



Natália Faria Tavares

**Análise Numérica Acoplada de Fluxo Aplicada
à Hidrologia de Águas Superficiais e
Subterrâneas**

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 da PUC-Rio

Orientador : Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Júnior
Co-Orientadora: Prof^{ca}. Raquel Quadros Velloso

Rio de Janeiro
Agosto de 2016



Natália Faria Tavares

**Análise Numérica Acoplada de Fluxo Aplicada
à Hidrologia de Águas Superficiais e
Subterrâneas**

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

Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Júnior

Orientador

Departamento de Engenharia Civil — PUC-Rio

Prof. Raquel Quadros Velloso

Co-Orientadora

Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro — PUC-RIO

Prof. Antônio Roberto Martins Barboza de Oliveira

Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro — PUC-RIO

Prof. Nelson Ferreira Fernandes

Universidade Federal do Rio de Janeiro — UFRJ

Prof. Márcio da Silveira Carvalho

Coordenador Setorial do Centro Técnico Científico — PUC-Rio

Rio de Janeiro, 23 de Agosto de 2016

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

Natália Faria Tavares

Graduou-se em Engenharia de Minas pela Universidade Federal de Ouro Preto em 2013. Ingressou no mestrado da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em 2014, desenvolvendo Dissertação na linha de pesquisa de fluxo aplicada à hidrologia e métodos numéricos.

Ficha Catalográfica

Faria Tavares, Natália

Análise Numérica Acoplada de Fluxo Aplicada à Hidrologia de Águas Superficiais e Subterrâneas / Natália Faria Tavares; orientador: Eurípedes do Amaral Vargas Júnior; co-orientador: Raquel Quadros Velloso. — Rio de Janeiro : PUC-Rio, Departamento de Engenharia Civil, 2016.

v., 128 f: il. ; 29,7 cm

1. Dissertação (mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia Civil – Tese. 2. Fluxo de água;. 3. Hidrologia;. 4. Modelagem numérica;. 5. Abordagem integrada.. I. Júnior, Eurípedes do Amaral Vargas. II. Quadros Velloso, Raquel. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus pelo dom da vida. À Virgem Maria e Jesus Cristo, pelas bênçãos ao longo do caminho. À Espiritualidade pelo consolo nos momentos difíceis.

À minha família, que incondicionalmente abraçou meus sonhos como se fossem seus. Em especial, meus pais Maria de Fátima e João Luiz, e meus irmãos, Fabiana e Rodrigo.

Aos meus orientadores, Eurípedes Vargas do Amaral e Raquel Quadros Velloso, pelo carinho, conhecimento, exigência, oportunidade, ensinamentos, crescimento profissional e paciência nos momentos difíceis.

Deixo a minha enorme gratidão aos meus tios, tias e primas, que estiveram presente desde o momento da mudança para o Rio de Janeiro. À minha madrinha, Leila Graciano, pelo incentivo e coração aberto.

Às minhas avós, que sempre estão do meu lado. À Nailde e ao Thiago, que tornaram-se exemplos e preciosidades que Deus nos oferece ao longo da vida.

Aos meus amigos do Rio de Janeiro, em especial às minhas queridas da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, que mais que amigas, tornaram-se irmãs: Júlia Camargo, Mariana Vela, Nathália Louzada, Leidi Viviana, Nathália Durán, Ana Maria Valverde e Gabrielle Assumpção. Vocês são flores no meu jardim!

Aos grandes amigos do centro espírita Allan Kardec pelas risadas e aprendizados. Pelo apoio e consolo.

Agradeço, também, aos meus afetos de Minas Gerais. Aos amigos de Ouro preto, em especial, às irmãs da República Sagatiba, que para sempre serão motivo de grandes alegrias na minha vida.

Aos amigos da engenharia de Minas 07.2 da Universidade Federal de Ouro Preto pela amizade indescritível, que manifesta-se nos mais bonitos atos de companheirismo e solidariedade. Viva à Escola de Minas!

Às minhas amigas de Belo Horizonte pelo sentimento fraterno: Débora Vasconcelos, Isabelle Gomes, Isabella Andrade, Lorena Almeida Marcela Castro, Marina Caldeira e Nathália Costa Val.

À Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro pelo enorme aprendizado e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pelo apoio econômico.

Minha gratidão também aos meus amigos que fiz pelo mundo, que tanto fazem parte do que me tornei hoje. Obrigada a todos aqueles, que fazem da vida uma grande aventura!

Por fim, agradeço a todas as pessoas de bem, que me fazem acreditar em um mundo melhor e de que estamos no caminho certo.

Resumo

Faria Tavares, Natália ; Júnior, Eurípedes do Amaral Vargas(Orientador) ; Quadros Velloso, Raquel (Co-Orientadora) . **Análise Numérica Acoplada de Fluxo Aplicada à Hidrologia de Águas Superficiais e Subterrâneas**. Rio de Janeiro, 2016. 128p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O objetivo principal do trabalho consiste na análise de problemas de fluxo sob uma ótica integrada através de simulações numéricas. Tal perspectiva vêm ganhando grande atenção por parte de profissionais da área, pois permite uma abordagem mais representativa dos processos da natureza. O programa utilizado, Mike SHE, desenvolvido pelo Instituto de Hidráulica Dinamarquês, é criado num esquema determinístico e distribuído e utiliza o método das diferenças finitas como solução. O programa simula o fluxo na superfície, canais e nas zonas saturada e não saturada. No primeiro exemplo, simulou-se a interação entre um aquífero de baixa profundidade e um rio. No segundo, verificou-se a resposta do escoamento superficial submetido a variações meteorológicas e fisiográficas. Ambos casos foram validados por soluções analíticas. No terceiro, realizou-se uma simulação integrada em uma escala regional para compreensão da resposta dinâmica entre os diversos armazenamentos e através de uma ferramenta de pós-processamento, calculou-se o balanço hídrico. Por fim, avaliou-se a resposta da bacia hidrográfica do Quitite e Papagaio, localizada no maciço da Tijuca, Rio de Janeiro, mediante registros de picos de precipitação anuais. As análises integradas foram satisfatórias comparando-se a modelagens individuais. O acoplamento é explícito, permitindo a inserção de passos de tempo convenientes com cada ambiente. Por fim, a abordagem integrada permitiu que os modelos dos quatro casos fossem calibrados de acordo com parâmetros de cada ambiente hidrogeológico, aumentando a confiabilidade das simulações.

Palavras-chave

Fluxo de água; Hidrologia; Modelagem numérica; Abordagem integrada.

Abstract

Faria Távares, Natália ; Junior, Eurípedes do Amaral Vargas (Advisor) ; Quadros Velloso, Raquel (Co-advisor). **Coupled Numerical Analysis of Water Flow Applied to Superficial and Underground Hydrology**. Rio de Janeiro, 2016. 128p. MSc Thesis - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This master thesis aims the analysis of flow problems under an integrated approach through numerical flow modelling. The relevance of this perspective has been increasing steadily, since it allows a more representative assessment of the nature processes. The program used, named Mike SHE, developed by the Danish Hydraulic Institute, was created in a deterministic and distributed approach solved by finite difference method. The program is comprised of modules, each representing a storage: surface, channels, vadose and saturated zone. The first analysis comprise the interaction between an aquifer of low depth and a river. In the second example, it was verified the response of flow in a surface subjected to variation of physiographic and meteorological parameters. Both examples were validated with analytical solutions. In the third case, an integrated simulation was carried on in order to understand the dynamic feedback generated between the storages and through a post-processing tool the water balance was calculated. The last example, assess the response the Quitite and Papagaio basin, located in the Tijuca's massif in the city of Rio de Janeiro, over high precipitation rate. The results were satisfactory in comparison of an individual flow analysis. The coupling is explicit, allowing the input of suitable time steps for each storage. Lastly, the integrated approach allowed the model setup in the four cases to be calibrated under parameters of each storage, enhancing the reliability of them.

Keywords

Water flow; Hydrology; Numerical modelling; Coupled approach.

Sumário

1	Introdução	16
1.1	Objetivos	19
1.2	Escopo	19
2	Ciclo Hidrológico	20
2.1	Precipitação, infiltração e escoamento superficial	22
2.2	Escoamento em um canal e suas interações	23
2.3	Efeito da evapotranspiração	25
3	Fluxo Superficial	26
3.1	Princípios da hidráulica	26
3.2	As equações de Navier-Stokes	28
3.3	Integral da equação de Navier-Stokes ao longo da profundidade	29
3.4	Equações de Saint-Venant	29
3.4.1	Modelo da Onda Cinemática	31
3.4.2	Modelo da Onda Difusiva	31
4	Fluxo Subterrâneo	32
4.1	Formulação matemática na zona saturada	33
4.2	Formulação matemática na zona não saturada	35
5	Programa de simulação numérica Mike SHE	37
5.1	Modelagem de fluxo na superfície	38
5.1.1	Descrição do módulo de escoamento superficial	38
5.1.2	Formulação de diferenças finitas	39
5.1.2.1	Solução numérica explícita	40
5.1.2.2	Solução numérica implícita	40
5.1.2.3	Parâmetros de estabilidade	41
5.1.3	Velocidades no módulo de escoamento superficial	41
5.1.4	Descrição do módulo em canais ou rios - Mike 11	42
5.1.4.1	Rede hidrográfica	42
5.1.4.2	Perfis de área de seção	43
5.1.4.3	Condições de Contorno	44
5.1.4.4	Cálculo das vazões e dos níveis de água	45
5.1.5	Acoplamento entre o MIKE 11 e o escoamento superficial	45
5.1.6	Acoplamento entre o MIKE 11 e a subsuperfície	46
5.1.6.1	Acoplamento entre o Mike 11 e a zona saturada	46
5.2	Modelagem de fluxo saturado	47
5.2.1	Condições de contorno	48
5.3	Modelagem de fluxo não saturado	48
5.3.1	Solução numérica	49

5.3.1.1	Condições de contorno	50
5.3.1.2	Condição de contorno superior	50
5.3.1.3	Condição de contorno inferior	51
5.3.1.4	Condição inicial	52
5.3.1.5	Resolução espacial	52
5.3.2	Interação entre o módulo da zona não saturada e saturada	52
5.3.3	Editor do balanço hidrológico	53
6	Exemplos de Validação	54
6.1	Caso 1: Estudo da interação entre o fluxo de água subterrânea e superficial	54
6.1.1	Solução analítica	55
6.1.2	Solução numérica	56
6.1.2.1	Solução numérica: Mike SHE	56
6.1.2.2	Solução numérica: Software Feflow	57
6.1.3	Resultados	58
6.1.4	Considerações entre os dois programas utilizados	61
6.1.5	Conclusões e aplicações	62
6.2	Caso 2: estudo do escoamento superficial em um plano inclinado	63
6.2.1	Solução analítica	63
6.3	Solução numérica	67
6.3.1	Caso 1 - Variação da declividade	67
6.3.2	Caso 2 - Variação do coeficiente de Manning	70
6.3.3	Caso 3 - Variação da precipitação	71
6.3.4	Caso 4 - Variação da duração da chuva	73
6.3.5	Conclusões e aplicações	75
7	Simulação Integrada	76
7.1	Problema integrado	76
7.2	Descrição do problema	76
7.3	Entrada de dados	77
7.4	Resultados	79
7.4.1	Acoplamento do escoamento superficial e a zona não saturada	80
7.4.2	Acoplamento do módulo saturado e não saturado	82
7.4.3	Mike 11 acoplado com o módulo saturado e com o escoamento superficial	84
7.4.4	Balanço hidrológico	85
7.4.4.1	Erro global do balanço de massa	89
8	Construção do Modelo Numérica da Bacia Hidrográfica do Papagaio e Quitite	90
8.1	Descrição da Área em Estudo	90
8.1.1	Localização	90
8.1.2	Bacia dos rios Quitite e Papagaio	92
8.1.3	Geologia e geomorfologia	92
8.2	Entrada de dados para modelagem numérica	93
8.2.1	Superfície topográfica	93
8.2.2	Acoplamento da superfície topográfica com os rios (Mike 11)	95
8.2.3	Coeficiente de manning n	95

8.2.4	Aspectos Climáticos e dados de precipitação	98
8.3	Efeitos da atividade antrópica	98
9	Resultados da Simulação Numérica da Bacia Hidrográfica do Papagaio e Quitite	99
9.1	Potencial erosivo	99
9.1.1	Análise do potencial erosivo da chuva	100
9.1.2	Análise do potencial erosivo da velocidade de fluxo	101
9.1.3	Altura de lâmina de água e escoamento drenado para os rios	107
9.1.4	Variação dos níveis de água dos rios à jusante	108
9.2	Conclusões	108
10	Conclusões finais	118
10.1	Sugestões	120
11	Referências bibliográficas	123

Lista de figuras

2.1	Ciclo hidrológico	20
5.1	Desenho esquemático da formulação de diferenças finitas [38]	39
5.2	Representação do mapeamento da rede hidrográfica feito pelo MIKE SHE	43
5.3	Leitura da seção do rio pelo Mike SHE	44
5.4	Malha Computacional definida no MIKE 11	45
5.5	Resolução espacial necessária para representação da zona não saturada	53
6.1	Perfil do problema estudado	55
6.2	Condições de contorno externas	56
6.3	Comparação entre a solução analítica proposta por Hunt(1999) e pelo programa Mike SHE	58
6.4	Comparação entre a solução analítica proposta por Hunt(1999) e os resultados obtidos pelo programa Feflow com suas respectivas condições de contorno	59
6.5	Cálculo do erro entre as duas soluções	60
6.6	Convergência de malhas	60
6.7	Malha de elementos finitos gerada pelo Mike SHE e Feflow	62
6.8	Representação das declividades utilizadas	67
6.9	Hidrogramas para declividades diferentes	68
6.10	Comparação entre a solução analítica e numérica variando a declividade	69
6.11	Hidrograma para diferentes coeficientes de Manning	70
6.12	Comparação entre a solução analítica e numérica variando o coeficiente de Manning	71
6.13	Hidrograma para diferentes intensidades de precipitação	72
6.14	Comparação entre a solução analítica e numérica variando a intensidade de precipitação	73
6.15	Hidrograma para diferentes tempos de precipitação	74
6.16	Comparação entre a solução analítica e numérica variando o tempo de precipitação	74
7.1	Desenho esquemático	77
7.2	Curvas de condutividade hidráulica e de retenção da areia fina	78
7.3	Variação da taxa de infiltração	80
7.4	Acúmulo de água na superfície	81
7.5	Zona não saturada	81
7.6	Profundidade do nível freático	82
7.7	Esquema do balanço iterativo entre a zona não saturada e saturada	83
7.8	Acoplamento do Mike 11 com a zona saturada e a superfície	84
7.9	Volume movimentado entre a zona saturada e o rio	85
8.1	Localização do Maciço da Tijuca	91

8.2	Regiões de drenagem do maciço da Tijuca	91
8.3	Modelo digital do terreno em alta resolução (2m x 2m)	92
8.4	Mapa digital de elevação com o contorno da bacia	94
8.5	Desenho esquemático do levantamento aéreo LIDAR	94
8.6	Acoplamento da superfície topográfica com os rios	96
9.1	Precipitação do ano de 2011	101
9.2	Precipitação do ano de 2013	102
9.3	Precipitação do ano de 2015	102
9.4	Processo erosivo desencadeado pela chuva	103
9.5	Processo erosivo desencadeado pela remoção da cobertura vegetal	104
9.6	I) Ângulo de repouso de uma partícula. II) Diagrama de forças em uma partícula em encosta	105
9.7	Mapa de velocidades em evento de precipitação em 2011	111
9.8	Mapa de velocidades em evento de precipitação em 2013	112
9.9	Mapa de velocidades em evento de precipitação em 2015	113
9.10	Convergência e divergência de fluxo	114
9.11	Lâmina de água na superfície próximo ao rio Papagaio	114
9.12	Lâmina de água na superfície próximo ao rio Quitite	115
9.13	Vazão da superfície para o rio Papagaio	115
9.14	Vazão da superfície para o rio Quitite	116
9.15	Nível de água do rio Papagaio	116
9.16	Nível de água do rio Quitite	117

Lista de tabelas

6.1	Parâmetros utilizados na solução analítica e no modelo numérico.	54
6.2	Caso 1: dados utilizados	67
6.3	Caso1: dados obtidos	68
6.4	Caso 2: dados utilizados	70
6.5	Caso 2: dados obtidos	70
6.6	Caso 3: dados utilizados	72
6.7	Caso 3: dados obtidos	72
6.8	Caso 4: dados utilizados	73
6.9	Caso 4: dados obtidos	74
7.1	Parâmetros hidrogeológicos - escoamento Superficial	78
7.2	Parâmetros hidrogeológicos - Zona não saturada	78
7.3	Parâmetros hidrogeológicos - Zona saturada - Aquífero	78
7.4	Parâmetros numéricos - escoamento Superficial	79
7.5	Parâmetros numéricos - Zona não saturada	79
7.6	Parâmetros numéricos - Discretização temporal	79
7.7	Balanço hídrico (mm) - Folha 1	87
7.8	Balanço hídrico (mm) - Folha 2	88
8.1	Valores de coeficiente de manning ($s/m^{1/3}$) para cálculo de escoamento superficial	97
8.2	Valores de coeficiente de manning ($s/m^{1/3}$) para canais naturais e estreitos (menos de 30 metros de largua)	98
9.1	Classificação dos tipos de chuva e suas características	101
9.2	Condição limite para material uniforme a 20 graus celsius	106
9.3	Precipitação registrada nos picos de velocidade	107

Lista de símbolos

- A – Área da seção [L^2]
 b – Largura de seção [L]
 c – Celeridade da onda cinemática [L/T^2]
 C_1 – Coeficiente de Chezy [$1/T$]
 D – Duração da chuva [T]
 F_b – Força de corpo [N]
 F_d – Força de arraste [N]
 F_e – Força de empuxo [N]
 F_l – Força de sustentação [N]
 F_r – Força resistiva [N]
 g – Aceleração da gravidade [L/T^2]
 h – Carga piezométrica [L]
 H – Profundidade do nível de água superficial
 I_e – Declividade da linha de energia total para escoamento de superfície livre [-]
 \vec{I} – Vetor de impulso
 i – Velocidade de infiltração [L/T]
 $k(\theta)$ – Permeabilidade do meio poroso em função da umidade volumétrica [L/T]
 k_s – Permeabilidade do solo na saturação [L/T]
 l – Comprimento [L]
 m – Massa [M]
 M – Coeficiente de Manning M [$T/L^{1/3}$]
 n – Coeficiente de Manning n [$L^{1/3}/T$]
 \vec{n} – Vetor normal unitário[-]
 P – Perímetro molhado
 q – Descarga por unidade de largura [L^2/T]
 q_0 – Vazão no instante inicial [L^3/T]
 Q – Vazão superficial ou densidade de fluxo em meio poroso [L^3/T]
 r – Velocidade de chuva [L/T]
 S – Grau de saturação [-]
 S_0 – Declividade topográfica [-]
 S_s – Coeficiente de armazenamento [-]
 S_{sp} – Coeficiente de armazenamento específico [$1/L$]

T – Transmissividade [L^2/T]
 t_c – Tempo de concentração [T]
 u – Componente da velocidade na direção x [L/T]
 \vec{v} – Campo de velocidade do escoamento superficial [L/T]
 V – Volume [L^3]
 v – Componente da velocidade na direção y [L/T]
 V_{Darcy} – Velocidade de Darcy
 w – Componente da velocidade na direção z [L/T]
 z – Carga de elevação [L]
 z_b – Cota do leito do rio [L]
 Caracteres Gregos
 η – Porosidade [-]
 η_{efet} – Porosidade efetiva [-]
 γ – Peso específico [N/L^3]
 Ω – Integral de volume de um corpo [-]
 ϕ – Energia potencial total [L]
 ϕ_1 – Ângulo de repouso [deg]
 θ – Umidade volumétrica do solo [-]
 θ_r – Umidade volumétrica residual [-]
 θ_s – Umidade volumétrica saturada do solo [-]
 Θ – Umidade volumétrica de saturação de Mualem [-]
 Θ_r – Umidade volumétrica residual do modelo de Mualem [-]
 ρ – Massa específica do fluido [M/L^3]

1

Introdução

O campo científico da hidrologia emerge recentemente da geologia e da hidráulica, integrando-as com fundamentais aplicações nos diversos ambientes naturais existentes [1]. A circulação infinita de água pelos oceanos, atmosfera e solo é chamada de ciclo hidrológico. O estudo desse trabalho focaliza na porção solo deste amplo fenômeno. Nesse contexto específico, a representação matemática dos seus principais processos: escoamento superficial (*runoff*), escoamento em canais (rios) e fluxo subterrâneo (em meios porosos) representam um grande desafio, que têm sido amplamente estudado, de forma a obter uma melhor consistência física de uma perspectiva integrada desse problema. Resumidamente, o fluxo em zonas variavelmente saturadas é resolvido pela equação de Richards [2], o escoamento superficial, pelas equações de Saint-Venant [3] e suas simplificações, que dão origem ao modelo da onda difusiva e cinemática, e finalmente o fluxo em domínios subterrâneos, pela equação de Darcy.

Para reproduzir o comportamento desse sistema, modelos, comumente, de dois tipos podem ser criados: físicos ou numéricos. Um modelo numérico, utilizado nesse trabalho, corresponde aos algoritmos e equações utilizadas para compreender o funcionamento do sistema em foco.

As formulações matemáticas citadas acima, envolvem uma ou duas variáveis dependentes, sendo assim, compostas por um conjunto de equações diferenciais. A solução das equações diferenciais parciais não é simples de ser feita analiticamente, principalmente se mudanças na área do domínio e nas condições iniciais e de contorno ocorrem [4]. Em casos como este, a solução analítica torna-se impossível de ser aplicada e os métodos numéricos surgem como formulações amplamente mais adequadas. Porém, a maior preocupação quanto à solução obtida por métodos de aproximação numérica remete a precisão dos valores calculados. Para que a solução seja satisfatória a formulação deve apresentar convergência, estabilidade e consistência [4].

Dentre as vantagens desse tipo de análise, a simulação numérica permite explorar e estimar a dinâmica destes processos. Por isso, os métodos numéricos, hoje, completamente difundidos em diversas ciências exatas manifestam-se como capazes de representar as variabilidades espaciais e temporais, funda-

mentais para a compreensão dos caminhos de fluxo a nível de bacia.

Além da definição do modelo utilizado, outro ponto crítico na simulação numérica é a inserção de informações laboratoriais ou de ensaios de campo. Esse conteúdo é computado como entrada de dados, e irão definir parâmetros. No entanto, a realização de ensaios constitui uma tarefa onerosa e por ser muitas vezes pontual, não é suficiente para construção de um modelo de alta confiabilidade. Adicionalmente, existem parâmetros extremamente difíceis de mensurar e até mesmo inexistente qualquer medição de campo estudada, levando a utilização de dados empíricos ou retirados da literatura, comprometendo o grau de incerteza dos resultados obtidos. Muitos pesquisadores recomendam fortemente o emprego de métodos estatísticos para a avaliação do grau de confiabilidade do modelo [5].

No que concerne aos processos estudados nessa dissertação, sabe-se que os fenômenos superficiais, como escoamento em superfície livre, estão em constante interação com a água em subsuperfície proveniente da zona vadosa e sistemas subterrâneos de baixa profundidade [6]. Essas interações e os seus mecanismos têm recebido grande atenção nas últimas décadas, [7], [8] e são considerados por diversas comunidades científicas como os processos controladores do balanço hídrico em escala de bacia. Dessa forma, existe um grande esforço na elaboração de modelos numéricos capazes de ater-se a interdependência do fluxo superficial e da subsuperfície, de forma a obter uma maior compreensão dos caminhos de fluxo percorridos numa bacia hidrográfica.

Os modelos numéricos da subsuperfície e da superfície criados individualmente são aceitáveis somente quando a permeabilidade da subsuperfície é relativamente menor e as escalas de tempo são consideravelmente menores. Para todos os outros casos, ambos componentes são importantes, especialmente nos primeiros momentos de chuva e início do escoamento superficial [1].

Freeze e Harlan foram os pioneiros na criação de um acoplamento conceitual e teórico [9]. Mais tarde, Govindaraju e Kavvas desenvolveram um modelo integrado que leva em conta o escoamento superficial e um canal unidimensional e um fluxo variavelmente saturado subterrâneo tridimensional, com o objetivo de analisar a resposta de locais saturados adjacentes aos rios a variações hidrológicas e topográficas [10]. Gunduz e Aral resolveram o problema de fluxo subterrâneo e superficial simultaneamente, numa única matriz global [11]. Putti e Paniconi ateram-se às questões numéricas, verificando a influência do passo de tempo na convergência global num acoplamento tridimensional, em sistemas porosos, e unidimensional, em sistemas de superfície [12] [13].

O acoplamento entre rios e aquíferos é, comumente, feito via conceito de condutividade, na qual assume-se uma interface conectando os dois domínios.

Dessa forma, a vazão movimentada no contato entre os ambientes é determinada pelo gradiente entre os dois domínios e por uma constante de proporcionalidade, que, geralmente, estabelece uma relação entre a condutividade da interface e a espessura efetiva. Logo, esse volume é contabilizado como um termo de troca, denominado fonte/sumidouro, que é calculado em simulações numéricas a cada passo de tempo [13].

Recentes trabalhos de campo, entretanto, têm mostrado que tal interface não existe na natureza. Portanto, a constante de proporcionalidade deve ser interpretada como um parâmetro de ajuste ou calibração [13]. Dentre as técnicas computacionais desenvolvidas, destaca-se o Sistema Hidrológico Europeu (SHE), criado por três organizações: Instituto Britânico de Hidrologia, Instituto Dinamarquês de Hidrologia e a empresa de consultoria francesa SOGREAH, financiado pela Comissão de Comunidades Europeias [14]. Trata-se de um conjunto de programas, criados num esquema determinístico e distribuído, no qual a bacia é subdividida em áreas de elementos, formando uma malha, onde o fluxo é transmitido de um ponto, nó, para outro, a medida que o deslocamento de fluido ocorre. Além de oferecerem suporte para uma solução aproximada, levam em consideração as questões atuantes no fluxo: vegetação, evapotranspiração, dados meteorológicos, propriedades do solo, entre outros fatores que determinam a movimentação da água. É baseado em equações diferenciais que descrevem um balanço de massa e transferência de momento.

O programa desenvolvido pelo Sistema Hidrológico Europeu e utilizado nesse trabalho, chama-se Mike SHE e é comercializado pela *Danish Hydraulic Institute* (Instituto de Hidráulica Dinamarquês), cujo acrônimo é DHI. Trata-se de uma ferramenta integrada de modelagem de fluxo subterrâneo, superficial, recarga e evapotranspiração. Diante da sua abordagem sistêmica de bacias hidrográficas, as aplicações mais recorrentes são a interação entre os diversos ambientes hidrogeológicos, sendo o fluxo não saturado o ponto central do programa.

Além disso, suas principais aplicações residem nos processos de irrigação e gerenciamento de recursos hídricos em época de seca, análise de locais pantanosos, fluxo de rios e estudo de planícies de inundação, ocupação do solo e impactos de mudanças climáticas no meio poroso e superficial, manejo de nutrientes e o seu gerenciamento e, por fim, estudo integrado do fluxo em minas [15].

O Mike SHE é comercializado há anos e amplamente utilizado em diversos países europeus. Disposto em módulos, o programa permite que discretização temporal seja definida individualmente para cada módulo, sendo uma grande

vantagem do acoplamento explícito realizado.

1.1

Objetivos

As principais razões para a busca de uma visão integrada do problema de fluxo, que compõem o interesse desse trabalho são:

1. Alcançar uma melhor compreensão integrada dos processos de fluxo em diversos ambientes hidrogeológicos, a partir da resposta dinâmica dos processos.
2. Compreender o papel de cada ambiente e sua influência no ciclo hidrológico.
3. Avaliar a representação física dos processos e das suas interações.
4. Observar os fenômenos entre domínios hidrogeológicos.

1.2

Escopo

O trabalho está organizado em onze capítulos. Este primeiro, estabelece uma introdução ao tema, justificativa de pesquisa, objetivo e escopo do trabalho.

O segundo, o terceiro e o quarto capítulo compõem a revisão bibliográfica. O próximo capítulo esclarece sobre o ciclo hidrológico, os processos de evapotranspiração e o efeito da vegetação. O terceiro apresenta as equações de fluxo superficial, seguido do capítulo de fluxo em meio poroso. O quinto capítulo explica os métodos de cálculo do programa, bem como seus pontos fortes e limitações. O sexto capítulo corresponde ao primeiro e ao segundo estudo de caso, validados por soluções analíticas. O sétimo capítulo corresponde ao terceiro caso, no qual uma simulação integrada a nível regional foi simulado. No oitavo, apresentam-se informações da área de estudo, bem como os dados de entrada e como foram obtidos. No nono capítulo tem-se os resultados e no décimo, as conclusões finais e sugestões. Por fim, no décimo primeiro capítulo dispõe-se as referências bibliográficas.

2

Ciclo Hidrológico

O ciclo hidrológico corresponde a circulação da água na Terra sob a forma líquida, de vapor ou gelo [16]. O clima representa a força motriz do ciclo hidrológico. A variação espacial da radiação solar acarreta os processos climáticos de evaporação, precipitação e neve [16].

A entrada de água no sistema ocorre pela precipitação ou pelo derretimento de neve. Já a saída decorre do fluxo em canais, escoamento e evaporação na superfície e em corpos d'água, e transpiração pelas plantas. A precipitação chega aos rios pelo escoamento superficial e por rotas na subsuperfície ou subterrâneas[1].

A geologia da subsuperfície controla as taxas de infiltração, que por sua vez, são responsáveis pela definição da distribuição espacial e temporal do escoamento na topografia [1]. Percebe-se, então, que esses ambientes frequentemente operam de maneira acoplada [13]. Assim, as interações devem ser levadas em conta, principalmente em escala de bacia por ferramentas de modelagem, para que os resultados sejam confiáveis [13].

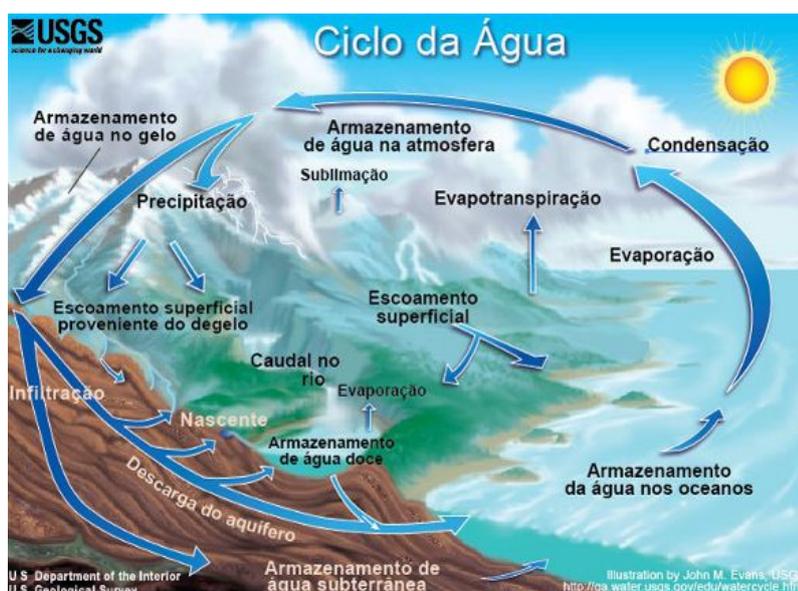


Figura 2.1: Ciclo hidrológico [16]

Dentre os grandes objetivos de analisar os problemas de fluxo sob uma visão integrada, ou seja, inserindo-os no contexto do ciclo hidrológico, está a obtenção do balanço hídrico da área de estudo, ferramenta que apresenta uma abordagem direta de representação dos volumes de água intercambiados pelos diferentes ambientes hidrogeológicos [17]. A precipitação representa o principal componente do balanço hidrológico [18].

A construção do balanço hidrológico por ferramentas de modelagem numérica é complexa, pois há importantes efeitos transientes, que devem ser analisados. Esses efeitos resultam da distribuição irregular espacial e temporal (variações sazonais, anuais) da precipitação e da evaporação. Tais processos controlam o nível da linha freática, os regimes de recarga e descarga e as flutuações cíclicas dos perfis de teor de umidade na zona não saturada [1].

Outro efeito transiente, corresponde ao tempo que decorre desde a infiltração na superfície até o aumento no nível freático, que além de elevar o nível de água, induzirá um aumento no fluxo de base dos rios [1].

Para o delineamento dos caminhos pelos quais a água percorre, é necessário, um estudo minucioso da topografia, do tipo de solo, da vegetação e do grau de ocupação do local.

