de tempo inicial de 0,01 horas, incremento mínimo de 1×10^{-9} horas e máximo de 1 hora. A variação do incremento se deu de acordo com os seguintes parâmetros:

- Aumento de 25% para número de iterações inferior ou igual a 3;
- Manutenção do valor para valor entre 3 e 7 iterações;
- Diminuição de 25% até 10 iterações;

- Atingindo 10 iterações, o processo se encerra e o passo de tempo é reiniciado com tamanho reduzido para 50% do valor anterior.

5.4. Resultados e discussões

Foram realizadas um total de 12 análises de fluxo e estabilidade subdivididas em cinco blocos de análises, conforme apresentado na Tabela 4. Primeiramente, foram feitas duas reanálises com espessura constante e condição inicial de cargas de pressão de -0,5m e -5m. Estas análises tiveram como objetivo a validação do programa comparando com os resultados encontrados por Miqueletto (2007).

Posteriormente, foram feitas outras seis análises com variação de espessuras, aplicando os modelos Zmodel e Smodel de Saulnier et al. (1997), para três variações de espessuras diferentes. O primeiro intervalo foi baseado nos resultados de profundidade de rocha encontrados por Gomes et al. (2017), com espessuras de 0 a 18 m. Posteriormente, aplicou-se um intervalo intermediário de espessuras de solo, de 0 a 9 m e, por fim, considerou-se o intervalo de espessuras com base nos resultados encontrados por Guimarães et al. (2003), de 0 a 3 m.

Também foram realizadas análises com aplicação do spin-up time de precipitação, simulando uma chuva precedente de 1 ano, medidas de uma estação meteorológica próxima no Rio de Janeiro (Gomes et al., 2017), para gerar uma condição inicial mais realista de cargas de pressão variável. Além disso, foi feita a análise de fluxo e estabilidade ao longo do período de 1 ano de spin-up time, considerando, entretanto, a mesma condição inicial de carga de pressão variável.

Por fim, foram executadas análises combinando os modelos de variação de espessura de solo com a condição inicial de cargas de pressão variável. Para isso, foi realizado um spin-up time de 30 dias para gerar a condição inicial da análise e, posteriormente, foram feitas análises de fluxo e estabilidade dos modelos Zmodel e Smodel, da mesma forma que as análises anteriores de variação de espessura, para profundidades de solo até 3 metros.

Mapas de fator de segurança, de cargas de pressão na interface solo-rocha e de saturação na base foram gerados nos tempos apresentados na Tabela 5 para praticamente todas as análises. Para a análise de fluxo e estabilidade ao longo do spin-up time de 1 ano, foram selecionados outros tempos para impressão de resultados, devido ao maior tempo da análise em questão (Tabela 6).

Também foram gerados gráficos de variação do fator de segurança, da carga de pressão máxima e carga de pressão na interface solo-rocha ao longo de todos os passos de tempo impressos pelo programa. Estes gráficos foram tomados para uma coluna de nós da malha, tendo o nó superficial 16160 como nó de referência. Este nó foi selecionado com base nos nós escolhidos no trabalho de Miqueletto (2007) (Figura 15).

Tabela 4 – Resumo das análises realizadas

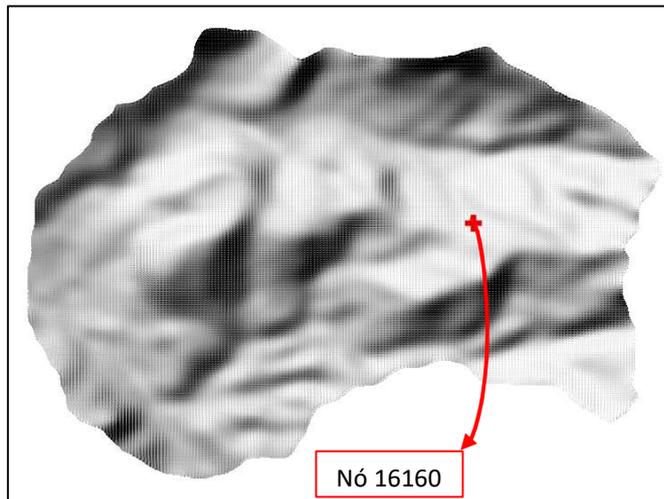
Análises		Espessura de Solo	Condições Iniciais	Tempo de Análise
Reanálise Miqueletto (2007)	1	Constante (2 m)	$\psi_i = -0,5 m$	22 dias
	2	Constante (2 m)	$\psi_i = -5 m$	22 dias
Espessura de solo variável	3	Variável de 0 à 18m (Zmodel)	$\psi_i = -0,5 m$	22 dias
	4	Variável de 0 à 18m (Smodel)	$\psi_i = -0,5 m$	22 dias
	5	Variável de 0 à 9m (Zmodel)	$\psi_i = -0,5 m$	22 dias
	6	Variável de 0 à 9m (Smodel)	$\psi_i = -0,5 m$	22 dias
	7	Variável de 0 à 3m (Zmodel)	$\psi_i = -0,5 m$	22 dias
	8	Variável de 0 à 3m (Smodel)	$\psi_i = -0,5 m$	22 dias
C.I. Variável	9	Constante (2 m)	Variável após spin-up de 1 ano	22 dias
Durante o período de spin-up	10	Constante (2 m)	$\psi_i = -0,5 m$	1 ano
Espessura de solo e C.I. variáveis	11	Variável de 0 à 3m (Zmodel)	Variável após spin-up de 30 dias	22 dias
	12	Variável de 0 à 3m (Smodel)	Variável após spin-up de 30 dias	22 dias

Tabela 5 - Tempos de análise (22 dias)

Tempos de análise			
0 (h)	180 (h)	288 (h)	480 (h)
0 (dias)	7,5 (dias)	12 (dias)	20 (dias)

Tabela 6 - Tempos de análise (1 ano)

Tempos de análise			
0 (h)	2160 (h)	5040 (h)	7920 (h)
0 (dias)	90 (dias)	210 (dias)	330 (dias)

**Figura 15 - Localização do nó 16160**

Uma questão importante a ser observada é a presença de algumas áreas de afloramentos rochosos ao longo da bacia. Notou-se, então, em todos os mapas de susceptibilidade à escorregamentos, que algumas zonas de instabilidade eram coincidentes com as regiões de rocha aflorada, onde, pela declividade, não há formação de coberturas de material residual ou coluvionar. Na Figura 16 é possível identificar essas áreas visualmente.

**Figura 16 - Áreas de afloramentos rochosos**

5.4.1. Reanálise de espessura constante (validação do programa)

Esta análise consiste na replicação das condições determinadas por Miqueletto (2007), com a finalidade de comparar os resultados encontrados e validar o funcionamento do programa. Neste modelo é considerado espessura de solo constante de 2 metros e duas diferentes condições iniciais, -0,5m e -5m, com valor constante em todos os nós da malha.

A Figura 17 mostra os resultados encontrados de cargas de pressão na interface solo-rocha, para as duas condições iniciais, em 0, 7,5, 12 e 20 dias de análise.

Na primeira análise, com condição inicial de -0,5 metros, observou-se o aumento gradativo das cargas de pressão em toda a bacia, com concentração de maiores pressões nas regiões de drenagem. Notou-se que as regiões com gradientes mais elevados, que foram identificadas como locais de afloramentos rochosos, apresentaram pressões menores que o restante da bacia.

Na segunda análise, com condição inicial de -5 metros, observou-se que a presença de pressões positivas só ocorreu próximo ao final da simulação, podendo ser identificado apenas no último mapa apresentado. Observou-se também uma grande semelhança dos resultados encontrados para 20 dias desta análise com a primeira análise, o que mostra que a condição inicial não exerceu grande impacto nos resultados após o período crítico de chuva.

A Figura 18 apresenta os resultados de fator de segurança encontrados para as mesmas simulações. As regiões marcadas na cor preta foram as áreas identificadas visualmente como afloramentos rochosos, conforme pode ser observado na Figura 16.

Na primeira análise observa-se que a condição inicial não apresenta áreas com fator de segurança abaixo de 1 e que, com o passar do tempo, as áreas instáveis aumentam e apresentam maior densidade nas regiões mais elevadas.

Na segunda análise observa-se que até 12 dias nenhum mapa apresentou área com fator de segurança abaixo de 1. De maneira análoga a análise de cargas de pressão, no tempo de 20 dias notou-se grande semelhança entre os resultados das duas análises.

Nota-se, portanto, que para espessuras de solo constantes, quanto maior a umidade do solo antecedente ao período chuvoso, mais rápido as regiões se tornam saturadas e mais rápido os valores de FS caem. Além disso, percebe-se

que, ao fim da chuva crítica, os valores de fator de segurança são independentes da condição inicial.

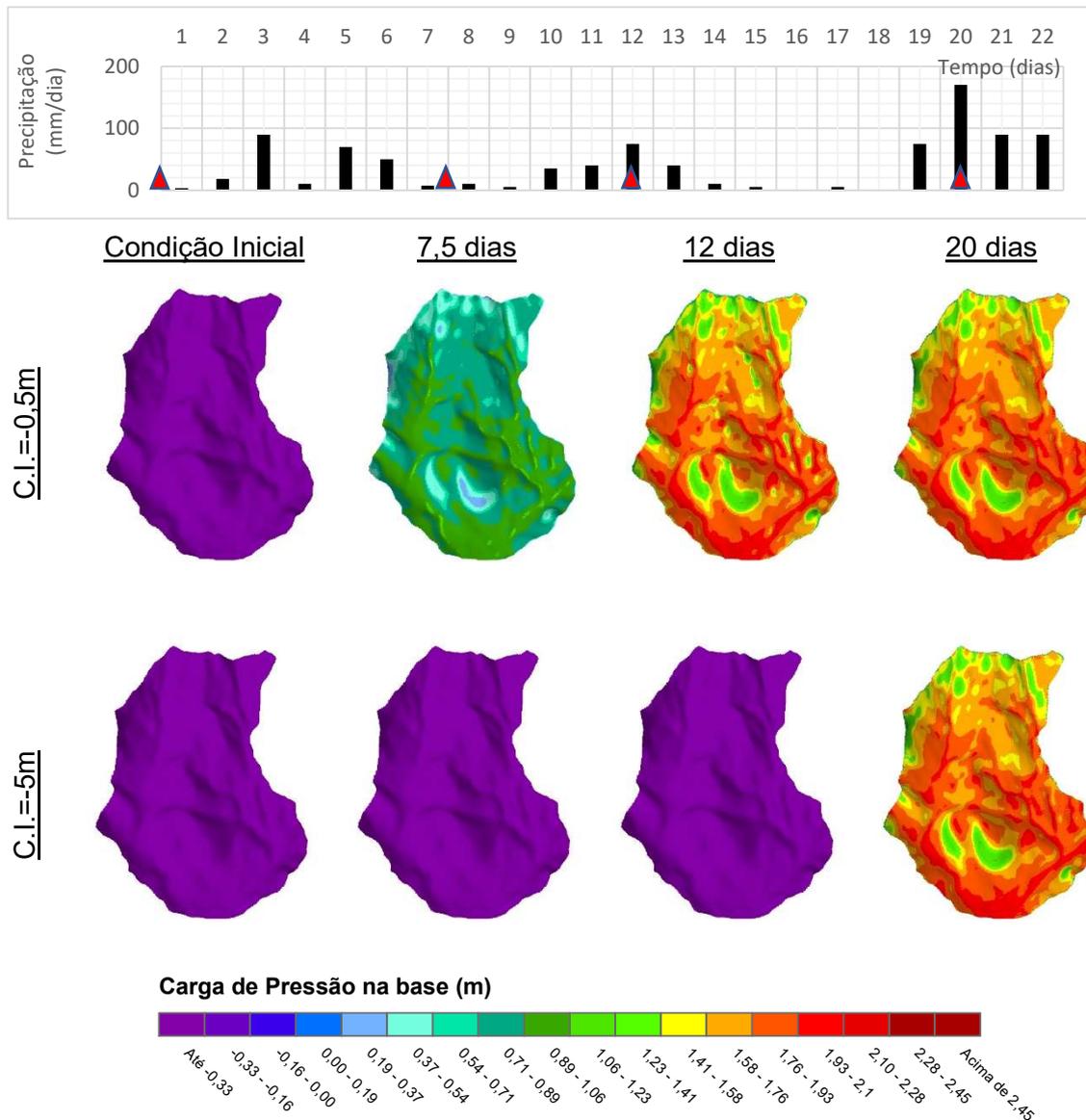


Figura 17 – Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - Reanálise Miquelletto (2007)

A Figura 19 apresenta os resultados de saturação na interface solo-rocha encontrados para as mesmas análises.

Na primeira simulação notou-se a condição inicial de 63% de saturação em toda a bacia, que é equivalente a condição inicial adotada de -0,5m. A partir de 7,5 dias, observa-se a saturação da interface solo-rocha, correspondente a cargas de pressão positivas. Vale ressaltar que nesta situação de saturação total não está sendo considerada a possível influência da permeabilidade da rocha fraturada abaixo do regolito, que certamente mudaria a configuração encontrada.

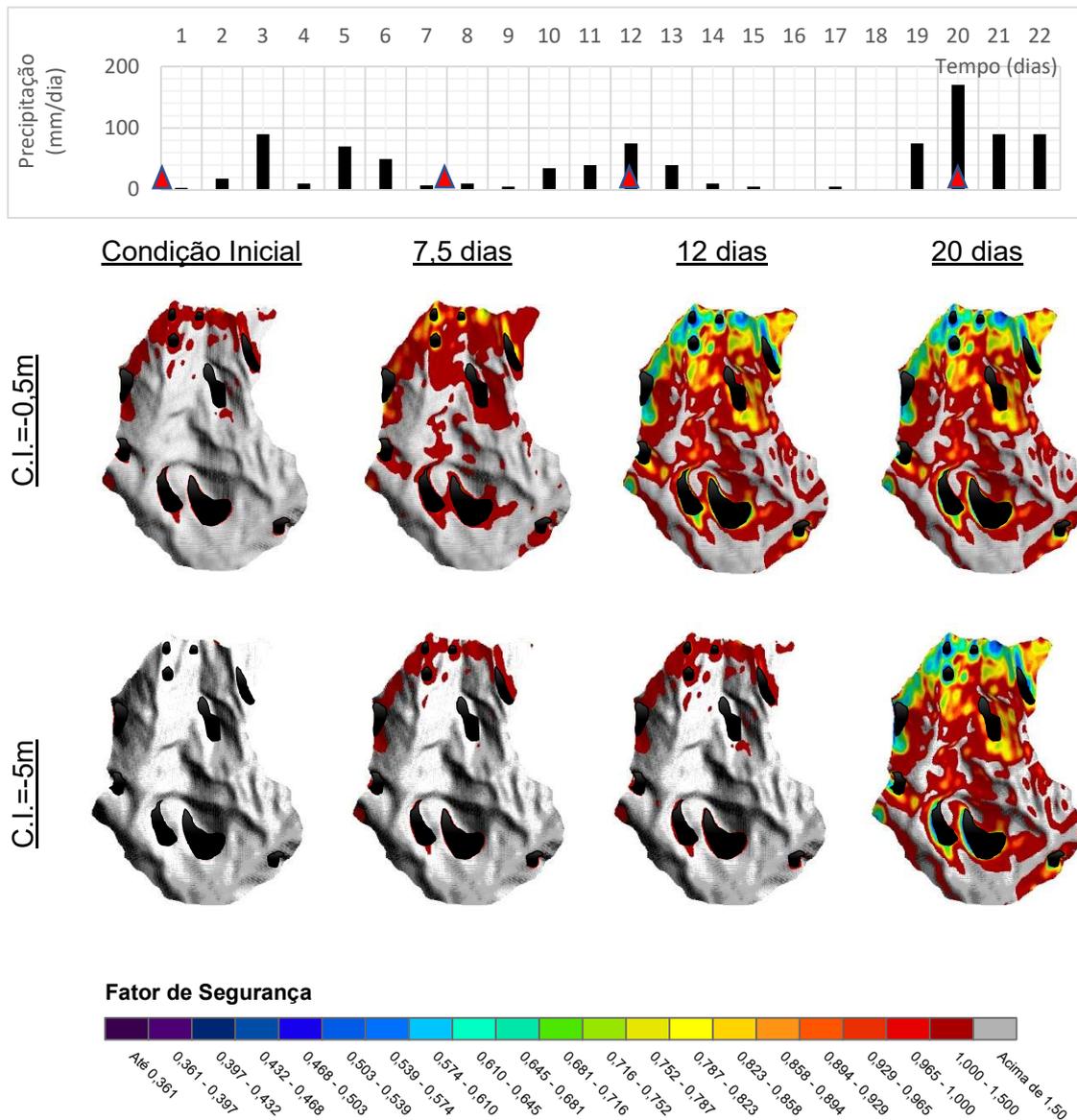


Figura 18 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - Reanálise Miquelletto (2007)

Na segunda simulação observou-se a condição inicial de 43% de saturação em toda a bacia, correspondente a condição inicial de carga de pressão adotada igual a -5m. Notou-se também que até 12 dias esta condição de saturação se manteve, apresentando mudanças em 20 dias. Neste tempo foi possível notar nuances de diferentes saturações demarcando as áreas dos afloramentos identificados com os menores graus de saturação.