O mapeamento do sistema de fluxo em uma bacia pode ser feito orientando-se pelos seguintes indicadores [1]:

- (i) Feições topográficas
- (ii) Medições com piezômetros
- (iii) Tendências geoquímicas da composição da água
- (iv) Características do solo e propriedades da superfície, como vegetação

A topografia influencia fortemente a delimitação dos locais de recarga e descarga. Até mesmo em bacias compostas de materiais homogêneos e isotrópicos, a superfície topográfica pode criar um complexo sistema de padrão de fluxo. As medições com piezômetros conferem grande confiabilidade quanto as flutuações do nível de água. As tendências geoquímicas revelam a evolução química nos canais de fluxo. Essa prática é muito comum em climas áridos e semi-áridos. O solo, também, opera grande influência devido as heterogeneidades [1].

Os processos de infiltração, escoamento superficial e fluxo em canais e suas interações já foram amplamente estudados e encontram-se detalhados nas próximas seções.

2.1

Precipitação, infiltração e escoamento superficial

Quando a taxa de precipitação excede a capacidade de infiltração do solo, o excesso de água vai se acumular na superfície. Esse volume de água, encontra-se, então, disponível para o escoamento superficial em direção aos canais de drenagem. Essa teoria, foi inicialmente proposta por Horton em 1933 [19].

A taxa de infiltração é igual a taxa de precipitação até que o solo torne-se saturado na superfície, iniciando o seu decréscimo assintótico até atingir aproximadamente o valor da condutividade hidráulica saturada do solo [20]. Durante esse período, o teor de umidade, cargas hidráulicas e de pressão crescem, enquanto o gradiente decresce. Esta redução é balanceada por um aumento de condutividade hidráulica até que a combinação de ambos os fatores não suporte a quantidade de chuva, e água acumula-se na superfície. [1].

As propriedades de infiltração e recarga são únicas para cada tipo de solo aliado ao seu histórico. As estimativas desses valores não devem ser baseados somente na condutividade hidráulica e na textura do solo, mas também na investigação da profundidade do nível freático e da curva característica do solo. Pequenas diferenças nas propriedades hidráulicas causam grandes diferenças na reação diante de um evento climático [19].

Caso a capacidade de infiltração de um tipo de solo seja conhecida, é possível determinar o excesso de precipitação, que fornecerá, então, aproximadamente o escoamento superficial. A capacidade de infiltração decresce rapidamente nos primeiros momentos de chuva, devido a operação de alguns dos seguintes processos [19]:

1. Enchimento de água dos poros das primeiras camadas de solo da superfície
2. Inchamento do solo
3. Carregamento de materiais finos para os vazios do solo
4. Em casos de chuvas de alta intensidade, a água penetra rapidamente no solo e o ar retido reduz o espaço disponível para infiltração.

Esses efeitos são restritos a uma fina camada do solo na superfície. Assim, a capacidade de infiltração é geralmente menor que a capacidade de transmissão de fluxo pela força gravitacional. Essa é a principal explicação para a rara situação de solos livres para drenagem, caso estejam sempre saturados durante a chuva, seja intensa ou prolongada. [19].

Para o acúmulo de água na superfície, os fatores mais preponderantes são:

- (i) A intensidade da chuva seja maior que a condutividade hidráulica saturada
- (ii) A duração da precipitação seja maior que o tempo requerido para o solo tornar-se saturado

Após o encerramento da chuva, inicia-se o processo de restauração da capacidade de infiltração. A ação do vento e da temperatura local próxima ao solo colabora na reabertura dos poros. Além disso, a perfuração por seres vivos e insetos também exercem influência. Assim, usualmente, a capacidade de infiltração é restaurada em no máximo um dia para solos arenosos, enquanto pode durar muitos dias em casos de solos argilosos. Esse tempo varia de acordo com a estação do ano [19].

Uma abordagem mais completa da análise do escoamento superficial corresponde ao volume da precipitação subtraído das perdas de água, que incluem os processos de: interceptação de água da chuva pela vegetação aérea, transpiração e evaporação do solo.

2.2

Escoamento em um canal e suas interações

O escoamento em um canal é alimentado por dois componentes principais: fluxo de água subterrânea, denominado fluxo de base e do escoamento superficial e de subsuperfície. Na geração de fluxo superficial, os rios tributários são responsáveis pela maior parte da drenagem das bacias [21].

Vale dizer ainda, que devido ao dinamismo existente entre os mais diversos ambientes terrestres, o fluxo de base pode contribuir com o escoamento superficial durante tempestades, mas sua função primeira é manter os rios, durante períodos de seca [19].

O gráfico que compõe as contribuições de entrada de fluxo, fornecendo a vazão no tempo no exutório da bacia, denomina-se hidrograma. Trata-se do resultado de uma combinação de fatores fisiográficos e meteorológicos em uma bacia, e representa além do escoamento superficial e fluxo de base, os efeitos integrados de clima e perdas hidrológicas [21].

O hidrograma típico é caracterizado por uma curva crescente, pico e uma curva de recessão. O ponto de inflexão é comumente assumido com o ponto em que o escoamento direto termina. A hidrógrafa ou hidrograma direto representa a resposta hidrológica para o excesso de precipitação, definido como a precipitação bruta menos a infiltração [21].

Com o objetivo de prever o pico do nível de água nos rios, existe um esforço por parte dos engenheiros e hidrólogos para uma separação desses

componentes. Em realidade, no entanto, é praticamente impossível separar o fluxo de base do escoamento superficial somente com hidrógrafas [21].

No caso do fluxo de base, a equação representativa dada pela equação 2-1, gera a curva de recessão de fluxo e pode ser comprovada por fundamentos teóricos [1].

Para maiores esclarecimentos sobre as aplicabilidades da curva de recessão, as referências bibliográficas: [22], [23], [24] e [25] são ferramentas de auxílio.

$$q = q_0 e^{-ct} \quad (2-1)$$

onde q é a taxa de fluxo no tempo t , q_0 é a vazão no instante inicial.

A curva normal de depleção difere-se consideravelmente ao longo dos anos e de estações em que a direta retirada de água pelas vegetação ou evaporação ocorre. No entanto, já a diferença entre as mesmas estações ao longo dos anos é muito pequena, de forma que, em casos práticos é possível adotar uma curva de depleção média.

A interpretação da curva fornece várias informações sobre o volume de fluxo subterrâneo. Caso movessemos a curva de depleção horizontalmente ao longo da hidrógrafa, os seus segmentos que coincidirem com a curva de depleção normal devem ser compreendidos como os períodos em que o escoamento é inteiramente proveniente do fluxo subterrâneo. Além disso, conectando os pontos, nos quais a hidrógrafa parte e aumenta acima da curva normal de depleção, pode-se obter, então, o acréscimo de água subterrânea. E a separação então pode ser feita simplesmente subtraindo um fator do outro.

Outra dificuldade na separação de hidrógrafas, resulta da contribuição do fluxo em subsuperfície para o escoamento em canais. Na porção superior de bacias hidrográficas, esse fluxo contribui para a elevação do nível de água. No entanto, nas porções inferiores, com cotas de elevação mais baixas, outro tipo de interação ocorre: armazenamento nas margens do rio, que comumente, atenua a velocidade de deslocamento da onda [1]. Esses efeitos são representativos e modificam o hidrograma.

O conceito de armazenamento nas margens pode ser melhor estudado nas seguintes bibliografias: [26], [27], [28] e [29].

2.3

Efeito da evapotranspiração

A evapotranspiração corresponde ao segundo fator de maior influência no balanço hídrico de uma bacia, afetando consideravelmente a sua hidrodinâmica [16].

A evapotranspiração, basicamente, representa a água em forma de vapor perdida para a atmosfera, sob a evaporação em corpos de água, colunas de solo e transpiração da plantas. O fator condicionante principal é a radiação solar, sendo a causa da variação das taxas de evapotranspiração de acordo com a latitude, estação do ano, hora do dia e presença de nuvens [30]. Em pesquisas realizadas pela USGS (United States Geological Survey), em período de seca, a evapotranspiração varia de 40% nas regiões noroeste e nordeste até 100% no sudoeste do país, devido a intensidade diferenciada de energia solar em ambas regiões.

Dentre os demais condicionantes tem-se: a área superficial de corpos de água, velocidade do vento, tipo e densidade da cobertura vegetal, umidade do solo, profundidade da zona radicular e estação do ano [30].

O primeiro modelo de evapotranspiração é empírico e desenvolvido por Kristensen e Jensen, na *Royal Veterinary and Agricultural University*, na Dinamarca, em 1975. No modelo, é proposto como calcular a evapotranspiração atual, baseado no fato de que a evapotranspiração potencial é reduzida de acordo com a densidade de vegetação, teor de umidade na zona radicular e distribuição da precipitação [31]

3

Fluxo Superficial

3.1

Princípios da hidráulica

Os princípios fundamentais da hidráulica baseiam-se nas equações de impulso e de conservação de energia. Massa, energia, momento, entre outras quantidades presentes na natureza são conservadas em diversos processos. Dessa forma, muitos fenômenos são descritos usando as equações de continuidade [32]. Problemas que envolvem a hidráulica superficial, correspondem a um sistema aberto, onde há troca de massa com o ambiente.

Partindo desse conceito, tem-se a primeira formulação matemática da continuidade, com a simples relação [32]:

$$\frac{A_e}{A_s} = \frac{v_e}{v_s} \quad (3-1)$$

onde A_e e v_e representam a seção e a velocidade de entrada de um fluido de um sistema, enquanto A_s e v_s definem esses parâmetros na saída. Assim, a conservação de massa é definida:

$$\frac{dm}{dt} = \dot{m}_e - \dot{m}_s \quad (3-2)$$

Relacionando a conservação de massa com volume de fluxo, temos:

$$\dot{m} = \rho \dot{V} \quad (3-3)$$

onde \dot{V} , define o conceito de vazão.

$$\dot{V} = Q = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (3-4)$$

ρ representa a densidade do fluido, mas a sua variação com o tempo não é significativo em problemas gerais da hidrodinâmica.

Reescrevendo a vazão em função da velocidade e da área de seção, obtemos a conservação de massa genérica do sistema de massa m da seguinte

forma:

$$\frac{dm}{dt} = - \sum \rho_i \vec{v}_i \vec{n}_i A_i \quad (3-5)$$

Sendo n , o vetor normal unitário de entrada de fluxo.

O impulso, correspondente a massa que entra no sistema é dada por:

$$d\vec{I} = dm \vec{v} \quad (3-6)$$

Considerando um sistema genérico, onde há fluxo de entrada e saída de massa, e acrescentando a força da gravidade, o balanço do impulso resultante é dado por:

$$\frac{d\vec{I}}{dt} = m \vec{g} - \sum \rho_i (\vec{v}_i \vec{n}_i) A_i \vec{v}_i \quad (3-7)$$

Por fim, analisando em todo o volume o sistema de massa m , obtemos a forma integral da equação:

$$\frac{d\vec{I}}{dt} = \underbrace{\int_{\Omega} \rho d\Omega \vec{g}}_{\text{Forças de corpo}} - \underbrace{\int_{\partial\Omega} \rho (\vec{n}_i \vec{v}_i) \vec{v}_i dA}_{\text{Forças de superfície}} \quad (3-8)$$

A equação 3-8 representa, assim, o conjunto de forças de corpo e de superfície atuantes em um sistema. A hidráulica superficial adquire relativa dificuldade em superfícies complexas, onde as vazões e a geometria variam continuamente. Os seus parâmetros fundamentais, tendo em vista a sua influência no campo de velocidade de um sistema, são: altura do nível de água, vazão, declividade, rugosidade da topografia e a geometria dos canais de fluxo [21]. Vale ressaltar a influência da rugosidade, que afeta consideravelmente o fluxo superficial [33].

Para a descrição do fluxo superficial, parte-se das equações de Navier-Stokes, que descrevem a dinâmica do movimento de fluidos, como o movimento do ar na atmosfera, correntes no oceano e fluxo em um canal. São equações não lineares, nas quais as variáveis são consideradas funções contínuas em relação às coordenadas espaciais e temporais. Em seguida, integra-se tais equações ao longo da profundidade, reduzindo o problema de três para duas dimensões. E, finalmente, realizando uma nova integração, mas em relação à área de seção perpendicular ao fluxo, obtém-se as equações de Saint-Venant [3]. Elas descrevem o fluxo não permanente e não uniforme em um canal aberto unidirecional. Assim, são estendidas para escoamento superficial em duas dimensões em superfície livre. Permitem o conhecimento ponto a ponto do campo

de escoamento, formulando um modelo hidrográfico distribuído [34]. É natural, que tal redução dimensional implique em diversas suposições assumidas, descritas nas próximas seções.

3.2

As equações de Navier-Stokes

A formulação matemática de Navier-Stokes inclui termos de fonte ou extração, possibilitando descrever a conservação, embora comum, mas nem sempre verdadeira, de certas quantidades. As equações podem ser descritas na forma integral, aplicadas a uma região, ou na forma diferencial, com o auxílio de um operador divergente, utilizadas em um ponto [32]. Para um fluido incompressível, tais equações são dadas por:

$$\text{div } \vec{v} = 0 \quad (3-9)$$

$$\frac{D\vec{v}}{Dt} = -\frac{1}{\rho}\nabla p + \nu \nabla^2 \vec{v} + \vec{f}_b \quad (3-10)$$

A equação 3-9 representa a equação da continuidade e a 3-10 a equação de momento. ρ , p , ν representam, respectivamente, a densidade, a pressão e a viscosidade do fluido. O variável desconhecida é o vetor de velocidade:

$$\vec{v} = \begin{pmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{pmatrix} \quad (3-11)$$

Analisando a velocidade na direção v_x , segundo a equação de momento, temos:

$$\frac{dv_x}{dt} + \underbrace{v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z}}_{\text{Advecção}} = \underbrace{-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x}}_{\text{Pressão}} + \underbrace{\nu \left(\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2} \right)}_{\text{Atrito interno}} + \underbrace{f_{bx}}_{\text{Força de corpo}} \quad (3-12)$$

O primeiro termo exprime a variação temporal do impulso no volume de controle, correspondendo à aceleração local do escoamento. Os outros termos de aceleração, correspondem aos termos advectivos em um determinado instante. Assim, representa a variação espacial do impulso em um elemento do volume de controle. Em escoamento uniforme, o termo advectivo é nulo [35].

Os componentes de aceleração são equivalentes, ou seja, balanceados, com forças de: pressão, atrito interno e de corpo, respectivamente [35]. O vetor f_{bx} representa a força da gravidade [35].

3.3

Integral da equação de Navier-Stokes ao longo da profundidade

Para inúmeras situações, é possível descrever o problema de fluxo superficial em duas dimensões, pois a componente de velocidade vertical pode ser suficientemente pequena e, conseqüentemente, negligenciada. Essa simplificação resulta nas seguintes limitações: gradiente de pressão hidrostático e densidade constante, no eixo vertical [33].

A equação da continuidade em duas dimensões é dada por:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial v_x H}{\partial x} + \frac{\partial v_y H}{\partial y} = 0 \quad (3-13)$$

As componentes v_x e v_y representam as componentes da velocidade nas direções x e y numa profundidade definida.

Na direção x, a equação de conservação do momento é, então, definida:

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} + \underbrace{v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y}}_{\text{Advecção}} + g \frac{\partial h}{\partial x} = \underbrace{\frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \frac{\tau_{xx}^D h}{\rho} + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \frac{\tau_{xy}^D h}{\rho}}_{\text{Dispersão do impulso}} - \underbrace{\frac{1}{H} \frac{\tau_x^B}{\rho}}_{\text{Atrito leito}} + \underbrace{\frac{1}{H} \frac{\tau_x^W}{\rho}}_{\text{Atrito vento}} \quad (3-14)$$

h define a posição geoestática da superfície livre, τ^B , a tensão cisalhante no solo e τ^W , a tensão cisalhante do vento. A profundidade do nível de água, H , é calculada por:

$$H(x, y, t) = h(x, y, t) - z_B(x, y) \quad (3-15)$$

onde z_B descreve a posição do leito do rio [33].

O tensor de dispersão do impulso apresenta o coeficiente de impulso τ_{ij}^D , o qual leva em consideração a variação da velocidade ao longo da profundidade. Este coeficiente é definido através de equações empíricas ou através de restrições ao modelo. Tais relações podem ser encontradas, por exemplo, em [33].

Enquanto nas equações de Navier-Stokes, a tensão cisalhante do solo e do vento ocorrem somente sob a forma de condições de contorno, esses termos surgem na integração bidimensional como termos de fonte e extração [33].

3.4

Equações de Saint-Venant

Finalmente, a integração das equações bidimensionais acima descritas, ao longo da largura de um canal, dá-se o nome de equações de Saint-Venant. São

amplamente utilizadas, pois a solução requer pouco esforço computacional. São altamente aplicáveis em diversas situações, como para a definição da posição do nível de água, no qual uma dimensão é suficiente para descrição do processo [35].

A equação unidimensional da continuidade é dada por:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \quad (3-16)$$

s , representa a direção do fluxo unidimensional, Q , descreve a vazão delimitada pela seção, A do rio, definida pelo perímetro molhado.

A equação de conservação do momento torna-se, então:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial vQ}{\partial s} = gA \frac{\partial h}{\partial s} - gAI_E \quad (3-17)$$

É importante perceber que, a suposição de que não há fluxo preferencialmente na direção vertical e que sua velocidade é nula, implica que a coordenação dos eixos está orientado segundo a direção do fluxo principal [35].

Finalmente, as equações acima dispostas encontram-se na literatura da seguinte forma:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + v \frac{\partial H}{\partial s} + H \frac{\partial v}{\partial s} = \frac{\partial v}{\partial s} \left(H - \left(\frac{\partial A}{\partial H} \right)^{-1} \right) \quad (3-18)$$

e

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial s} + g \frac{\partial H}{\partial s} = -g \frac{\partial z_B}{\partial s} - gI_E \quad (3-19)$$

O primeiro e o segundo termo representam, respectivamente, a aceleração local e advectiva do escoamento como já mencionado. O terceiro termo descreve a resultante da pressão hidrostática na direção s , devido a declividade da superfície da água nesta direção. Do outro lado da equação, o primeiro termo contabiliza a força gravitacional segundo a declividade do canal de fluxo. O sinal negativo significa que o fluxo desenvolve-se a partir da maior para a menor elevação. Por fim, o último termo representa a perda de energia do sistema, que ocorre pelo atrito com o solo [33].

A descrição da perda de energia durante o escoamento, I_E na literatura é dada por diversos estudiosos. As bases de descrição mais conhecidas são: Manning-Strickler, Darcy-Weisbach ou Colebrook - White [33].

As equações de Saint-Venant podem ser simplificadas, gerando duas formulações: modelo da Onda Cinemática e Difusiva.

3.4.1

Modelo da Onda Cinemática

Em escoamentos com grandes declividades e pequena coluna de água, a força gravitacional torna-se preponderante (Henderson, 1966). Logo, os termos inerciais e de pressão podem ser negligenciados. Assim, o ângulo de declive da energia total torna-se equivalente ao fundo topográfico e a direção de fluxo é limitada da montante a jusante [33].

A equação de impulso tem a seguinte forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \quad (3-20)$$

onde c representa a celeridade da onda cinemática, e é uma função da vazão.

Assumir a declividade de fundo igual a perda de energia na equação de quantidade de movimento, implica no seguinte comportamento do escoamento [21]:

- (i) Somente as forças de atrito e gravidade são relevantes.
- (ii) A relação entre vazão e altura de água torna-se unívoca.
- (iii) O amortecimento da onda simulada ocorre somente devido a infiltração.
- (iv) Influência de jusante, como efeito de remanso ou marés, não podem ser representados.

3.4.2

Modelo da Onda Difusiva

O modelo da onda difusiva negligencia os termos inerciais. Dessa forma, leva em consideração o gradiente de pressão e o atrito de fundo. A equação do impulso resultante é:

$$\frac{\partial h}{\partial s} + I_E = 0 \quad (3-21)$$

Por fim, como o modelo difusivo e o da onda cinemática não consideram os termos de inércia presentes no modelo hidrodinâmico, eles podem ser não aplicáveis em escoamentos com grande variação temporal e espacial do campo de velocidade [21].

4

Fluxo Subterrâneo

O fluxo subterrâneo ocorre quando este é constituído, principalmente, por solos granulares ou rochas fraturadas, que garantam espaço vazio suficiente para a água fluir. Em ambiente poroso, tal cavidade é denominada poro. Em formações argilosas ou de rocha sã, a passagem da água torna-se muito lenta ou não ocorre, sendo caracterizados, ambientes desse tipo litológico, como impermeáveis. Devido a dinâmica dos processos terrestres, como erosão, deposição, movimento de placas tectônicas, as formações de solo e rochas são altamente heterogêneas, dificultando a compreensão do caminho de fluxo de água. Assim, o conceito de porosidade aparece como um importante parâmetro de estudo [1].

A porosidade, comumente simbolizada pela letra η , representa o volume vazio em relação ao volume da amostra. A porosidade efetiva contabiliza os poros conectados, ou seja, que são capazes de transmitir fluido, enquanto que poros não interligados exercem a função de confinar água [1].

O teor de umidade mede o volume de água em um volume de amostra e relaciona-se com a porosidade através da seguinte relação:

$$\theta = \eta S \quad (4-1)$$

O índice S indica o grau de saturação, ou seja, refere-se a porcentagem de poros, que encontram-se preenchidos por água.

As forças principais atuantes no meio poroso são a gravidade e a compressão. A velocidade atinge valores muito baixos, resultando no seu negligenciamento nas equações de fluxo. Caso não exista influência de componentes químicos ou térmicos, a densidade da água não altera-se, podendo descrever a energia potencial por unidade de massa para fluidos incompressíveis da seguinte maneira:

$$\phi = gz + \frac{p - p_0}{\rho_w} = gh \quad (4-2)$$

p representa a pressão do fluido, p_0 , a pressão atmosférica, ρ_w , a densidade da água, z , a cota de elevação, definida a partir de um referencial, e finalmente,

h , representa a carga piezométrica, e é usualmente, assim, descrita:

$$h = z + \psi \quad (4-3)$$

z é representa a carga de elevação e ψ , a carga de pressão.

Se o nível freático no meio poroso encontra-se sob alguma tensão, tem-se uma situação de contenção da água, sendo essas formações denominadas aquíferos confinados. Caso o lençol freático possa mover-se livremente, tem-se aquíferos não confinados. Acima da linha freática existe a zona capilar, na qual devido as tensões capilares um gradiente vertical para cima é criado, e a água consegue movimentar-se. A zona capilar juntamente com a faixa de solo sotoposto compõem a zona não saturada [1].

A representação matemática do fluxo subterrâneo comporta os ambientes saturados e não saturados. Essencialmente é baseada na equação de Darcy (1856), que combinada com a equação de continuidade, a qual descreve a conservação de massa do fluido durante o deslocamento, formula-se a equação diferencial de fluxo em meio poroso [1]. O padrão de fluxo em meio poroso é comumente abordado segundo a seguinte ordenação: fluxo saturado permanente, fluxo saturado transiente e finalmente, fluxo não saturado transiente.

4.1

Formulação matemática na zona saturada

A equação de Darcy (1856) nos diz que a perda de energia ou de carga, Δh , de um certo volume de fluido, ao longo de um intervalo percorrido, Δl , ocorre linearmente [1], segundo a equação:

$$\frac{Q}{A} = -k \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (4-4)$$

O quociente entre o volume de fluido, Q , e a área, A , representa a descarga específica. É conhecida como velocidade de Darcy ou velocidade de percolação. A equação acima faz uma simplificação do meio poroso, analisando-o como contínuo. Sabendo-se que a área do contínuo é maior do que no meio poroso, a velocidade real do sistema também será. Concluindo ainda, que a diferença entre as áreas de uma formação, tratados sob a ótica de um meio contínuo e poroso, deve-se a existência de poros, a velocidade real e de Darcy relacionam-se pela porosidade:

$$\frac{v_{darcy}}{v_{real}} = n_{efet} \quad (4-5)$$

A constante de proporcionalidade, k , é denominada o coeficiente de permeabi-

lidade e representa a resistência ao fluxo.

A equação de Darcy, na forma diferencial em três dimensões é dada por:

$$v_i = -k_{i,j} \frac{\partial h}{\partial x_i} \quad i, j = x, y, z \quad (4-6)$$

Devido a grande parte da formação das camadas de solos dar-se por deposição, uma abordagem apenas bidimensional costuma ser satisfatória, e assim somente a diagonal do tensor de permeabilidade terá valores reais [17]. Em casos de dobras geológicas, por exemplo, todo o tensor de permeabilidade será preenchido.

A validade da lei de Darcy é restrita ao fluxo laminar. No entanto, fluxo turbulento em meios porosos ocorrem somente em algumas situações como interface do meio poroso com a superfície livre através de fontes [17].

A equação da continuidade, descrita abaixo, expressando a conservação da massa em um volume de controle, juntamente com a de Darcy é definida pela seguinte equação diferencial em condição de fluxo transiente não uniforme:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (4-7)$$

$$S_{sp} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(k_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4-8)$$

S_{sp} , representa o coeficiente de armazenamento específico, que fornece a variação de volume ao longo do tempo. Em aquíferos confinados, essa variação ocorre segundo a compressibilidade do grão e do poro, e em não confinados através do esvaziamento e enchimento dos poros a medida que o nível do lençol freático altera-se. Assim, esse processo está ligado diretamente a porosidade efetiva. Como a dimensão absoluta deste índice é maior que a compressibilidade do solo e do fluido, o coeficiente de armazenamento específico em aquíferos não confinados costuma ser cem vezes maior que em situações confinantes [1].

Para diversas aplicações, como mencionado anteriormente, é bastante comum reduzir a equação a um problema bidimensional. Na integração da equação de fluxo ao longo da espessura do aquífero (confinados), surge o parâmetro denominado transmissividade, T_{ij} . Em aquíferos que não estejam sob tensão, a integração é feita ao longo da altura do nível freático, que naturalmente varia, tornando a equação não linear [1]. A equação integrada em duas dimensões é dada por:

$$S_s \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(T_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) \quad i, j = 1, 2 \quad (4-9)$$

S_s representa o coeficiente de armazenamento, que surge da integração ao longo da espessura da formação geológica que encontra-se sob tensão. Em casos de aquíferos não confinados, a porosidade efetiva pode ser empregada, sob a denotação S_y . É importante mencionar, que existem basicamente duas premissas para a redução do problema tridimensional para bidimensional: a velocidade na direção vertical pode ser negligenciada e a sua componente na direção horizontal deve ser a mesma ao longo da profundidade. No entanto, essas restrições são aplicáveis em diversas situações e apresentam a grande vantagem de a própria carga piezométrica, h , representar a elevação do nível de água.

4.2

Formulação matemática na zona não saturada

Na zona não saturada, os poros são ocupados não só por água, mas também por ar. Tratam-se de fluidos, que encontram-se dispostos de tal forma, que suas fases não estão conectadas [18]. Logo, para essa zona a lei de Darcy não é aplicável, e a fórmula de carga piezométrica é, assim, estabelecida:

$$h = z + \psi_m \quad (4-10)$$

A carga de pressão, ψ , é, para a zona não saturada, definida como, ψ_m , denominada como potencial mátrico. O potencial mátrico é uma medida de relação entre a matriz do solo e a água. Quanto menos água o solo contém, mais resistente torna-se a matriz do solo, devido a força capilar e a tensão superficial do fluido [18]. Como o potencial mátrico atua na direção contrária a gravidade, possui sinal negativo [1]. Assim, o potencial de pressão de um fluxo variavelmente saturado é compreendido por uma faixa de valores positivos, correspondentes a zona de saturação, e de valores negativos, representantes da zona não saturada [18].

A equação de Darcy adaptada para o meio poroso não saturado é dada por:

$$v_i = -k_{ij}(\psi) \frac{\partial h}{\partial x_i} \quad i, j = x, y, z \quad (4-11)$$

Tanto a condutividade hidráulica, k , como o teor de umidade, θ , dependem da carga de pressão ψ .

$$k = k(\psi)\theta = \theta(\psi) \quad (4-12)$$

Dessa forma, pode-se fazer apropriadamente a seguinte relação:

$$k = k(\theta) \quad (4-13)$$

A permeabilidade saturada é representada, normalmente, por k_s e a umidade saturada por θ_s . A relação entre permeabilidade e a umidade e a carga de pressão apresentam histerese (significa que há dependência do histórico da amostra no mecanismo de resposta mediante um estímulo) . Logo, a reação do material em caso de drenagem difere-se em caso de umedecimento [18].

A combinação da equação de Darcy para meios porosos não saturados com a equação de conservação de massa, nos leva a equação de Richards [1]:

$$C(\psi) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (k_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (k_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (k_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z}) \quad (4-14)$$

$C(\psi)$, representa a capacidade de campo.

A conexão entre ψ e θ foi elaborada por Mualem em 1976 [36] e Van Genuchten em 1978:

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \Theta = \frac{1}{(1 + |\alpha_G \psi|)^{n_G} m_G} \quad (4-15)$$

θ_r representa a o teor de umidade residual e α_G , n_G e m_G são os parâmetros de Van Genuchten, onde m_G é dado por:

$$m_G = 1 - \frac{1}{n_G} \quad (4-16)$$

α_G representa a relação com a sucção pela entrada de ar e n é uma medida de distribuição granulométrica do poro [37]. A permeabilidade para diferentes teores de umidade é definido pela equação:

$$k(\Theta) = k_0 \Theta^{L_G} (1 - (1 - \Theta^{\frac{1}{m_G}})^{m_G})^2 \quad (4-17)$$

L_G é um parâmetro empírico, que leva em consideração a conectividade dos poros. Mualem (1976) utiliza o valor de 0,5 para esse parâmetro. Por fim, k_0 é comumente estimado como aproximadamente k_s [18].

5

Programa de simulação numérica Mike SHE

O programa Mike SHE constitui uma ferramenta avançada para modelagem do ciclo hidrológico. Criado num sistema determinístico, é capaz de solucionar equações diferenciais parciais fundamentadas nas equações de balanço de massa e transferência de momento.

Disposto em módulos, é capaz de representar os seguintes processos hidrológicos e suas interações:

1. Escoamento superficial
2. Fluxo não saturado
3. Fluxo saturado

O fluxo em canais é calculado pelo programa Mike 11, que dispõe de ferramentas para definição da rede hidrográfica, das seções do(s) rio(s) ao longo do seu curso e também das condições de contorno e parâmetros hidrodinâmicos [38].

O acoplamento entre os módulos é feito explicitamente, ou seja, são solucionados em matrizes diferentes. Tal característica permite que cada um desses processos sejam representados a partir de complexidades diferentes, sendo uma grande vantagem para o usuário, pois os processos podem ser calculados segundo a discretização temporal e espacial que lhe sejam representativos, tendo um efeito positivo enorme no tempo de simulação [15].

Além disso, o problema de fluxo integrado normalmente é representado por dois ou três processos hidrológicos. Dessa forma, é possível discretizar espacial e temporalmente os módulos de interesse, enquanto mantêm-se o restante, que cumpre papel secundário com parâmetros espaciais e temporais grosseiros [39].

Por fim, vale acrescentar, que a abordagem explícita permite que modelagens integradas sejam feitas segundo a demanda do usuário. O primeiro passo para construção do modelo é a seleção dos módulos, que deseja-se simular.

Além dos processos de fluxo, a evaporação e transpiração também são calculados pelo programa.

Por fim, vale dizer que o programa possibilita a entrada de dados com formato original do programa ArcGis, bastante utilizado por profissionais da área.

A convenção de sinais é definida segundo as coordenadas. Assim, positivo corresponde a direção positiva de coordenada x e y . Ou seja, o fluxo de água para cima é positivo no modelo [15].

5.1

Modelagem de fluxo na superfície

A simulação de fluxo em superfície livre compreende o escoamento superficial e em canais. A utilização do Mike 11, em um modelo de fluxo no Mike SHE causa, automaticamente, a inserção do módulo de escoamento superficial.

5.1.1

Descrição do módulo de escoamento superficial

Quando a taxa de precipitação excede a capacidade infiltração do solo, água é acumulada na superfície. Tal volume, encontra-se, dessa forma, disponível para o escoamento originário de cotas mais altas para as baixas, em direção aos rios. O caminho percorrido e a quantidade de fluxo são determinados pela topografia, resistência de fluxo e por perdas (amortecimento) devido a evapotranspiração e infiltração ao longo do caminho [21].

O fluxo é calculado de duas formas: modelo difusivo (aproximação das equações de Saint-Venant) ou através de uma abordagem semi-distribuída baseada na equação de Manning. A utilização do modelo difusivo permite amplas variações de profundidade do fluxo entre células vizinhas e simular os efeitos de remanso. No entanto, o comportamento não linear pode trazer instabilidades numéricas, caso a inclinação do perfil de fluxo seja pequeno ou as velocidades sejam muito baixas. Isso ocorre devido a indefinição do caminho de fluxo a ser percorrido [39].