Os gráficos apresentados na Figura 20 e na Figura 21 mostram a evolução do fator de segurança, da carga de pressão máxima e carga de pressão na interface solo-rocha ao longo do tempo para a coluna de nós que tem o nó 16160 de referência. Estes gráficos estão sobrepostos aos gráficos apresentados por Miquelletto (2007) e apontam uma grande similaridade de resultados.

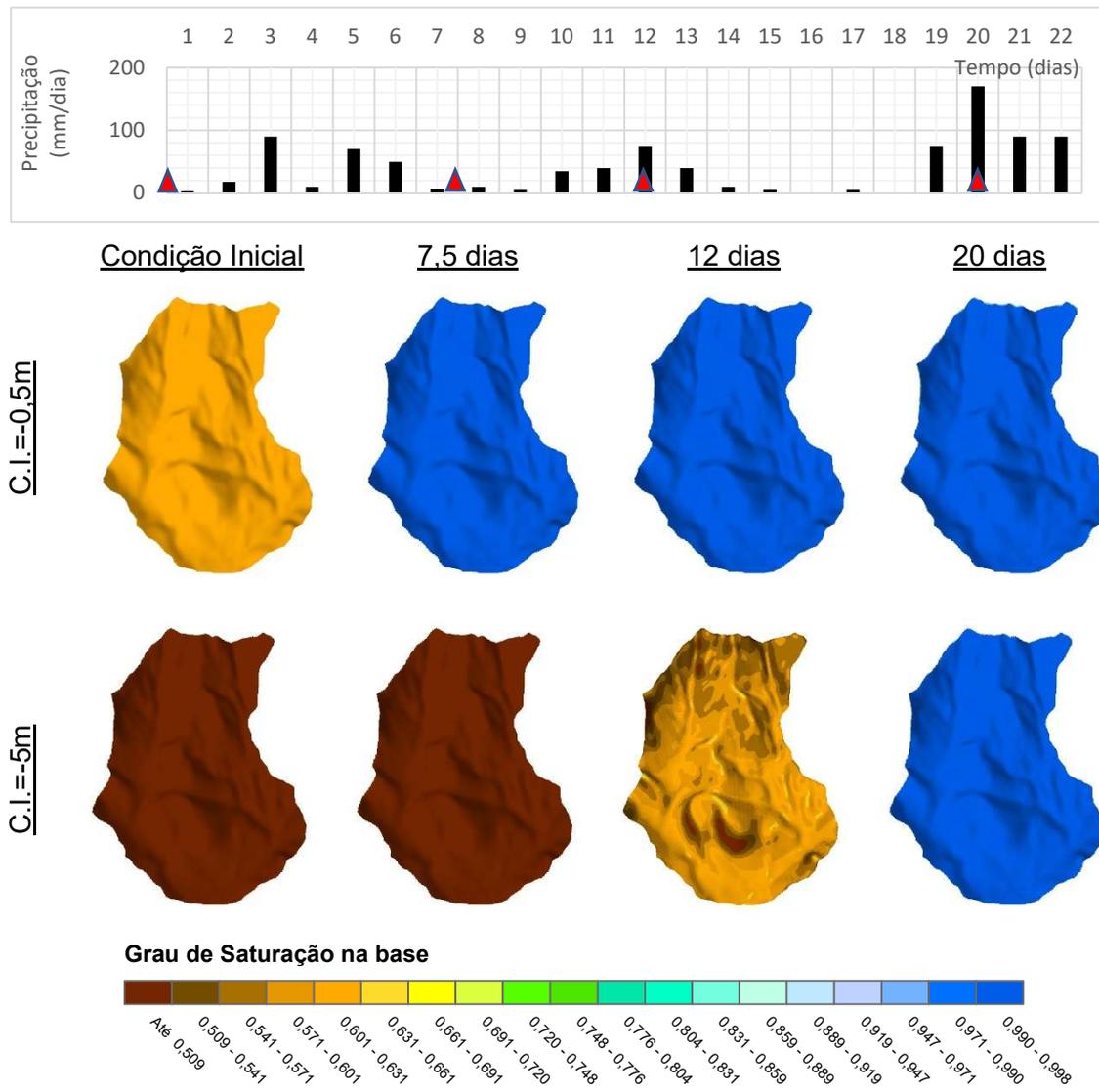


Figura 19 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - Reanálise Miquelto (2007)

O gráfico da Figura 20 mostra que até aproximadamente 140 horas, as linhas representativas de cargas de pressão máxima e cargas de pressão na base não coincidem, indicando o avanço da frente de infiltração. A partir deste tempo, entretanto, elas passam a ser coincidentes, já bem próxima a saturação total da coluna, e se mantêm assim até o final da simulação. Isto indica que a carga de pressão máxima se encontra na interface entre solo e rocha. Nota-se também que o fator de segurança decresce conforme a carga de pressão no nó da base aumenta.

Já o gráfico da Figura 21 apresenta um comportamento diferente, pois aponta que a carga de pressão máxima posicionada na base ocorre somente após as 300 horas de simulação, indicando que durante este tempo este ponto do solo permaneceu parcialmente saturado. Da mesma forma, o fator de segurança

decreceu conforme a carga de pressão na base aumentava. Entretanto, foi observado o seu decréscimo também em tempos em que não houve modificação significativa da carga de pressão na base. Por fim, foi observado que o fator de segurança só atingiu valores abaixo de 1, indicando a ruptura, nos tempos finais da análise.

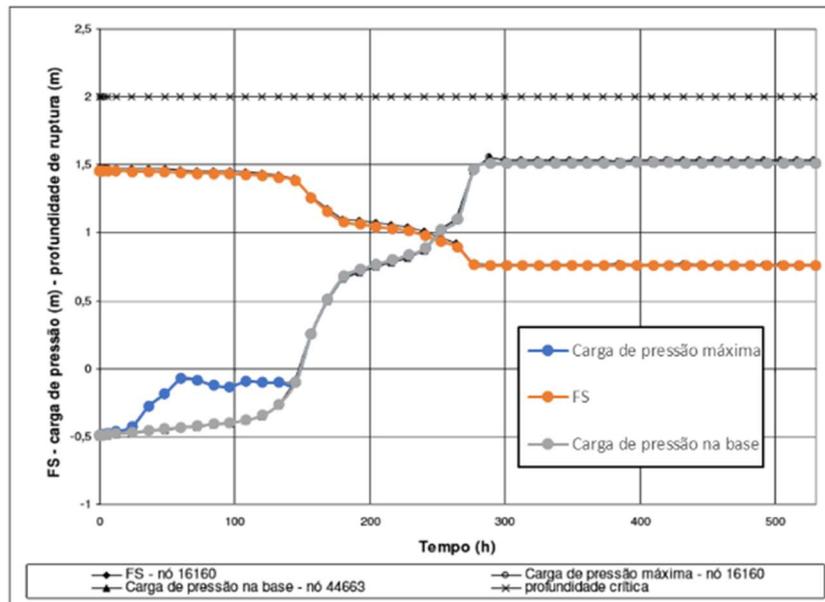


Figura 20 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160. Carga inicial de -0,5m.

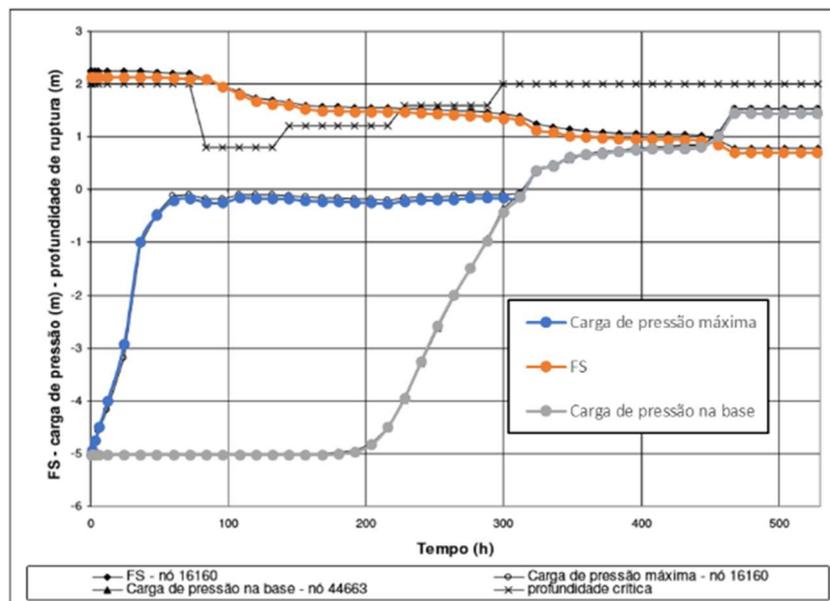


Figura 21 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160. Carga inicial de -5m.

5.4.2. Análise com espessura de solo variável

Para prever a profundidade do regolito foram aplicados os modelos propostos por Saulnier et al. (1997) que tem como principais parâmetros a elevação, seus valores máximos e mínimos e o gradiente da área estudada. Em seguida, os resultados de cargas de pressão, saturação e fatores de segurança são avaliados ao longo do tempo de acordo com o programa desenvolvido por Miquelletto (2007).

Foram avaliados modelos considerando três intervalos de espessuras. O primeiro intervalo foi baseado nos resultados de profundidade de rocha encontrados por Gomes et al. (2017), com $h_{máx} = 18\text{ m}$ e $h_{mín} = 0$. Posteriormente, aplicou-se um intervalo intermediário de espessuras de solo, com $h_{máx} = 9\text{ m}$ e $h_{mín} = 0$. Por fim, considerou-se o último intervalo de espessuras com base nos resultados encontrados por Guimarães et al. (2003), que apresentam $h_{máx} = 3\text{ m}$ e $h_{mín} = 0$.

Primeiramente foi aplicado o modelo Zmodel, que relaciona a espessura de solo com a elevação da topografia através da equação analítica apresentada anteriormente. Foram encontradas, então, as distribuições de espessuras ao longo da topografia conforme Figura 22.

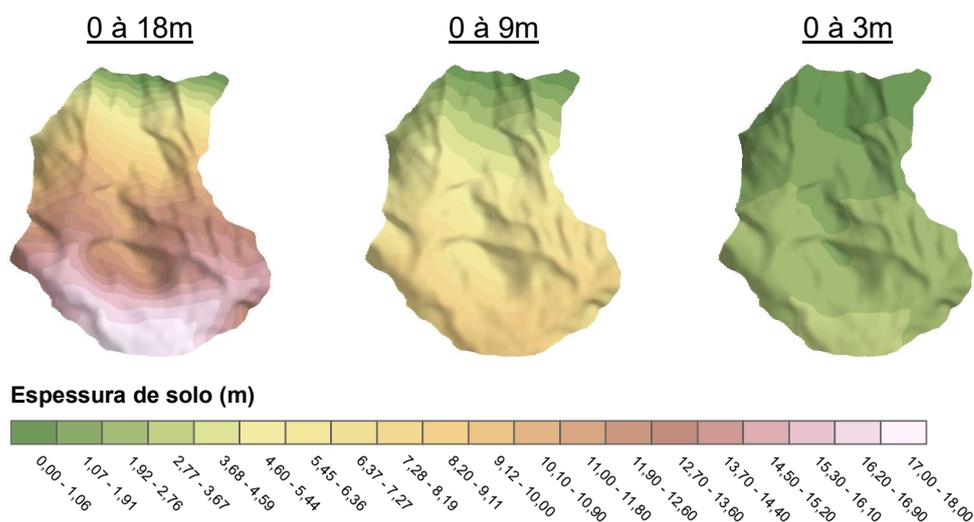


Figura 22 - Distribuição de espessuras de solo (Zmodel)

Nota-se que o principal parâmetro na determinação dessa distribuição é a elevação normalizada, já que as espessuras acompanham a topografia e tendem a diminuir gradativamente conforme a elevação vai aumentando.

Similarmente a análise Zmodel, foi aplicado o outro modelo de previsão de profundidade de topo rochoso proposto por Saulnier et al. (1997), o modelo Smodel. Este modelo relaciona a espessura de solo com o gradiente topográfico e utiliza os valores de espessuras máximas e mínimas na sua equação. Na Figura 23 estão os resultados da distribuição de espessuras ao longo da topografia após aplicação deste modelo.

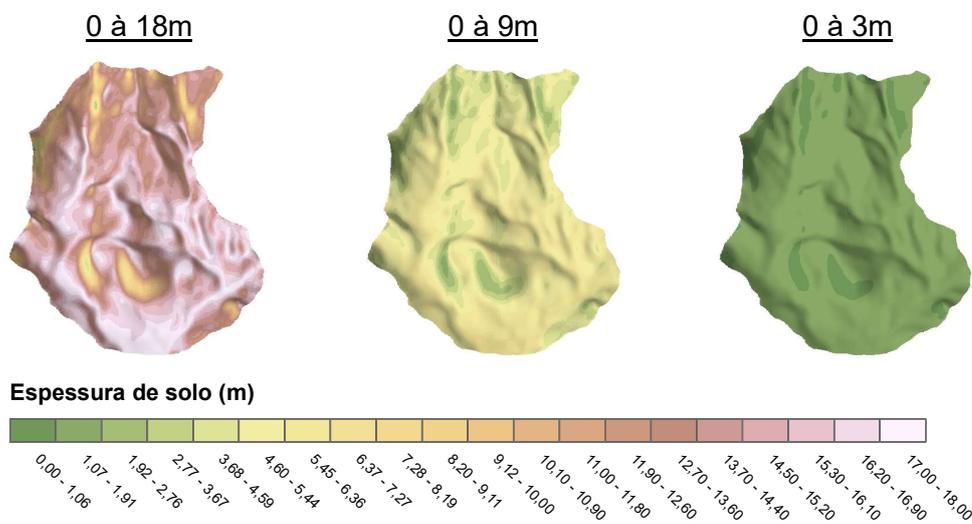


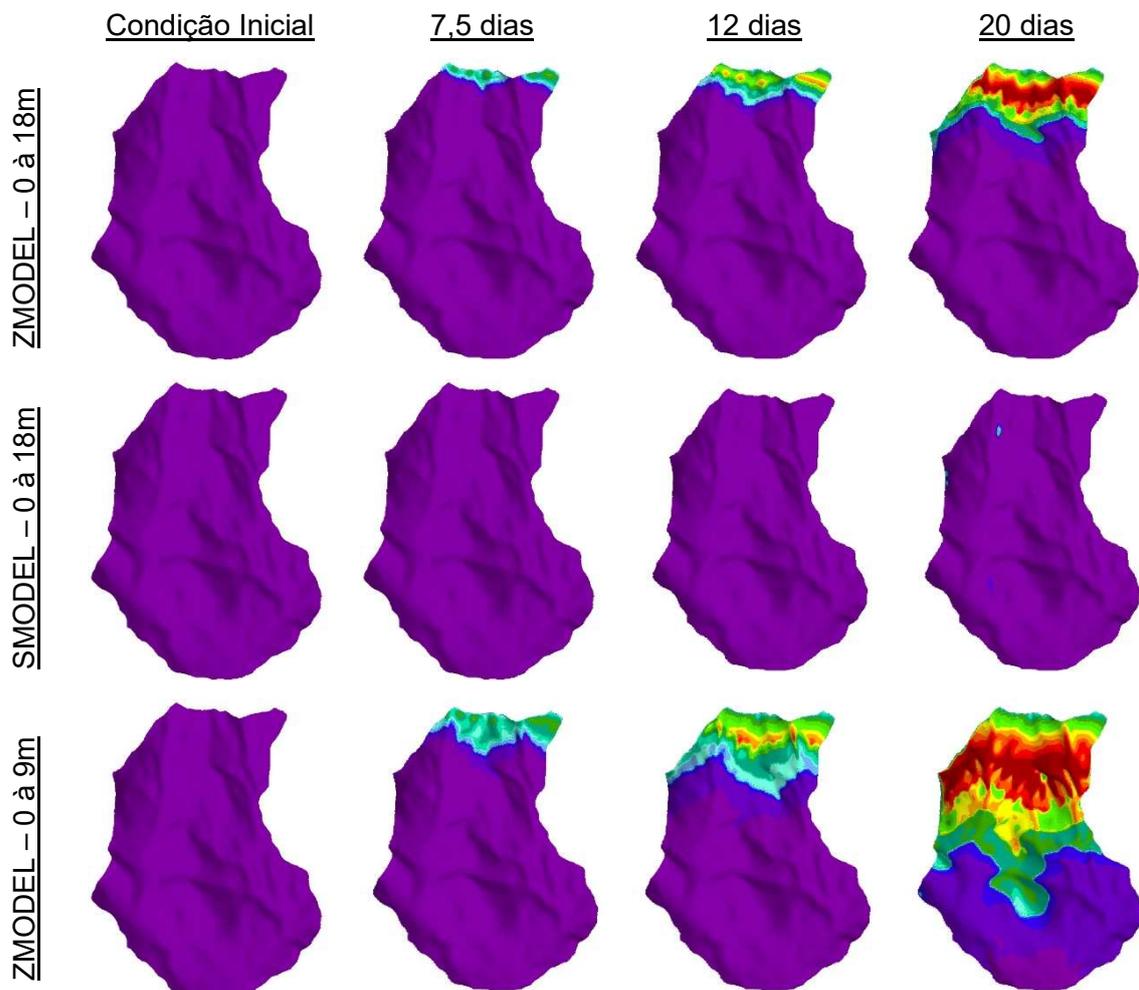
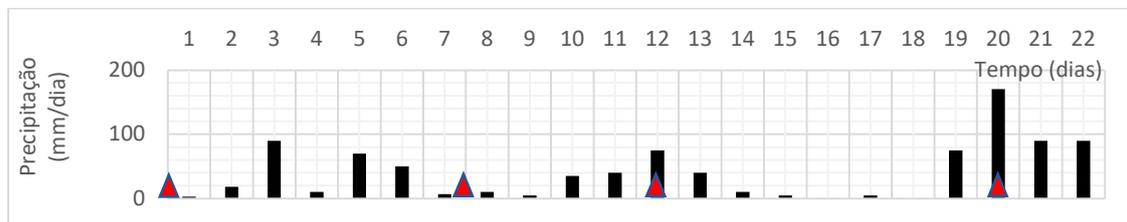
Figura 23 - Distribuição de espessuras de solo (Smodel)

Observa-se que o principal parâmetro na determinação dessa distribuição é o gradiente normalizado, já que as espessuras acompanham os valores de gradiente, apresentando menores valores para as maiores inclinações.

Na Figura 24 estão relacionados os resultados de cargas de pressão na interface solo-rocha para todas estas análises, em 0, 7,5, 12 e 20 dias de simulação. Pode-se observar uma grande semelhança, tanto em Zmodel como em Smodel, entre as simulações de intervalos de 0 à 18m e de 0 à 9m, exceto para os últimos tempos. Além disso, para estas espessuras observou-se uma grande região com pressões negativas até mesmo nos tempos finais de simulação. Ou seja, para grandes espessuras (0 a 9m e 0 a 18m), o modelo Z irá gerar cargas de pressão elevadas apenas no fim da chuva crítica e nas cabeceiras da bacia, enquanto o modelo S irá gerar cargas de pressões elevadas em regiões de gradientes topográficos elevados (afloramentos).

Isto se deve ao aumento da capacidade do manto de solo em absorver a precipitação, já que o aumento da espessura do regolito demandaria mais tempo para torná-lo saturado, dificultando a formação de poropressões positivas no período de análise considerado.

De uma forma geral, as simulações apresentam maiores pressões nas áreas de menor espessura de solo. Contudo, em Zmodel (0 à 3m) inicia-se uma mudança nesta tendência a partir de 12 dias, de forma que, em 20 dias, o mapa apresenta as maiores pressões em áreas de maior espessura. Esta tendência pode representar a evolução da drenagem ao longo do tempo. Além disso, notou-se uma grande área em Smodel (0 à 3m), aos 20 dias, com pressões acima de 2,10m.



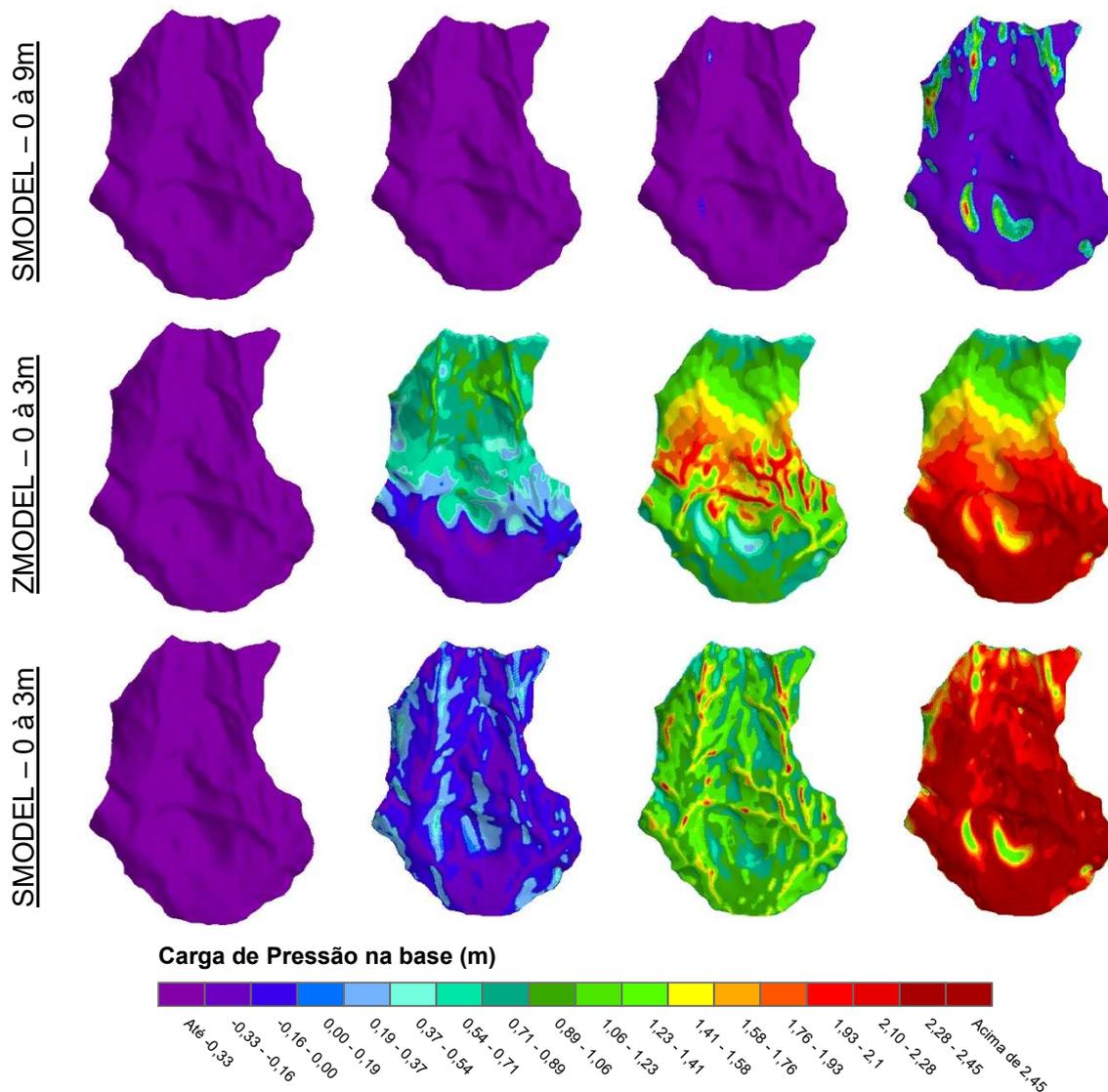
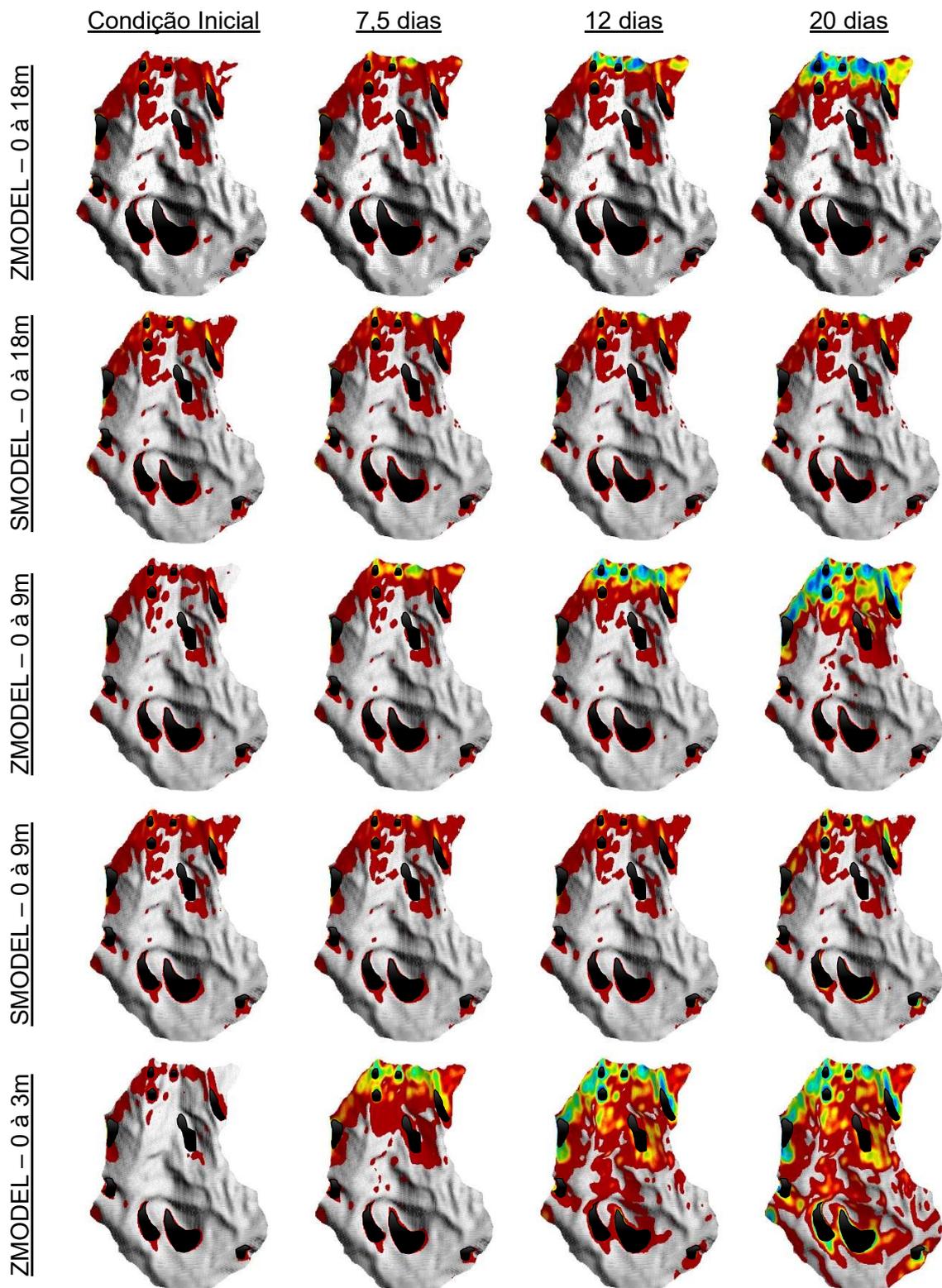
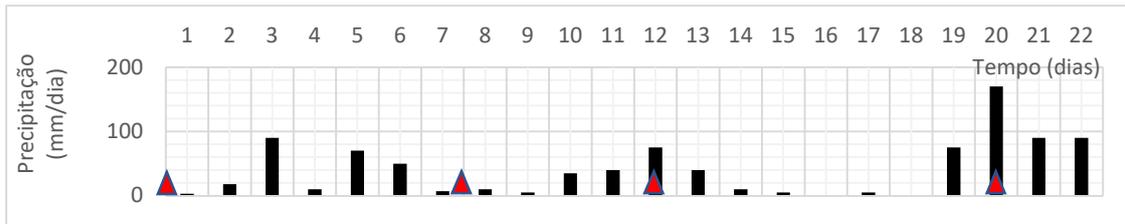


Figura 24 - Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com variação de espessura de solo

Na Figura 25 estão apresentados os resultados de fator de segurança para todas as análises com variação da espessura de solo. Notou-se inicialmente que as análises com maiores espessuras de solo apresentaram maior área instável. Além disso, observou-se uma grande semelhança entre os resultados dos modelos Zmodel e Smodel. Posteriormente, as análises com menores espessuras (0 à 3m) passaram a apresentar um aumento gradativo de regiões instáveis, superando as simulações com maiores profundidades. Também se observou que as análises Zmodel e Smodel, de 0 a 3 metros, apresentaram resultados bastante semelhantes entre si e semelhantes em comparação aos resultados da análise de espessura constante. Portanto, percebe-se que as espessuras de solo menores (0 a 3 m) se assemelham mais às cicatrizes mapeadas, o que sugere uma condição mais realística de espessura de solo média para essa bacia.



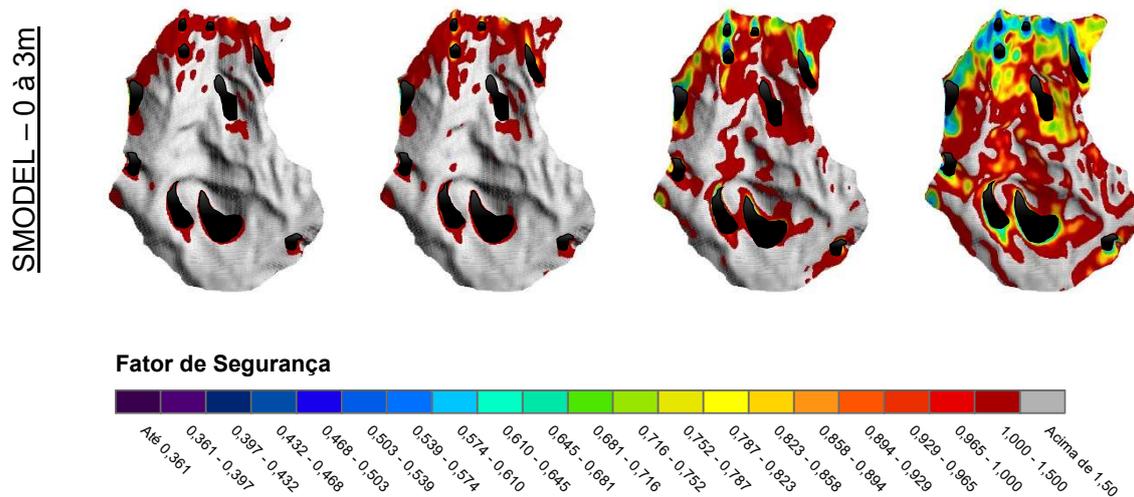
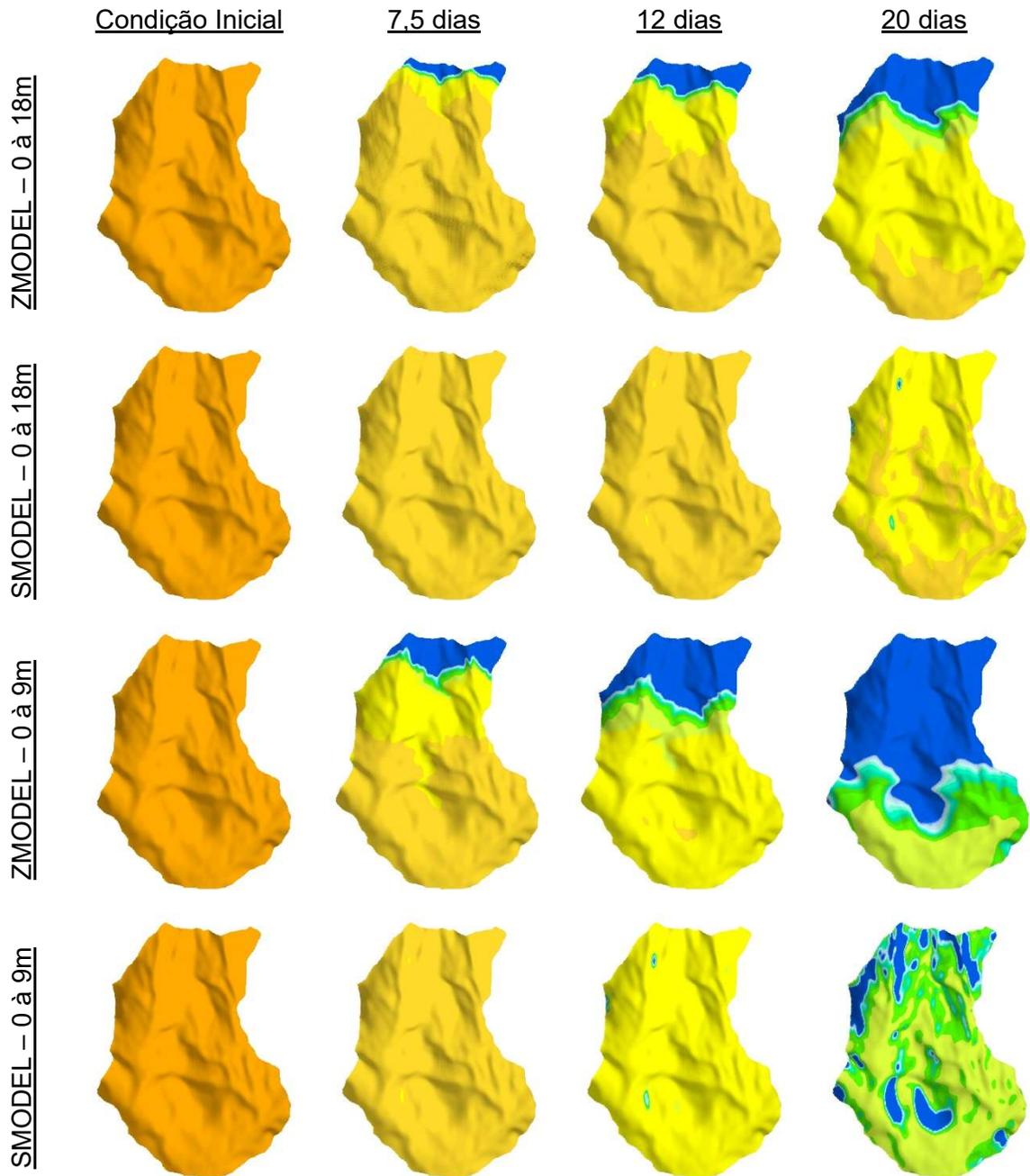
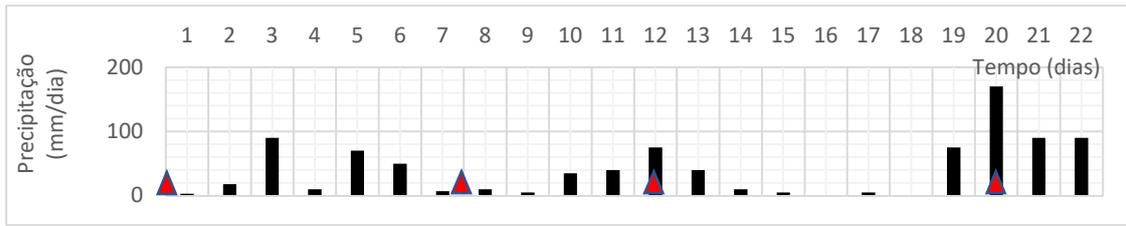