O método numérico de diferenças finitas é utilizado para a solução. O programa permite a escolha de um algoritmo explícito ou de um implícito pelo usuário. Este módulo pode ser fonte de grandes instabilidades numéricas, na qual dependendo da entrada de dados, o passo de tempo poderá ser muito pequeno, tornando o tempo de simulação muito longo.

As condições de contorno externas são os níveis de água nos pontos do contorno fora do domínio. Assim, se a profundidade de água no domínio é maior que no contorno, água irá fluir para fora do modelo. No caso contrário, o contorno atuará como uma fonte [39].

A interação entre água empoçada e os outros componentes hidrológicos (troca direta com a zona saturada, infiltração em ambiente não saturado e evaporação da água empoçada na superfície) é feita adicionado-se ou subtraído-se esses termos no início de cada passo de tempo [15].

O intercâmbio de fluxo entre escoamento superficial e rios ocorre naturalmente pelo padrão de fluxo definido pela superfície topográfica. Além disso, é possível também que, a água presente nos rios avance além dos limites do seu domínio, configurando um problema de inundação [38].

5.1.2 Formulação de diferenças finitas

O esquema de diferenças finitas para o escoamento superficial segue a figura 5.1:

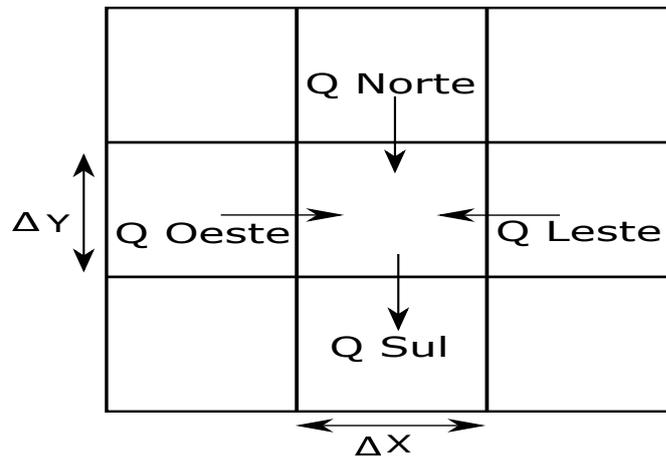


Figura 5.1: Desenho esquemático da formulação de diferenças finitas [38]

Os termos de velocidade são derivados pelas seguintes aproximações:

$$\frac{\partial}{\partial x}(uh) \cong \frac{1}{\Delta x} \{(uh)_{leste} - (uh)_{oeste}\} \quad (5-1)$$

e

$$\frac{\partial}{\partial x}(vh) \cong \frac{1}{\Delta y} \{(vh)_{norte} - (vh)_{sul}\} \quad (5-2)$$

A variação da altura da água é calculada por:

$$\Delta h = h(t + \Delta) - h(t) = I + \frac{\sum Q \Delta t}{\Delta x^2} \quad (5-3)$$

onde,

$$I = i \Delta x^2 \sum Q = Q_{norte} + Q_{sul} + Q_{leste} + Q_{oeste} \quad (5-4)$$

Em caso de elementos no contorno, a fórmula é dada por:

$$Q = \frac{K \Delta x}{\Delta x^{1/2}} (Z_u - Z_d)^{1/2} h^{5/3} \quad (5-5)$$

Onde K é o coeficiente de Strickler, h_u corresponde a profundidade do nível de água, que escoar para a próxima célula.

5.1.2.1

Solução numérica explícita

A solução numérica explícita não é feita iterativamente. Assim, o fluxo entre cada célula é calculado baseado em suas cargas hidráulicas individuais. Para que esta solução seja estável, o fluxo deve ser lento em relação ao passo de tempo. Dessa forma, é um método de solução bem mais restritivo quanto ao passo de tempo. Uma das consequências disso é que, o passo de tempo deve ser cuidadosamente escolhido em áreas planas ou com grid muito refinado [38].

Considerando essas características, a solução ocorre em três passos;

- (i) Calcula-se a vazão entre as células e entre as células com o vetor representando o rio baseado nos níveis atuais de água.
- (ii) Loop em todas as células e calcula-se o passo de tempo máximo atual permitido baseado nos seguintes critérios: Número de Courant, critério de volume de célula (volume na célula dividido pela vazão), critério de volume no rio (o volume no rio é dividido pela vazão).
- (iii) Calcula-se o fluxo atual entre as células e de/para os rios usando o intervalo de tempo máximo, e por fim, atualiza-se a altura da lâmina de água dentro das células.

Vale ressaltar que a definição do passo tempo pelo número de Courant torna-se bastante dinâmico. Isso reduz bastante as instabilidades numéricas. Assim, mesmo com passo de tempo bastante reduzido, o tempo de simulação pode ser satisfatório caso exista muitos problemas de convergência.

5.1.2.2

Solução numérica implícita

No método implícito, um sistema de matriz é solucionado iterativamente pelo método modificado de Gauss Seidel, a fim de se obter a altura do nível de água. Devido a não linearidade da relação entre a altura do nível de água e da vazão, um termo de segunda ordem é incluído na série de Taylor, expressando uma correção do nível de água. Por fim, a vazão é calculada. Comumente, é mais rápido que o esquema explícito, pois permite passos de tempo maiores. No entanto, requer iterações para convergir na solução. Assim, caso o passo de

tempo demande muitas iterações, este esquema poderá tornar-se mais longo. Em situações como esta, recomenda-se reduzir o intervalo de tempo, pois irá afetar positivamente a estabilidade da solução e reduzir o tempo de execução ou aumentar a o erro de tolerância, caso isto seja aceitável para o problema em estudo [38].

5.1.2.3

Parâmetros de estabilidade

Existem dois parâmetros de estabilidade da solução:

1. Limite de profundidade
2. Limite de gradiente aplicado em áreas com fluxo muito lento.

O primeiro parâmetro refere-se a alterações máximas na profundidade da lâmina de água a cada passo de tempo. E, o segundo parâmetro remete a instabilidades gerada em locais com baixa declividade, na qual o gradiente é quase nulo. Nesses casos, o passo de tempo é bastante reduzido a fim de manter a acuracidade do resultado. Dessa forma, para que a simulação seja executada em passos de tempo maiores sem gerar mais instabilidades, o fluxo entre as células são multiplicados por esse fator. Em termos práticos, o fluxo entre as células é reduzido. Esse parâmetro confere, então, mais estabilidade e permite passos de tempo maiores. Os valores recomendados para esse parâmetro segundo o manual é entre $1e - 4$ a $1e - 5$.

5.1.3

Velocidades no módulo de escoamento superficial

O programa não calcula a velocidade de fluxo. Assim, esta poderia ser calculada baseada na lâmina de água acumulada na superfície e o fluxo na direção x e y. Entretanto esse cálculo não poderia ser direto. O fluxo em na direção x e y é obtido segundo o volume que entra na célula a partir dos limites laterais e superiores. No entanto, o fluxo médio é obtido pela entrada e saída de fluxo no elemento nas duas direções. Além disso, os dados de fluxo armazenados são acumulativos, enquanto o de profundidade é instantâneo, correspondente ao tempo em que foi salvo. Dessa forma, essas informações não são consistentes com o tempo, o que pode gerar grandes erros no cálculo de perfil de velocidades. E por fim, vale lembrar que na aproximação difusiva o momento é negligenciado. Assim, as vazões e cota da lâmina de água são médias de cada célula, e não levam em consideração as velocidades e elevação do nível de água na superfície natural [38].

5.1.4

Descrição do módulo em canais ou rios - Mike 11

No MIKE 11 é possível simular, em linhas gerais, a modelagem do fluxo em rios em uma dimensão e seus respectivos níveis de água, resolvendo a equação de Saint-Venant pelo método das diferenças finitas. O MIKE 11 representa um papel importante no MIKE SHE por constituir-se como a ligação entre o escoamento superficial e o fluxo em meio poroso. Dentre as atribuições do Mike 11 é possível destacar:

- i Hidrodinâmica dos rios
- ii Morfologia e transporte de sedimentos
- iii Estudo e previsão de inundações
- iv Integração com água subterrânea
- v Inserção de estruturas, como pontes e barragens.

O segundo item não é calculado em caso de acoplamento com o Mike SHE. Para o acoplamento é necessário construir o modelo no Mike 11 e no Mike SHE separadamente, e por fim, acoplá-los através de links inseridos em ambos programas. Para que a integração entre os dois modelos ocorra corretamente, as coordenadas geográficas do rio, bem como de suas seções devem ser consistentes com as informações especificadas no Mike SHE [38].

No Mike 11 insere-se a rede hidrográfica, os perfis de seção e os parâmetros hidrodinâmicos, as condições de contorno e iniciais.

O intercâmbio direto entre a zona não saturada e o MIKE 11 não é suportada pelo programa.

5.1.4.1

Rede hidrográfica

Em conexão com o MIKE SHE, o mapeamento dos rios da rede hidrográfica é limitado a geometria de linha localizado nos limites que separam células adjacentes. Trata-se de uma restrição razoável, em escala de bacia, na qual a largura do rio é pequena em comparação ao tamanho do modelo [38]. O acoplamento entre as malhas, ou seja, a leitura linear dos rios pelo MIKE SHE segue a malha de diferenças finitas, segundo a figura 5.2

Nota-se a limitação de que, somente parte da geometria dos rios é transferida para o modelo numérico. Esse efeito pode ser minimizado com o refinamento da malha.



Figura 5.2: Representação do mapeamento da rede hidrográfica feito pelo MIKE SHE

Além disso, existem outras limitações relativas a transferência da rede hidrográfica:

1. Feições hidrológicas, como lagos, menores que a célula do Mike SHE não são suportados pelo programa.
2. Rios paralelos devem estar separados a uma distância mínima de um elemento, caso contrário são mapeados juntos.
3. Grandes distâncias entre seção do rios, que definem os nós de cálculo de carga hidráulica, podem gerar problemas, pois os calculos obtidos são interpolados linearmente, e assim, pode ocorrer eventuais inconsistências entre a cota dos bancos dos rios e a topografia. Caso isso ocorra, o fluxo da superfície para os rios é limitado.
4. A distância entre os nós de cálculo deve ser similar ao espaçamento da malha do Mike SHE, pois a interpolação linear do volumes pode levar a valores discrepantes.

O intercâmbio entre o rio e o aquífero pode ser calculado em ambos os lados dos rio, dependendo do gradiente com as células de subsuperfície adjacente.

5.1.4.2 Perfis de área de seção

A área de seção dos rios são inseridas de forma a ficarem consistentes com a topografia. Assim, a cada declividade considerável da superfície, um novo perfil deve ser inserido. Em casos de acoplamento com o Mike SHE, o tamanho

da célula definida neste deve ser levado em consideração, como explicado no item acima, sobre definição de redes hidrográficas [38].

A cada área de seção definida, tem-se um nó. A definição do passo de tempo no MIKE 11 é sensível ao número de Courant, que é proporcional a distância dos nós. Logo, o número de perfis inseridos irão influenciar no estabelecimento do intervalo de tempo.

O mapeamento do perfil da seção, definida no MIKE 11, para o MIKE SHE é simplificado no acoplamento dos programas. O formato, que é definido a critério do usuário, é interpolado ponderado pela distância, para uma geometria triangular, como demonstrado na figura 5.3.

Além disso, a dimensão horizontal do perfil não pode exceder o tamanho da célula do MIKE SHE. Caso isso ocorra, o tamanho da seção será, automaticamente, reduzido. Isso representa uma grande limitação na definição da malha de elementos finitos [38].

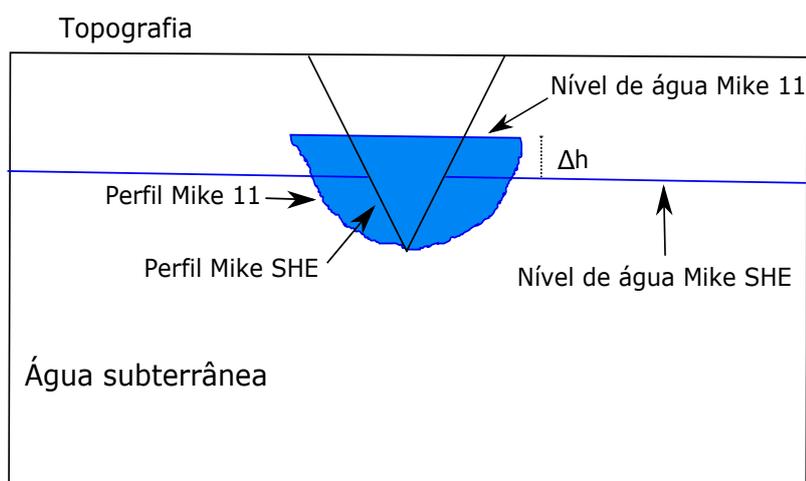


Figura 5.3: Leitura da seção do rio pelo Mike SHE

5.1.4.3

Condições de Contorno

À montante e à jusante é necessário definir as condições de contorno. Comumente, insere-se entrada de fluxo à montante e monitoramento dos níveis de água à jusante. Além disso, estruturas como barragens e pontes também podem ser inseridas.

5.1.4.4 Cálculo das vazões e dos níveis de água

O Mike 11 é responsável pelo cálculo dos níveis de água e das vazões, que são interpolados para o rio no Mike SHE, onde as trocas de fluxo entre a superfície e a zona saturada são calculadas, e a informação passada novamente para o Mike 11 como saída de fluxo ou fluxo lateral [38].

A solução das equações de momento e continuidade são baseados num esquema implícito de diferenças finitas, desenvolvido por Abbott e Ionscu (1967). O esquema é independente da descrição do modelo da onda (cinemático, difusivo ou dinâmico)[38].

A malha computacional é estabelecida intercalando pontos de carga hidráulica, nos quais estão inseridas os perfis de seção do canal, e de vazão, como demonstrado pela figura 5.4. Primeiramente, a carga hidráulica é calculada no MIKE 11 e repassada para o MIKE SHE via interpolação bidimensional, a partir dos pontos de níveis de água mais próximos [38].

A distribuição do volume de água em cada ramificação dos rios é baseado nos valores de carga hidráulica encontrados. As quantidades armazenadas em cada célula são, então, interpolados linearmente.

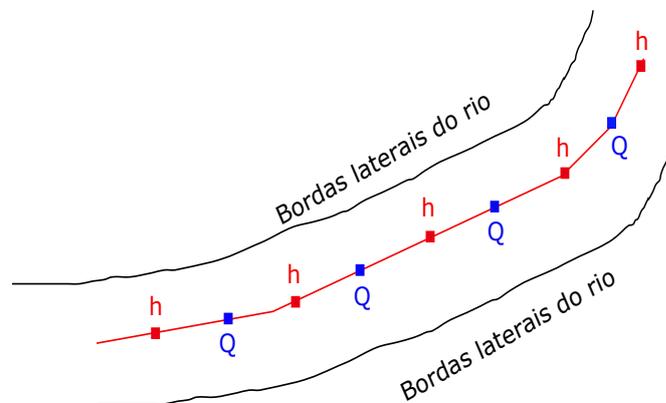


Figura 5.4: Malha Computacional definida no MIKE 11

5.1.5 Acoplamento entre o MIKE 11 e o escoamento superficial

A troca entre o fluxo superficial e o Mike 11 pode ser calculado de diversas maneiras, caso o código de inundação seja acionado ou não. Se essa opção é ignorada, então o fluxo dá-se em uma única direção, e o fluxo superficial é direcionado exclusivamente para os rios. Na situação oposta, fluxo dos rios poderá, então, ser transferido para o Mike SHE [38].

Após essa definição estabelecida pelo usuário, duas considerações devem ser satisfeitas, para que a troca seja possível: a espessura da lâmina de água na célula deve ser maior que o nível de água no Mike SHE e que a elevação do banco do rio.

5.1.6

Acoplamento entre o MIKE 11 e a subsuperfície

O acoplamento entre o Mike 11 e a zona não saturada não é atualmente suportado pelo programa. Já o acoplamento com a zona saturada ocorre segundo a linha que representa o rio, a partir do contato com a subsuperfície. O mecanismo de troca feito pelo programa, assume que a conexão ocorre principalmente ao longo dos bancos dos rios. Essa premissa é adequada em casos em que o aquífero é bem conectado ao rio.

5.1.6.1

Acoplamento entre o Mike 11 e a zona saturada

O volume de água transferido das células no sistema subterrâneo para o canal definido no MIKE 11 é calculado por um parâmetro de condutância, C , multiplicado pelo gradiente hidráulico entre os dois ambientes [38].

$$Q = C \cdot \Delta h \quad (5-6)$$

A equação acima é calculada duas vezes: uma para cada margem do canal.

Por sua vez, o gradiente hidráulico é obtido por:

$$\Delta h = h_{sub} - h_{riv} \quad (5-7)$$

onde h_{sub} e h_{riv} representam, respectivamente, o nível de água no meio poroso e no rio.

O cálculo do parâmetro de condutância, C , pode ocorrer de três formas diferentes, dependendo da intensidade do contato entre o aquífero e rio, e claro, da existência e da permeabilidade do leito do rio. Normalmente, a resistência dessa camada é alta comparada a perda de carga no meio poroso, sendo em alguns casos, o valor da condutância predominantemente determinada por ela [39].

A condutância é definida a cada passo tempo, mas o valor utilizado é uma média deste, com o valor anteriormente usado, para melhorar a estabilidade numérica.

A área de infiltração do rio acontece, primeiramente, através do bancos laterais (caso este esteja bem conectado com o aquífero) e decresce até zero

na direção das coordenadas centrais do leito do rio.

Vale observar que em um modelo regional, com células com dimensões de um a dois quilômetros, a acuracidade de acoplamento entre esses dois ambientes será severamente prejudicada, já que as propriedades das células (condutividade, coeficiente de Manning, etc) serão interpoladas para valores correspondentes a uma área de um a quatro quilômetros quadrados. Nesses casos, o interesse maior é no balanço ao longo do rio. Já um modelo de escalas locais, aproximadamente com dimensões de cinquenta a duzentos metros de largura, o cálculo será razoavelmente suficiente [39].

5.2

Modelagem de fluxo saturado

O módulo saturado compreende, naturalmente, todas as células situadas abaixo do lençol freático. Corresponde a uma abordagem de fluxo em meio poroso tridimensional, descrevendo temporal e espacialmente a variável dependente, carga hidráulica, pela equação de Darcy. A solução é feita numericamente por um algoritmo iterativo implícito pelo método das diferenças finitas [38].

As propriedades do modelo geológico são interpoladas, horizontal e verticalmente, ponderadas pela distância. Para a interpolação da condutividade hidráulica, devido a sua enorme variação (várias ordens de magnitude em espaço de poucos metros), cuidado especial durante a interpolação faz-se necessário. Por isso, para a interpolação horizontal, insere-se os valores conhecidos como logarítmicos. Entretanto, vale ressaltar que, embora a condutividade hidráulica apresente um perfil com grandes variações, o fluxo horizontal dá-se baseado no maior valor de transmissividade. No sentido vertical, o padrão de fluxo é altamente dependente dos menores valores de condutividade hidráulica. Assim, uma interpolação ponderada harmônica é utilizada [38].

Para evitar erros no balanço hídrico na interface entre a zona saturada e a não saturada, no início da simulação, o armazenamento específico, na primeira camada da zona saturada é definido como o teor de umidade saturado subtraído do teor de umidade na capacidade de campo definidos no módulo não saturado [38].

O módulo saturado, naturalmente, interage com todos os outros componentes: evapotranspiração, escoamento superficial, fluxo em ambiente não saturado e em canais.

5.2.1

Condições de contorno

O limite superior das células em condição saturada será sempre um contato de infiltração ou exfiltração, seja com a zona não saturada, com canais ou com a superfície. Enquanto, o limite inferior será sempre uma camada impermeável.

5.3

Modelagem de fluxo não saturado

A zona não saturada representa o módulo que requer maior eficiência computacional. A solução da equação de Richards é altamente não linear, devido aos gradientes significativos existentes de pressão e de teor de umidade durante a infiltração. Dessa forma, a discretização espacial refinada é muito importante para obter a precisão requerida, especialmente na porção superior da coluna não saturada.

O módulo não saturado representa um dos processos centrais do MIKE SHE. Caracteriza-se pela flutuação cíclica do perfil de umidade do solo, enquanto a dinâmica de precipitação e evapotranspiração ocorrem. No ambiente não saturado, o fluxo é simulado apenas verticalmente. No entanto, essa limitação pode ser restritiva quanto a descrição do fluxo em áreas íngremes ou em perfil de solo com propriedades contrastantes [39].

O Mike SHE permite ao usuário três maneiras de cálculo:

- (i) Equação de Richards
- (ii) Procedimento simplificado de fluxo por gravidade
- (iii) Método simples de balanço hídrico entre duas camadas

A equação de Richards é computacionalmente intensa, embora seja a melhor solução caso a dinâmica da zona não saturada seja o objetivo da modelagem. O segundo método despreza as forças capilares, sendo recomendável quando o interesse primeiro é a variação da recarga com o tempo, baseado em dados de precipitação e evapotranspiração. Por fim, o terceiro método é utilizado em casos de nível freático raso, no qual a recarga é primordialmente influenciada pela evapotranspiração na zona radicular. Para os dois últimos métodos a infiltração é calculada pelo método de Green-Ampt, amplamente conhecido e aplicado por hidrólogos [39].

Em zonas não saturadas, a carga de pressão é mantida negativa devido as forças capilares e de absorção entre as moléculas de água e a matriz do solo. Assim, a água é retida no solo. É importante observar que, apesar do

processo de geração de carga hidráulica nas zonas saturadas e não saturadas serem completamente diferentes, ela é considerada como uma função contínua ao atingir o nível freático subterrâneo.

No caso de fluxo vertical, a força responsável pelo fluxo de água é o gradiente vertical da carga hidráulica:

$$\Delta h = \frac{\partial h}{\partial z} \quad (5-8)$$

O fluxo é, então, obtido pela lei de Darcy:

$$q = -k(\theta) \frac{\partial h}{\partial z} \quad (5-9)$$

onde $k(\theta)$ é a condutividade hidráulica não saturada. Assumindo que a matriz do solo é incompressível, a equação da continuidade será:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial z} - S(z) \quad (5-10)$$

onde θ é a umidade volumétrica do solo e S o termo de extração da raiz. Combinando as equações 5-9 e 5-10, tem-se:

$$C \frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} - S(z) \quad (5-11)$$

A declividade da curva de retenção é dada por:

$$C = \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \quad (5-12)$$

E, incorporada à equação 5-11, temos finalmente a equação de Richards:

$$C \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} - S(z) \quad (5-13)$$

Quando a carga de pressão torna-se positiva, a equação 5-13 é simplificada para a equação de Laplace.

Os termos de saída são representados pela extração através das raízes das plantas ao longo de toda zona radicular, no qual o total retirado equivale a evapotranspiração atual. A evapotranspiração direta é calculada somente para o primeiro nó abaixo da superfície topográfica.

5.3.1 Solução numérica

O programa utiliza uma formulação implícita. Os valores de $C(\theta)$ e $k(\theta)$ são avaliados em um procedimento iterativo, calculados como uma média de execução dos coeficientes encontrados em cada iteração. Essa solução confere estabilidade e convergência devido à não linearidade das propriedades do solo [39].

Para um nó interior, o esquema implícito leva a seguinte formulação discreta para fluxo vertical:

$$q_{j+1/2}^{n+1} = -k_{j+1/2}^{n+1/2} \left(\frac{\psi_{j+1}^{n+1} - \psi_j^{n+1} + 1}{\Delta Z_{j+1}} \right) \quad (5-14)$$

onde j refere-se ao incremento espacial e n ao incremento de tempo.

A formulação discreta da equação 5-13 é:

$$C_j^{n+1} \frac{\psi_j^{n+1} - \psi_j^n}{\Delta t} = |k_{j+1/2}^{n+1/2} \left(\frac{\psi_{j+1}^{n+1} - \psi_j^{n+1}}{\Delta Z_{j+1}} \right) - k_{j-1/2}^{n+1/2} \left(\frac{\psi_j^{n+1} - \psi_{j-1}^{n+1}}{\Delta Z_j} \right)|_{1/2} \frac{1}{(\Delta Z_{j+1} + \Delta Z_j)} - S_j^{n+1} \quad (5-15)$$

A condutividade hidráulica do solo é centrada no espaço através de uma média aritmética:

$$k_{j+1/2}^{n+1/2} = \frac{k_{j+1}^{n+1/2} + k_j^{n+1/2}}{2} \quad (5-16)$$

$$k_{j-1/2}^{n+1/2} = \frac{k_j^{n+1/2} + k_{j-1}^{n+1/2}}{2} \quad (5-17)$$

O critério de tolerância é verificado em cada nó depois de cada iteração, i :

$$|\psi^i - \psi^{i-1}| \leq \text{critério de tolerância, se } |\psi| < 0.5 \quad (5-18)$$

$$\left| \frac{\psi^i - \psi^{i-1}}{\psi^i} \right| \leq \text{critério de tolerância, se } |\psi| \geq 0.5 \quad (5-19)$$

Por fim, caso o critério de convergência tenha sido satisfeito, a solução para a camada $n + 1$ é finalizada.

5.3.1.1

Condições de contorno

A zona não saturada estende-se desde a superfície topográfica até o lençol freático. Assim, as condições de contorno são definidas para o topo e para a base de sua coluna. O topo, representa a conexão com a superfície, enquanto a base está conectada apenas com a primeira camada da zona saturada.

5.3.1.2

Condição de contorno superior

A condição de contorno superior será definida a cada passo de tempo: ou por uma taxa de infiltração constante ou ainda, por uma carga fixa, determinada segundo a profundidade de água empoçada.

No início de cada intervalo de tempo não saturado, o volume de água disponível para infiltração é calculada a partir da quantidade de água empoçada no passo anterior adicionado a precipitação efetiva (entenda-se por taxa de pluviometria menos interceptação pelas folhas e subtraído da evaporação na topografia). A condição de contorno superior é definida segundo o déficit da zona não saturada, definido pelo programa como o volume de água requerido para que as primeiras camadas de solo saturem-se. Esse volume é calculado a partir do volume de ar existente. Assim, se a quantidade de água excede esse déficit, então a condição de contorno de Dirichlet é utilizada. Caso contrário, a condição de contorno de Newman é aplicada [39].

Ao final da solução de cada passo de tempo, o resultado é analisado. No caso de condição de contorno de Dirichlet, a quantidade de água infiltrada é comparada com o volume ainda disponível para infiltrar. Se o volume disponível excede o valor encontrado na solução, ela é repetida segundo a condição de contorno de Newmann. Para condição de taxa de fluxo constante, a quantidade de água a ser infiltrada é dividida pelo intervalo de tempo, obtendo-se a velocidade de infiltração. Assim, ao final o resultado, o teor de umidade dos nós é comparada com o teor de umidade saturado. Assim, caso o teor de umidade dos nós seja superior, a solução é repetida com a condição de contorno do primeiro tipo. Por fim, a solução poderá ser repetida somente uma vez para cada passo de tempo, evitando-se um loop infinito [39].

Em caso de utilização da condição de contorno de Newmann, a equação de Richards na formulação discreta para o primeiro nó, N, é então reescrita da seguinte maneira (supondo que a infiltração é equivalente a precipitação líquida na superfície, R):

$$C_N^{n+1} \frac{\psi_N^{n+1} - \psi_N^n}{\Delta t} = (-R - k_{n-1/2}^{n+1/2} (\frac{\psi_N^{n+1} - \psi_{N-1}^{n+1}}{\Delta Z_N} + 1)) \frac{1}{(0,5(\Delta Z_{N+1} + \Delta Z_n))} - S_N^{n+1} \quad (5-20)$$

Caso a condição de contorno de Dirichlet seja utilizada, o primeiro nó encontra-se saturado, e a condição de contorno torna-se:

$$\psi_N^{n+1} = \psi_N^n = \Delta Z_{N+1} \quad (5-21)$$

5.3.1.3

Condição de contorno inferior

Na condição de contorno inferior, a posição do lençol freático, normalmente, é utilizada. A coluna não saturada somente troca água com os nós da primeira camada do modelo saturado. O acoplamento implica nas seguintes

situações [39]:

- (i) Se o modelo não saturado intersecta a linha freática na primeira camada computacional saturada, então a condição de contorno inicial é determinado pela elevação do nível freático.
- (ii) Se o modelo não saturado não estende-se até a primeira camada computacional da zona saturada e o nível freático rebaixe, um erro será gerado e a simulação é interrompida.

5.3.1.4 Condição inicial

A condição inicial é definida a partir da inserção do teor de umidade pelo usuário. No entanto, a condição inicial padrão do programa é definido por um estado de equilíbrio da carga de pressão e da umidade em uma condição sem fluxo. O perfil é gerado assumindo condições hidrostáticas.

5.3.1.5 Resolução espacial

A resolução espacial da zona não saturada deve ser cuidadosamente escolhida, já que devido a não linearidade do fluxo, gradientes altos são criados nos perfis de pressão e umidade ao longo da infiltração [39].

Em especial, em casos de grandes intensidades de precipitação, num perfil de solo seco e com baixa permeabilidade, uma fina resolução espacial deve ser utilizada nas porções superiores de solo, como visto na figura 5.5.

5.3.2 Interação entre o módulo da zona não saturada e saturada

Como já mencionado diversas vezes no trabalho, o acoplamento entre os módulos no Mike SHE é feito explicitamente, onde a discretização temporal difere para cada armazenamento. No entanto, sabe-se que a recarga é determinada pela distribuição do teor de umidade na zona não saturada, que por sua vez, é dependente do do volume de água armazenado na zona saturada, das propriedades do solo e da quantidade de fluxo subterrâneo. Dessa forma, a correta descrição do nível freático torna-se um grande desafio.

A solução desse problema é solucionada a partir de um balanço de massa de todas as colunas de solo formada pela de elementos finitos, considerando as entradas e saídas de fluxo na zona saturada. Trata-se de um balanço de

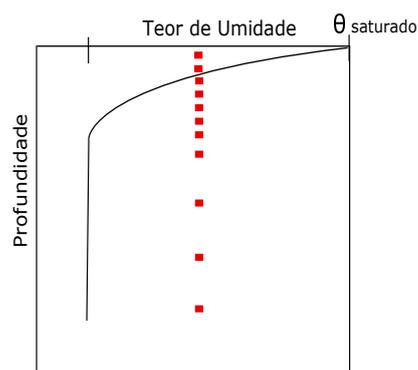


Figura 5.5: Resolução espacial necessária para representação da zona não saturada

massa iterativo, no qual a porção inferior da coluna não saturada é resolvida separadamente em um pseudo passo de tempo [15].

Os erros do balanço de massa são devidos a dois fatores principais: manutenção da elevação do nível freático constante durante o passo de tempo na zona não saturada e usando uma estimativa incorreta de armazenamento específico, S_y , representado no programa pela diferença entre o teor de umidade saturado e de capacidade de campo.

5.3.3

Editor do balanço hidrológico

O editor do balanço hidrológico é uma ferramenta de pós processamento, responsável por fornecer o balanço hídrico das simulações. Ele inclui o armazenamento em cada ambiente hidrológico, bem como os problemas de convergência. Trata-se de uma ferramenta importante para avaliação global do fluxo intercambiado entre os módulos [15].

6

Exemplos de Validação

Dois exemplos foram feitos para analisar a performance do software nos problemas de fluxo na área de interesse. Os resultados numéricos foram comparados por soluções analíticas encontradas na literatura.

6.1

Caso 1: Estudo da interação entre o fluxo de água subterrânea e superficial

A comunicação entre a água superficial e subterrânea dá-se de diversas maneiras, entre elas, através de rios conectados a aquíferos situados próximo a superfície. Essa interação foi estudada a partir do artigo de Yagamata et al (2012) [40], no qual resolve-se o problema de depleção transiente de um curso de água, devido a um bombeamento realizado por um poço localizado nas proximidades durante 23 dias.

O problema foi solucionado através de uma solução analítica no programa Matlab, retirada do artigo de Hunt (1999) [41], e numericamente pelos programas Mike SHE e Feflow, que utilizam os métodos de diferenças finitas e elementos finitos, respectivamente.

A figura 6.1 representa as dimensões do problema, onde o ponto de observação está situado a 50 m do poço. Os parâmetros utilizados estão apresentados na tabela 6.1:

Tabela 6.1: Parâmetros utilizados na solução analítica e no modelo numérico.