Figura 25 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com variação de espessura de solo

A Figura 26 mostra os resultados de saturação na interface solo-rocha encontrados para as mesmas análises. De uma forma geral, nota-se que a evolução da saturação acompanha o padrão de espessura de solo de cada modelo. Observa-se também grande semelhança na evolução da saturação das análises de 0 a 18 e de 0 a 9 metros, com exceção dos últimos tempos de Zmodel e Smodel que apresentam mais regiões saturadas na análise de 0 a 9 metros. Nas simulações de menor espessura de solo, percebe-se que a evolução da saturação ocorre mais rapidamente, até que em 12 dias já apresenta saturação completa para os dois modelos. Portanto, para chuvas extremas e espessura de solo pequena (0 a 3 m), nota-se que a interface solo rocha rapidamente chega à saturação.

Foi possível observar também que, nos eventos chuvosos críticos e em solos pouco espessos, o uso de uma espessura de solo constante pode levar a distribuições de carga de pressão e valores de FS semelhantes a regiões com espessura de solo variável.



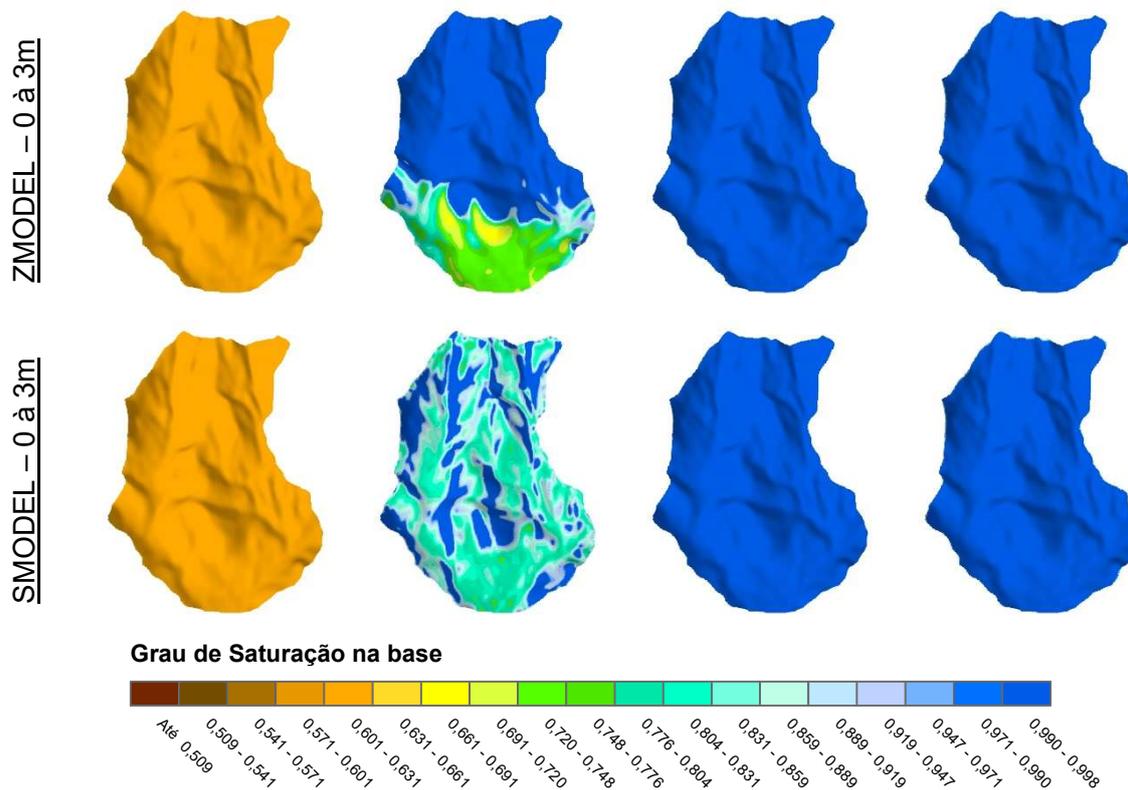


Figura 26 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com variação de espessura de solo

Os gráficos da Figura 27 demonstram a variação do fator de segurança, da carga de pressão máxima e da carga de pressão na base para a coluna de nós de referência 16160. Percebe-se que nas simulações de 0 a 18 metros não houve variação do fator de segurança e, durante todo o período, a coluna de nós em questão manteve-se parcialmente saturada, já que as linhas de cargas de pressão máxima e na interface solo-rocha não se interceptam.

Nas análises de 0 a 9 metros foi observado que em Zmodel o ponto atinge a saturação pouco depois de 300 horas de simulação e rompe próximo às 400 horas, atingindo a partir deste tempo FS menor que 1. A análise Smodel, por outro lado, apresentou saturação ao final da simulação, próximo a 500 horas, e não atingiu FS abaixo de 1 durante o período de análise.

Por fim, as simulações com espessuras variando de 0 a 3 metros apresentaram comportamentos similares entre si. Entretanto, Smodel atingiu a saturação e valores de FS abaixo de 1 ligeiramente após Zmodel.

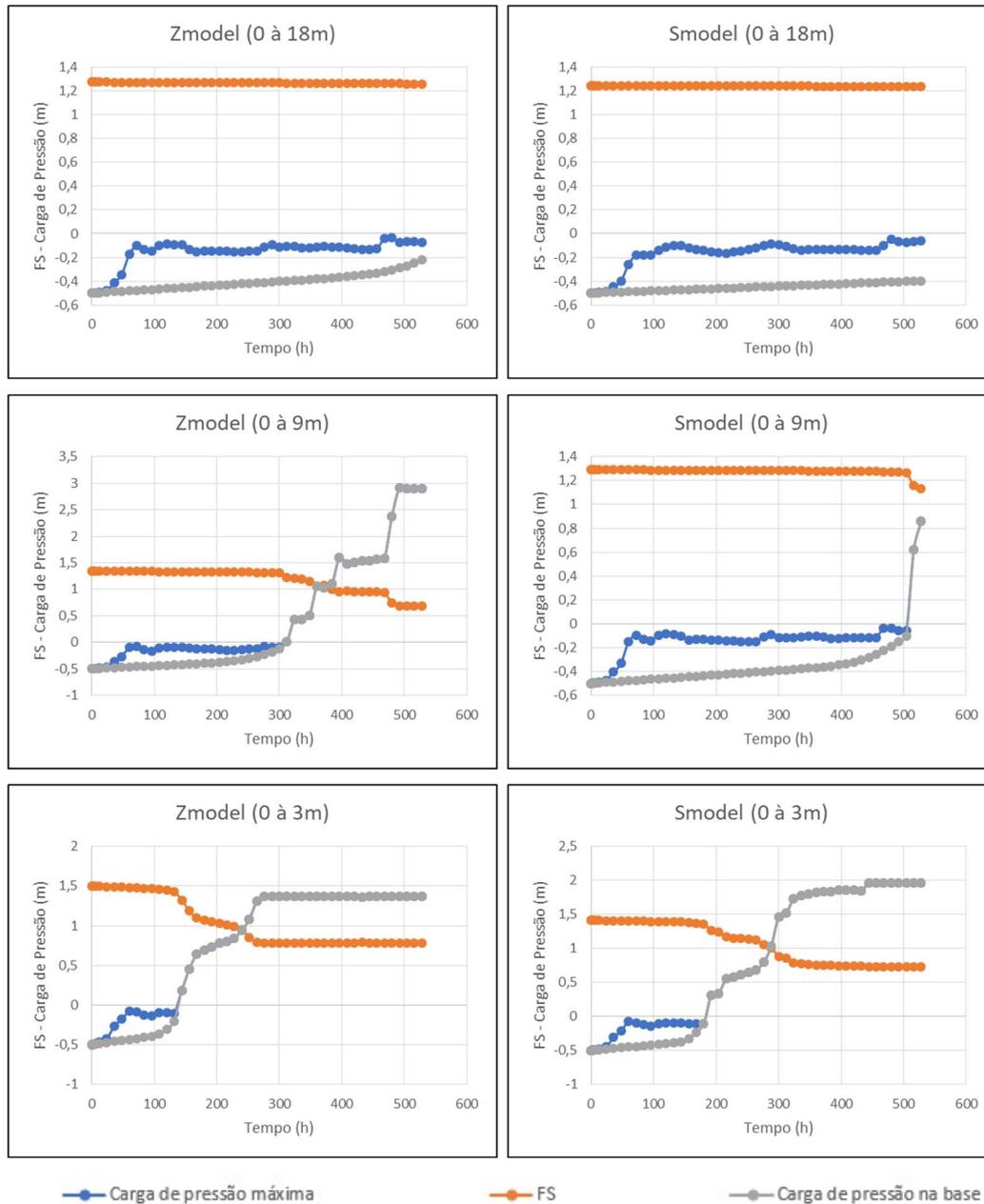


Figura 27 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160 - análises de espessura variável

5.4.3. Análise com condição inicial variável

Esta análise consiste na avaliação dos resultados de cargas de pressão, saturação e fatores de segurança ao longo do tempo de acordo com o programa desenvolvido por Miqueletto (2007) com a aplicação do spin-up time de precipitação para determinação da condição inicial e considerando a espessura constante de solo como na primeira análise.

Na ausência de informações detalhadas sobre a condição exata do solo e seus valores da carga de pressão no início do período experimental de 22 dias, precedemos as simulações considerando taxas de precipitação diárias medidas de uma estação meteorológica próxima no Rio de Janeiro por um período de um ano. Foram considerados dados de chuva retirados da análise feita por Gomes et. al (2017), conforme Figura 28.

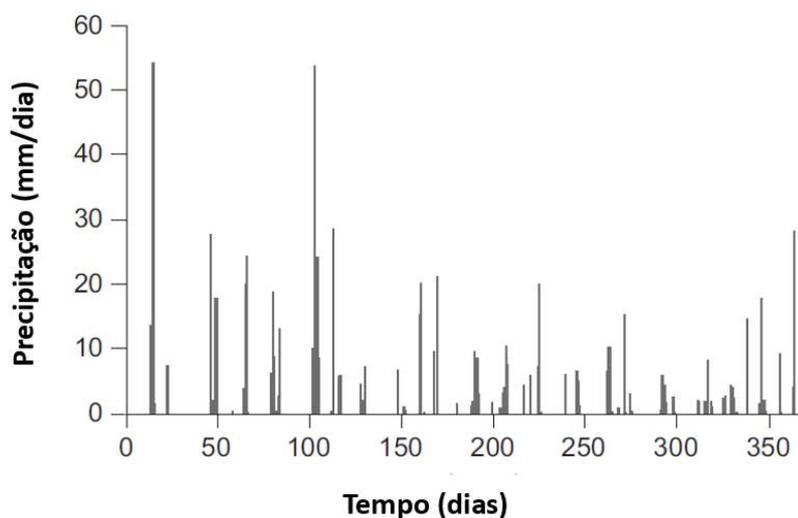


Figura 28 - Precipitação de 1 ano (Gomes et al., 2017)

Após o período de spin-up, aplicou-se os resultados de cargas de pressão do último tempo como condição inicial da análise. Os resultados de cargas de pressão na interface solo-rocha estão apresentados na Figura 29, para 0, 7,5, 12 e 20 dias.

Observou-se que a condição inicial encontrada apontou maiores pressões nas regiões de drenagem. Posteriormente, percebeu-se o aumento gradativo das cargas de pressão em toda a bacia. Além disso, nos últimos tempos, notou-se grande semelhança destes resultados com as pressões encontradas na primeira análise de espessura constante sem variação da condição inicial.

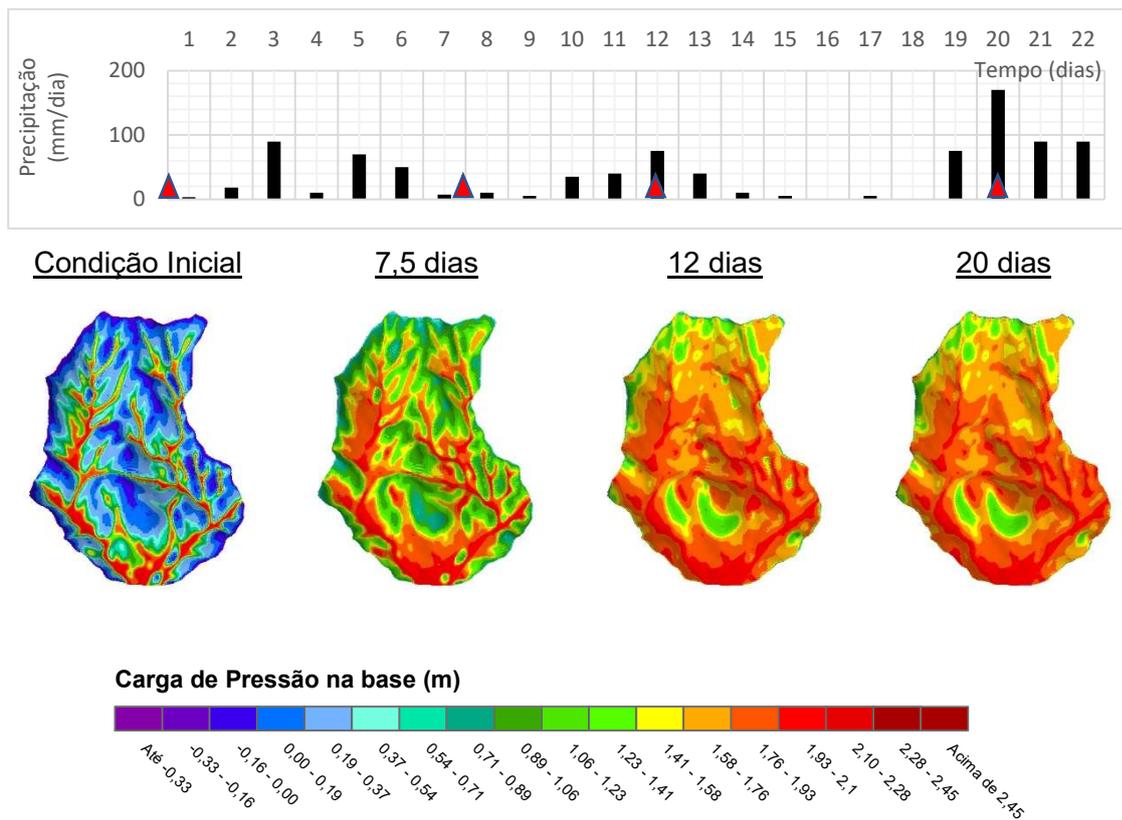


Figura 29 - Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com condição inicial variável

Na Figura 30 estão os resultados da análise de estabilidade. Pode-se observar que inicialmente a área instável é superior quando comparada com o resultado da análise de espessura constante. Entretanto, posteriormente as áreas de instabilidade das duas análises passam a ser bastante semelhantes entre si.

Os resultados do grau de saturação na interface solo-rocha estão demonstrados na Figura 31. Notou-se que na condição inicial a região já se encontra praticamente saturada, até que em 7,5 dias já se pode observar a saturação completa da bacia.

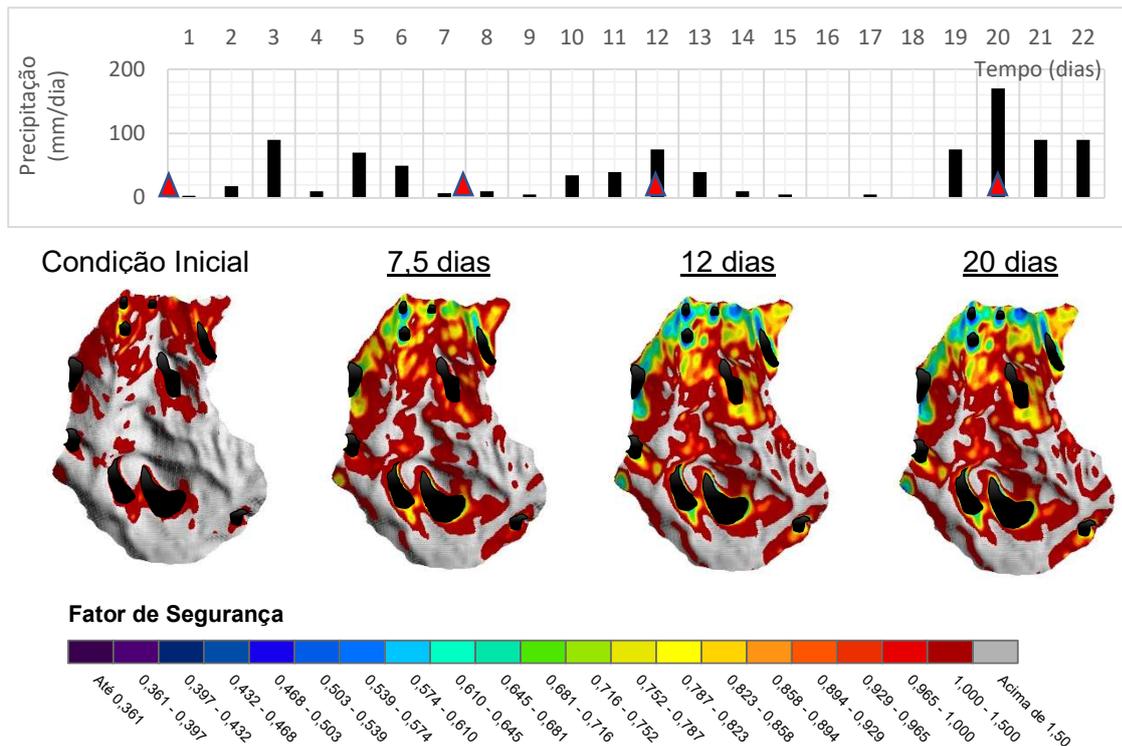


Figura 30 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com condição inicial variável

O gráfico da Figura 32 mostra a variação dos resultados de estabilidade e cargas de pressão ao longo de todos os tempos de análise. Percebe-se que as linhas de cargas de pressão máxima e cargas de pressão na base são coincidentes desde o início da simulação, o que indica que este ponto se encontra saturado desde a condição inicial. Também se observa que o fator de segurança decresce conforme o aumento da pressão, atingindo um valor abaixo de 1 a partir de 140 horas, aproximadamente.

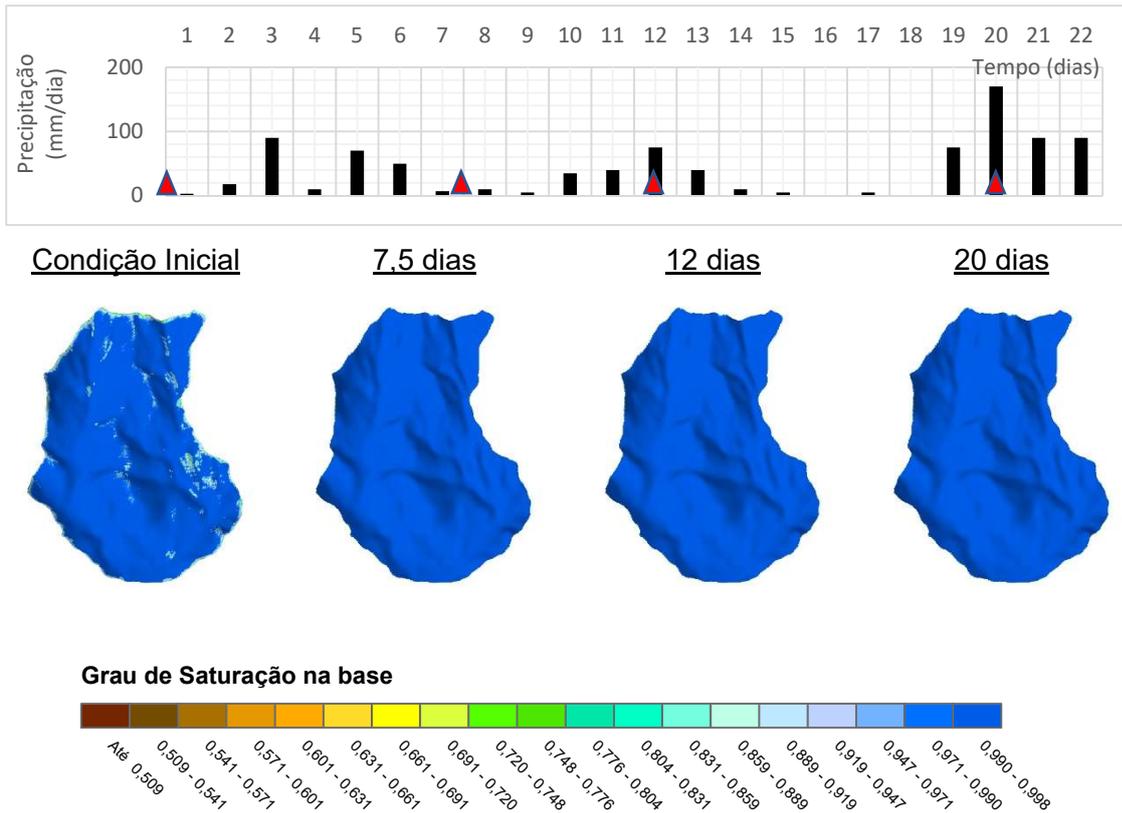


Figura 31 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com condição inicial variável

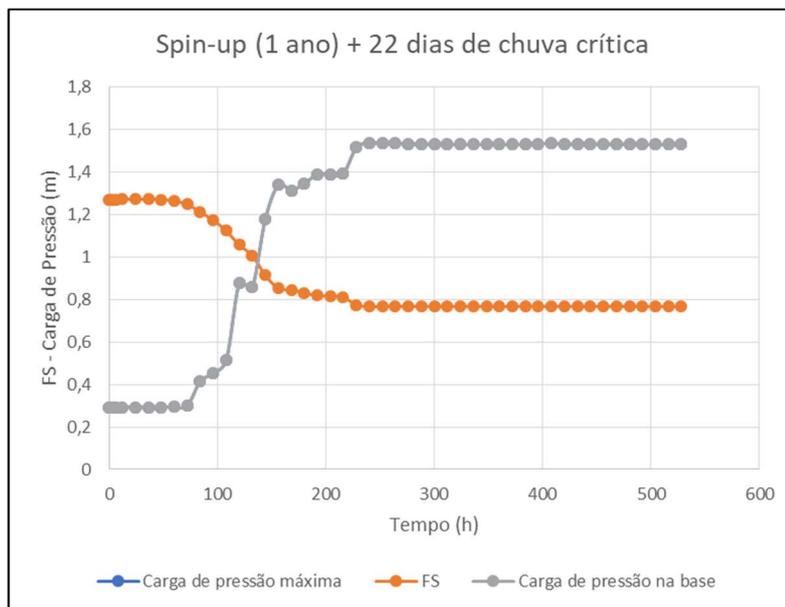


Figura 32 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160 - análises de condição inicial variável

5.4.3.1. Análise ao longo do período de spin-up

Foi realizada uma outra análise de fluxo e estabilidade ao longo do tempo, a fim de avaliar o comportamento da encosta durante o período do spin-up de um ano. Para esta simulação, foram tomados os tempos da Tabela 6 para impressão de resultados, levando em consideração os momentos representativos de chuvas mais intensas e períodos de estiagem.

Os mapas apresentados na Figura 33 mostram um aumento gradativo das cargas de pressão com maiores valores nas regiões de drenagem e se assemelhando ao mapa da condição inicial da primeira análise. No último tempo, então, as duas condições se tornam praticamente iguais.

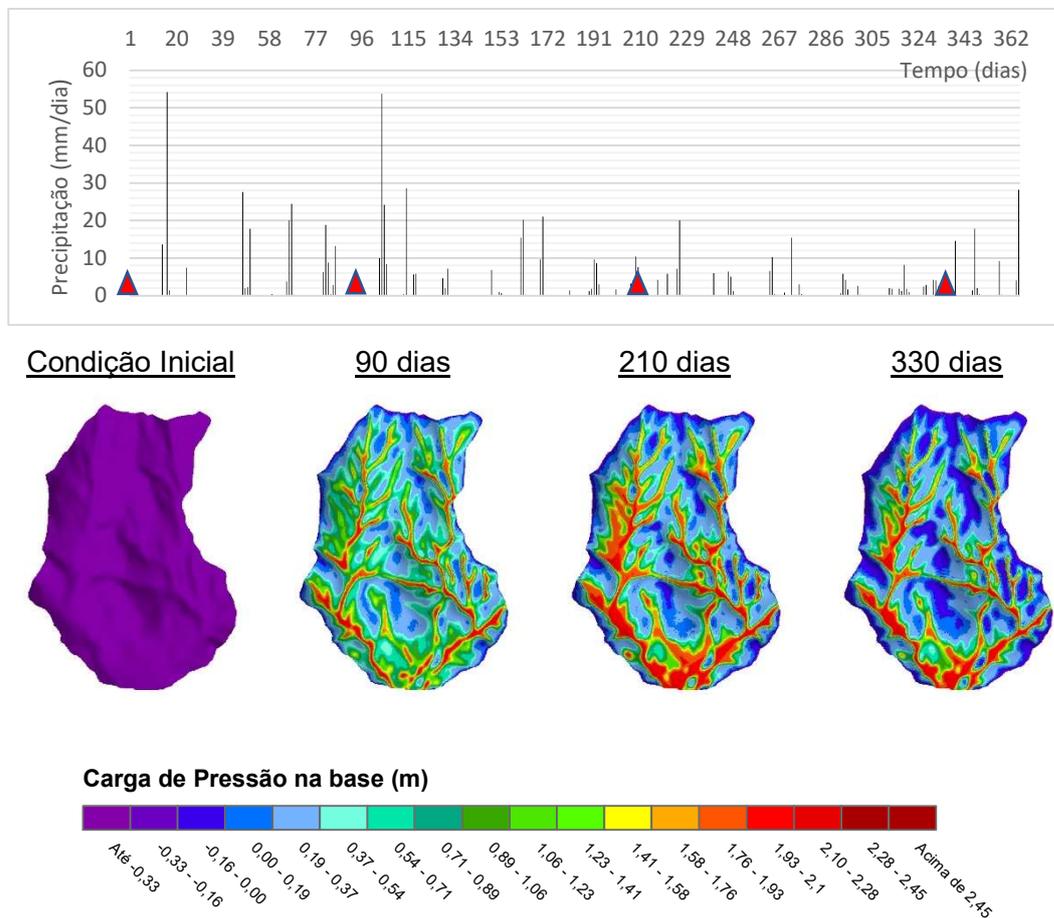


Figura 33 - Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 90, 210 e 330 dias de chuva - análise ao longo de 1 ano (spin-up)

Na Figura 34 estão demonstrados os resultados da análise de estabilidade ao longo de 1 ano. Observa-se que as regiões de instabilidade são inicialmente menores, passando a aumentar nos tempos intermediários e diminuindo no último

tempo de análise. Esta tendência sugere que, próximo ao último tempo, o solo eventualmente encontra-se menos saturado.

Na Figura 35 estão os resultados de saturação encontrados para a análise de um ano. Nota-se que a bacia atinge a saturação praticamente total em 90 dias, contudo, a partir dos 210 dias, é possível observar regiões menos saturadas. Essa perda de saturação indica que se trata, provavelmente, de um período de estiagem.

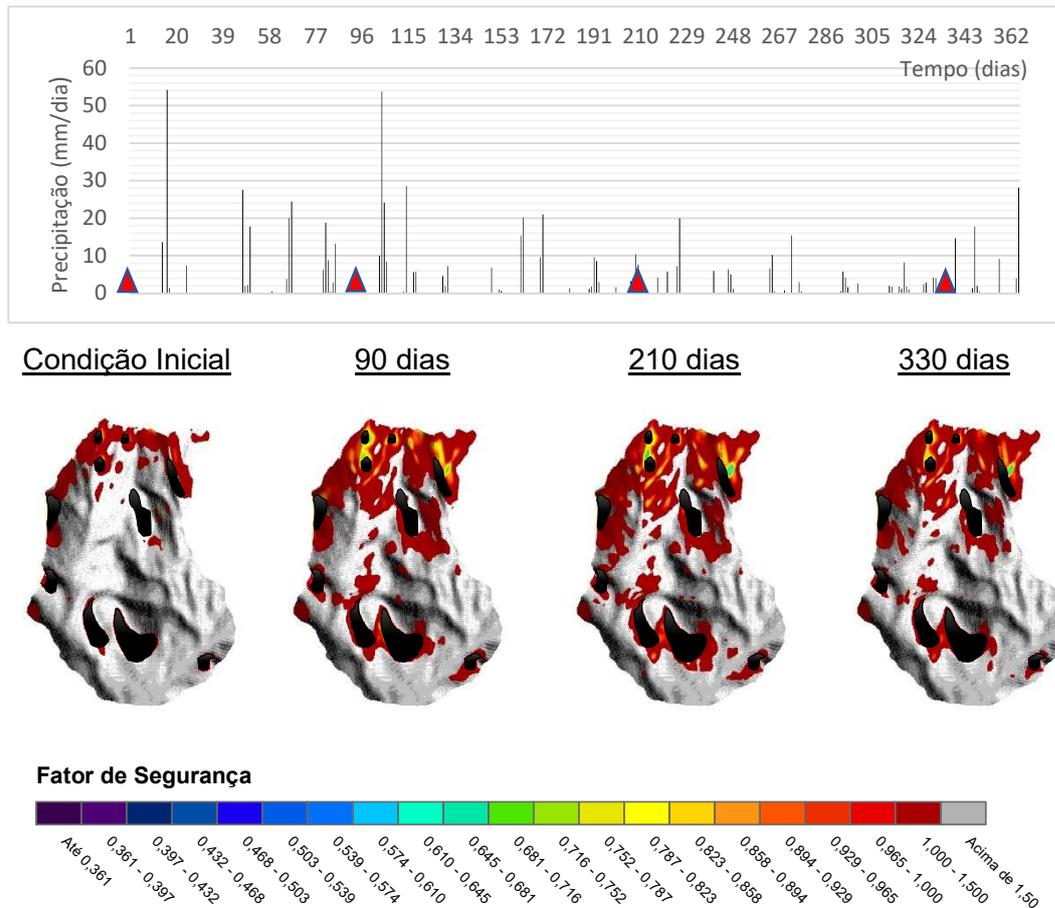


Figura 34 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 90, 210 e 330 dias de chuva - análise ao longo de 1 ano (spin-up)

No gráfico da Figura 36 estão apresentados os resultados de fator de segurança e cargas de pressão ao longo do tempo. Pode-se notar que em nenhum momento da análise os gráficos se interceptam, indicando que não ocorre ruptura neste ponto, já que o fator de segurança não atinge valor inferior a 1. Sendo assim, pode-se concluir que a chuva extrema foi a responsável pela deflagração dos escorregamentos.