Parâmetros	Valores
Menor distância entre o poço e o rio	95m
Taxa de bombeamento	$3.17 \times 10^{-4} m^3/s$
Espessura do aquífero	10m
Transmissibilidade do aquífero	$0.001 m^2/s$
Coefficiente de armazenamento do aquífero	0.2
Coefficiente de infiltração do leito do rio	$1 \times 10^{-5} m/s$
Carga hidráulica inicial	10m
Recarga	$0 m^3/s$

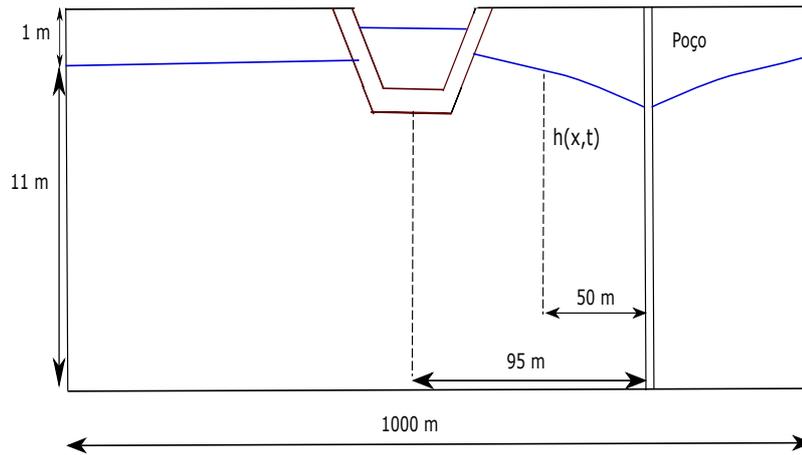


Figura 6.1: Perfil do problema estudado

6.1.1 Solução analítica

A solução analítica proposta por Hunt (1999), segue as seguintes premissas:

- (i) A aproximação de Dupuit é utilizada.
- (ii) O aquífero é infinito em sua extensão, homogêneo e isotrópico na direção horizontal.
- (iii) A perda de carga é suficientemente pequena comparada a espessura do aquífero permitindo as equações governantes serem linearizadas.
- (iv) As dimensões da seção do rio são pequenas comparadas ao aquífero.
- (v) A taxa de extração do poço é constante.
- (vi) As mudanças do nível de água do rio são pequenas comparadas com as alterações ocorridas na linha freática adjacente a camada semipermeável.
- (vii) As taxas de infiltração do rio para o aquífero são linearmente proporcionais a mudança da carga piezométrica ao longo da camada semipermeável.

A equação proposta por Hunt(1999) é dada por:

$$\phi(x, y, t) = \frac{Q_w}{4\pi T} \left\{ E1 \left\langle \frac{(l-x)^2 + (y)^2}{4Tt/S} \right\rangle - \int_0^\infty e^{-\theta} E1 \left[\frac{(l+|x| + 2T\theta \setminus \lambda)^2}{4Tt/S} \right] d\theta \right\} \quad (6-1)$$

6.1.2

Solução numérica

6.1.2.1

Solução numérica: Mike SHE

A representação desse problema pelo programa é feita através do acoplamento do Mike SHE e do Mike 11, com o objetivo primordial de validar o módulo saturado com o de fluxo em canais. As equações de fluxo subterrâneo são calculadas tridimensionalmente, enquanto o fluxo no rio é calculado unidimensionalmente pelas equações de Saint-Venant.

A área do domínio no modelo numérico é 1000 metros por 1000 metros, de forma que as condições de contorno não afetem o fluxo para as escalas de tempo consideradas. O aquífero é representado por uma única camada computacional. O rio tem seções trapezoidais com 10 metros de comprimento à altura dos bancos e 5m ao nível do leito do rio. A profundidade inicial do nível de água é 0,5 metro. O tamanho do elemento utilizado foi de 10 metros.

As condições de contorno externas foram inseridas segundo o próprio artigo. Na vista em planta representada pela figura 6.2, vê-se que as bordas superiores e inferiores estão sob as condições de contorno de Newman, onde a variação do gradiente é nula, impedindo uma situação de fluxo, enquanto as bordas laterais foram definidas com carga constante igual a 10 metros.

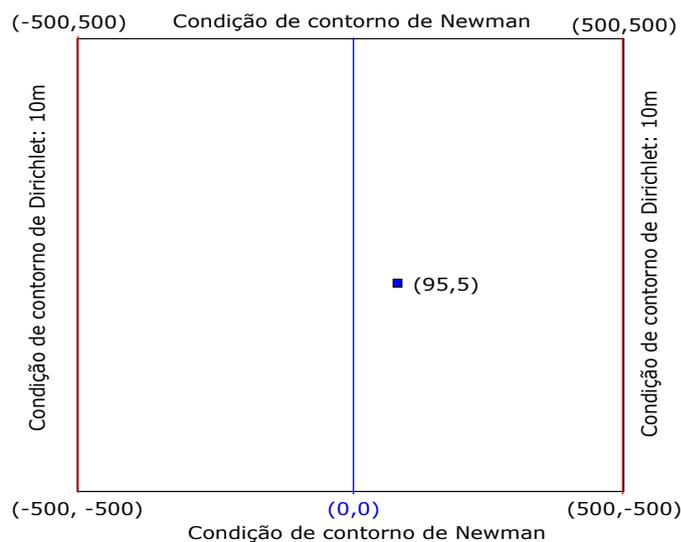


Figura 6.2: Condições de contorno externas

6.1.2.2

Solução numérica: Software Feflow

O programa Feflow trabalha com o método dos elementos finitos em meios porosos tridimensionais, sendo até a versão 6.1 utilizada, inabilitada para a resolução das equações de Saint-Venant. Logo, a representação do rio é retratada a partir de condições de contorno internas, onde água é retirada ou inserida do modelo poroso. As condições de contorno internas disponíveis, podem ser de dois tipos:

- (i) Condição de contorno de Dirichlet
- (ii) Condição de contorno de Cauchy

A condição de contorno de Dirichlet trata o rio como carga constante, ou seja, a variação do nível de água do rio, ocorrida pelo bombeamento, não é registrada. Além disso, considera o rio como impermeável, não computando as permutas de vazão com o meio poroso.

A condição de contorno de Cauchy é capaz de representar a transferência de fluxo entre o aquífero e o rio a partir de uma taxa de transferência e da diferença de carga hidráulica em um nível de referência e do ambiente subterrâneo. A vazão é calculada por:

$$Q = A\phi(h_{ref} - h) \quad (6-2)$$

onde Q representa a entrada ou saída do modelo, A a área de relevância, ϕ a taxa de transferência, h_{ref} carga hidráulica do nível de referência, no caso representado pelo espelho d'água do rio, e por fim, h a atual carga hidráulica no meio subterrâneo.

A taxa de transferência é um termo de condutância, que é responsável por descrever as propriedades do leito do rio. O cálculo desse parâmetro no programa é feito pela seguinte equação:

$$\phi = k/d \quad (6-3)$$

onde k representa a condutividade hidráulica do leito do rio e d a sua espessura.

A malha de elementos finitos gerada no Feflow é composta por 102.828 elementos prismáticos triangulares de 6 nós. A discretização vertical, descrita geologicamente pelo aquífero, é composta por 10 camadas superiores de 0,1 metros e 10 inferiores de 1 metro, onde a influência do fluxo em análise pode ser negligenciada.

6.1.3 Resultados

Os resultados consistem na avaliação da perda de carga no ponto de observação identificado pela figura 6.1 ao longo do tempo de simulação considerando o fluxo que desloca-se do rio para o aquífero.

À medida que ocorre o bombeamento, o gradiente entre a lâmina de água do rio e do aquífero cresce, assim o volume transferido no sentido vertical para baixo aumenta ao longo do tempo, atenuando a perda de carga no ponto considerado.

O gráfico 6.3 mostra a convergência da solução analítica com a solução numérica pelo programa Mike SHE, e o gráfico 6.4, pelo Feflow.

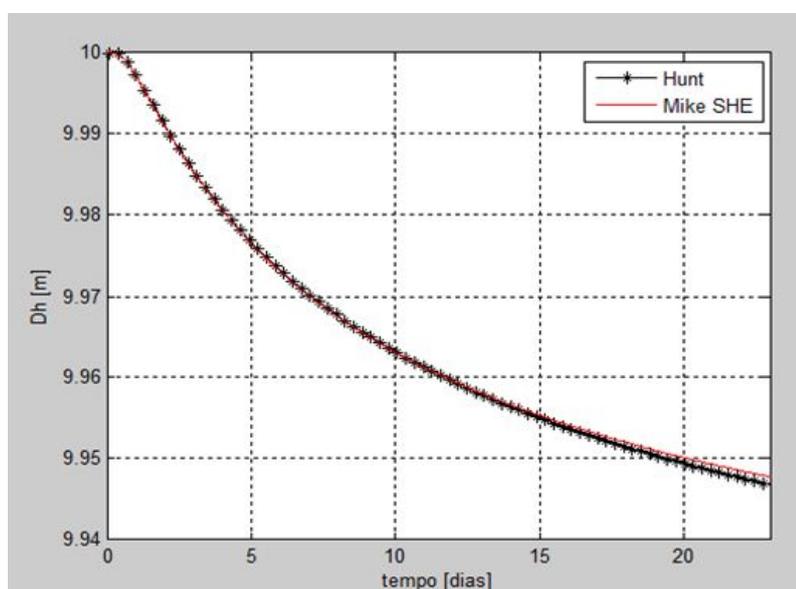


Figura 6.3: Comparação entre a solução analítica proposta por Hunt(1999) e pelo programa Mike SHE

No caso do Mike SHE, percebe-se que as curvas adequam-se muito bem, comprovando a capacidade do programa em simular o problema integrado.

O gráfico 6.4 mostra que a condição de contorno de Cauchy adequou-se melhor ao comportamento da curva obtida na solução analítica. Até o sexto dia, ambas soluções convergem para os valores calculados analiticamente, no entanto, desse ponto em diante o erro aumenta progressivamente. Isso deve-se ao fato, de que as condições de contorno estabelecidas, não computam o rebaixamento do rio. Assim, para a condição de contorno de Cauchy, o rio funciona como fonte eterna, e o volume transferido para o aquífero é maior que o real. O nível de água deveria ser atualizado a cada passo de tempo, logo,

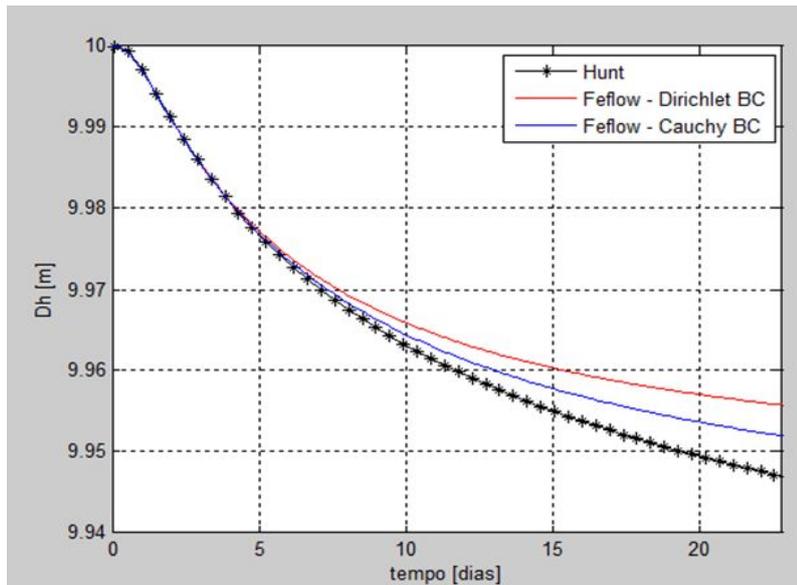


Figura 6.4: Comparação entre a solução analítica proposta por Hunt(1999) e os resultados obtidos pelo programa Feflow com suas respectivas condições de contorno

ao longo da simulação o resultado afasta-se cada vez mais da solução analítica. Já a inserção da condição de contorno de Dirichlet, representa uma restrição à simulação. À medida que o tempo de simulação avança, a presença da carga constante inibe a perda de carga na proximidades do rio, afetando o resultado final.

A partir da condição de contorno de Cauchy, a permeabilidade reduzida do leito do rio, proveniente de processos de sedimentação, foi inserida. Assim, explica-se o fato desta solução ser mais aproximada da real quando compara-se aos resultados obtidos pela solução de Dirichlet.

O erro entre a solução analítica e obtida pelo Mike SHE, descrito pelo gráfico 6.5, foi calculado pela seguinte equação:

$$\varepsilon = \frac{\Delta_{\text{Hunt}} - \Delta_{\text{Numérico}}}{\Delta_{\text{Numérico}}} \quad (6-4)$$

Onde Δ_{Hunt} representa os resultados da solução real, no caso analítica, e $\Delta_{\text{Numérico}}$ os valores obtidos pela solução numérica.

O erro variou de 0 a 7×10^{-4} , sendo muito pequeno e validando como satisfatória a solução obtida.

A análise de convergência de malhas, demonstrada pelo gráfico 6.6 é essencial para otimizar o tempo de simulação e ao mesmo tempo avaliar a precisão do resultado. Nesse caso, foram analisados malhas com elementos de 5, 10, 15 e 20 metros.

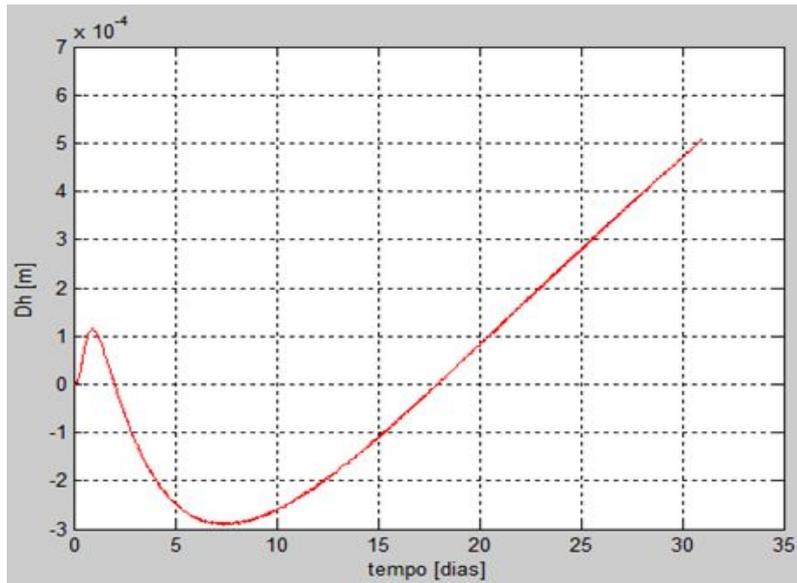


Figura 6.5: Cálculo do erro entre as duas soluções

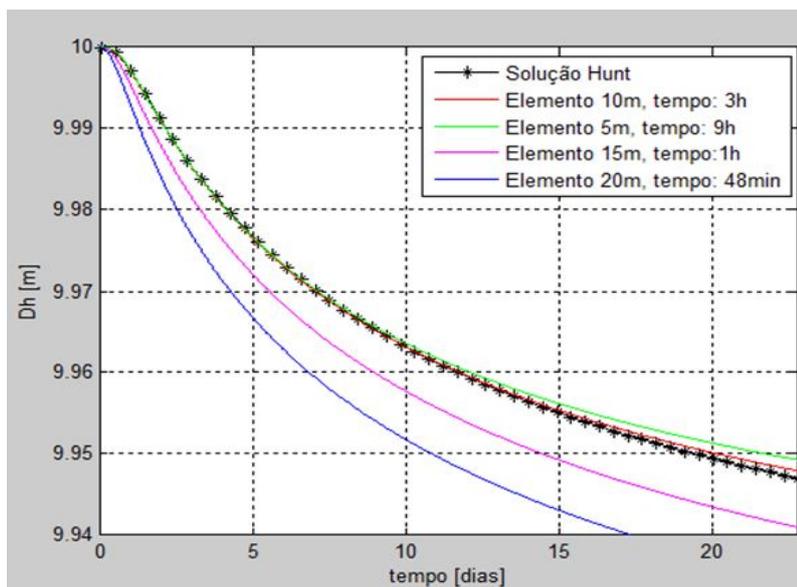


Figura 6.6: Convergência de malhas

Para os elementos de 15 e 20 metros, a precisão dos resultados foi pouco satisfatória. Já para o elemento de 5 metros, a divergência do resultado analítico remete a uma restrição do programa descrita no capítulo 5: caso a seção do rio possua largura maior que a célula do Mike SHE, então a seção é automaticamente reduzida segundo as dimensões do elemento do Mike SHE, gerando erros de interpolação. Esse problema pode ser corrigido aumentando o tamanho do elemento no Mike SHE, correspondente as dimensões do rio, ou para os casos em que as dimensões do rio são maiores que a célula do Mike

SHE, acionando códigos de inundação ou de transbordamento dos bancos do rio disponíveis no Mike 11.

Concluindo, os resultados obtidos pelo Mike SHE foram satisfatórios em termos de adequação a solução analítica, erro entre as soluções e comparando-se a um modelo numérico individual, definindo, por fim, o elemento de 10 metros como o mais apropriado em relação à qualidade dos resultados e ao tempo computacional.

6.1.4

Considerações entre os dois programas utilizados

O problema em estudo foi melhor representado pelo Mike SHE, que resolvendo as equações de Saint-Venant, é capaz de mensurar o rebaixamento do rio, atualizando a cada passo de tempo a sua carga hidráulica, que por sua vez, foi necessária ao cálculo das vazões trocadas entre os ambientes. No entanto, algumas observações podem ser feitas acerca do desempenho e aplicabilidade dos dois programas.

Os programas possuem métodos diferentes de cálculo, como mencionado anteriormente. O método de diferenças finitas é mais antigo e baseado na aplicação da expansão local da série de Taylor a partir de derivadas para obtenção de uma aproximação das equações diferenciais. Já o método de elementos finitos busca uma aproximação a partir de uma região, ou seja, descritas na forma de integral. Dessa forma, o método de elementos finitos permite o tratamento, em simulações numéricas, de geometrias complexas. Essa flexibilidade é percebida nesse problema, a partir da construção das malhas.

A malha de elementos finitos apresenta a grande vantagem de poder ter elementos de tamanhos diferentes sem afetar a qualidade da solução. No método de diferenças finitas, caso os elementos não possuam as mesmas dimensões, um termo a mais é mantido na série de Taylor, o que, geralmente, causa um aumento no erro da solução. Dessa forma, no caso do programa Feflow foi possível refinar a malha ao longo do rio e no local geométrico do poço. Este corresponde a uma feição em simulações numéricas altamente sensível a definição de uma boa malha, ou seja, a definição da gradação radial entre o tamanho dos elementos a medida que afasta-se das coordenadas do poço, é realmente importante para a qualidade dos resultados. O tempo computacional excedente dispendido em virtude desse refinamento, pode ser compensado pelo elementos situados fora da zona de influência do rio e do poço, que tomam dimensões de até 20 metros. As duas malhas estão dispostas na figura 6.7.

A validação ou não do problema pelo Feflow está diretamente ligada

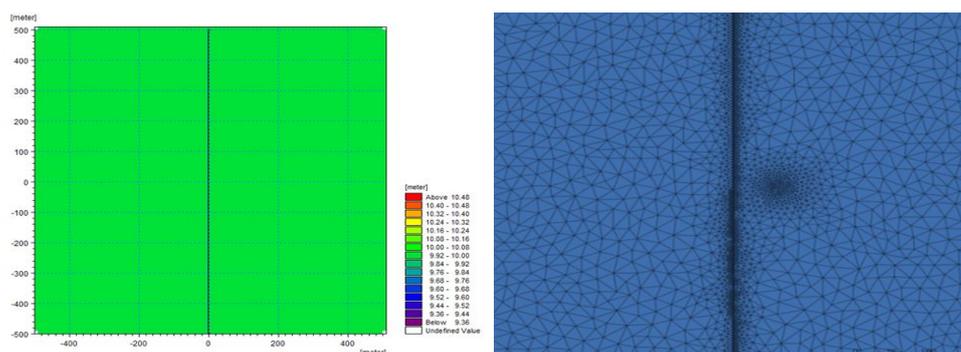


Figura 6.7: Malha de elementos finitos gerada pelo Mike SHE e Feflow

a intenção do usuário. Em casos de análise integrada, verifica-se que ocorre um prejuízo de acuracidade no resultado. Entretanto, como o Feflow não calcula as equações de Saint-Venant, a simulação foi consideravelmente mais rápida que o Mike SHE. Dessa forma, casos em que o cálculo dos volumes de permuta entre os ambientes não sejam importantes e o meio poroso, o foco do problema, o Feflow pode ser uma opção mais interessante em termos de eficiência computacional que o Mike SHE. Além disso, o custo de aquisição do Feflow é menor.

6.1.5 Conclusões e aplicações

Em linhas gerais o problema aborda o recorrente acoplamento entre o meio superficial e subterrâneo causado por um bombeamento constante. Essa situação, com ampla aplicação, remete a problemas em que ocorre flutuações da linha freática. Tais flutuações são importantes para definição de sistemas de abastecimento de água, onde os limites de bombeamento poderão ser corretamente estimados bem como o local ideal de perfuração. Além disso, bombeamentos são altamente utilizados em minas a céu aberto e escavações subterrâneas.

Vale observar que, diante dos frequentes períodos de seca, a detalhada avaliação dos aquíferos e definição destes parâmetros hidrológicos a partir de simulações numéricas ganham ainda mais relevância. Pode-se dizer ainda que, o efeito do bombeamento nos sistemas de fluxo regionais permitem evitar problemas com subsidência e intrusão salina, por exemplo.

As variações do lençol freático são de grande importância também a longo prazo, por exemplo ao longo de estações do ano, sendo o efeito transiente nesse caso oriundo de causas naturais. Em grande parte dos sistemas hidrológicos, os rios alimentam aquíferos através da recarga em épocas de chuva, enquanto nos tempos de seca, o volume de água é transferido dos reservatórios subterrâneos

para a superfície, nomeadamente fluxo de base, evitando que os rios sequem em determinados meses do ano.

Por fim, em problemas mais complexos, com inserção de efeitos climáticos, tais efeitos transientes na interação dos sistemas subterrâneo e superficial, podem, então, ser analisados quanto a sensibilidade às taxas de evapotranspiração, chuvas e derretimento de neve, bem como quanto a mensuração do intervalo de tempo existente entre um evento de precipitação, sua posterior infiltração, recarga e finalmente, aumento do fluxo de base dos rios.

6.2

Caso 2: estudo do escoamento superficial em um plano inclinado

O segundo problema trata de um escoamento simples em um plano inclinado. A declividade unidirecional forma um único sistema de fluxo, de montante à jusante. Essa situação foi analisada analiticamente pelo modelo da onda cinemática, que negligencia a declividade da superfície de água relativa a superfície do plano. E, também foi solucionada numericamente pelo modelo da onda difusiva no Mike SHE, que leva em consideração o efeito da carga de pressão. A vazão do plano inclinado foi analisado no exutor.

No problema em estudo, as perdas hidrológicas são causadas pela infiltração, taxa embutida no índice de precipitação. O movimento de fluxo é ditado, então, pela rugosidade da superfície, declividade do plano inclinado e intensidade e duração de precipitação.

A solução analítica foi retirada do artigo publicado por Henderson et al (1964) [42], no qual apresenta-se equações fundadas no modelo cinemático bidimensional.

6.2.1

Solução analítica

Considerando um plano impermeável, temos as seguintes relações:

$$h = A/b \quad (6-5)$$

$$q = Q/b \quad (6-6)$$

$$R = h \quad (6-7)$$

A altura da lâmina de água é representada por h , a área da seção transversal por A , a largura da seção transversal por b , o fluxo na seção por Q , o fluxo por unidade de largura por q e o raio hidráulico por R . A resultante entre a velocidade de precipitação e de infiltração é representada por i_e . Logo, a equação da onda cinemática é dada por:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i_e \quad (6-8)$$

A relação entre a vazão por unidade de comprimento e altura foi encontrada a partir de equações dinâmicas, nas quais negligenciando o impacto das gotas de chuva na superfície e os termos de aceleração, e ainda, sendo a profundidade da camada de água suficientemente pequena, a relação entre as duas variáveis é calculada por:

$$q = \alpha h^m \quad (6-9)$$

Essa relação é válida para os casos de fluxo laminar, turbulento e poroso com variação da permeabilidade intrínseca. Para o problema, fluxo turbulento, tem seus parâmetros de curva α e m definidos por:

$$\alpha = C_1 S^{1/2} \quad e \quad m = 3/2 \quad (6-10)$$

O parâmetro C_1 representa o coeficiente de Chezy e S a declividade do plano inclinado.

Através de manipulações matemáticas, em que a equação 6-9 é substituída na equação 6-8, o segundo termo da equação 6-8 é reescrito da seguinte forma:

$$\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{\partial q \partial h}{\partial h \partial x} = \alpha m h^{m-1} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (6-11)$$

Assim, a equação 6-8 é novamente reescrita:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \alpha m h^{m-1} \frac{\partial h}{\partial x} = i_e \quad (6-12)$$

O incremento de altura de água pode ser escrito como:

$$dh = \frac{\partial h}{\partial x} dx + \frac{\partial h}{\partial t} dt \quad (6-13)$$

Dividindo por dt :

$$\frac{dh}{dt} = \frac{\partial h dx}{\partial x dt} + \frac{\partial h}{\partial t} \quad (6-14)$$

Logo, as equações 6-12 e 6-14 serão iguais se:

$$\frac{dh}{dt} = i_e \quad (6-15)$$

$$\frac{dx}{dt} = \alpha m h^{m-1} = c \quad (6-16)$$

A variável c , representa a celeridade da onda cinemática. As equações 6-14 e 6-15 são diferenciais ordinárias de primeira ordem. Assim, a solução para uma superfície inicialmente seca é:

$$h = i_e t \quad (6-17)$$

Substituindo-a equação 6-17 na 6-16 e solucionando-a tem-se:

$$x = x_0 + \alpha i_e^{m-1} t^m \quad (6-18)$$

ou

$$x = x_0 + \alpha h^{m-1} t \quad (6-19)$$

Ou seja, a equação 6-18 fornece a posição de uma coluna de água, h , em qualquer tempo, sabendo que o comprimento total do do plano corresponde a $x - x_0 = L$.

O tempo gasto para que a onda percorra todo o plano de escoamento é denominado tempo de concentração, e é calculado simplesmente isolando a variável tempo na equação acima:

$$t_c = \left(\frac{L}{\alpha i_e^{m-1}} \right)^{1/m} \quad (6-20)$$

Henderson et al. (1964) deduziram a equação da onda cinemática em situações que, o hidrograma atinge o equilíbrio e após um período de escoamento sem recarga ocorre a recessão da hidrógrafa. Durante esse período, o deslocamento ocorrido pela onda cinemática percorre uma distância, Δx , dada por:

$$\Delta x = \alpha m h^{m-1} \Delta t \quad (6-21)$$

ou

$$x = x_1 + \alpha m h^{m-1} (t - D) \quad (6-22)$$

onde D é a duração da chuva e x_1 a posição final do deslocamento. Substituindo x_1 em termos da profundidade h , através da relação entre as equações 6-18 e 6-17, tem-se:

$$x = \frac{\alpha h^m}{i_e} + \alpha m h^{m-1} (t - D) \quad (6-23)$$

Por fim, para o ponto $x = L$ e $q_L = \alpha h_L^m$, tem-se a equação do recesso da hidrógrafa.

$$L = \frac{q^L}{i_e} + m \alpha^{1/m} q^{1-1/m} (t - D) \quad (6-24)$$

Esta equação (6-24) foi resolvida encontrando-se as suas raízes no Matlab.

A hidrógrafa resultante constitui da combinação das condições meteorológicas e fisiográficas de uma bacia e representa os efeitos integrados de clima, perdas por infiltração e escoamento em superfície. Os fatores meteorológicos que influenciam no comportamento da hidrógrafa e do volume de escoamento incluem [21]:

- (i) Padrão e intensidade da chuva
- (ii) Distribuição da chuva na área da bacia
- (iii) Duração da chuva

Os fatores fisiográficos da bacia incluem:

- (i) Formato e tamanho da área de drenagem
- (ii) Inclinação da superfície e do canal principal de escoamento
- (iii) Morfologia do canal e tipo de drenagem
- (iv) Tipos de solo e distribuição
- (v) Armazenamento de volumes de água em depressões na topografia.

Entre os efeitos causados pelo homem incluem fatores de ocupação e uso do solo.

Baseado nesses fatores de influência, foi calculado o hidrograma em determinadas situações variando apenas um parâmetro:

- (i) Caso 1 - Variação da declividade
- (ii) Caso 2 - Variação do coeficiente de Manning
- (iii) Caso 3 - Variação da intensidade da precipitação
- (iv) Caso 4 - Variação da duração da precipitação

6.3

Solução numérica

O software Mike SHE utiliza o modelo da onda difusiva para o cálculo de escoamento superficial. Dessa forma, o efeito da pressão hidrostática não é negligenciado. Entretanto, assim como no modelo cinemático, os termos de aceleração inerciais são desprezados. Para a solução numérica utilizou-se o algoritmo explícito. Comparado ao algoritmo implícito, é mais restritivo quanto ao passo de tempo, devido ao número de Courant.

6.3.1

Caso 1 - Variação da declividade

No primeiro caso, observou-se o impacto da topografia com declividades diferentes no tempo de concentração e nas vazões de pico. Na tabela 6.2 estão apresentados os dados utilizados. Na sequência, segue o gráfico 6.8 para visualização dos planos inclinados utilizados para análise.

Tabela 6.2: Caso 1: dados utilizados

Variáveis	Valores
Comprimento do plano inclinado	400 m
Coefficiente de Manning	$5.56 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1/3}/h$
Precipitação	19.8 mm/h
Duração da precipitação	3.3 h

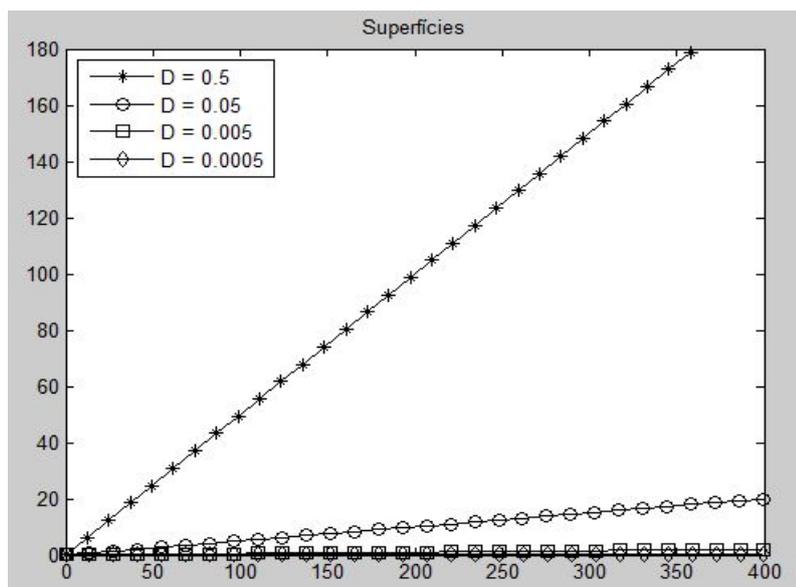


Figura 6.8: Representação das declividades utilizadas

Os resultados obtidos estão representados pela tabela 6.3 e pelo gráfico 6.9:

Tabela 6.3: Caso1: dados obtidos

Declividade	Tempo de concentração	Vazão de pico
0.5	0.6 h	$7.86 \text{ m}^3/\text{h}$
0.05	1.2 h	$7.86 \text{ m}^3/\text{h}$
0.005	2.4 h	$7.86 \text{ m}^3/\text{h}$
0.0005	4.78 h	$4.26 \text{ m}^3/\text{h}$

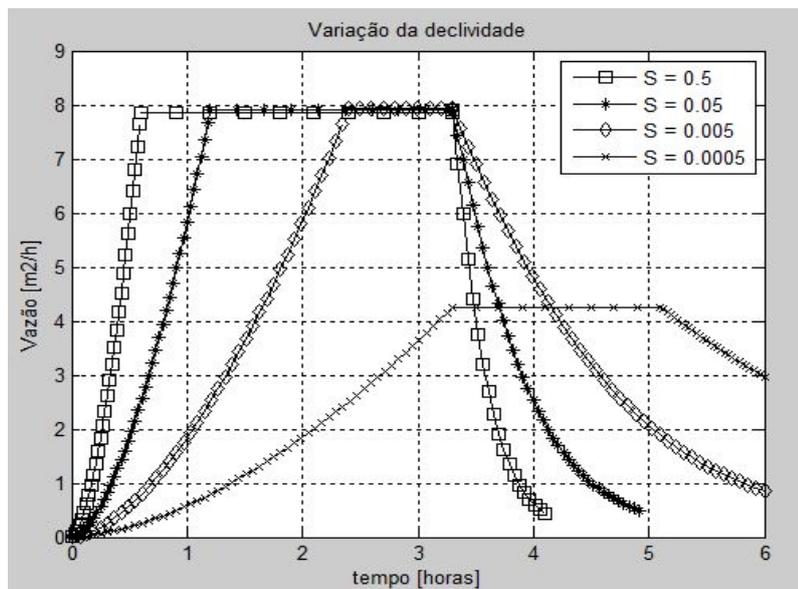


Figura 6.9: Hidrogramas para declividades diferentes

Nesse caso, percebe-se dois comportamentos: nos três planos com maiores declividades, o tempo de concentração é menor que o tempo de precipitação, enquanto que, no outro, a situação é a oposta. A curva representada pela declividade de 0.5, 0.05 e 0.005 apresentaram a mesma vazão de pico. Tal fenômeno ocorreu devido a presença de uma taxa pluviométrica uniforme durante um intervalo de tempo longo sob o ponto de vista do tempo requerido para escoamento através de todo o plano inclinado. Assim, após o tempo de concentração ser atingido, uma descarga uniforme é gerada. O momento em que essa situação ocorre é variado para as declividades utilizadas, conforme visto na tabela 6.3. Na curva representada pela declividade 0.0005, o tempo de concentração é maior que o da precipitação. Nesse caso, a descarga uniforme será atingida ao fim da precipitação e encerrará no tempo de concentração, calculado em 4.78 horas. Após o período de precipitação as hidrógrafas sofrem um período de sem alimentação externa, tendendo para zero. Vale ressaltar

que, em situações que exista vazão de escoamento de base, a curva de recessão tenderá para esse valor. Por fim, é importante afirmar que, com o aumento da declividade a área efetiva de chuva é reduzida, já que esta é avaliada como perpendicular a um plano de declividade zero. Isto implica em vazões de pico menores para superfícies com altas declividades.

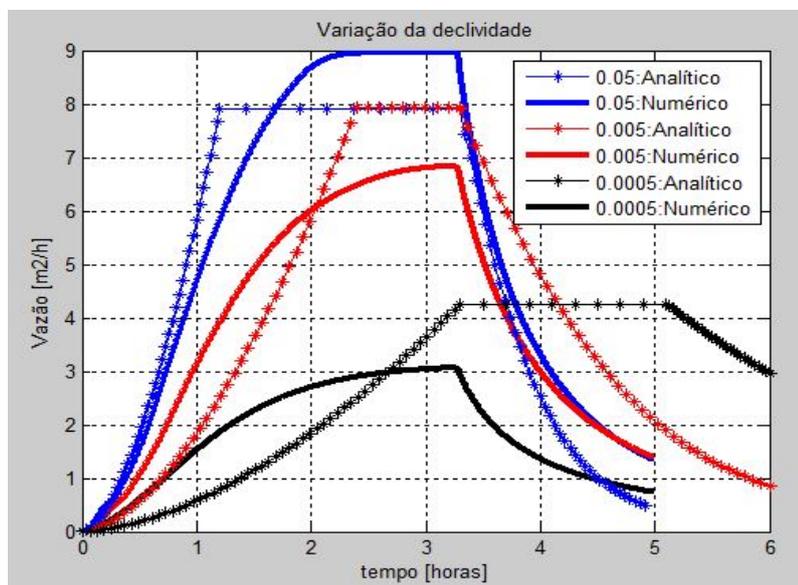


Figura 6.10: Comparação entre a solução analítica e numérica variando a declividade

O gráfico 6.10 mostra a comparação entre a solução numérica e a analítica. No modelo cinemático, o ângulo de declive da energia total é balanceada com o fundo topográfico, isto implica que, a altura da lâmina de água é sempre paralela à declividade do fundo topográfico, assim, a curva de aumento da vazão calculada pela equação 6-17 é linearizada, diferentemente das abordagens dinâmica e da onda difusiva.

Somente pelo fato de serem modelos de equação diferentes, era esperado divergências entre os valores das soluções numéricas e analíticas. A declividade maior utilizada, no caso a de 0.05, a força gravitacional torna-se mais relevante que nos outros casos, e a equação da onda cinemática aproxima-se melhor do resultado obtido pela equação da onda difusiva. Para declividades progressivamente menores, a resultante da pressão hidrostática devido à declividade da superfície da água em relação a topografia passa a influenciar cada vez mais nos resultados e as soluções obtidas diferem entre si.

6.3.2

Caso 2 - Variação do coeficiente de Manning

No segundo caso, analisou-se a variação do coeficiente de manning em um plano inclinado. Esse parâmetro representa a rugosidade da superfície. Na tabela 6.4 encontram-se os dados do problema, e em sequência, na tabela 6.5 e nos gráficos 6.11 e 6.12 os resultados obtidos:

Tabela 6.4: Caso 2: dados utilizados

Variáveis	Valores
Comprimento do plano inclinado	400 m
Declividade	0.0005
Precipitação	19.8 mm/h
Duração da precipitação	3.3 h

Tabela 6.5: Caso 2: dados obtidos

Coeficiente de manning $n^{-1/3}/h$	Tempo de concentração h
5.56×10^{-5}	4.78
5.56×10^{-6}	1.20
5.56×10^{-7}	0.3

PUC-Rio - Certificação Digital N° 1412824/CA

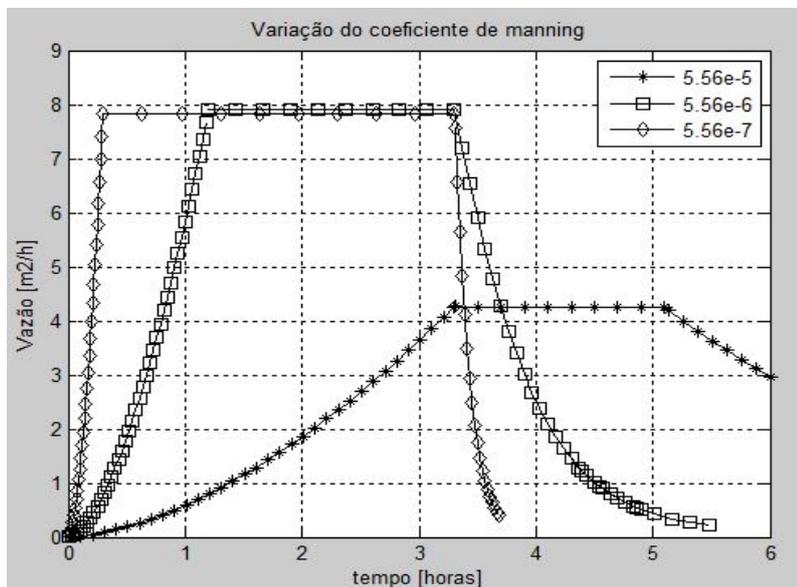


Figura 6.11: Hidrograma para diferentes coeficientes de Manning

Segundo a literatura, o coeficiente de manning representa um dos principais parâmetros para validação em modelagens numéricas. A notável variação nos hidrogramas também sugere a importância desse coeficiente. Observa-se

que, quanto menor o seu valor, reduzida resistência ao fluxo ocorre e maiores módulos de velocidade e menores tempo de concentração são atingidos. No problema acima, as curvas com os menores coeficientes de manning, 5.56×10^{-6} e 5.56×10^{-7} apresentaram tempos de concentração diferentes, porém mesma vazão de pico, pois a onda em ambos os casos é capaz de percorrer o plano inclinado antes do fim da chuva. Enquanto, a terceira curva, com coeficiente de 5.56×10^{-5} apresentou menor vazão de pico, já que o tempo de concentração é bem maior que a duração da chuva. Ao fim da precipitação, o fluxo é mantido pelo volume proveniente da montante, e assim, percorre todo o plano. Em seguida, a recessão da curva inicia-se.

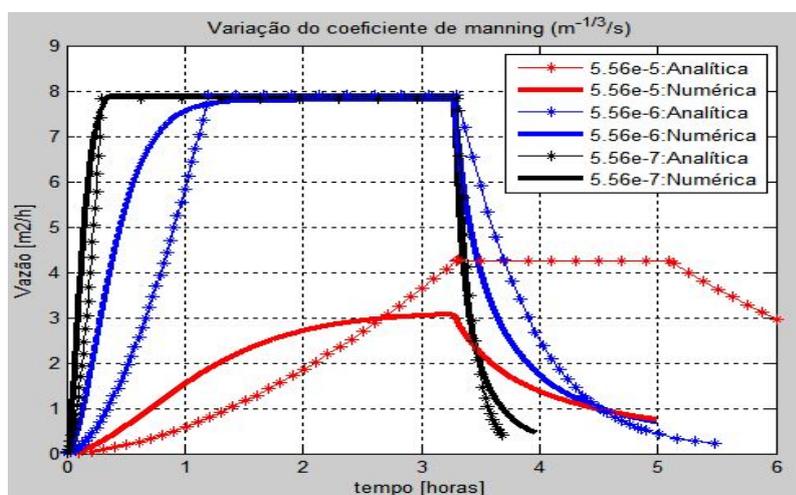


Figura 6.12: Comparação entre a solução analítica e numérica variando o coeficiente de Manning

No gráfico 6.12, percebe-se que para uma mesma declividade, a influência dos termos de pressão decrescem à medida que baixos coeficientes de manning são utilizados. Em um sistema onde a quantidade de água que entra é a mesma, pode-se dizer que, maiores vazões indiquem menores alturas de lâmina de água. Assim, a curva obtida pelo modelo analítico cinemático e pelo modelo numérico difusivo representada pelo coeficiente de manning $5,56 \times 10^{-7}$ apresenta boa convergência. À medida que este coeficiente aumenta, as curvas numéricas e analíticas diferem-se progressivamente.

6.3.3

Caso 3 - Variação da precipitação

Nesse caso avaliou-se o efeito da intensidade pluviométrica nos hidrogramas. A tabela 6.6 mostra os dados utilizados.

Tabela 6.6: Caso 3: dados utilizados

Variáveis	Valores
Comprimento do plano inclinado	400 m
Declividade	0.0005
Coefficiente de Manning	$5.56 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1/3}/\text{h}$
Duração da precipitação	3.3 h

Os resultados obtidos bem como o gráfico com a resposta hidrológica do plano inclinado nessa situação estão descritos na tabela 6.5 e nos gráficos 6.13 e 6.14:

Tabela 6.7: Caso 3: dados obtidos

Precipitação mm/h	Tempo de concentração (h)	Vazão de pico m^3/s
19.8	1.2	7.89
10	1.6	4.09
1	3.98	0.3

PUC-Rio - Certificação Digital N° 1412824/CA

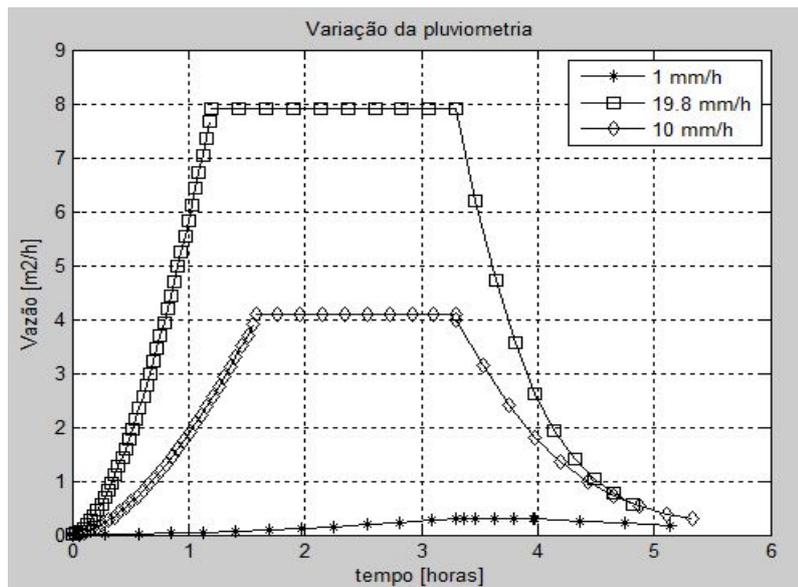


Figura 6.13: Hidrograma para diferentes intensidades de precipitação

A intensidade pluviométrica influenciou os tempos de concentração bem como a vazão de pico, já que a quantidade de entrada de água no sistema é completamente diferente para cada caso.

Segundo o gráfico 6.14 a variação da pluvimetria por ambos modelos apresenta razoável convergência entre as curvas, ocorrendo divergências na vazão de pico para a precipitação de 10 mm/h.

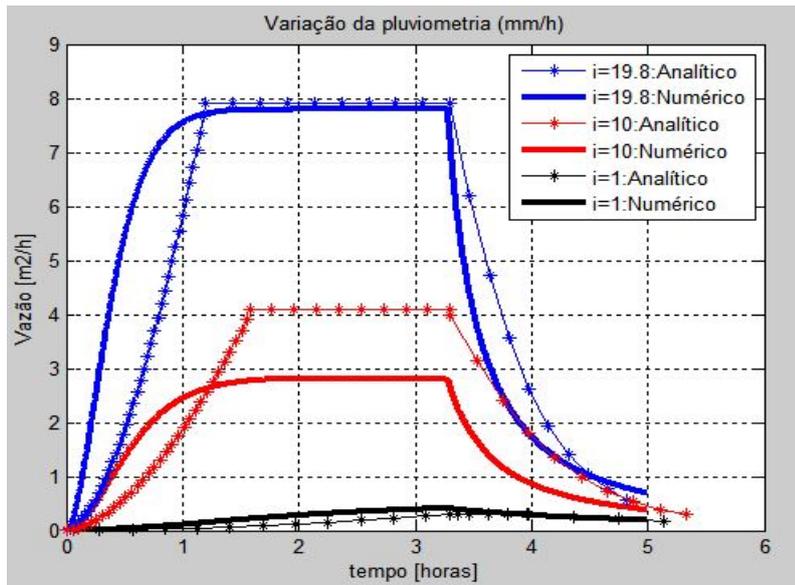


Figura 6.14: Comparação entre a solução analítica e numérica variando a intensidade de precipitação

6.3.4

Caso 4 - Variação da duração da chuva

Nesse último caso, a duração da chuva é diversificada em três situações: 3.3h, 1.2h e 0.6h. Os dados utilizados estão expostos na tabela 6.8.

Tabela 6.8: Caso 4: dados utilizados

Variáveis	Valores
Comprimento do plano inclinado	400 m
Declividade	0.0005
Coefficiente de Manning	$5.56 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1/3}/\text{h}$
Precipitação	19.8 mm/h

Os resultados estão demonstrados na tabela 6.9 e nos gráficos 6.15 e 6.16.

A intensidade pluviométrica foi mantida a mesma, dessa forma, o tempo de concentração é o mesmo em todos os casos: 1.2h. Na primeira curva, a duração da chuva, 3.3h, é maior que o tempo de concentração. Logo, apresenta o comportamento típico de outras curvas nos casos anteriores, onde ocorre pico de vazão a partir do tempo de concentração e perdura até o fim da chuva. Na segunda curva, a duração da chuva é idêntica ao tempo de concentração, apresentando um pico nesse momento e posterior recessão da hidrógrafa. Por fim, no último caso, em que a duração da chuva é menor que o tempo de concentração, a vazão de pico não é atingida, mantendo-se constante a $2.49 \text{ m}^3/\text{s}$ até o tempo de concentração calculado em 1.2h.

Tabela 6.9: Caso 4: dados obtidos

Duração da chuva h	Vazão de pico m^3/h
3.3	7.92
1.2	7.92
0.6	2.49

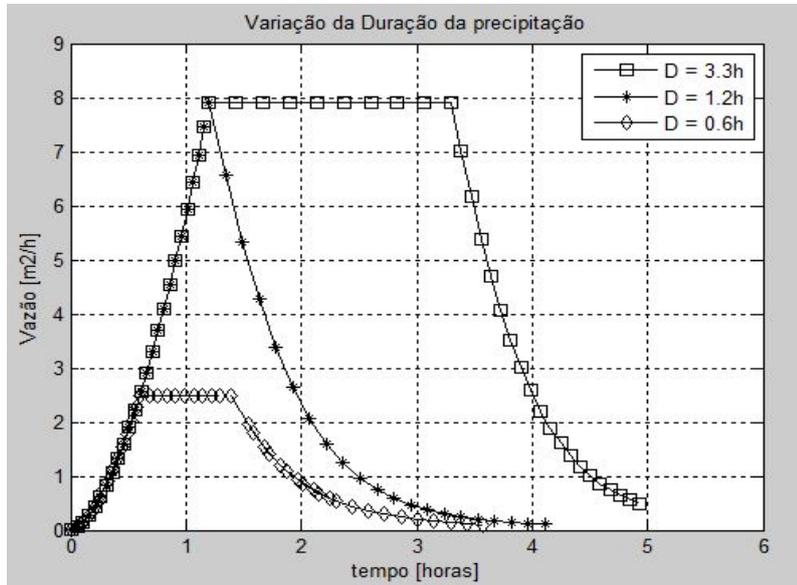


Figura 6.15: Hidrograma para diferentes tempos de precipitação

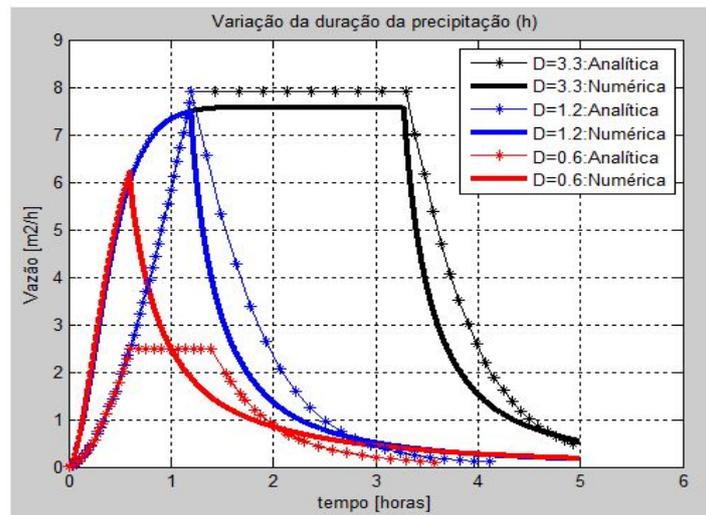


Figura 6.16: Comparação entre a solução analítica e numérica variando o tempo de precipitação

De acordo com o gráfico 6.16 verifica-se que o aumento da vazão foi muito mais rápido no modelo difusivo que no cinemático, mostrando a divergência

de fluxo calculado pelos dois modelos. Mais uma vez, percebe-se que, em casos com maior duração de chuva, ou seja, nos quais o volume de água que entra no sistema é maior, aproxima-se os resultados dos modelos. A curva em vermelho, demonstrando o caso em que a chuva durou apenas trinta e seis minutos, apresentou severa divergência entre os modelos, mostrando a importância dos termos de pressão nesse caso.

6.3.5

Conclusões e aplicações

O problema em estudo visa compreender o dinamismo da resposta hidrológica de sistemas de fluxo em função de parâmetros meteorológicos e fisiográficos. Entretanto, vale observar que, devido as grandes variações naturais de intensidade, duração e distribuição no espaço da chuva, a ocorrência das situações demonstradas nos casos acima são bastante raras, salvo em pequenas bacias.

O primeiro caso avaliou simplificadaamente o efeito da topografia. O sistema de fluxo era unidirecional. No entanto, expandindo para casos de topografia complexa, tem-se, comumente, sistemas com células independentes entre si.

O segundo caso discutiu o efeito do coeficiente empírico de manning. O seu valor é dependente de diversos fatores, entre eles da rugosidade da superfície, sinuosidade dos canais de fluxo e presença de vegetação [43]. Como trata-se de um plano inclinado apenas, o coeficiente utilizado foi considerado uniforme ao longo de todo o escoamento, entretanto esses valores alteram-se amplamente ao longo do canal e irão inclusive variar em um mesmo ponto, no qual diferentes padrões de fluxo possam ocorrer. A importância da correta estimativa desse parâmetro é refletido nos erros na previsão de perfis de altura da lâmina de água, que aumentam significativamente com o decréscimo da confiabilidade do coeficiente de manning utilizado. Por fim, por representar a resistência ao fluxo, o coeficiente de manning é extremamente importante em simulações numéricas para a previsão de enchentes, projetos de pontes e estradas situadas em planícies de inundação [44].

No terceiro caso, avaliou-se a influência da intensidade da precipitação e no quarto, a sua duração. A partir desses exemplos, verificou-se o aumento de vazão a partir de maiores taxas de precipitação com longa duração.

Por fim, conclui-se que, simulações de cenários bem feitos sobre as vazões de saída bem como o tempo de concentração são importantes para o planejamento de recursos hídricos e estruturas hidráulicas.

7

Simulação Integrada

7.1

Problema integrado

O objetivo deste exemplo consiste em analisar o problema de fluxo em escala regional sob uma abordagem integrada. Dessa forma, a resposta dos processos hidrológicos é dinâmico, já que cada processo físico é calculado segundo equações apropriadas e não a partir de condições de contorno pré-definidas.

Em uma simulação integrada, a zona não saturada representa um dos pontos principais do problema, pois constitui a ligação entre a superfície e o meio saturado. Além disso, o fluxo em canais também constitui uma conexão importante, já que recebe água tanto da topografia quanto do meio saturado.

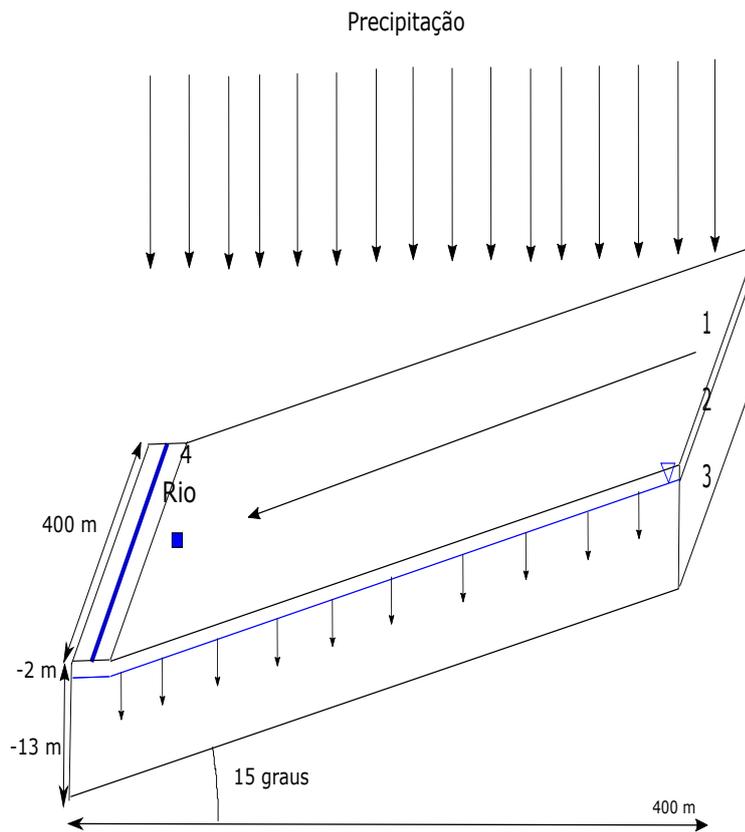
Esse problema, realizado ainda em uma escala reduzida permite a possibilidade de compreensão de detalhes dos processos hidrológicos, já que o passo de tempo e o tamanho dos elementos podem ser refinados. Em escala de bacia, tal nível de detalhamento é restringido devido a limitações computacionais.

7.2

Descrição do problema

O problema contempla os seguintes ambientes hidrológicos:

- (i) Fluxo de águas subterrâneas
- (ii) Fluxo na zona não saturada
- (iii) Escoamento na superfície topográfica
- (iv) Escoamento em rios



- 1 - Escoamento Superficial: equação do modelo difusivo
- 2 - Zona não Saturada: equação de Richards
- 3 - Zona saturada: equação de Darcy
- 4 - Fluxo no canal: equação de Saint-Venant

Figura 7.1: Desenho esquemático

7.3

Entrada de dados

O problema foi baseado em dados fictícios a fim de simular o fluxo integrado em uma área quadrada de 1.60km^2 .

Foi simulado uma chuva constante e uniforme de 20mm/h em toda a topografia de 0h até 21h. O tempo de simulação foi de apenas um dia, de 0h até 24h, pois esse intervalo de tempo é suficiente para atingir os objetivos propostos.

Para análise dos resultados, o ponto de observação escolhido possui coordenadas $(50, 200, 0)$, marcado na figura 7.1 pelo quadrado azul. Para os resultados da zona não saturada, as coordenadas são $(50, 200, 0.1)$.

Foi inserido somente um tipo de solo: areia fina. A entrada dos parâmetros hidrológicos são dados pelas tabelas: 7.1, 7.2 e 7.3 e as propriedades do solo

descritas pelas figuras 7.2. A inserção dos parâmetros numéricos estão dispostos nas tabelas 7.4, 7.5 e 7.6.

Tabela 7.1: Parâmetros hidrogeológicos - Escoamento Superficial

Parâmetros hidrogeológicos	Valores
Coefficiente de manning - $M (m^{1/3})/s$	100
Nível de água inicial (m)	0

Tabela 7.2: Parâmetros hidrogeológicos - Zona não saturada

Parâmetros hidrogeológicos	Valores
Solo	Areia fina
Espessura inicial (m)	2

Tabela 7.3: Parâmetros hidrogeológicos - Zona saturada - Aquífero

Parâmetros hidrogeológicos	Valores
Permeabilidade saturada (m/s)	5×10^{-6}
Espessura do aquífero (m)	13
Coefficiente de armazenamento (-)	0.2
Coefficiente de armazenamento específico ($1/m$)	0.0001

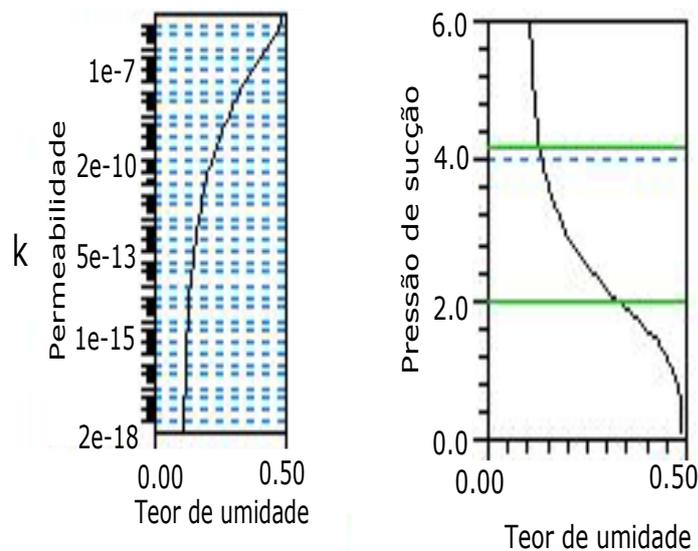


Figura 7.2: Curvas de condutividade hidráulica e de retenção da areia fina

Tabela 7.4: Parâmetros numéricos - Escoamento Superficial

Nº de células em x	Nº de células em y	Tamanho da célula (m)
40	40	10

Tabela 7.5: Parâmetros numéricos - Zona não saturada

Subsuperfície	Prof. (z)	Alt. da célula (m)	Nº de células
Zona não saturada	0 - 2	0.02	100
Zona não saturada potencial	2 - 15	0.1	130
Zona saturada	3 - 15	0.1	120

Legenda:

Prof.: profundidade

Alt.: altura

Tabela 7.6: Parâmetros numéricos - Discretização temporal

Módulo	Passo de tempo máximo (min)
Escoamento superficial	0.5
Zona não saturada	0.5
Zona saturada	30

À medida que o nível freático oscila, o cálculo do fluxo das células antes não saturadas, feito pela equação de Richards, e que, ao longo da simulação, passam a situar-se abaixo do nível de água, é automaticamente substituído pelas equações de Darcy. Logo, a discretização da zona não saturada deve estender-se até o final da primeira camada computacional da zona saturada.

A discretização temporal foi bastante reduzida a fim de evitar instabilidades numéricas no cálculo do fluxo em superfície e correta descrição da frente de molhamento ao longo da zona não saturada. O passo de tempo máximo da zona saturada pode ser realizada em intervalos maiores, no entanto, segundo recomendação do manual, é importante não manter uma grande distância entre o passo de tempo dos outros processos em relação a este.

7.4**Resultados**

Inicialmente tem-se os resultados do escoamento superficial juntamente com a taxa de infiltração, que representam a conexão entre a topografia e o meio não saturado. Em seguida, apresenta-se o fluxo da zona não saturada e a sua conexão com a zona saturada.

Na planície em que situa-se o rio, observou-se o volume de água transferido do rio para o aquífero e vice-versa e o fluxo do escoamento superficial

drenado para este.

Por fim, tem-se a análise do balanço hídrico da região obtido na simulação.

7.4.1

Acoplamento do escoamento superficial e a zona não saturada

O gráfico 7.3 mostra a variação da precipitação e da taxa de infiltração com o tempo, seguido do acúmulo de água na superfície topográfica demonstrado pelo gráfico 7.4, calculada no ponto de observação.

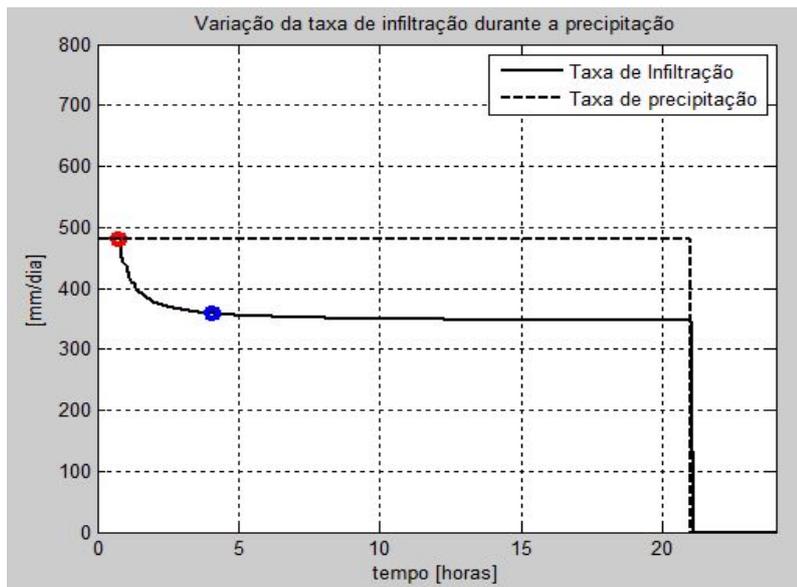


Figura 7.3: Variação da taxa de infiltração

Nos primeiros momentos da simulação, a taxa de infiltração equivale à de precipitação (480 mm/dia), ou seja, todo o volume de água que entrou no sistema pela chuva foi absorvido pelo solo. Com o tempo, o volume da precipitação provoca o rápido enchimento dos poros nas camadas mais superficiais, criando uma frente de molhamento com sentido vertical para baixo, e dessa forma, a taxa de infiltração começa a decrescer progressivamente. A saturação das primeiras camadas ocorre no ponto demarcado em vermelho no gráfico, no tempo de, aproximadamente, cinquenta minutos. É nesse ponto também, que inicia-se o escoamento superficial como visto no gráfico 7.4.

O decréscimo da taxa de infiltração ocorre até atingir aproximadamente o valor de condutividade hidráulica saturada da areia fina, 432 mm/dia . O valor dos resultados equivale a 349 mm/dia . A diferença entre as duas taxas equivale a $0,0009 \text{ mm/s}$. O ponto marcado em azul nos gráficos (7.3, 7.4), corresponde ao momento em que a taxa de infiltração começa a se manter constante, provocando, também, a estabilização da altura do nível de água.

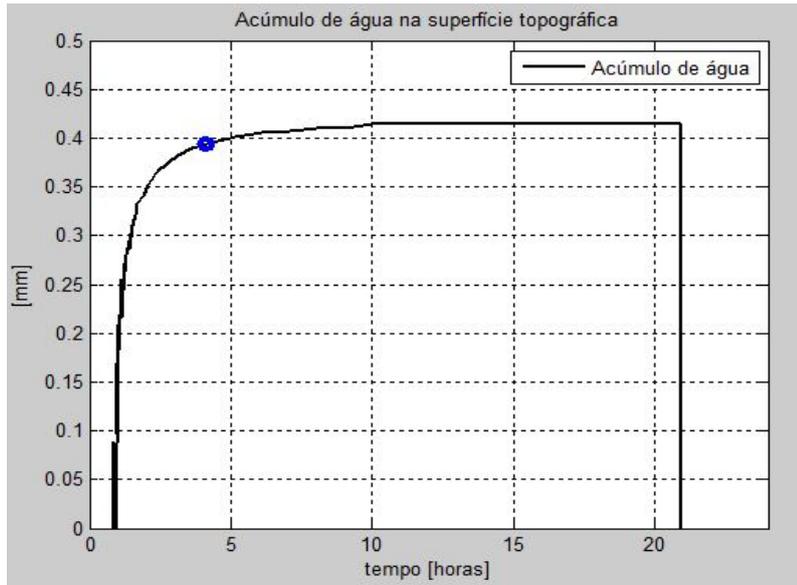


Figura 7.4: Acúmulo de água na superfície

À medida que o processo de infiltração avança pelo perfil de solo, o teor de umidade, cargas hidráulicas e de pressão aumentam. No entanto, o gradiente entre a superfície e o nível freático descrece.