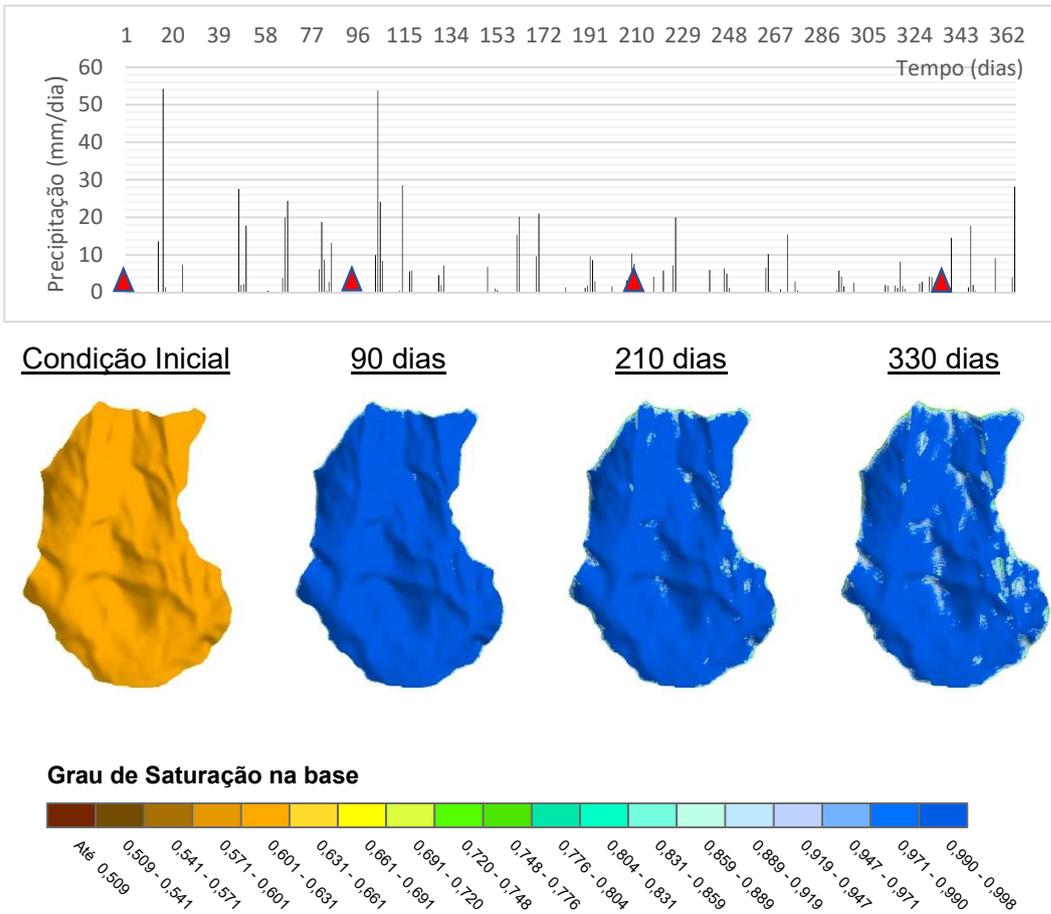


Figura 35 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 90, 210 e 330 dias de chuva - análise ao longo de 1 ano (spin-up)

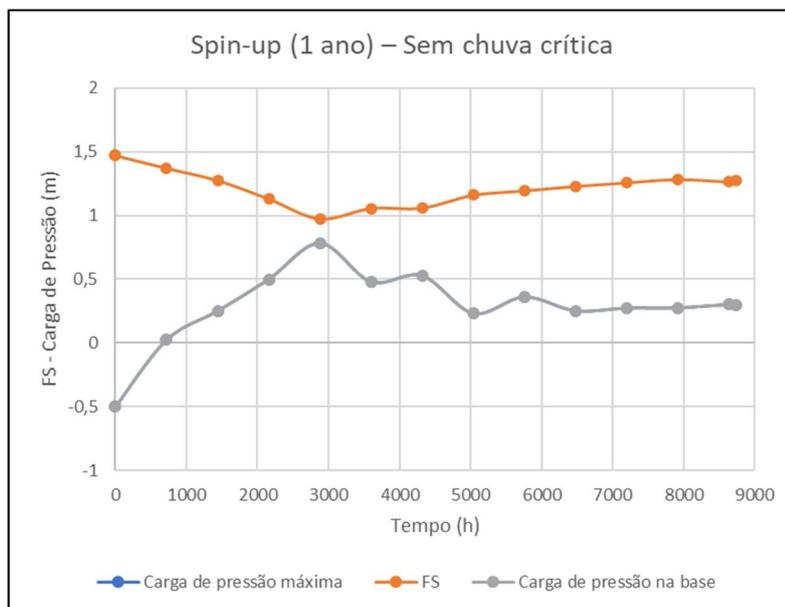


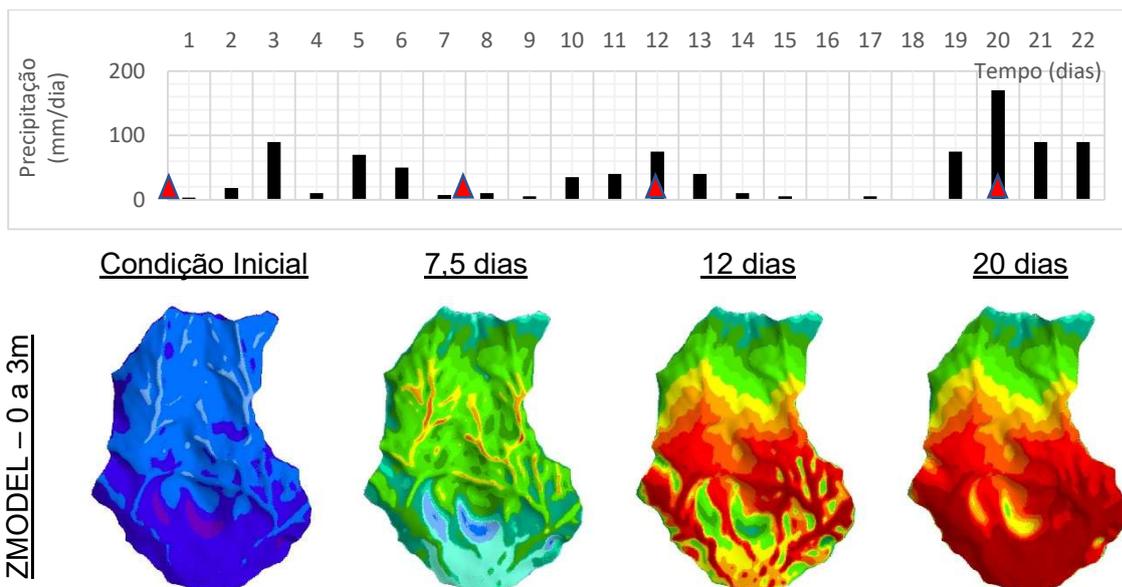
Figura 36 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160 - análise ao longo de 1 ano (spin-up)

5.4.4. Análise da variação de espessura de solo e da condição inicial

Nesta análise foram aplicadas as condições de variação de espessura de solo em conjunto com as condições iniciais de carga de pressão variável. Para isso, foi aplicado um período de spin-up de 30 dias de precipitação, tanto para Zmodel como para Smodel, a fim de determinar uma condição razoável de sucção inicial para a bacia.

Dessa forma, a Figura 37 mostra os resultados de carga de pressão na interface solo-rocha para as duas simulações em 0, 7,5, 12 e 20 dias. Observou-se, primeiramente, a diferença entre os modelos na configuração da condição inicial, com Zmodel apresentando maiores pressões e acompanhando a elevação topográfica, enquanto Smodel apresentou menores pressões em toda a bacia, com um ligeiro aumento de pressões nas regiões de drenagem. Essa tendência foi observada em Smodel em toda a simulação, associada a menores pressões em áreas de gradientes elevados, chegando a atingir pressões acima de 2,10m em quase toda a bacia ao final da análise. Por fim, notou-se que os resultados de cargas de pressão em 20 dias demonstraram bastante semelhança com os modelos sem aplicação do spin-up.

A partir disso, é possível concluir que, em eventos extremos, o spin-up time pode não ter muita influência no fator de segurança, pois a intensidade e duração da chuva serão os agentes deflagradores.



SMODEL – 0 a 3m

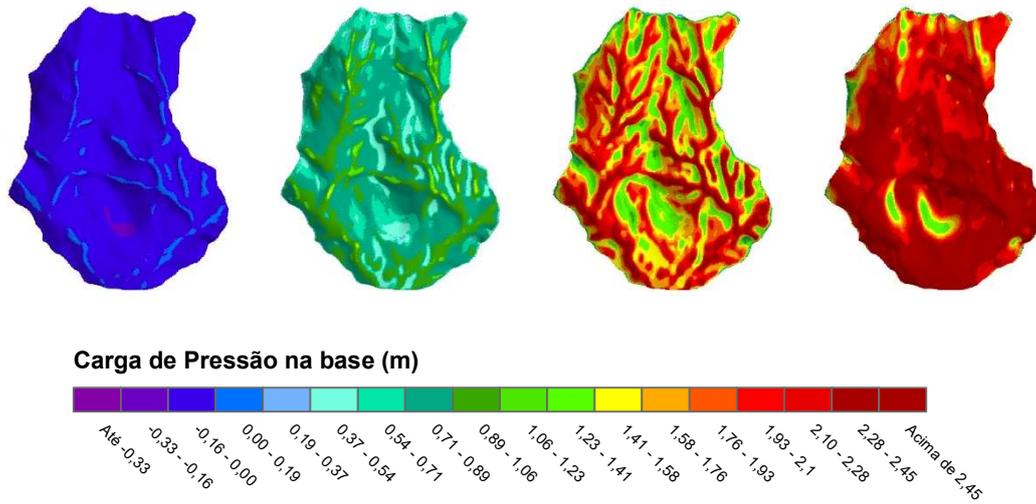
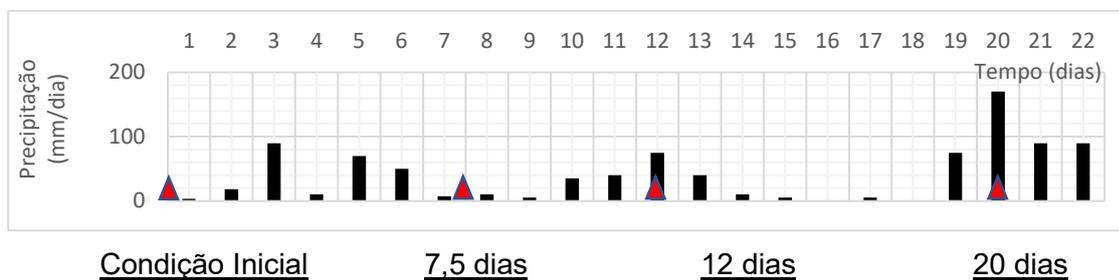
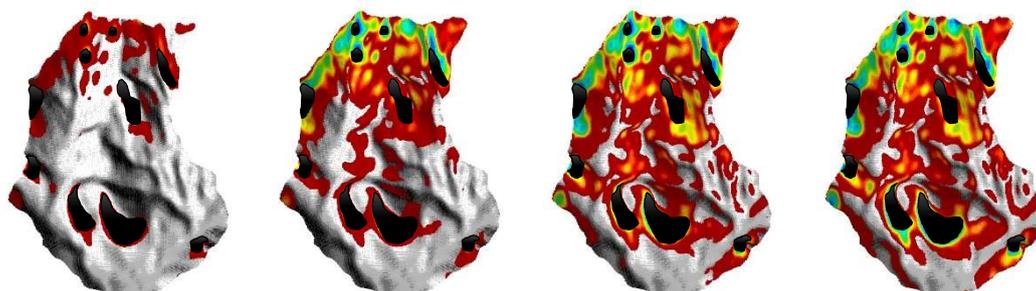


Figura 37 - Mapas de Cargas de Pressão na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com espessuras e condição inicial variáveis

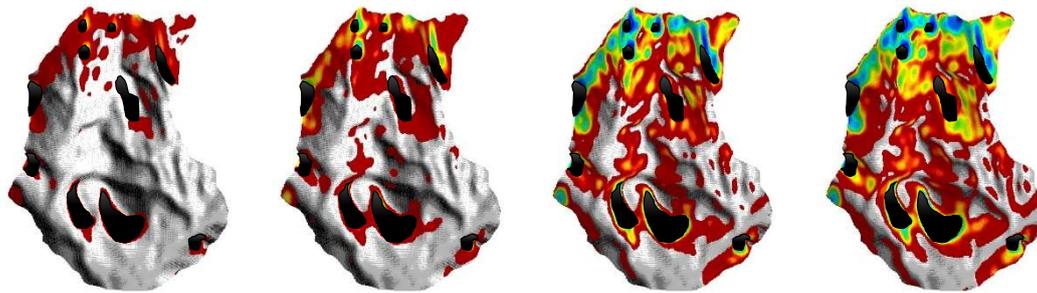
A Figura 38 apresenta os mapas de susceptibilidade a deslizamentos para os modelos Zmodel e Smodel. Nota-se que as áreas instáveis são inicialmente semelhantes entre os dois modelos e, posteriormente, elas se diferenciam entre si, mostrando resultados de áreas instáveis bastante similares aos encontrados nas análises sem aplicação do spin-up.



ZMODEL – 0 a 3m



SMODEL – 0 a 3m



Fator de Segurança

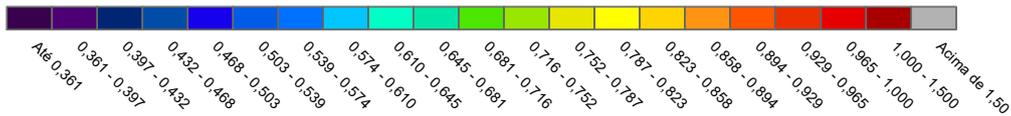
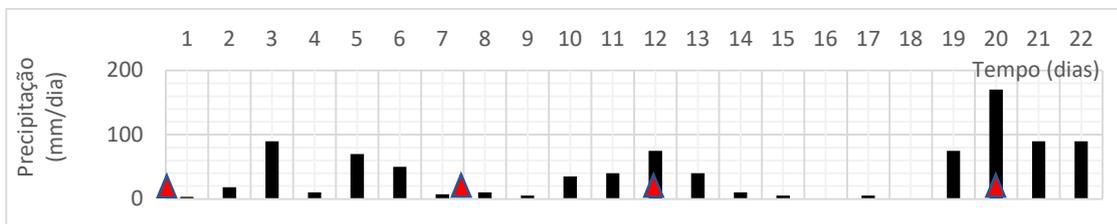


Figura 38 - Mapas de Fator de Segurança após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com espessuras e condição inicial variáveis

Na Figura 39 estão os resultados de saturação encontrados para as duas análises. Observa-se que ambas simulações apresentam condição inicial parcialmente saturada acompanhando a configuração de espessura de solo de cada modelo. A partir de 7,5 dias, os modelos atingem a saturação completa, mantendo-se assim até o final da análise.



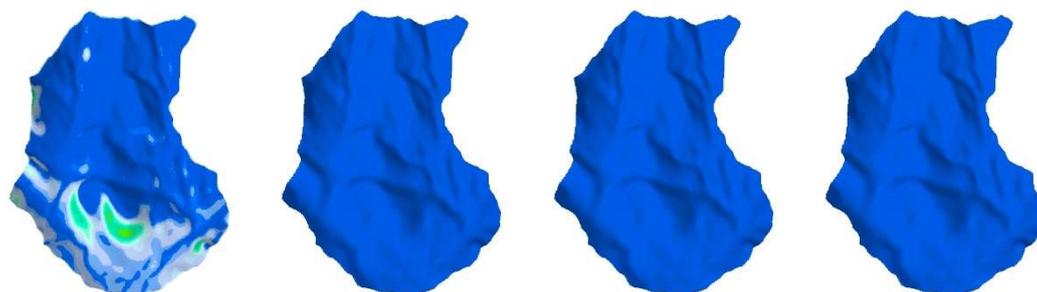
Condição Inicial

7,5 dias

12 dias

20 dias

ZMODEL – 0 a 3m



SMODEL – 0 a 3m

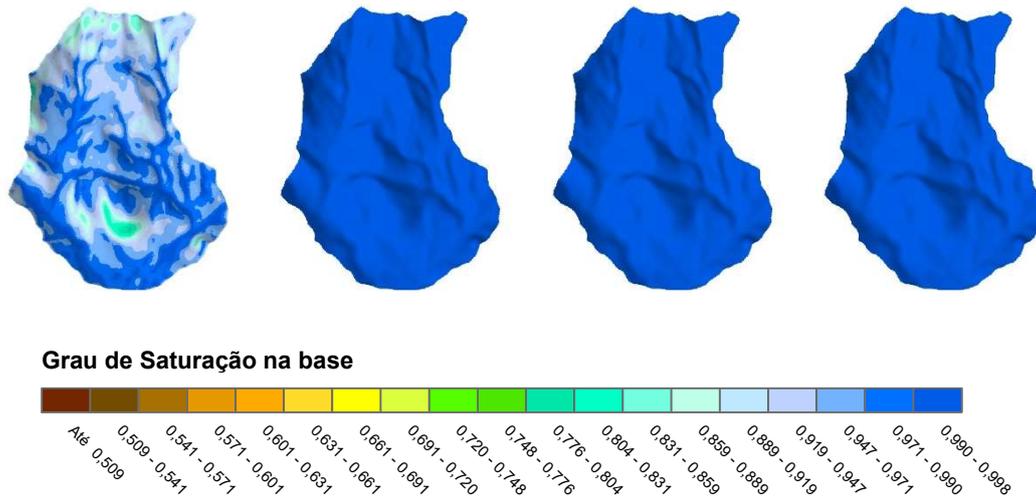


Figura 39 - Mapas de Saturação na interface solo-rocha após 0, 7,5, 12 e 20 dias de chuva - análises com espessuras e condição inicial variáveis

De maneira análoga aos exemplos anteriores, o gráfico da Figura 40 apresenta a evolução do fator de segurança e cargas de pressão ao longo do tempo de análise. Os gráficos das duas análises demonstram compatibilidade entre as curvas de cargas de pressão máxima e cargas de pressão na base, similarmente a análise com spin-up de 1 ano e espessura constante. O fator de segurança decresce conforme o aumento da carga de pressão nas duas análises, apresentando valores abaixo de 1 a partir de, aproximadamente, 130 horas em Zmodel e a partir de, aproximadamente, 250 horas em Smodel.