O gráfico 7.5 relaciona a evolução dos perfis de carga hidráulica e teor de umidade na zona não saturada, como mencionado acima, em um ponto situado à profundidade de 0.1 m.

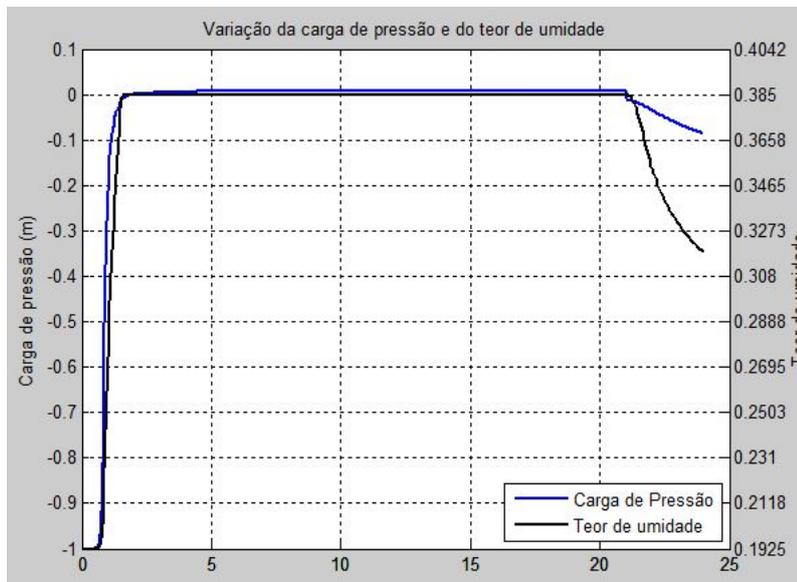


Figura 7.5: Zona não saturada

[?]

Pelo gráfico, vê-se que a carga de pressão aumenta progressivamente até

saturar-se, (teor de umidade saturado: 0.385) no tempo de uma hora e trinta minutos. A saturação da superfície ocorreu em aproximadamente cinquenta minutos, logo, a frente de molhamento demorou cerca de quarenta minutos até atingir a profundidade de 0.1 metros.

Ao final da precipitação, ocorre uma redistribuição dos perfis de umidade e carga de pressão, retornando o ponto para a condição não saturada.

Tratando-se de uma areia justifica-se a baixa carga de pressão inicial (-1 m) e a sua rápida saturação a partir do início da chuva e também, acelerada dessaturação após o seu encerramento.

7.4.2

Acoplamento do módulo saturado e não saturado

Avançando ainda mais no perfil, tem-se a profundidade do nível freático a partir da topografia ao longo do tempo de simulação, representada pelo gráfico, 7.6.

A curva em linha cheia representa a profundidade do nível freático no ponto de observação, que situa-se a 20 metros de distância da base do talude. O gráfico demonstra que o volume infiltrado atinge o lençol freático às 23h. A partir desse momento inicia-se o processo de recarga.

A curva tracejada, corresponde a recarga em um ponto localizado a 5 metros do rio. Nesse ponto, a recarga inicia logo no início da simulação, devido as trocas entre o rio e o aquífero e do fluxo saturado oriundo da declividade natural do talude. Ao longo da simulação, deve ser considerado ainda, o volume de água proveniente da drenagem da topografia.

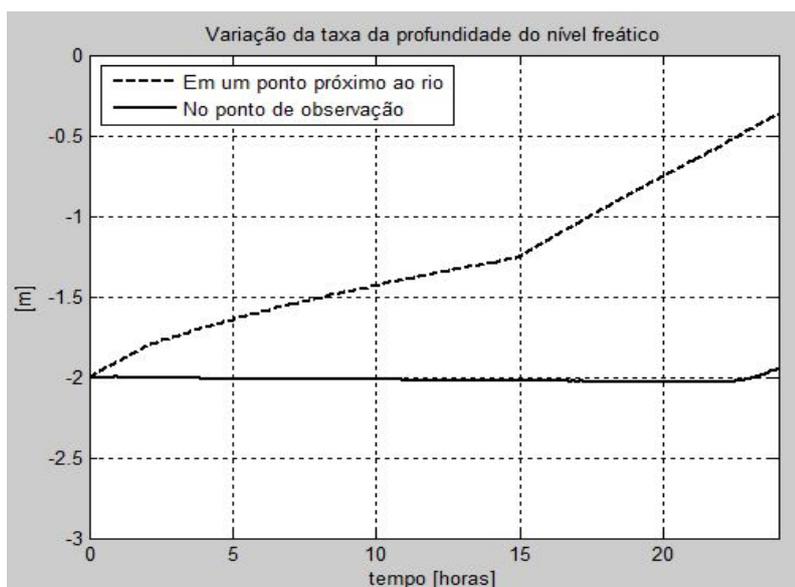


Figura 7.6: Profundidade do nível freático

Como explicado no capítulo 5, o cálculo da recarga (acoplamento da zona saturada e não saturada) é feita a partir de um balanço de massa iterativo, com a finalidade de obter uma correta descrição do nível freático. A figura 7.7 demonstra como o balanço é feito. O nível freático aumenta do passo de tempo t para o $t+1$. Com a redistribuição do perfil de umidade, ocorre perda de água na área de volume 1 e acréscimo na área de volume 2. No entanto, na zona não saturada cada nó possui um valor de armazenamento específico, enquanto na zona saturada esse parâmetro é definido constante para cada camada computacional. Essa divergência causa erros de volumes de troca calculados.

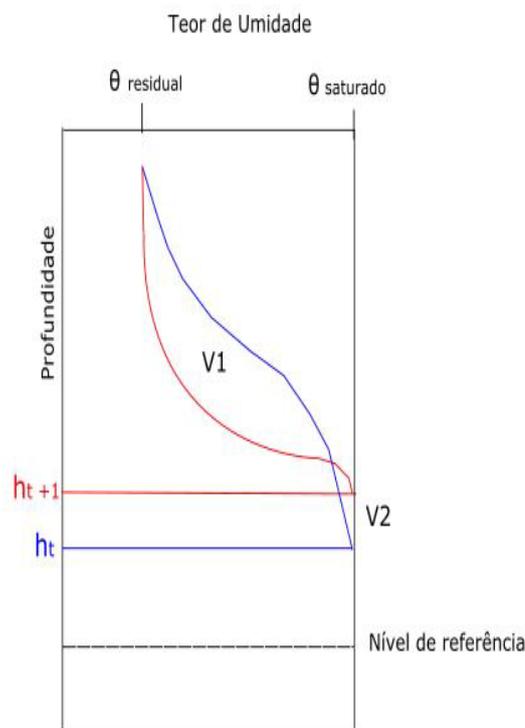


Figura 7.7: Esquema do balanço iterativo entre a zona não saturada e saturada

Para que o balanço de massa seja conservado, o programa realiza um ajuste progressivo do nível de água, até que os volumes das áreas 1 e 2 sejam iguais. Isso acontece mantendo um erro acumulado entre a coluna não saturada e a primeira camada da zona saturada. Quando o erro acumulado excede o erro máximo, a correção gerada pelo módulo não saturado corrige o nível de água.

Durante esse ajuste, o módulo não saturado opera em uma cópia do módulo saturado. Os ajustes são, por fim, transformados em termos adicionais de fluxo pela sua multiplicação pelo coeficiente de armazenamento da zona saturada e dividido pelo passo de tempo, e por fim, adicionados ao resultados

das trocas entre as duas zonas. O termo adicional é usado pelo módulo saturado explicitamente como um termo de fonte no próximo passo de tempo.

7.4.3

Mike 11 acoplado com o módulo saturado e com o escoamento superficial

O gráfico 7.8 mostra o volume de água recebido pelo rio ao longo de todo o canal a partir do escoamento superficial e suas trocas com o meio saturado.

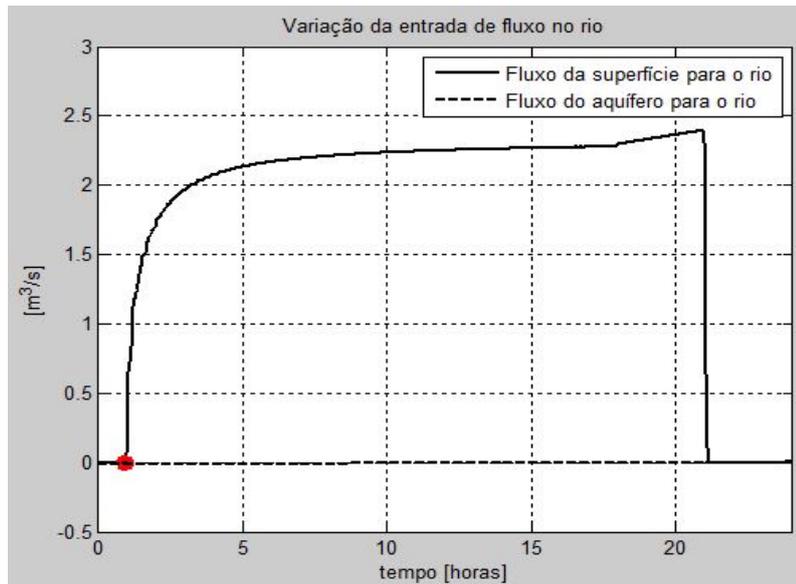


Figura 7.8: Acoplamento do Mike 11 com a zona saturada e a superfície

Percebe-se a rápida resposta do escoamento superficial mediante a eventos de precipitação. Tão logo esse evento se inicie ou se encerre, a reação é quase instantânea, comparada ao tempo requerido do aquífero.

O volume de água não absorvido pelo solo, encontra-se disponível para o escoamento superficial como demonstrado pelos gráficos 7.3 e 7.4. Esse volume escoou pela superfície até atingir o canal de drenagem: o rio. Esse volume é representado pela linha cheia no gráfico. O ponto demarcado em vermelho demonstra o momento em que água oriunda da topografia atinge o rio. E, corresponde, também, ao momento em que a taxa de precipitação excede a capacidade de infiltração do solo, aos cinquenta minutos de simulação.

A vazão aumenta progressivamente, e mantêm-se aproximadamente estabilizada durante o intervalo de tempo, a partir do qual, a taxa de infiltração tende a ser constante. Isso ocorre, pois, a taxa de precipitação também é constante durante toda a simulação, logo o volume disponível para o escoamento superficial passa a ser praticamente o mesmo.

Inserindo os volumes recebidos pelo aquífero e pela superfície na mesma escala, não é possível avaliar as trocas entre a zona saturada e o canal. Para

que esse fluxo seja analisado, o gráfico 7.9, descreve na devida escala, em um ponto, a vazão movimentada.

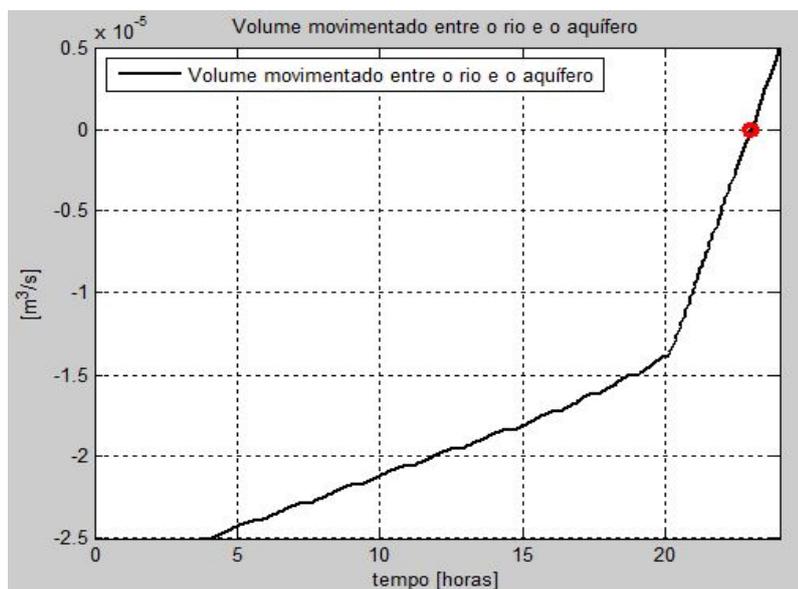


Figura 7.9: Volume movimentado entre a zona saturada e o rio

Percebe-se que o volume de troca entre o rio e o aquífero mediante a um evento de precipitação é mínimo. No instante inicial da simulação, existe uma diferença de gradiente hidráulico de 0.5 metro entre o rio e o aquífero, o que provoca um fluxo vertical para baixo, no sentido do rio para o aquífero. Esse gradiente decresce ao longo da simulação devido ao aumento do nível freático e da redução da lâmina de água do rio. Assim, o fluxo movimentado do rio para o aquífero diminui até que o nível de água subterrâneo atinja o nível de água do rio. A partir desse momento, marcado por um ponto vermelho, a água passa a fluir no sentido inverso, do aquífero para o rio.

7.4.4

Balço hidrológico

O balanço hídrico da simulação está disposto na tabela 7.7. O balanço é acumulativo, composto pelo armazenamento de água superficial e subsuperfície, e interações ao longo da simulação.

A evaporação e a vegetação não foram incluídas no programa, logo perdas descritas no balanço como: evaporação na superfície, sucção de água pelas plantas na zona radicular e interceptação de água pelas plantas são nulos.

No módulo de escoamento superficial, tem-se os seguintes componentes do balanço hídrico:

- (i) Variação no armazenamento do escoamento superficial: a entrada de fluxo corresponde a precipitação com o sinal negativo, e a saída de fluxo, positiva, é representada pelo volume infiltrado. Como o resultado final é progressivamente positivo, indica que o armazenamento aumenta com o tempo.
- (ii) Saída de fluxo pelo contorno: À medida que lâmina de água cresce, o volume de saída de água pelo contorno também aumenta.
- (iii) Escoamento superficial para os rios: O sinal positivo indica saída de água, ou seja, o fluxo ocorreu no sentido da superfície para os rios.

Na subsuperfície, tem-se:

- (i) Variação do armazenamento na subsuperfície: a entrada de fluxo representa a infiltração.
- (ii) Fluxo de base para o rio: Corresponde ao fluxo de base da zona saturada para os rios (sinal positivo).
- (iii) Infiltração do rio para a zona saturada: Corresponde a infiltração do rio para a zona saturada, ou seja, representa a água que sai do Mike 11 e é inserida no Mike SHE (sinal negativo).

Tabela 7.7: Balanço hídrico (mm) - Folha 1

Tempo (h)	Precip.	Δ Sup.	Esc. bordas	Sup.-Rio	Δ Subsup.	Fl. base-Rio	Rio-Fl. base	Erro global
00	0	0	0	0	0	0	0	0
01	-20	0.2137	0.0012	0.0444	19.9006	0	-0.0496	0.1103
02	-40	0.3595	0.1051	3.2706	36.5599	0	-0.0934	0.2014
03	-60	0.3833	0.2557	7.6869	52.1422	0	-0.1326	0.3352
04	-80	0.3944	0.4208	12.4643	67.2820	0	-0.1681	0.3929
05	-100	0.4004	0.5930	17.4178	82.2228	0	-0.2003	0.4332
06	-120	0.4041	0.7696	22.4759	97.1009	0	-0.2294	0.5205
07	-140	0.4064	0.9489	27.6030	111.8621	0	-0.2553	0.5642
08	-160	0.4081	1.1303	32.7789	126.5540	0	-0.2786	0.5918
09	-180	0.4095	1.3132	37.9911	141.2480	0.0006	-0.2995	0.6617
10	-200	0.4107	1.4971	43.2312	155.8734	0.0033	-0.3199	0.6945
11	-220	0.4115	1.6821	48.4937	170.4597	0.0079	-0.3397	0.7140
12	-240	0.4122	1.8678	53.7747	185.0664	0.0147	-0.3588	0.7754
13	-260	0.4128	2.0541	59.0708	199.6154	0.0234	-0.3774	0.7976
14	-280	0.4133	2.2409	64.3800	214.1480	0.0342	-0.3954	0.8194
15	-300	0.4138	2.4283	69.7006	228.6817	0.0468	-0.4128	0.8565
16	-320	0.4142	2.6160	75.0320	242.6900	0.0641	-0.4296	0.8846
17	-340	0.4145	2.8042	80.3724	256.6890	0.08793	-0.4457	-0.0798
18	-360	0.4153	2.9927	85.7231	270.6205	0.1184	-0.4609	-0.5932

Tabela 7.8: Balanço hídrico (mm) - Folha 2

Tempo (h)	Precip.	Δ Sup.	Esc. bordas	Sup.-Rio	Δ Subsup.	Fl. base-Rio	Rio-Fl. base	Erro global
19	-380	0.4162	3.1835	91.1565	284.5572	0.1559	-0.4755	-1.0086
20	-400	0.4171	3.3764	96.6681	298.5406	0.2003	-0.4891	-1.2890
21	-420	0.4181	3.5711	105.2555	312.1149	0.2519	-0.5004	1.1111
22	-420	0.0005	3.5743	105.3849	311.5614	0.3107	-0.5071	0.3247
23	-420	0.0005	3.5743	105.3849	310.7415	0.3774	-0.5091	-0.4305
24	-420	0.0005	3.5743	105.3849	308.9463	0.4553	-0.5091	-2.1478

Legenda dos símbolos utilizados: Δ : Variação do armazenamento

Precip.: Precipitação

Esc. bordas: Escoamento pelo contorno

Sup.: Superfície

Fl. Base: Fluxo de base

Subsup.: Subsuperfície

7.4.4.1

Erro global do balanço de massa

Por fim, tem-se o erro global do balanço de massa calculado pela soma de todos os termos acima descritos. O erro final foi de $-2.14mm$. O erro negativo significa que a variação do volume represado na superfície, subsuperfície e interações com o rio, adicionado ao volume total é menor que a entrada de água no sistema pela precipitação. Dessa forma, o modelo está perdendo $2.14mm$ de água.

Percebe-se que, para esse problema, de curta duração, o processo de grande influência corresponde ao fluxo na superfície. No entanto, a composição da subsuperfície, areia fina, é reponsável pela determinação das taxas de infiltração, que por sua vez irão determinar a distribuição espacial e temporal do fluxo na superfície. Dessa forma, verifica-se mais uma vez que a necessidade de uma abordagem intergrada dos problemas de fluxo.

8

Construção do Modelo Numérica da Bacia Hidrográfica do Papagaio e Quitite

Neste último caso, apresenta-se a simulação numérica da bacia hidrográfica do Papagaio e Quitite, com objetivo de avaliar as variações anuais dos níveis de água de ambos os rios à jusante e o potencial erosivo do escoamento superficial, formado a partir de precipitações intensas.

A bacia dos rios Papagaio e Quitite é bastante estudada devido ao histórico de eventos de deslizamento de encostas e enchentes, fenômenos que são agravados devido a existência à jusante da bacia de uma comunidade, chamada Anil. Dentre esses eventos, destaca-se os escorregamentos seguidos de inundação ocorridos em fevereiro de 1996 [45]. Foram registrados mais de cem cicatrizes na superfície topográfica e 150 casas foram destruídas [46].

Sabe-se ainda que, as atuais mudanças no padrão de clima e o avanço da urbanização na região, principalmente a partir de 1960, têm aumentado o risco de enchentes no local [47]. Dessa forma, existe um grande interesse de estudo e compreensão da resposta hidrológica da região mediante eventos climáticos.

Os dados pluviométricos da região começaram a ser monitorados somente a partir de 16 de abril de 2010. Assim, foram simulados os meses de fevereiro, março e abril, caracterizados por elevados registros de precipitação durante os anos de 2011, 2013 e 2015.

8.1

Descrição da Área em Estudo

8.1.1

Localização

A área de estudo encontra-se no maciço da Tijuca, localizado nos paralelos: $2255' S$ e $2300' S$ e nos meridianos $4320' W$ e $4310' W$, ocupando uma área aproximada de $120 km^2$. O maciço da Tijuca, juntamente com o da Pedra Branca e do Gericinó-Mendanha, mostrados na figura 8.1 compõem os maciços costeiros do Rio de Janeiro [48].

O maciço da Tijuca é caracterizado por elevadas cotas altimétricas florestadas com significativa urbanização proveniente da cidade do Rio de

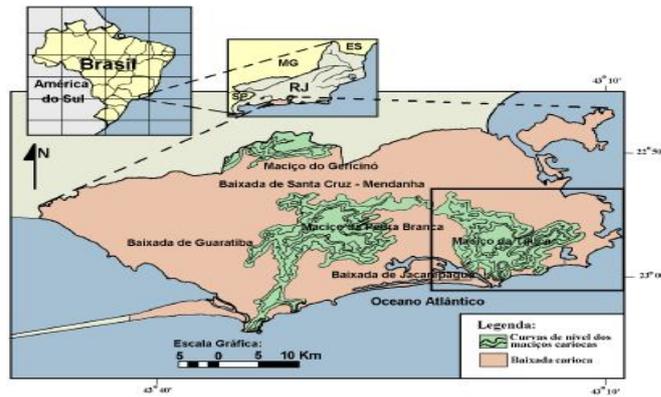


Figura 8.1: Localização do Maciço da Tijuca [49]

Janeiro. O padrão de drenagem do maciço é radial, onde conecta-se as zonas de cabeceira de drenagem com as planícies flúvio-marinhas nas baixadas, que posteriormente alcança lagos e o mar [47]. A drenagem das bacias podem ser divididas em cinco regiões [49], demonstradas pela figura 8.2:

- (i) Regiões de número 1 e 2 drenam em direção a baía de Guanabara
- (ii) A região 3 drena em direção a zona sul da cidade
- (iii) As regiões 4 e 5, em direção à baixada de Jacarepaguá

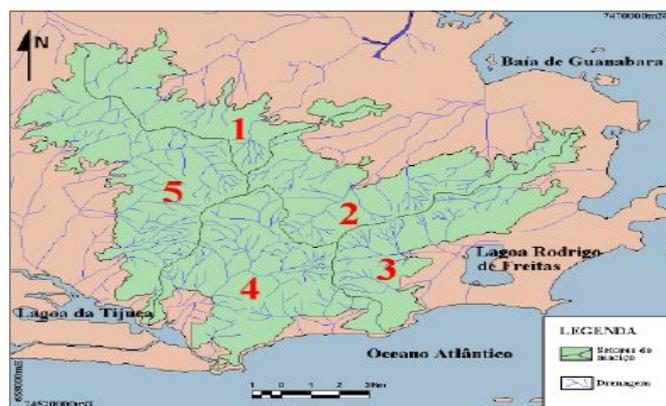


Figura 8.2: Regiões de drenagem do maciço da Tijuca [49]

A temperatura média anual é de 22°C, onde a mínima chega a 10°C e máxima de 35°C [47].

8.1.2 Bacia dos rios Quitite e Papagaio

A bacia dos rios Quitite e Papagaio apresenta uma área de aproximadamente 5km^2 e situa-se no bairro de Jacarepaguá, zona oeste da cidade do Rio de Janeiro. Os riachos representados pelos talvegues da bacia correspondem aos rios Quitite e Papagaio, conforme a figura 8.3. O curso entre eles é aproximadamente paralelo, e no momento de convergência, tem-se o rio Anil [50]. Na porção à montante, o relevo é bastante acidentado, enquanto nas porções inferiores, as declividades suavizam-se [50].

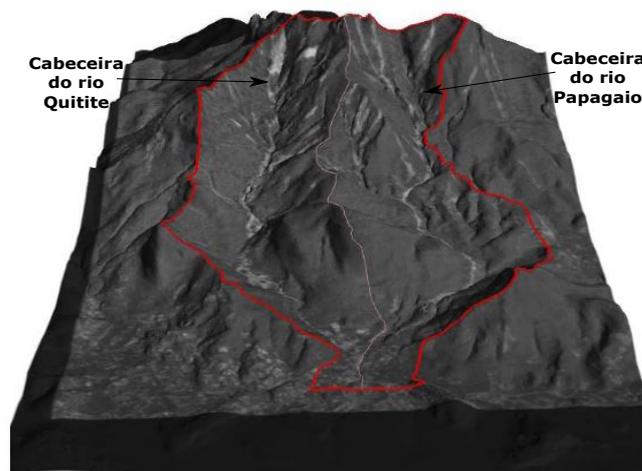


Figura 8.3: Modelo digital do terreno em alta resolução (2m x 2m) [49]

8.1.3 Geologia e geomorfologia

A região do Quitite apresenta geologia complexa, destacando-se os seguintes tipos litológicos: gnaisse archer, quartzito, tonalito, granito utinga, granito favela e rochas basálticas e intermediárias. O granito archer corresponde a 50% do local em estudo [51]. Além disso, ainda é relatada a presença de fissuramento das rochas, caracterizados por: fraturas de alívio, subverticais e por fim, presença de planos de foliação [51].

No que concerne aos processos geomorfológicos, pode-se destacar as seguintes zonas no local [51]:

- (i) Zonas de alteração: "Ocorre solo residual dos gnaisses de cor marrom e espessura máxima de 3 mteros, e um horizonte de rocha alterada, aflorante em taludes com mais de trinta graus de inclinação."

- (ii) Zonas de erosão: "Localizado no terço superior dos canais, que correspondem às faixas de rocha exposta, sem cobertura vegetal ou solo residual, coincidentes, em geral com as superfícies de alívio."
- (iii) Zonas de deposição: "Estendem-se amplamente pela base dos taludes naturais e pela planície aluvial nas partes planas, correspondem às transições de depósitos coluvionares, com blocos rochosos e uma capa delgada de solo residual, para terraços aluvionares, onde se acumulam os produtos de erosão e transporte."

8.2

Entrada de dados para modelagem numérica

Para cumprir os objetivos propostos, em toda a região, foi simulado os módulos de rios (Mike 11) acoplado ao de escoamento superficial. Inicialmente, insere-se a topografia definindo a área de domínio, e, em seguida, os parâmetros hidrológicos são definidos.

8.2.1

Superfície topográfica

O mapa digital de terreno utilizado foi criado a partir de uma base de dados LIDAR, tecnologia de sensorimento remoto cuja sigla em inglês, significa *Light Detection and Ranging*. Em português, a terminologia que está sendo usada é Sistema de Varredura a Laser. Essa ferramenta permite capturar informações tridimensionais na superfície da Terra, em especial em áreas com feições complexas [52]. A figura 8.4 apresenta a bacia hidrográfica, juntamente com o contorno externo, delineado baseado nas elevações das cotas altimétricas.

O princípio de funcionamento do sistema de varredura a laser consiste na emissão de um pulso laser de uma plataforma (aérea, terrestre ou orbital) com uma elevada frequência de repetição. O tempo de retorno dos pulsos laser entre a plataforma e os alvos é medido pelo sensor, permitindo a estimativa destas distâncias [52], conforme pode ser visto pela figura 8.5.

Para a elaboração do modelo digital do terreno (MDT) ou de elevação (MDE), é necessária a eliminação dos pontos relativos à vegetação, o que pode ser realizado por meio de diferentes técnicas matemáticas e estatísticas [53]. O primeiro retorno do pulso a laser, em áreas de cobertura florestal, como na área de estudo, corresponde, na maioria dos casos, aos pontos mais altos das copas das árvores. As informações do último retorno apresentam alta probabilidade de corresponderem à superfície do terreno.

Os dados aerolevantados do local foram cedidos pelo Instituto de Geotécnica do Rio de Janeiro, nos quais os pontos de terreno foram filtra-

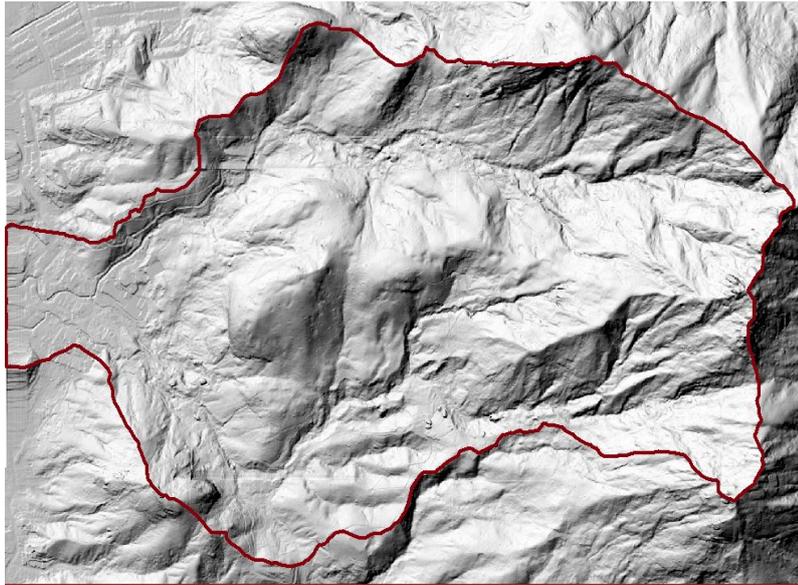


Figura 8.4: Mapa digital de elevação com o contorno da bacia

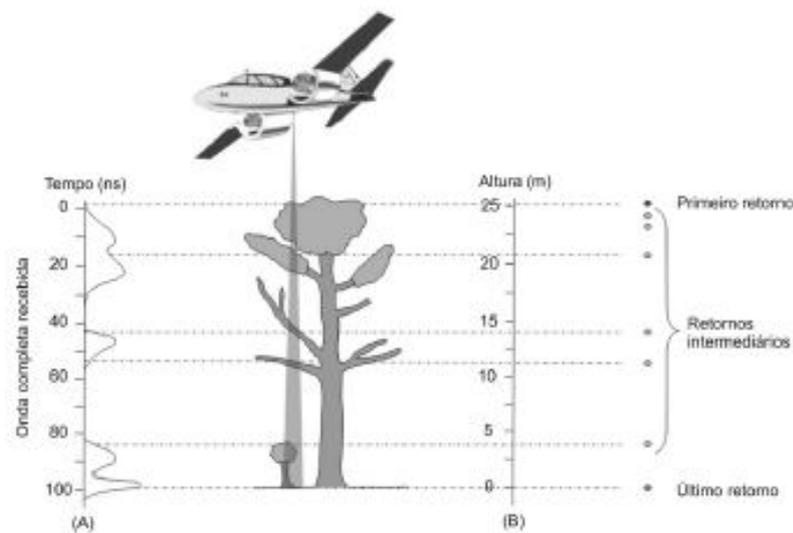


Figura 8.5: Desenho esquemático do levantamento aéreo LIDAR [52]

dos e a partir do método de regressão utilizado em geoestatística, denominado krigagem, o modelo digital do terreno foi criado. Esse geoprocessamento foi realizado e cedido pelo candidato à doutorado João Paulo Araújo da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Além do mapa digital do terreno, a base de dados LIDAR, fornece uma estimativa da altura da cobertura florestal [54]. Desta forma, o modelo digital de superfície (MDS) pode ser obtido com os pontos mais altos dentro de um intervalo definido, existindo diversas variações de metodologias descritas em

literatura [55].

O grau de confiabilidade da simulação numérica de fluxo superficial está diretamente ligada a obtenção de dados topográficos de qualidade. O avanço das tecnologias de sensoriamento remoto, como o LIDAR, vem possibilitando estudos em escalas cartográficas menores dentro de áreas extensas [56]. O métodos tradicionais para determinação da rede de drenagem envolvem a digitalização das trajetórias de fluxo conhecidas através de fotografias aéreas. Já mapas digitais de elevação possibilitam o delineamento da rede de drenagem a partir de alguns algoritmos do programa ArcGIS, baseados na acumulação de fluxo em resposta aos gradientes de energia potencial gravitacional [54], [57].

O lidar aprimora a base de dados de informação no que concerne declividades e densidade de drenagem. Assim, muitos estudos vêm mostrando a sua aplicação para áreas montanhosas [57], tornando-se uma ferramenta que agrega valor à simulação, em virtude da área em estudo possuir grandes amplitudes altimétricas com densa cobertura vegetal.

Uma vantagem notável dos sensores de varredura a laser em relação aos clássicos sensores passivos (fotografias aéreas e imagens de satélite) é que os leitores à laser não dependem do sol como fonte de iluminação. Sendo assim, a análise de dados não é prejudicada por sombras causadas por nuvens ou objetos vizinhos [55].