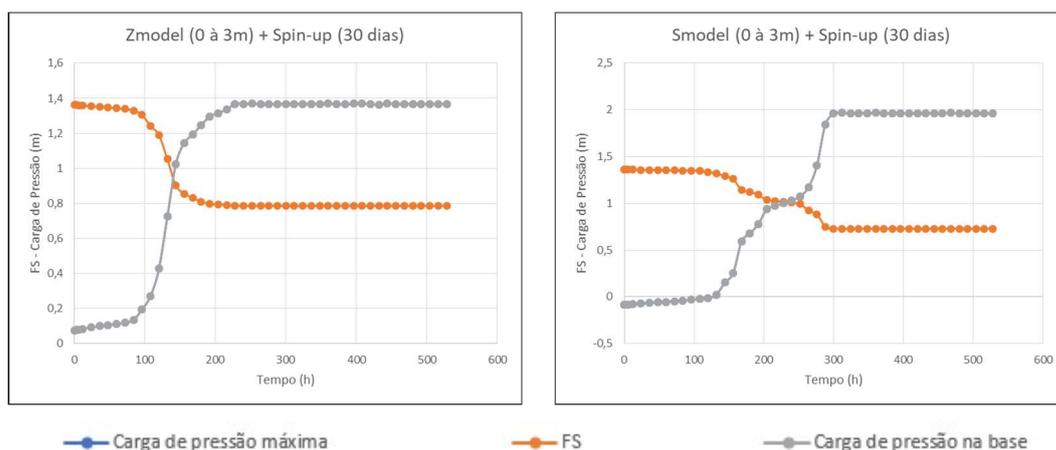


Figura 40 - Variação do FS e da carga de pressão ao longo do tempo para o nó de superfície 16160 - análises de espessuras e condição inicial variável

5.4.5. Sobreposição às cicatrizes mapeadas

Considerando as cicatrizes mapeadas por Gomes (2006), foram sobrepostos os resultados de estabilidade encontrados a fim de avaliar a proximidade entre os escorregamentos reais e os apresentados pelas simulações realizadas.

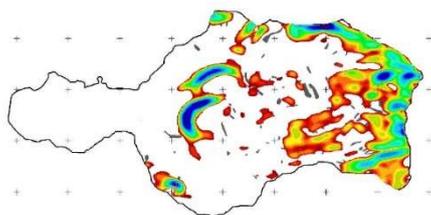
Observou-se que a sobreposição dos resultados das reanálises de espessura constante (Figura 41), das análises com espessura variável de 0 a 3 metros (Figura 42), da análise com condição inicial variável após spin-up de 1 ano (Figura 43) e das análises com espessuras e condição inicial variáveis (Figura 44) apresentaram as maiores regiões de instabilidade, abrangendo grande parte da área da cabeceira das bacias. Notou-se também que as análises Zmodel (com e sem aplicação do spin-up) resultaram em áreas de instabilidade ligeiramente menores. Vale ressaltar que, apesar de representar uma área significativamente maior do que as cicatrizes, estes resultados abrangeram a maior parte da região mapeada, coincidindo principalmente em relação a sua localização.

A sobreposição de resultados das análises com espessuras variáveis de 0 a 18 metros e de 0 a 9 metros (Figura 42), demonstraram semelhanças entre si, tanto para Zmodel como para Smodel, tendo esta última uma menor região de instabilidade.

Por fim, a superposição da análise realizada ao longo do período de spin-up (Figura 43) apontou a menor área de instabilidade, sendo essas regiões identificadas, praticamente em sua totalidade, como afloramentos rochosos.

Considerando o inventário dos escorregamentos desenvolvido por Guimarães (2000), o evento de chuva provocou deslizamentos de terra que ocuparam 0,14 km² (3,1% de toda a área). A Figura 45 apresenta um gráfico com o resumo desses resultados, quantificados em termos de porcentagem de área instável (inferior a 1).

Espessura Constante (C.I.=-0,5m)



Espessura Constante (C.I.=-5m)

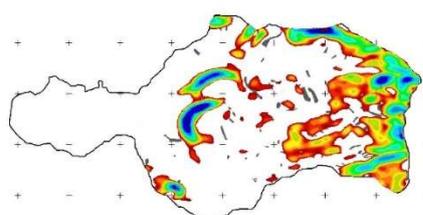


Figura 41 - Sobreposição às cicatrizes - reanálise de espessura constante

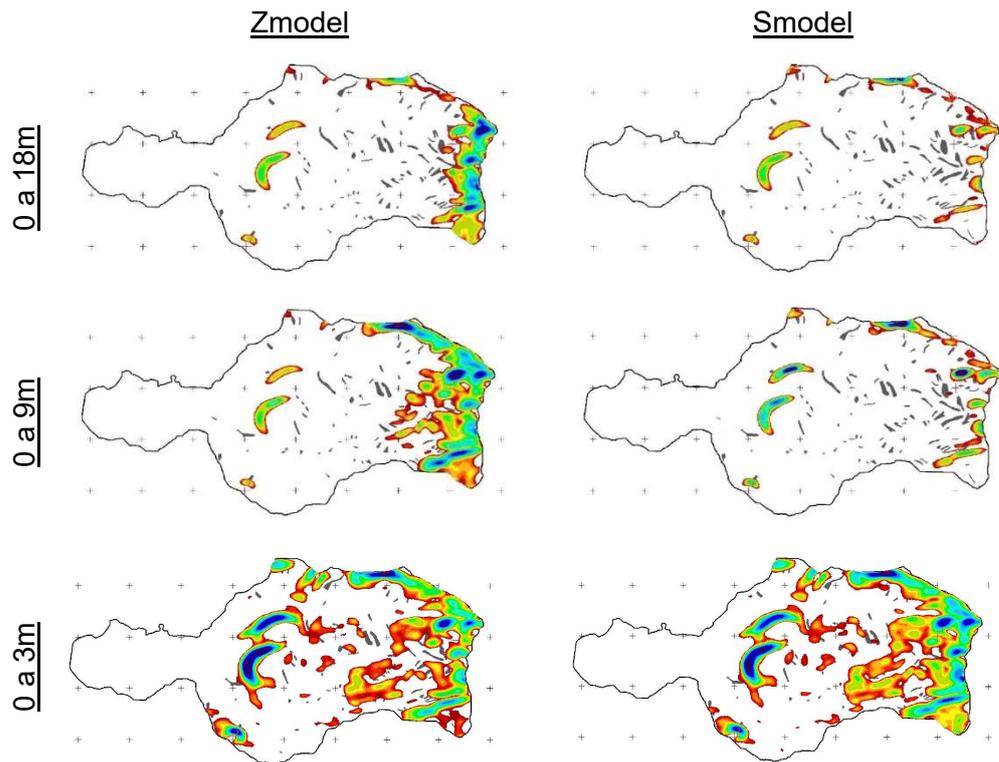


Figura 42 - Sobreposição as cicatrizes - análises com espessuras variáveis

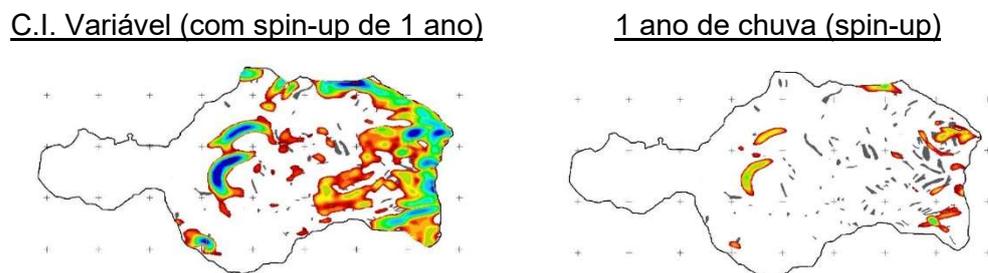


Figura 43 - Sobreposição as cicatrizes - análises com condição inicial variável e análise ao longo de 1 ano de spin-up

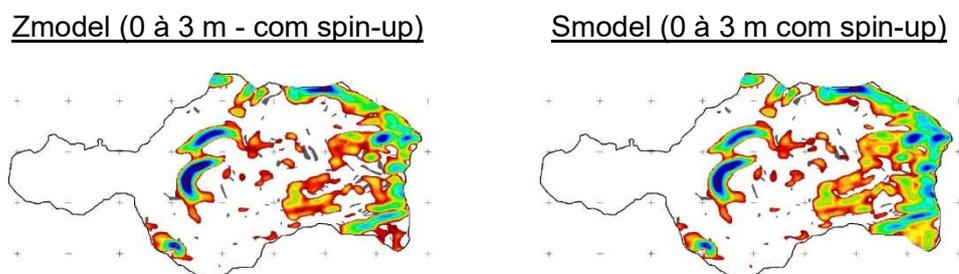
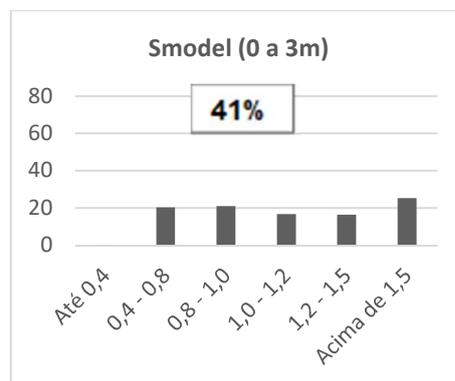
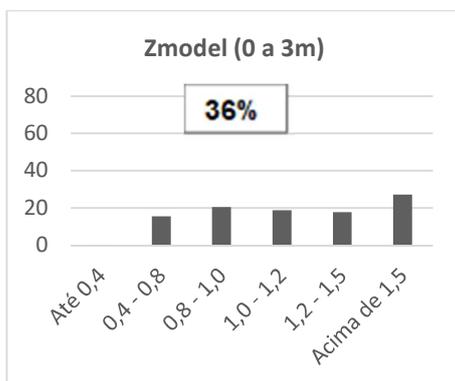
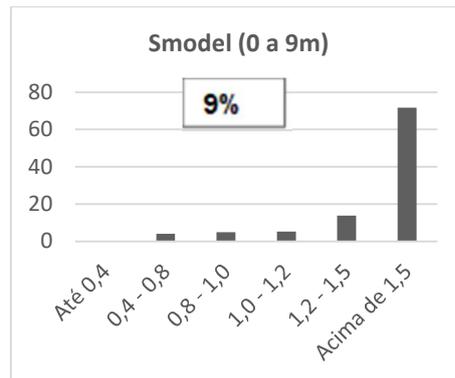
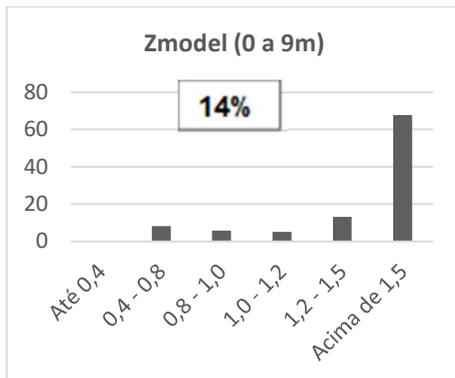
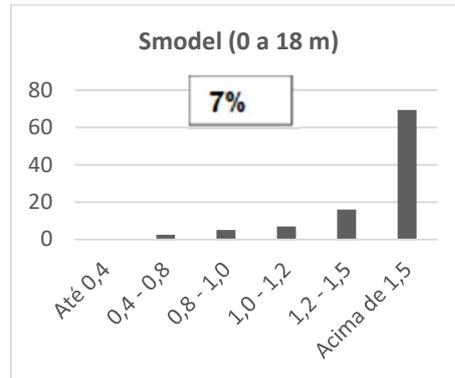
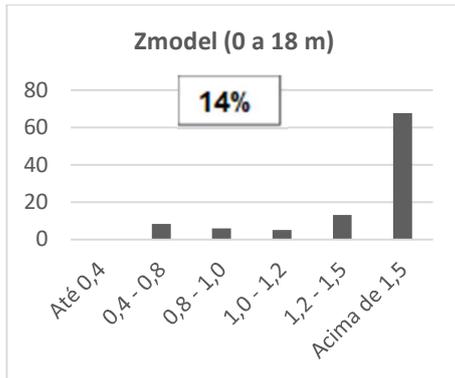
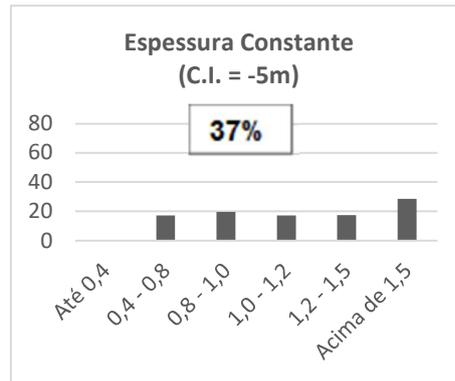
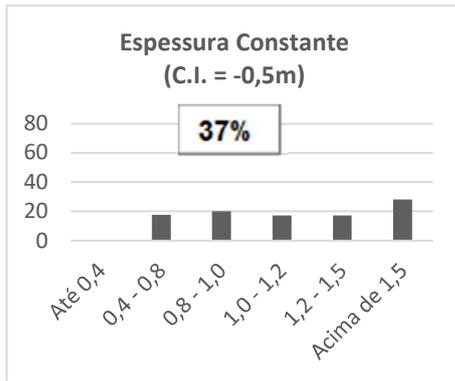


Figura 44 - Sobreposição as cicatrizes - análises com espessuras e condição inicial variáveis



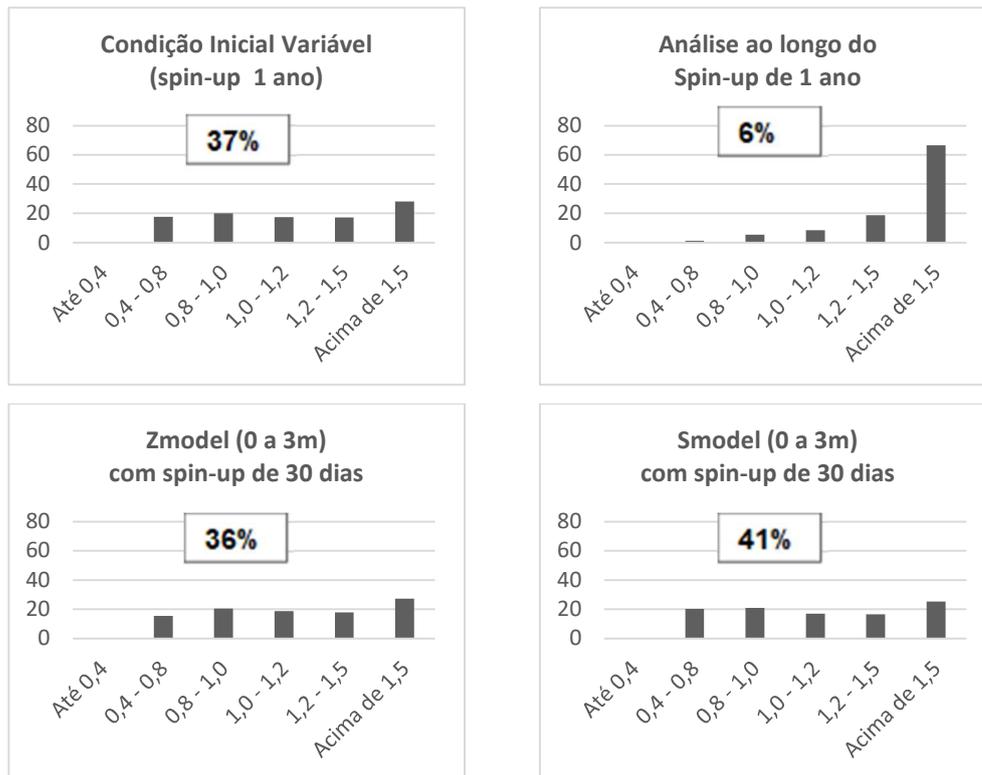


Figura 45 - Frequências dos valores de fator de segurança em 20 dias

Pode-se observar, a partir dos gráficos apresentados, que as análises realizadas neste estudo apresentaram porcentagem de área instável ao final da chuva crítica bastante superior aos valores encontrados na literatura.

Deve-se salientar, contudo, que inúmeras simplificações foram consideradas, já que se trata de uma análise de caráter global. Sendo assim, valores adotados como as propriedades dos materiais de solo (consideradas constantes em toda a bacia), dados relativos à pluviometria, propriedades hidráulicas e de resistência do solo (que foram inferidos de outras regiões), bem como a influência da permeabilidade da rocha fraturada abaixo do manto de solo, certamente exerceram impacto nos resultados.

Mesmo com as limitações apresentadas, considera-se uma boa aproximação, já que a localização das regiões instáveis apontadas nos resultados foram coincidentes com as cicatrizes mapeadas.

6 Conclusões

O objetivo do presente estudo pode ser dividido em três pontos principais: Primeiramente, na avaliação dos efeitos da variação de espessuras de solo em análises de fluxo e estabilidade de encostas. Seguidamente, a análise da influência da variação da condição inicial nos resultados após a ocorrência de um período de chuva crítica. Por fim, acoplar os dois efeitos de variação a fim de perceber os possíveis impactos da mudança dos dois parâmetros em conjunto.

A validação do programa foi realizada por meio da reanálise de fluxo e estabilidade das bacias do Quitite e Papagaio, utilizando as mesmas premissas impostas por Miqueletto (2007). Após a replicação destas condições, os resultados encontrados mostraram grande compatibilidade entre as simulações. Dessa forma, os resultados foram considerados satisfatórios e o programa adequado para o objetivo deste trabalho.

A variação de espessuras de solo foi feita por meio de dois modelos analíticos propostos por Saulnier et al (1997). De uma maneira geral, comparando-se os resultados apresentados pelos dois modelos, foi possível concluir que as análises utilizando Zmodel tenderam a maiores regiões de instabilidade, enquanto as análises Smodel destacaram área instável muito inferior.

Foram avaliados três diferentes intervalos de profundidade do leito rochoso. Pode-se perceber, portanto, que quanto maior o intervalo entre as espessuras máxima e mínima, menor o impacto na extensão da área considerada instável. Os modelos com menores espessuras apresentaram área de instabilidade consideravelmente superior às cicatrizes mapeadas no local.

Contudo, deve-se levar em conta que esta é uma análise de caráter global, dadas as dimensões da região. Portanto, simplificações que foram consideradas, como nas propriedades dos materiais de solo (consideradas constantes em toda a bacia), além de dados relativos à pluviometria, propriedades hidráulicas e de resistência do solo que foram inferidos de outras regiões, bem como a influência da permeabilidade da rocha fraturada abaixo do manto de solo, certamente exerceram impacto nos resultados. Ainda assim, pode-se considerar uma boa aproximação, visto que muitas localizações de regiões instáveis foram coincidentes com o mapeamento de cicatrizes.

Na análise da variação na condição inicial, observou-se que a configuração das cargas de pressões após aplicação do período de spin-up 1 ano, demonstraram bastante congruência com a configuração de drenagem da bacia. Entretanto, notou-se também, tanto para espessura constante como para espessura variável, que após a análise de fluxo e estabilidade para os 22 dias de chuva crítica, a mudança na condição inicial exerceu pouco impacto nas condições finais da simulação.

De uma maneira geral, observou-se uma sensibilidade do fator de segurança às variações de espessura de solo, principalmente para maiores espessuras. Já para a variação de condição inicial, notou-se que esta exerceu influência apenas nos primeiros tempos, quando ainda não havia ocorrido a chuva crítica.

Pode-se extrair, portanto, as seguintes conclusões deste estudo:

- Para chuvas muito críticas a condição inicial não tem grande influência;
- Para espessuras de solo constantes, quanto maior a umidade do solo antecedente ao período chuvoso, mais rápidos as regiões se tornam saturadas e mais rápido os valores de FS caem;
- Para espessuras grandes (0 a 9m e 0 a 18m), o modelo Z irá gerar cargas de pressão elevadas apenas no fim da chuva crítica e nas cabeceiras da bacia;
- Para espessuras grandes (0 a 9m e 0 a 18m), o modelo S irá gerar cargas de pressão elevadas apenas no fim da chuva crítica e em regiões de gradientes topográficos elevados (afloramentos);
- As espessuras de solo menores (0 a 3 m) se assemelham mais às cicatrizes mapeadas, o que sugere uma condição mais realística de espessura de solo média para essa bacia;
- Para chuvas extremas e espessura de solo pequena (0 a 3 m), a interface solo rocha rapidamente chega à saturação;
- Nos eventos chuvosos críticos, em solos pouco espessos, o uso de uma espessura de solo constante pode levar a distribuições de carga de pressão e valores de FS semelhantes a regiões com espessura de solo variável;
- A chuva extrema foi a responsável pela deflagração dos escorregamentos;
- Em eventos extremos, o spin-up time pode não ter muita influência no fator de segurança pois a intensidade e duração da chuva serão os agentes deflagradores.

Sugestões para trabalhos futuros:

- Análise da influência da permeabilidade da rocha fraturada na condição de fluxo e estabilidade de encostas;
- Comparação dos resultados de fluxo e estabilidade deste programa com softwares como TRIGRS e SHALSTAB;
- Consideração do volume de escoamento superficial na análise de fluxo do programa para efeitos de comparação com volumes provenientes de eventos de corrida de detritos.

7 Referências

- Ajami, H., Evans, J. P., McCabe, M., & Stisen, S. (2014). Technical Note: Reducing the spin-up time of integrated surface water–groundwater models. *Hydrology and Earth System Sciences*.
- Amaral, C. (1997). Landslides disasters management in Rio de Janeiro. *Proceedings of the 2nd. Pan-American Symposium on Landslides*. p.209–212.
- Bathe, K. J. (1996). *Finite element procedures*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.
- Bathe, K. J., & Cimento, A. P. (1980). Some practical procedures for the solution of nonlinear finite element equations. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 22, p.59-85.
- Baum, R. L., Godt, J. W., & Savage, W. Z. (2010). Estimating the timing and location of shallow rainfall-induced landslides using a model for transient, unsaturated infiltration. *Journal of Geophysical Research*.
- Bear, J. (1972). *Dynamics of Fluids in Porous media*. New York: Dover Publications.
- Boer, M. G., Del Barrio, G., & Puigdefabregas, J. (1996). Mapping soil depth classes in dry Mediterranean areas using terrain attributes derived from a digital elevation model. *Geoderma*, 72, 99–118.
- Brooks, R. H., & Corey, A. T. (1964). *Hydraulic properties of porous media Hidrol*. Colorado: Fort Collins: Colorado State University.
- Catani, F., Segoni, S., & Falorni, G. (2010). An empirical geomorphology-based approach to the spatial prediction of soil thickness at catchment scale. *Water Resourcesv*. 46, n. 5.
- Celia, M. A., Boloutas, E. T., & Zarba, R. L. (1990). A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation. *Water Resources Research*, vol.26, n.7, p.1483-1496.
- Childs, C. (2004). *Interpolating Surfaces in ArcGIS Spatial Analyst*. ESRI Education Services.

- Chung, J., & Rogers, J. D. (2012). Estimating the position and variability of buried bedrock surfaces in the St. Louis metro area. *Engineering Geology*, v. 126, p. 37 - 45.
- Coelho, A. L. (1997). *Geologia Estrutural e Hidrogeologia da Região do Quitite, Jacarepaguá (RJ): Condicionantes dos Escorregamentos*. Rio de Janeiro: Monografia. Departamento de Geologia, UERJ.
- Cruden, D. M. (1991). A Simple Definition of a Landslide. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*.
- Cruden, D. M., & Varnes, D. J. (1996). Landslide types and processes. In: A.K. Turner and R.L. Schuster (eds), *Landslides Investigation and Mitigation (Special Report 247, pp. 36–75)*. Transportation Research Board, US National Research Council, Washington, DC.
- de Campos, T. M. (1997). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. *3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados – ÑSAT'97, vol.2, p.399-418*.
- Dietrich, W. E. (1995). A process-based model for colluvial soil depth and shallow landsliding using digital elevation data. *Hydrological Processes*, v. 9, n. 3-4, p. 383 - 400.
- Fernandes, N. F. (2004). Topographic controls of landslides in Rio de Janeiro: field evidence and modeling. *CATENA*, vol.55, n.2, p.163-181.
- Fitts, C. R. (2002). *Groundwater Science*. Londres: Academic Press - An Imprint of Elsevier Science.
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*.
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, vol.31, n.4, p. 521-532.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, A. (1978). Shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol.15, p.313-321.
- Freeze, R. A., & Cherry, J. A. (1979). *Groundwater*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- Gardner, W. R. (1958). Some steady state solutions of unsaturated moisture flow equations with applications to evaporation from a water table. *Soil Sci.*
- Gerscovich, D. M. (2016). *Estabilidade de Taludes*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Gomes, G. C., Vrugt, J. A., & Vargas Jr., E. A. (2016). Toward improved prediction of the bedrock depth underneath hillslopes: Bayesian inference of the bottom-up control hypothesis using high-resolution topographic data . *Water Resources Research*, p. 3085 - 3112.

- Gomes, G. C., Vrugt, J. A., Vargas Jr., E. A., Camargo, J. T., Velloso, R. Q., & van Genuchten, M. T. (2017). The role of uncertainty in bedrock depth and hydraulic properties on the stability of a variably-saturated slope. *Computers and Geotechnics*, 88, p. 222-241.
- Gomes, R. A. (2006). *Previsão de áreas de risco a movimentos de massa a partir da modelagem matemática de previsão de escorregamentos e corridas de massa*. Rio de Janeiro: Tese de Doutorado em Geologia - Departamento de Geologia, UFRJ.
- Guimarães, R. F. (2000). *A modelagem matemática na avaliação de áreas de risco a deslizamentos: o exemplo das bacias dos rios Quitite e Papagaio (RJ)*. Rio de Janeiro: Tese de Doutorado em Geologia - Departamento de Geologia, UFRJ.
- Guimarães, R. F. (2003). Parameterization of soil properties for a model of topographic controls on shallow landsliding: application to Rio de Janeiro. *Engineering Geology*, vol.69, p.99-108.
- Guimarães, T. M. (2019). *Modelagem matemática acoplada de previsão do tempo e estabilidade de encostas para monitoramento de movimentos de massa*. Niterói: Dissertação de Mestrado - Universidade Federal Fluminense - UFF.
- Iverson, R. M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research*.
- Krahn, J. (2004). *Seepage modeling with SEEP/W: An engineering methodology*. Calgary: Geo-Slope International LTD.
- Lambe, W. T., & Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics, SI version*. New York: Wiley.
- Lanni, C. e. (2012). Modelling shallow landslide susceptibility by means of a subsurface flow path connectivity index and estimates of soil depth spatial distribution. *Hydrology and Earth System Sciences*, v. 16, n. 11, p. 3959 - 3971.
- Lu, N., & Godt, J. W. (2013). *Hillslope Hydrology and Stability*. New York: Cambridge University Press.
- Lu, N., & Likos, W. (2004). *Unsaturated soil mechanics*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Malta, R. S. (2010). *Análise exploratória da radiação de Radônio utilizando ferramentas de geoprocessamento: Caracterização da radiação do ^{222}Rn na RMBH*. Belo Horizonte: XII Curso de Especialização em Geoprocessamento - UFMG.

- Matthies, H., & Strang, G. (1979). The solution of nonlinear finite element equations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol.14, p.1613-1626.
- Milly, P. C. (1985). A mass-conservative procedure for time-stepping in models of unsaturated flow. *Advances in water resources*, vol.8, p.32-36.
- Miqueletto, M. (2007). *Desenvolvimento de procedimentos numéricos para análise de infiltração e estabilidade de taludes em bacias de drenagem*. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado - PUC-Rio.
- Montgomery, D. R., & Dietrich, W. E. (1994). A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. *Water Resources Research*, vol.30, n.4, p.1153-1181.
- Moon, S., Hayashi, K., & Ku, T. (2017). Estimating Spatial Variations in Bedrock Depth and Weathering Degree in Decomposed Granite from Surface Waves. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, V. 143.
- Morales, M. T. (2013). *Análise de confiabilidade de taludes em condições saturadas- não saturadas via análise limite no espaço cônico quadrático*. Rio de Janeiro: Tese de Doutorado - PUC-Rio.
- Morgenstern, N., & Matos, M. M. (1975). Stability of slopes in residual soils. *5th Pan-American Congress of Soil Mechanics*, p.367-383.
- Paniconi, C., & Putti, M. (1994). A comparison of Picard and Newton iteration in the numerical solution of multidimensional variably saturated flow problems. *Water Resources Research*, vol.30, n.12, p.3357-3374.
- Paniconi, C., Aldama, A. A., & Wood, E. F. (1991). Numerical evaluation of iterative and noniterative methods for the solution of the nonlinear Richards equation. *Water Resources Research*, vol.27, n.6, p.1147-1163.
- Pelletier, J. D., & Rasmussen, C. (2009). Geomorphically based predictive mapping of soil thickness in upland watersheds. *Water Resources Research*, v. 45, n. 9.
- Philip, J. R. (1957). The Theory of Infiltration: 5. The Influence of The Initial Moisture Content. *Soil Science*.
- Rahman, M. M., Lu, M., & Kyi, K. H. (2016). Seasonality of hydrological model spin-up time: a case study using the Xinanjiang model. *Hydrology and Earth System Sciences*, 1-22.
- Ramos, V. M., Guimarães, R. F., Redivo, A. L., Carvalho Júnior, O. A., Fernandes, N. F., & Gomes, R. A. (2003). Avaliação de Metodologias de Determinação

- do Cálculo de Áreas de Contribuição. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, Ano 4, Nº 2, 41-49.
- Reichardt, K., & Timm, L. C. (2016). *Solo, Planta e Atmosfera - Conceitos, processos e aplicações - 3ª Edição*. Barueri: Manole Ltda.
- Rempe, D. M., & Dietrich, W. E. (2014). A bottom-up control on fresh-bedrock topography under landscapes. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, v. 111, n. 18, p. 6576 - 6581.
- Saulnier, G. M., Beven, K., & Obled, C. (1997). Including spatially variable effective soil depths in TOPMODEL. *Journal of Hydrology*, v. 202, n. 1-4, p. 158 - 172.
- Smith, G. D. (1978). *Numerical Solution of Partial Differential Equations: Finite Difference Methods*. Oxford: Oxford University Press.
- Soares, A. P. (1999). *Avaliação do mecanismo de ruptura em solo não saturado da encosta da vista chinesa*. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.
- Stewart, M. T. (1980). Gravity survey of a deep buried valley. *Ground Water*, v. 18, p. 24 - 30.
- Subramaniam, P., Zhang, Y., & Ku, T. (2019). Underground survey to locate weathered bedrock depth using noninvasive microtremor measurements in Jurong sedimentary formation, Singapore. *Tunnelling and Underground Space Technology*, V. 86, P. 10 - 21.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil.Sci.Soc.*
- Vargas Jr., E. A. (2009). *Fluxo em meios parcialmente saturados*. Rio de Janeiro: Notas de Aula - DEC - PUC-Rio.
- Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. In: R.J. Schuster and R.J. Krizek (eds), *Landslides, Analysis and Control (Special Report 176, pp. 11–33)*. Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington, DC.
- Varnes, D. J. (1954). Slope Movement Types and Processes. In: E.B. Eckel (ed.), *Landslides and Engineering Practice (Special Report 28, pp. 20–47)*. Highway Research Board, National Academy of Sciences, Washington, DC.
- Velloso, R. Q. (2000). *Estudo Numérico da Estimativa de Parâmetros Hidráulicos em Solos Parcialmente Saturados*. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado - PUC-Rio.

- Vieira, B. C., & Fernandes, N. F. (2004). Landslides in Rio de Janeiro: The role played by variations in soil hydraulic conductivity. *Hydrological Processes*.
- Wendland, E., & Schulz, H. (2005). Numerical experiments on mass lumping for the advection-diffusion equation. *Minerva*, vol.2, n.2, p.227-233.
- Wolle, C. M., & Hachich, E. (1989). Rain-induced landslides in southeastern Brazil. *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 3, p. 1639-1644.
- Yang, Q. (2014). Relationship between soil depth and terrain attributes in karst region in Southwest China. *Journal of Soils and Sediments*, v. 14, n. 9, p. 1568 - 1576.
- Yang, Z. L., Dickinson, R. E., Henderson-Sellers, A., & Pitman, A. J. (1995). Preliminary study of spin-up processes in land surface models. *Journal of Geophysical research*.
- Ziadat, F. (2010). Prediction of soil depth from digital terrain data by integrating statistical and visual approaches. *Pedosphere*, v. 20, n. 3, p. 361 - 367.