8.2.2

Acoplamento da superfície topográfica com os rios (Mike 11)

A acoplamento entre o escoamento superficial e os rios Papagaio e Quitite feito pelo programa é conceitual. Assim, o volume de água drenado em direção aos rios, é simplesmente adicionado ao programa Mike 11. Para que a integração dos ambientes seja feita adequadamente, a cota da topografia deve ser ajustada cuidadosamente às margens dos rios, cuja largura foi possível obter pelo mapa digital de elevação. A extensão das margens do rio Quitite variaram de 2 a 5 metros e do rio Papagaio, de 2 a 4,5 metros.

A figura 8.6 mostra os rios acoplados na malha de elementos finitos representado pela superfície topográfica.

8.2.3

Coefficiente de manning n

Após a definição da topografia e área de domínio, foi inserido o coeficiente de manning. A sua estimativa apresenta grande complexidade. Não existe método para a determinação desse coeficiente e a escolha do valor utilizado basea-se, muitas vezes, na experiência do engenheiro. Encontra-se na literatura,

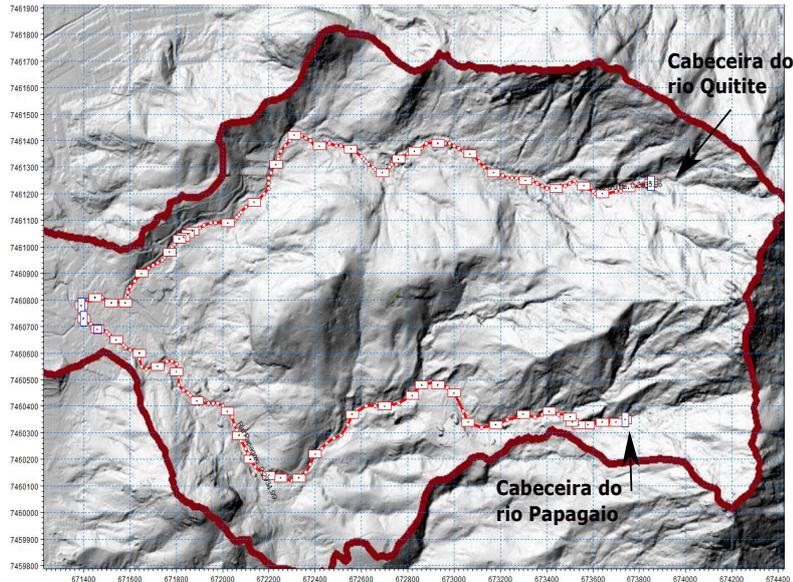


Figura 8.6: Acoplamento da superfície topográfica com os rios

diversas tabelas, que resumem o trabalho de vários pesquisadores e buscam definir um padrão de variação desse coeficiente baseado na textura do material da superfície. Em caso de escoamento superficial, a tabela 8.1 foi utilizada, a qual foi elaborada por Yen e Chow em 1983.

Devido a intensa presença de vegetação na região e analisando a tabela 8.1, definiu-se o coeficiente de manning para a superfície topográfica igual a 0,1.

Para definição desse coeficiente para os rios Quitite e Papagaio, utilizou-se a tabela 8.2, elaborada por Chow em 1959 [43]. A tabela presente no trabalho compreende apenas o intervalo que remete a canais de drenagem naturais.

Sabendo que, a região é montanhosa, com margens íngremes, densidade alta de vegetação arbustiva e de árvores e que nos leitos existe pedregulhos, seixos e cascalhos, o valor utilizado equivale a 0,03.

Assim como na superfície topográfica, o coeficiente de manning em canais é altamente variável e depende de vários fatores, que se interrelacionam entre si [59]. Dentre eles, pode-se citar [43]:

1. Rugosidade da superfície: é representada pela forma e pelos grãos do canal no perímetro molhado, que ocasionam o retardo do fluxo. Muitas vezes, considera-se apenas esse fator para determinação do coeficiente, embora não seja o único. Em termos gerais, grãos finos, resultam em coeficientes baixos, enquanto o efeito de granulometrias maiores são mensurados por maiores módulos do coeficiente. Em planícies aluviais, onde o material é fino, como, areia, argila ou silte, o efeito de retardo é bem menor e o coeficiente de manning praticamente não se altera ao longo dos estágios de fluxo.

Tabela 8.1: Valores de coeficiente de manning ($s/m^{1/3}$) para cálculo de escoamento superficial

Descrição	[58]		
	Mínimo	Normal	Máximo
Asfalto liso	0.010	0.012	0.015
Superfície impermeável lisa	0.011	0.013	0.015
Piche e pavimentação de areia	0.012	0.014	0.016
Superfície rugosa impermeável	0.015	0.019	0.023
Silte sem cobertura vegetal	0.017	0.021	0.025
Areia sem vegetação	0.025	0.030	0.035
Cascalho sem vegetação	0.032	0.038	0.045
Solo pedregoso	0.025	0.032	0.045
Pasto	0.040	0.055	0.070
Relva densa	0.060	0.090	0.120
Árvores e arbustos	0.080	0.120	0.180

2. Vegetação: representa um tipo de superfície rugosa, que também atua no retardo do fluxo. Sua influência é dependente da altura, da densidade, da distribuição e do tipo de vegetação. Um fluxo de suficiente profundidade submerge a vegetação e produz baixos valores de manning.

3. Presença de material suspenso e no leito: a presença desses processos, estando ou não em movimento, consomem energia suficiente para causar perda de carga ou aumento da rugosidade da superfície.

4. Irregularidade do canal: compreende irregularidades no perímetro molhado e variações nas seções, tamanho e forma do canal. Em canais naturais, essas irregularidades são introduzidas pela presença de barreiras de areia, depressões, lombadas e buracos ao longo do canal. Em termos gerais, mudanças uniformes e graduais no tamanho e forma do caminho de drenagem não irão afetar o valor de n , mas alterações abruptas ou alternância de seções pequenas e largas necessitam altos valores de n . Sinuosidades também produzem esse efeito.

5. Alinhamento do canal: a presença do grau de meandros em canais naturais é capaz de aumentar o coeficiente de n em 30%.

6. Siltamento: Em linhas gerais, esse processo tende a tornar o leito mais uniforme e regular diminuindo o valor de n .

Por fim, deve-se compreender que os fatores que contribuem para aumento da turbulência, causam retardamento do fluxo, e contribuem para um aumento do coeficiente de manning.

8.2.4

Tabela 8.2: Valores de coeficiente de manning ($s/m^{1/3}$) para canais naturais e estreitos (menos de 30 metros de largua)

I. Canais em planície

Descrição	Mínimo	Normal	Máximo
Limpo, em linha reta	0.025	0.030	0.033
Igual anterior com pedras	0.030	0.035	0.040
Limpo, sinuoso, algumas depressões	0.033	0.040	0.045
Igual anterior com pedras	0.035	0.045	0.050
Igual anterior com mais pedras	0.045	0.050	0.060
Fluxo lento, depressões profundas	0.050	0.070	0.080
Igual ao anterior com muitas árvores	0.075	0.100	0.150

II. Canais em montanhas sem vegetação no leito, margens íngremes, densidade alta de arbustos e árvores, que por vezes submergem

Descrição	Mínimo	Normal	Máximo
Leito: alguns pedregulhos, seixos e cascalhos	0.030	0.040	0.050
Leito: seixos e grandes pedregulhos	0.040	0.050	0.070

Aspectos Climáticos e dados de precipitação

O clima da região é sub-equatorial. Possui índices pluviométricos comumente superiores à média do município do Rio de Janeiro, pois está voltada para o oceano, impedindo a movimentação de massas de ar frio do local [60].

Os dados de precipitação foram obtidos pelo sistema Alerta Rio da prefeitura da cidade do Rio de Janeiro. Os registros são obtidos em mm/h em um intervalo de quinze minutos.

A estação correspondente à região denomina-se Alto da Boa vista e é a de maior altitude do sistema Alerta Rio. Além de medir as chuvas, possui sensores de umidade e temperatura do ar. Foi instalada em 16 de abril de 2010 e ainda encontra-se ativa. As coordenadas de localização da estação Alto da Boa Vista são: latitude, $-22,965833 S$ e longitude, $-43,278333 W$.

8.3

Efeitos da atividade antrópica

A ocupação da área ainda é restringida à porção inferior da bacia hidrográfica. Dessa forma, a interferência humana não está inserida no modelo.

9

Resultados da Simulação Numérica da Bacia Hidrográfica do Papagaio e Quitite

Os resultados encontram-se dispostos na seguinte ordem:

- (i) Escoamento superficial:
 - (a) Análise do potencial erosivo através da ação da água
 - (b) Análise dos resultados de vazão e lâmina de água formada na superfície,
- (ii) Escoamento nos rios
 - (a) Variação dos níveis de água à jusante nos rios Quitite e Papagaio.

9.1

Potencial erosivo

Para a análise completa do potencial erosivo de uma região, os três componentes abaixo devem ser considerados [61]:

- (i) Resistência do solo ou rocha, que corresponde à sua erodibilidade
- (ii) A ação da água
- (iii) Geometria de obstáculos existentes ao longo do percurso de drenagem

A ação da água, que compete ao escopo desse trabalho, remete ao potencial erosivo causado pela chuva e pelos perfis de velocidade de escoamento gerados. Esses efeitos são analisados nos dois subitens abaixo.

9.1.1

Análise do potencial erosivo da chuva

O processo de remoção e transporte de partículas em encostas ocorre simultaneamente e está associado à energia de fluxo. Quando a energia, com a qual a gota de chuva atinge o solo é maior que a força de agregação dos grãos, estes são quebrados e o solo é pulverizado radialmente em todas as direções [62].

Assim, a velocidade de queda da gota de chuva ultrapassa a velocidade de infiltração e a água é obrigada a esquivar-se para as laterais. Esse fenômeno provoca o surgimento de tensões cisalhantes que atenuam o aumento da força cisalhante do solo, e então, as partículas podem ser carregadas e arremessadas lateralmente. Surgem, então, mini-crateras a partir do impacto da gota de chuva no solo e posterior espalhamento das partículas desagregadas. Esse fenômeno é denominado efeito *splash* [62].

O efeito *splash* em encostas inclinadas levam ao desalinhamento das partículas no sentido das cotas mais baixas, pois a trajetória das partículas à jusante é maior que à montante. O somatório das incontáveis gotas de chuva atuam no deslocamento dos sedimentos ao longo da encosta. A importância desse fenômeno remete a frequência de chuvas com capacidade erosiva e da energia cinética das gotas de chuva [62].

As figuras 9.1, 9.2 e 9.3 demonstram as taxas pluviométricas das bacias do Quitite e Papagaio registradas durante os meses de fevereiro, março e abril, nos anos de 2011, 2013 e 2015, respectivamente.

Analisando os gráficos juntamente com a tabela 9.1, percebe-se que grande parte dos eventos de precipitação encontram-se na faixa de chuvas fortes ou tempestades, na qual a energia cinética e a velocidade de queda das gotas de chuva são consideráveis e capazes de desagregar partículas no solo. Entretanto, devido a presença de vegetação na região, esse efeito é fortemente minimizado na região pela interceptação de água pelas folhas e posterior deslocamento através dos troncos e caules até atingir o solo.

O processo erosivo desencadeamento pelas precipitações intensas de uma região situada em clima tropical úmido é esclarecido pelo fluxograma, representado pela figura 9.4.

Segundo o diagrama, vê-se que o processo erosivo decorre da energia e da quantidade de chuva. A desagregação das partículas nas primeiras camadas de solo levam a uma distribuição espacial das partículas, na qual a quantidade de poros conectados maiores reduz-se, e poros de dimensões menores tornam-se mais predominantes. Essas camadas superficiais, apesar de possuírem espessura de milímetros, reduzem drasticamente a capacidade de infiltração do solo, e o

Tabela 9.1: Classificação dos tipos de chuva e suas características [62]

Chuva	Int. (mm/h)	Diâm. médio (mm)	\vec{v} (m/s)	$E_c(kJ/m^2h)$
Garoa	0.5	1.00	4.20	10^0
Chuva fraca	1.0	1.2	4.90	10^1
Chuva forte	15.0	2.10	6.90	10^3
Tempestade	100.0	3.0	8.40	10^4

Legenda:

Int.: intensidade da chuva

\vec{v} : velocidade de queda

E_c : energia cinética

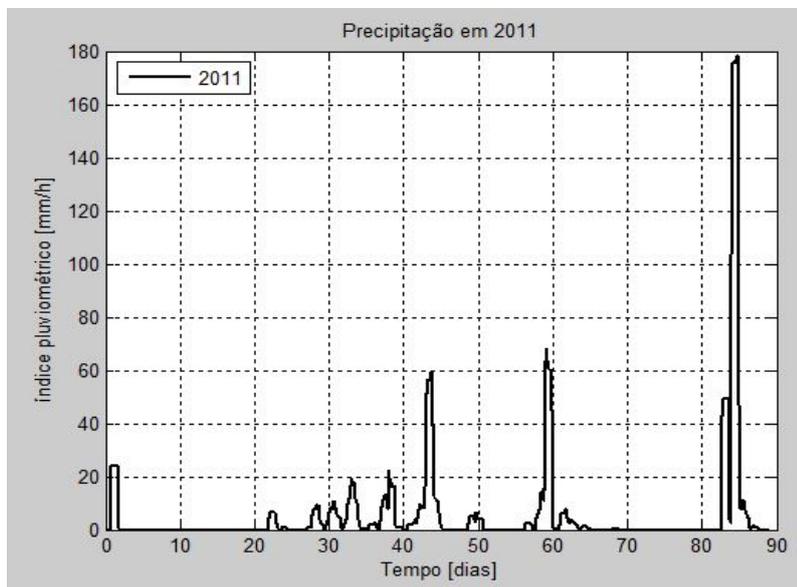


Figura 9.1: Precipitação do ano de 2011

escoamento superficial é facilitado. O efeito *splash* e o processo de siltamento correspondem a processos de curta distância.

Na figura 9.5 vê-se o efeito da remoção da cobertura vegetal em casos de chuva com potencial erosivo no aumento de fluxo superficial e na intensidade dos processos erosivos, mostrando o ciclo de ajuste dos processos envolvidos no ecossistema.

9.1.2

Análise do potencial erosivo da velocidade de fluxo

A condição limite entre erosão e sedimentação de uma única partícula descrevem o início do seu deslocamento. A estabilidade de um material granular é definido pelo ângulo de repouso, denotado por ϕ_1 . O seu valor é definido pela angulosidade e tamanho da partícula e pela sua orientação na superfície.

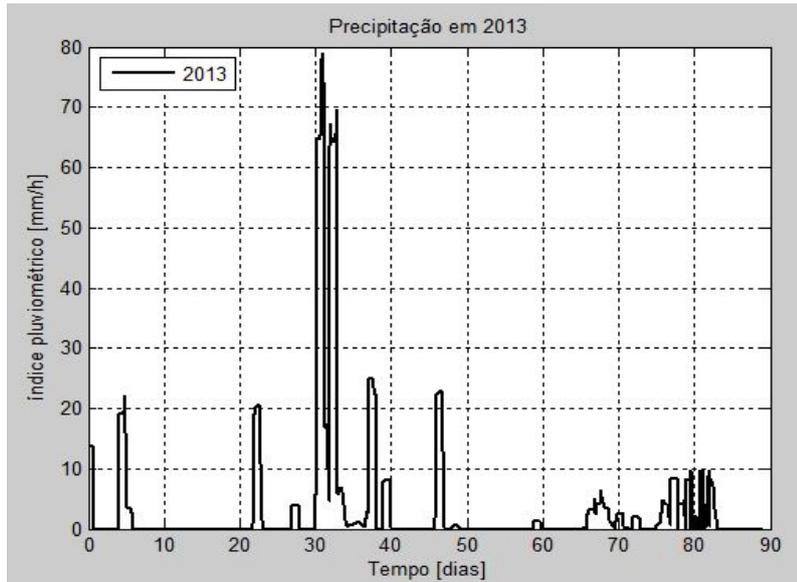


Figura 9.2: Precipitação do ano de 2013

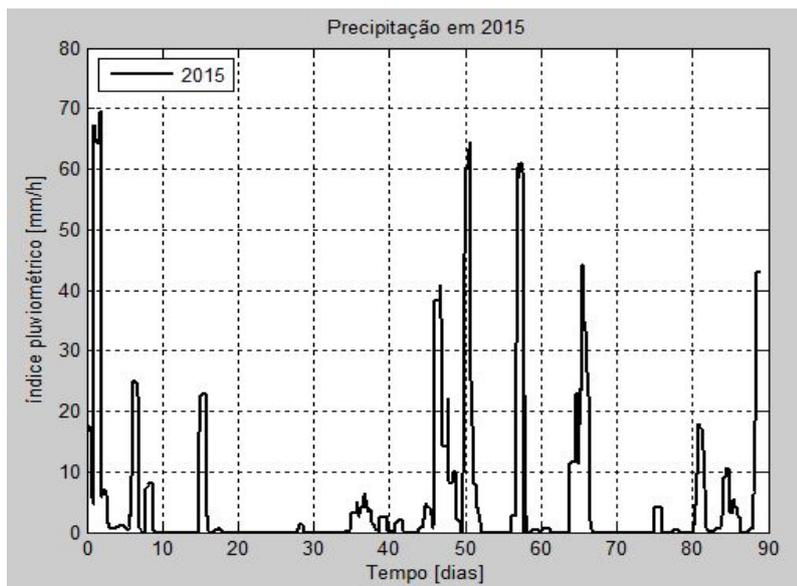


Figura 9.3: Precipitação do ano de 2015

Na figura 9.6, item I, têm-se a representação do ângulo de repouso de uma partícula. De acordo com a figura, a partir do momento que o centro de massa da partícula, representada pelo ponto G, ultrapasse o ponto C, o processo de remoção de solo inicia. Já o item II, corresponde ao momento que um evento de precipitação ocorre e água escoar ao longo da encosta exercendo forças, capazes de iniciar o movimento das partículas. As forças atuantes nesse processo são: a componente do peso da partícula normal à declividade da encosta, F_{by} , a componente do empuxo normal à superfície, F_{ey} , força de arraste, F_d , força

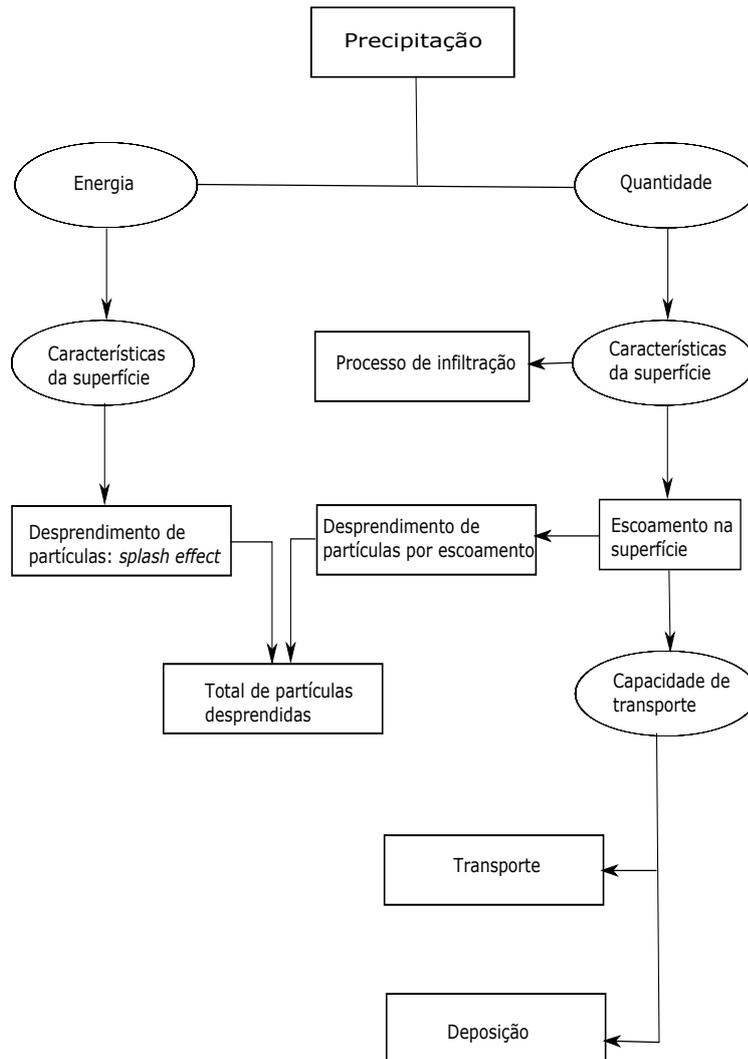


Figura 9.4: Processo erosivo desencadeado pela chuva [62]

de sustentação, F_l e a força de resistência, F_r . A diferença entre o peso da partícula e a força de empuxo representa o peso submerso. A condição limite ocorre quando o somatório do momento das forças hidrodinâmicas atuantes ultrapassa os momentos das forças de resistência [63].

A superfície topográfica representa a camada limite de fluxo superficial, na qual a sua velocidade de fluxo, denominada velocidade de cisalhamento ou de fricção, tende a zero. Entre o limite topográfico e fluxo livre, o perfil de velocidade varia verticalmente, conforme visto também no item II da figura 9.6. Via de regra, a velocidade cisalhante corresponde a 1/10 da velocidade média de fluxo [63].

O programa Mike SHE não calcula as velocidades de escoamento. Entretanto, com os resultados de vazão e altura da lâmina de água foi possível obter as velocidades distribuídas no tempo e no espaço para cada célula, demons-

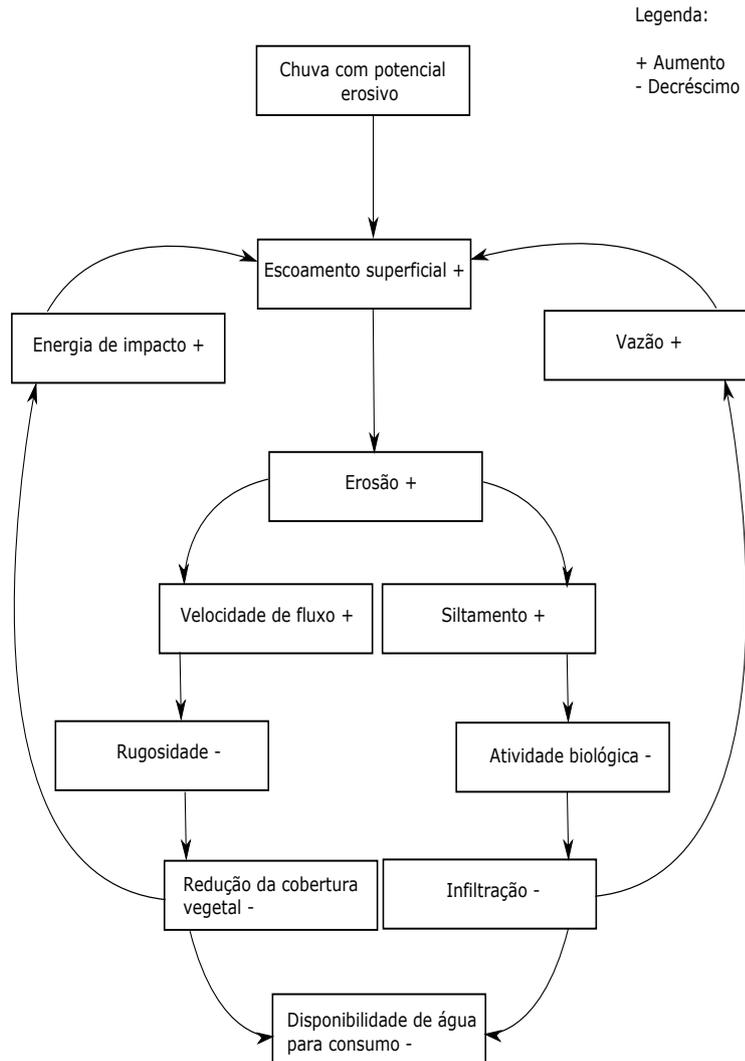


Figura 9.5: Processo erosivo desencadeado pela remoção da cobertura vegetal [62]

trada pela equação 9-1:

$$\vec{v}_x = \frac{Q_x(m^3/s)}{\Delta y(m) h(m)} \quad (9-1)$$

onde \vec{v}_x representa a velocidade na direção x, $Q_x(m^3/s)$, a vazão do elemento, $h(m)$, a altura da lâmina de água e por fim, $\Delta y(m)$ representa a largura do elemento da malha de elementos finitos do Mike SHE, nesse caso equivalente a 25 metros.

A partir da tabela 9.2 é possível relacionar as condições limite para carreamento de material a uma temperatura de 20 graus celsius com as velocidades de fluxo calculadas.

A partir dos maiores índices de pluviometrias registrados, segundo a tabela 9.3, encontram-se dispostos pelas figuras 9.7, 9.8 e 9.9 os mapas de

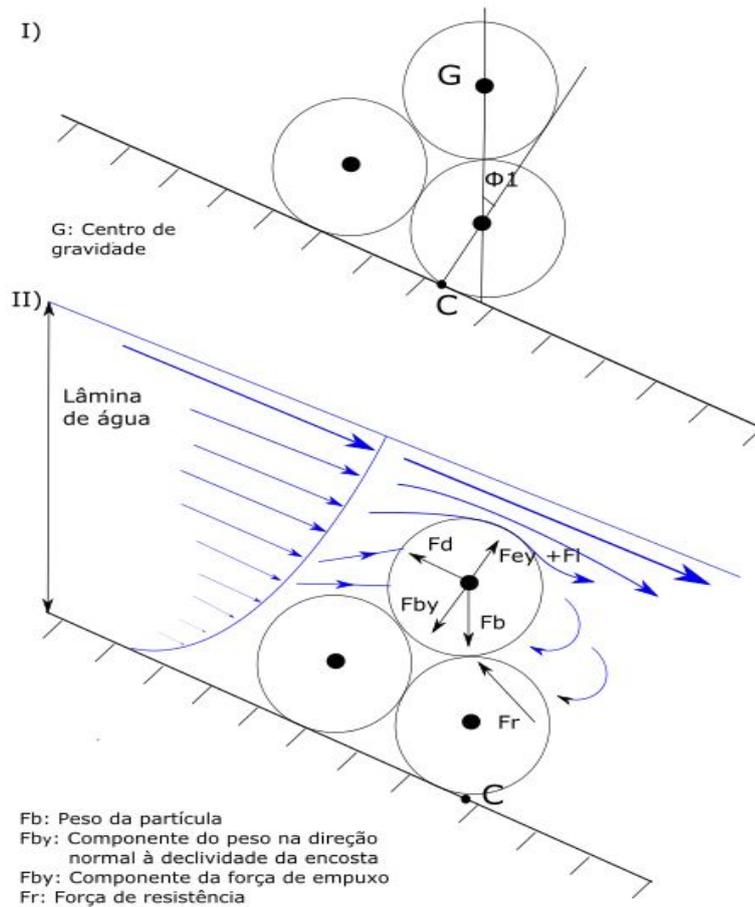


Figura 9.6: I) Ângulo de repouso de uma partícula. II) Diagrama de forças em uma partícula em encosta

velocidade obtidos para esses eventos. Para cada ano apresenta-se os mapas de velocidade no início, pico e término da precipitação.

A velocidade de fluxo depende da inclinação e da rugosidade da encosta. As diferenças dos perfis de velocidades entre os três períodos simulados relacionam-se com as diferentes taxas de precipitação registrados em cada ano. Entretanto, percebe-se nos três mapas, a existência de locais que apresentam maior velocidade que outros, devido a morfologia e inclinação da região. A figura 9.10 explica como essas variações topográficas influenciam o fluxo. Em caso, de feições topográficas convergentes, canais de drenagem unem-se, elevando a vazão registrada, enquanto que zonas de divergência de fluxo apresentam o efeito oposto.

Ainda com esse mesmo raciocínio, explica-se o aumento dos módulos de velocidade no sentido do topo das encostas para os rios Papagaio e Quitite.

Analisando as velocidades separadamente, percebe-se altos módulos de velocidade durante o ano de 2011. Devido ao altíssimo índice pluviométrico registrado, e analisando a tabela 9.2, percebe-se que nas encostas ocorreu trans-

Tabela 9.2: Condição limite para material uniforme a 20 graus celsius [63]

Classe	Diâmetro (mm)	ϕ (deg)	u_* (m/s)	\vec{v} (m/s)
Pedregulho				
Muito grande	> 2.048	42	1,33	13,3
Grande	> 1.024	42	0,94	9,4
Médio	> 512	42	0,67	6,7
Pequeno	> 256	42	0,47	4,7
Seixo				
Grande	> 128	42	0,33	3,3
Pequeno	> 64	41	0,23	2,3
Cascalho				
Muito grande	> 32	40	0,16	1,6
Grande	> 16	38	0,11	1,1
Médio	> 8	36	0,074	0,74
Pequeno	> 4	35	0,052	0,52
Muito pequeno	> 2	33	0,036	0,36
Areia				
Muito grosseira	> 1	25	0,0216	0,22
Grosseira	> 0,5	12,5	0,0164	0,16
Média	> 0,25	6,3	0,0139	0,14
Fina	> 0,125	3,2	0,0120	0,12
Muito fina	> 0,0625	1,6	0,0105	0,10
Silte				
Grosseiro	> 0,031	30	0,0091	0,09
Médio	> 0,016	30	0,0080	0,08

porte, principalmente, de cascalhos médios e grandes. Em algumas regiões, registradas em faixas de verde, as velocidades registradas são suficientes para o transporte até de seixos grandes. Em alguns pontos isolados, foi registrado também velocidades de 6,5 m/s, capazes de carrear pedregulhos de tamanho médio.

No ano de 2013, não ocorreu precipitações acima de 100 mm/h, taxa que caracteriza tempestades. No mapa de pico de velocidades do período apresentado, percebe-se velocidades compatíveis, principalmente, para o transporte de materiais até a faixa de cascalhos grandes. A faixa em amarelo, corresponde aos pontos onde ocorreu transporte de cascalhos grandes e muito grandes, enquanto a faixa verde atinge o intervalo de até seixos pequenos. Em pontos isolados, existe transporte de seixos grandes e em um único ponto, próximo ao rio Quitite, de pedregulhos pequenos.

O ano de 2015 apresentou taxas pluviométricas muito parecidas com o ano de 2013, inclusive no pico de precipitação. Dessa forma, o perfil de velocidades também foi similar. Os pontos com maiores velocidades são os

Tabela 9.3: Precipitação registrada nos picos de velocidade

Ano	Data	Intensidade (mm/h)
2011	26/04 20:25	163,8
2013	04/03 02:05	73,6
2015	01/02 00:15	73,2

mesmos e o tamanho do material transportado também.

Devido a baixa velocidade de fluxo necessária para a remoção de partículas finas, essas são transportadas constantemente por suspensão e são aceleradas. Segundo a literatura, uma parte da energia de transporte, as partículas transferem para as partículas acomodadas sobre a superfície a partir do contato entre elas. Assim, a quantidade de partículas em suspensão aumenta. Adicionalmente as partículas são rodopiadas através da turbulência gerada pelas gotas de chuva [62], [63].

A erosão de larga escala demonstrada nos mapas acima é reduzida a eventos climáticos de alta intensidade, bastante frequentes no verão úmido da região.

Por fim, vale acrescentar que, em casos de topografia íngreme, na qual ocorre subsequente transporte de sedimentos para rios, os processos geomorfológicos, via de regra, atuam no sentido de tornar a encosta ainda mais íngreme. Entretanto, um perfil completamente diferente pode se desenvolver, caso ocorra assoreamento dos rios Papagaios e Quitite, devido a sua baixa profundidade. Nesse casos, desenvolve-se um perfil côncavo na encosta. A estimativa da evolução dos perfis gerados pelos processos erosivos nas encostas só pode ser mensurado mediante a uma análise acoplada de fluxo superficial e de massa.

9.1.3

Altura de lâmina de água e escoamento drenado para os rios

Por tratar-se de um problema de grande escala, a concentração de fluxo é dependente da topografia. Assim, os valores são em sua maioria bastante irregulares e o processo erosivo ocorre ao longo das redes de drenagem, com o desenvolvimento de sulcos aproximadamente paralelos entre si. Assim, a partir das simulações escolheu-se pontos críticos de vazão, tanto no rio Papagaio como no Quitite, os quais estão localizados em feições topográficas que culminam com a convergência de fluxo antes de atingirem os rios. Assim, os gráficos 9.11 e 9.12 apresentam a altura da lâmina de água gerada na superfície. Em seguida, os gráficos 9.13 e 9.14 representam a contribuição do fluxo direcionado para esses pontos nos rios Papagaio e Quitite, respectivamente.

Os gráficos de altura de lâmina de água na superfície sugerem, que variações ocorridas acompanham os índices de pluviometria. Em 2011 ocorrem picos de até 0,11 metros no rio Papagaio e 0,20 metros no rio Quitite. Salvo o caso extremo (2011), a altura de lâmina de água durante os três anos costuma atingir 0,035 metros no rio Papagaio e 0,050 metros no rio Quitite. Em casos de precipitação entre 65 a 75 mm/h, esses valores podem atingir 0,06 metros no Papagaio e 0,11 metros no Quitite.

Analisando as vazões calculadas, percebe-se o pico de vazão de $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$, na chuva excepcional no final de abril de 2011. No rio Papagaio, as vazões variam até aproximadamente $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$, enquanto no rio Quitite valores de até $15,0 \text{ m}^3/\text{s}$ são atingidos.

De acordo com a literatura, com o aumento da camada de água diminui a influência da rugosidade da superfície, e assim maiores velocidades podem ser atingidas. Quando toda a superfície está coberta pela água, então ocorre remoção do solo ao longo de toda a área da encosta. Esse processo é conhecido como *sheet wash*.

No entanto, quando a lâmina de água comumente gerada é pequena, de forma que as rochas e agregados impeçam o avanço do fluxo, a água escoar através de caminhos preferenciais e o processo de erosão ocorre nessas trajetórias desenolvidas [62].

9.1.4

Variação dos níveis de água dos rios à jusante

Os gráficos 9.15 e 9.16 demonstram a variação dos níveis de água dos rios à jusante. O pico, atingido em 2011 foi de 2,2 metros no rio Papagaio e 1,9 metros no rio Quitite. Para os outros casos de chuvas fortes, esses valores não ultrapassam 1,2 metros no Quitite e 1,4 metros no Papagaio.

9.2

Conclusões

A análise numérica da bacia hidrográfica do Quitite e Papagaio foi feita acoplando-se o módulo de escoamento superficial e de rios (Mike 11), com o objetivo de analisar a resposta hidrológica da região ao longo das estações chuvosas dos anos de 2011, 2013 e 2015. Entende-se por resposta hidrológica, a compreensão da trajetória de deslocamento de água nas direções x e y mediante estímulos climáticos. A simulação integrada clima-superfície-rios permitiu obter o volume de água drenado da superfície e escoado para os rios Papagaio e Quitite. Avaliou-se, também, processos erosivos, em uma análise qualitativa do potencial erosivo do impacto das gotas de chuva no solo através

os índices de precipitação registrados e quantitativa, a partir dos mapas de velocidade de fluxo gerados.

Os mapas de velocidade de fluxo superficial forneceram informações sobre a capacidade de transporte de partículas da bacia hidrográfica mediante picos de precipitação. Tais informações são extremamente valiosas na previsão de inundações e são necessárias para identificação de zonas de risco. Esse fato ganha ainda mais relevância na área de estudo, devido a existência da comunidade do Anil, à jusante da bacia.

O fluxo superficial simulado, como já dito, é fundamentado pelas equações de Saint Venant, que descrevem o fluxo não permanente, no qual a perda de carga ocorre devido a fricção do leito e aceleração. As ondas geradas são do tipo gravitacionais, que propagam-se em canais abertos e resultam no deslocamento de partículas de água paralela ao fluxo. Apresentam curva atenuada e mudanças de profundidade graduais. A componente vertical de aceleração é negligenciada em comparação com a aceleração total. Esse tipo de onda é também utilizada para descrição de ondas de inundação [43].

Para análises acuradas, o coeficiente de manning, amplamente discutido no trabalho, representa o principal coeficiente de calibração de problemas de fluxo superficial. No entanto, devido a falta de dados, utilizou-se somente um coeficiente de manning para toda a extensão dos rios. Tratando-se de um canal regular e pequeno, na qual a resistência é baixa, o deslocamento da onda pode ser considerado com um fluxo uniformemente progressivo e a definição de um único coeficiente não afetará significativamente os resultados. Entretanto, na bacia do Quitite e Papagaio, existem fatores que justificam uma variação desse coeficiente ao longo dos rios, que por sua vez, geram retardamento de fluxo. Assim, as características da onda irão modificar-se bastante ao longo do canal. Dentre esses fatores, podemos citar:

- (i) Alterações abruptas na topografia (relevo montanhoso)
- (ii) Alternância de seções pequenas e largas
- (iii) Os canais são naturais, assim, a capacidade de armazenamento é alta

Medições de vazões de rios são comumente utilizados para calibração do coeficiente de Manning.

O resultados obtidos constituem um primeiro modelo numérico da região. A base topográfica de qualidade agrega valor ao modelo criado, pois feições complexas e detalhes do relevo foram representados. Assim, pontos críticos de convergência de fluxo, bem como os locais que comumente apresentam picos de vazão puderam ser identificados. No entanto, vale ressaltar que a

confiabilidade de modelos numéricos aumentam com a progressiva adição de novas informações oriundas de investigações de campo e laboratório.

Por fim, acrescenta-se que uma análise completa do problema de erosão pode ser obtida somente com um novo acoplamento: fluxo superficial e fluxo de massa, capaz de computar os processos de erosão e sedimentação, bem como as interações entre as partículas sólidas e o fluido. Tal acoplamento não é suportado pelo Mike SHE. No entanto, recentes avanços na tecnologia computacional vêm tornando possível a análise quantitativa dos processos de erosão, transporte e sedimentação, dada a sua relevância como processos responsáveis pela construção do relevo [63].

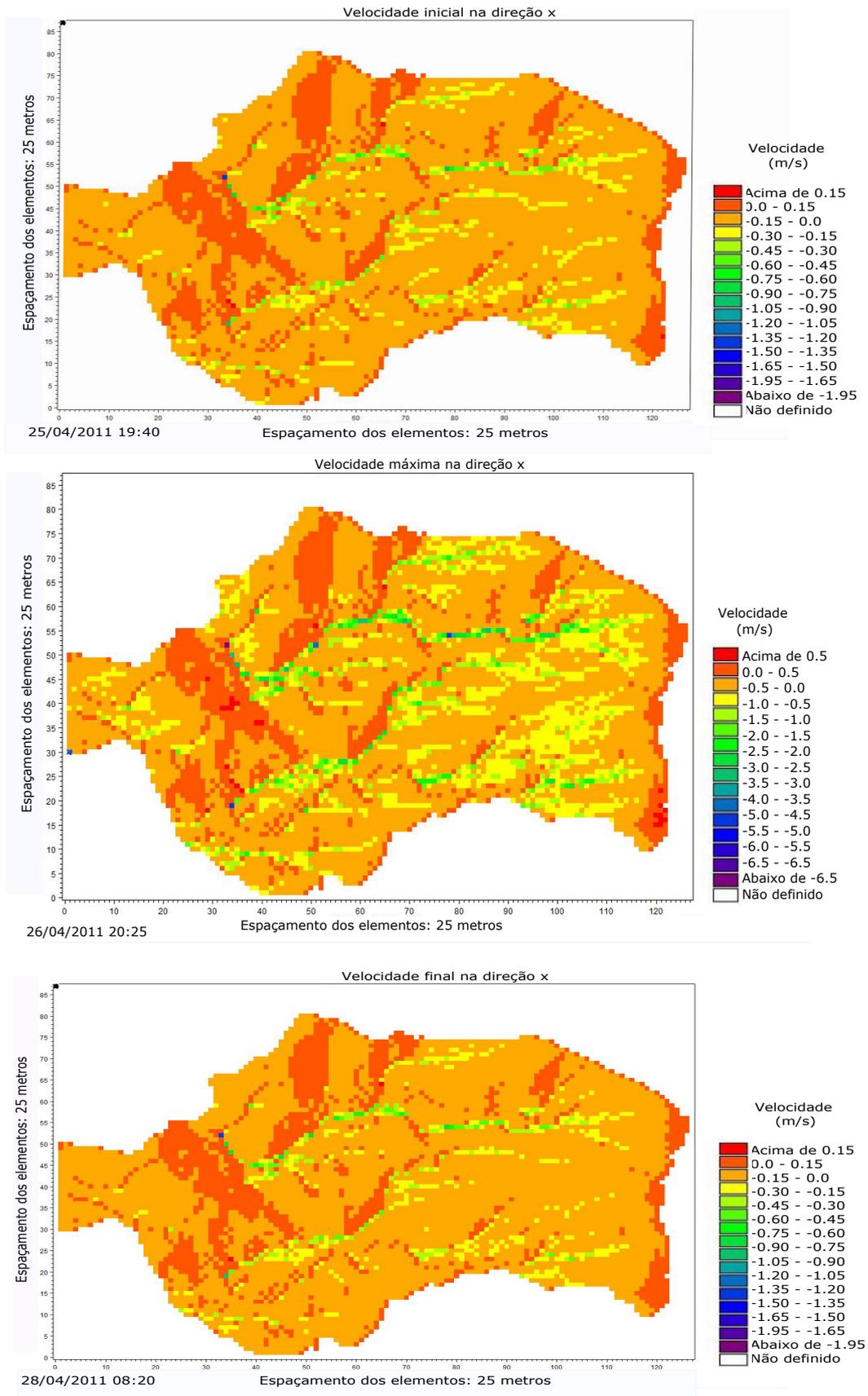


Figura 9.7: Mapa de velocidades em evento de precipitação em 2011

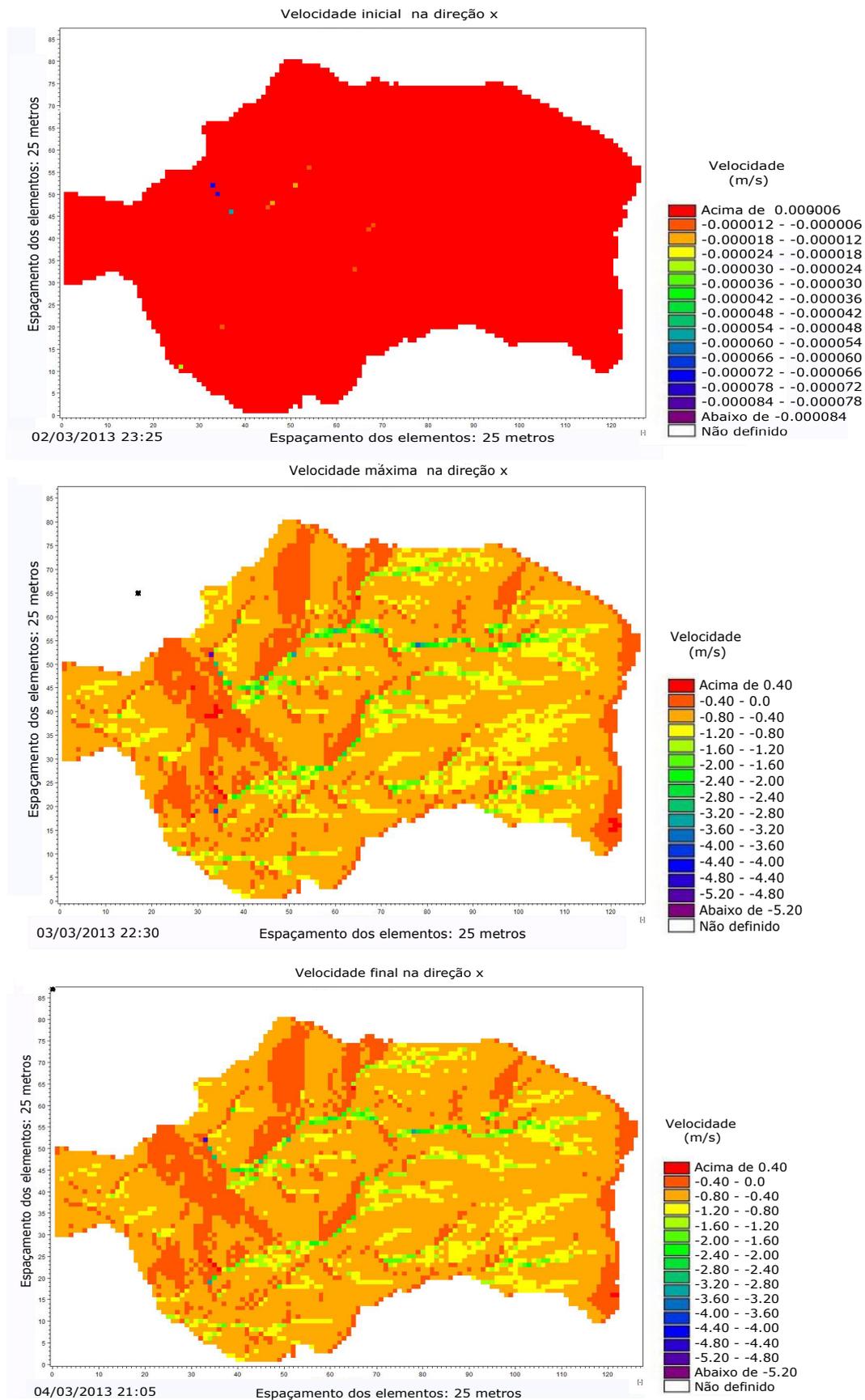


Figura 9.8: Mapa de velocidades em evento de precipitação em 2013

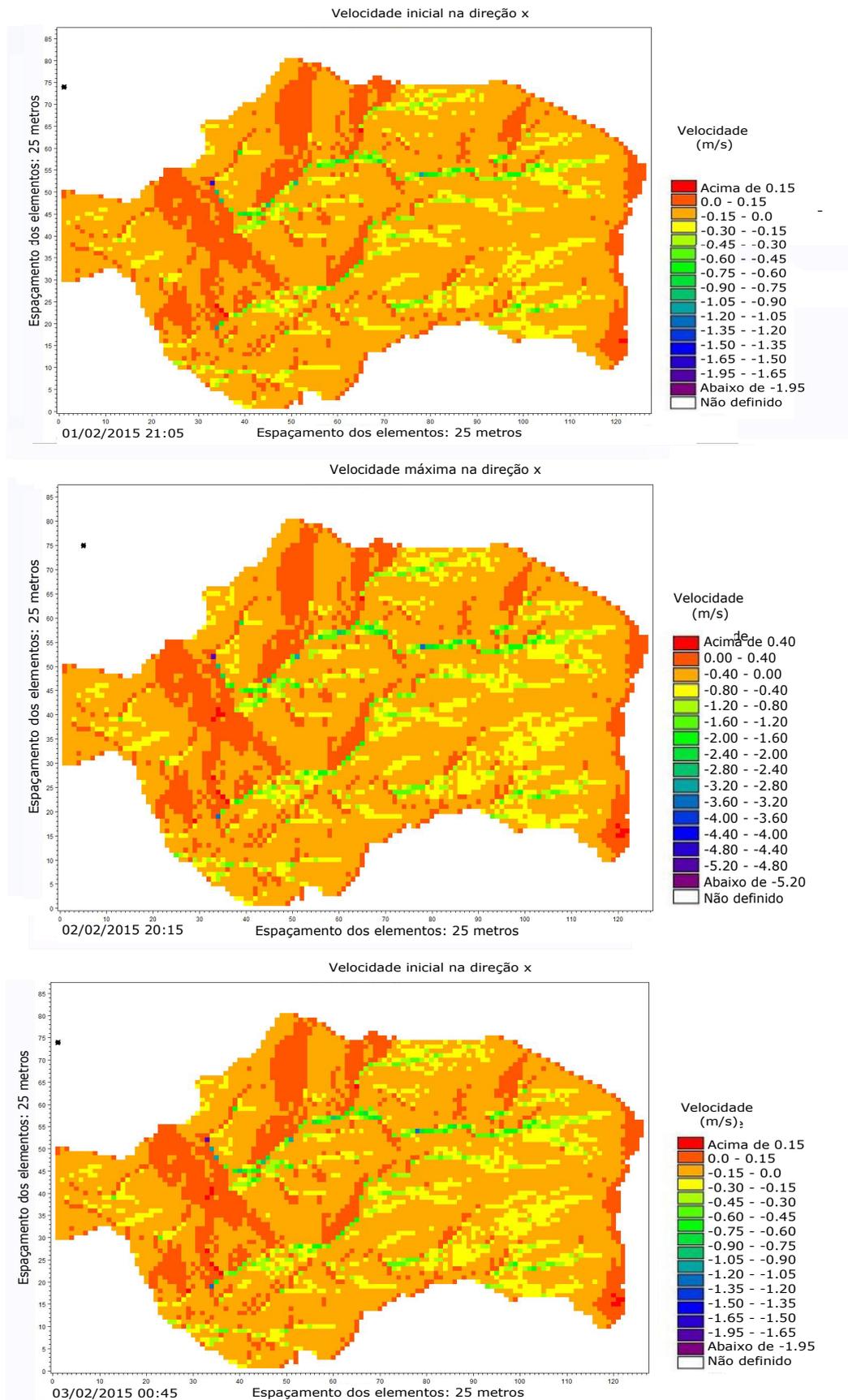


Figura 9.9: Mapa de velocidades em evento de precipitação em 2015

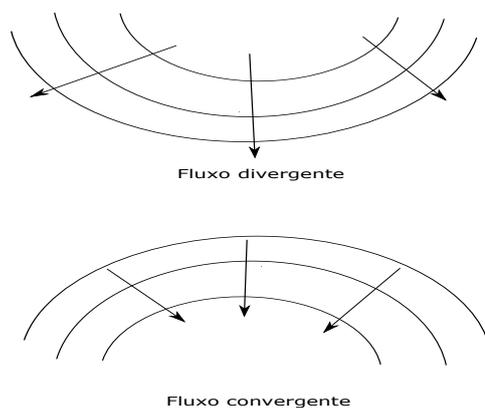


Figura 9.10: Convergência e divergência de fluxo

PUC-Rio - Certificação Digital N° 1412824/CA

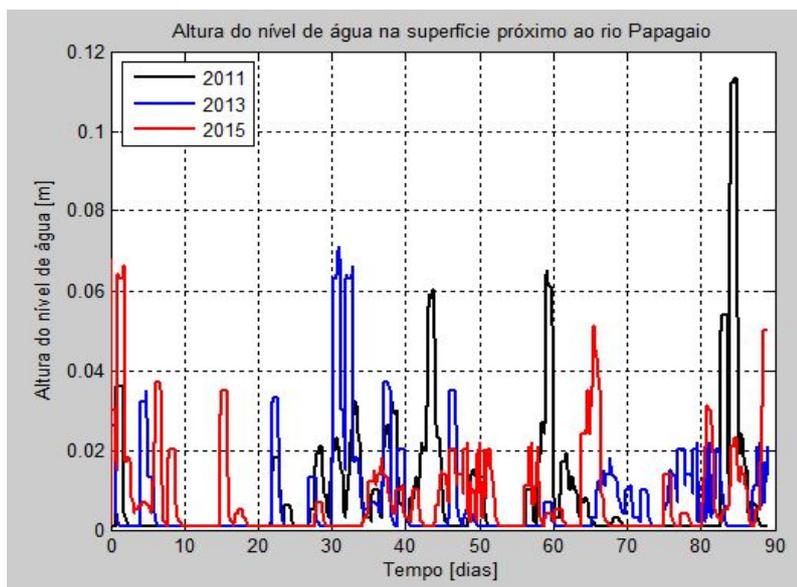


Figura 9.11: Lâmina de água na superfície próximo ao rio Papagaio

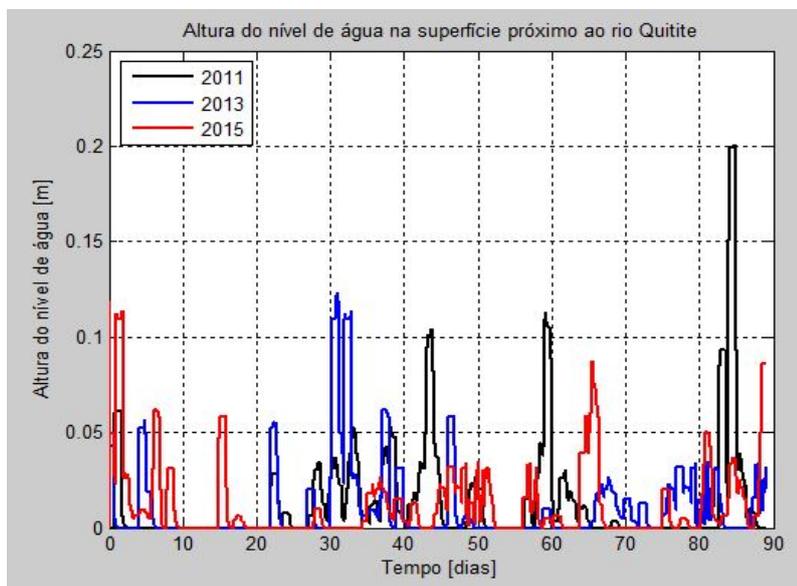


Figura 9.12: Lâmina de água na superfície próximo ao rio Quitite

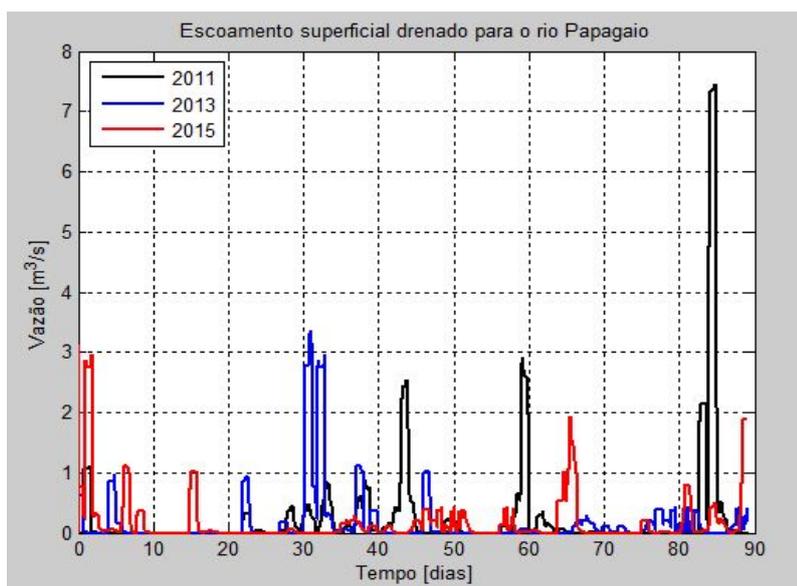


Figura 9.13: Vazão da superfície para o rio Papagaio

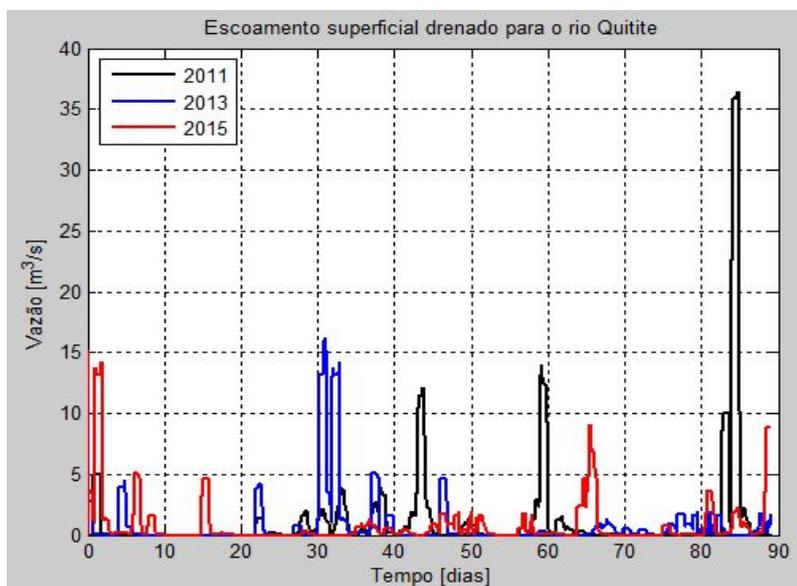


Figura 9.14: Vazão da superfície para o rio Quitite

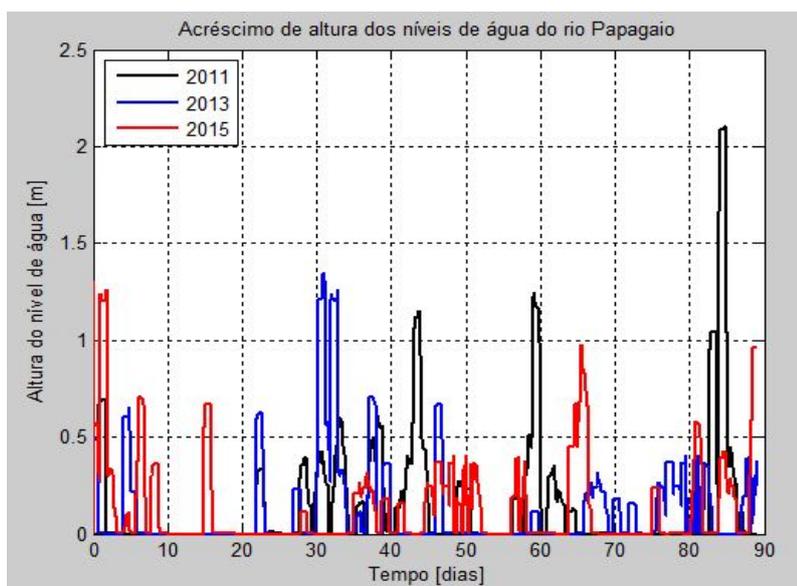


Figura 9.15: Nível de água do rio Papagaio

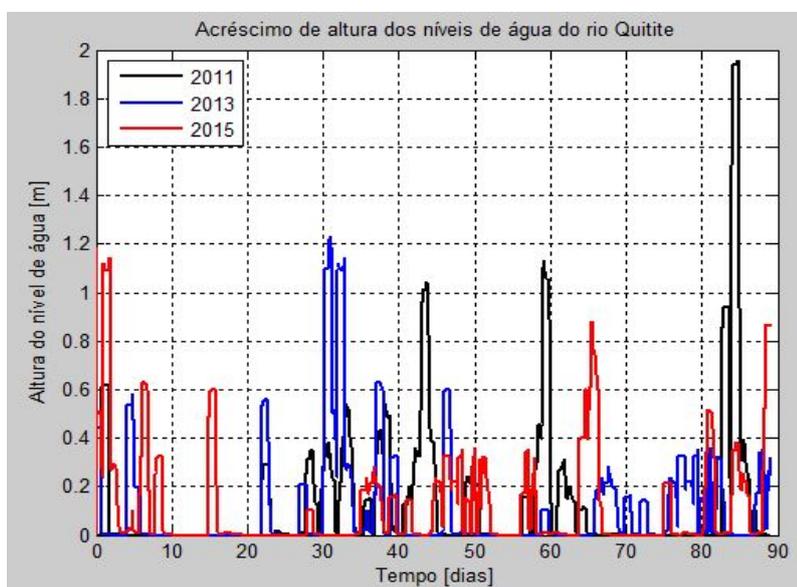


Figura 9.16: Nível de água do rio Quitite

10

Conclusões finais

O ciclo hidrológico constitui-se por um sistema fechado, em equilíbrio dinâmico, ou seja, há movimento, mas não há perda de energia. Esse sistema é composto pelo conjunto solo, planta e atmosfera, articulado e interrelacionado, que busca seu equilíbrio e autoregula-se permanentemente mediante processos regidos por leis muito bem definidas [18].

O presente trabalho visou a realização da análise numérica dos processos de fluxo associados ao ciclo hidrológico sob uma abordagem integrada. No primeiro exemplo buscou-se avaliar o efeito da infiltração e exfiltração proveniente de um rio conectado a um aquífero de baixa profundidade submetido a um bombeamento constante. No segundo caso, os modelos da onda cinemática e difusiva foram utilizados, analítica e numericamente, respectivamente, avaliando-se o fluxo superficial em um plano inclinado. No terceiro exemplo, realizou-se uma simulação integrada, a fim de identificar as habilidades e limitações do programa no cálculo de simulação integrada. Por fim, em uma aplicação de um caso real, simulou-se a bacia do Quitite e Papagaio, acoplando o fluxo superficial e de canais.

O Mike SHE apresenta a vantagem de integrar diversos processos em um único programa. A simulação integrada permitiu a calibração do modelo em função de diversos parâmetros, e não apenas de um, como numa abordagem individual. Isto confere mais confiabilidade ao modelo. Dentre os principais parâmetros de cada módulo pode-se destacar [15]:

- (i) Escoamento superficial: rugosidade da superfície, representada pelo coeficiente de manning
- (ii) Fluxo em canais: rugosidade do leito e coeficiente de infiltração do leito do rio
- (iii) Fluxo em zona não saturada: condutividade hidráulica saturada
- (iv) Fluxo em zona saturada: condutividade hidráulica e coeficiente de armazenamento.

O ponto central do Mike SHE concentra-se no fluxo da zona não saturada, no qual o programa é capaz de resolver a equação de Richards, que fornece bons resultados e calcula a dinâmica dos perfis de umidade gerados. Além disso, conecta a superfície com o sistema subterrâneo. A solução de diferenças finitas mostrou-se satisfatória, com poucos problemas de estabilidade, embora a necessidade de uma refinada discretização conferiu um aumento significativo no tempo de simulação.

No módulo de escoamento superficial, a possibilidade do programa de simular o modelo difusivo aumenta o número de diferentes aplicações pelo programa. Em grande parte das ferramentas computacionais, somente a análise do modelo cinemático é utilizada devido a maior facilidade de resolução dos sistemas de equações. Entretanto, foi encontrado muitos problemas de instabilidade numérica, requerendo passos de tempo muito pequenos.

A integração de sistemas, entretanto, implica que para cada passo de tempo equações diferenciais parciais correspondentes a cada ambiente hidrogeológico sejam solucionadas. Isso demanda grande esforço computacional e tempo de simulação. Devido a isso, a descrição detalhada de processos ou que exijam uma malha de elementos refinada ficam restritos a limitações computacionais. Além disso, o acoplamento de malhas geram simplificações na topografia, que por vezes podem afetar os resultados da simulação. Como exemplo cita-se, a leitura das seções dos rios na integração com o Mike SHE. A seção triangular ponderada pela distância implica que, a transferência de fluxo ocorre primordialmente pelas margens. Essa situação é bem aplicada somente em casos que os rios encontram-se bem conectados ao aquífero. Para os outros, problemas na acuracidade dos resultados podem ser gerados. O acoplamento da rede hidrográfica também causa reduções no comprimento dos rios, sendo necessário uma análise por parte do usuário das possíveis consequências disso.

Uma grande limitação do programa remete a análise unidimensional de fluxo não saturado. Dessa forma o fluxo lateral na subsuperfície não é calculada. Isso traz significativas restrições em modelos de regiões com relevo montanhoso, típico da cidade do Rio de Janeiro e em situações de chuva fortes, em que as primeiras camadas do solo rapidamente saturam-se.

Por fim, vale dizer também as desvantagens encontradas nos programas fundamentados nas equações de balanço de massa e de momento como o Mike SHE: [39]:

- (i) Os modelos requerem uma grande quantidade de dados, muitas vezes indisponíveis
- (ii) O tempo de simulação é significativo

- (iii) Mesmo a aplicação em casos simples, podem tomar relativa complexidade
- (iv) A solução numérica utiliza equações matemáticas para representação de processos, que são válidas em escalas reduzidas ou até mesmo laboratoriais.

Assim, percebe-se a importância da identificação dos processos hidrológicos dominantes, a fim de simplificar o modelo. O balanço hídrico exerce um papel crucial nesse aspecto.

Os processos físicos de escoamento na superfície, em canais, na subsuperfície e infiltração, já foram bem estudados. Dessa forma, a simulação de modelos individuais frequentemente atinge níveis de detalhamento satisfatórios a nível de engenharia. Logo, o desafio atual consiste no desenvolvimento de técnicas computacionais e matemáticas capazes de integrar os modelos individuais.

Além de programas integrados, técnicas computacionais de programação vêm sendo desenvolvidas para acoplar modelos individuais. Dentre essas ferramentas destaca-se o OpenMI, *Open Modelling Interface*, uma interface capaz de fazer os modelos trocarem informação em tempo real. Foi criada por quatorze organizações europeias de sete países das áreas de hidrologia, engenharia e ecologia. Apresenta a enorme vantagem de possibilitar a integração de programas provenientes de diferentes desenvolvedores, oferecendo maior flexibilidade ao usuário. Além disso, não há limitações quanto ao número de programas acoplados, assim, é possível acoplar dois ou mais modelos. A interface possibilita a troca de informações a cada passo de tempo, preservando as feições geométricas dos modelos individuais. No entanto, trata-se simplesmente de uma interface, incapaz de avaliar a convergência dos resultados e a sua utilização requer conhecimentos de programação. Acrescenta-se também que a sua aplicação extrapola problemas de fluxo, sendo pertinentemente usado para qualquer problema, que as variáveis distribuem-se no tempo e espaço.

10.1 Sugestões

Simulações numéricas, bem como o tema de integração entre os modelos apresentam uma infinidade de temas ainda não explorados, embora de grande interesse e utilidade. Dentre os tipos de acoplamento trabalhados nessa dissertação, pode-se sugerir como futuras pesquisas:

1. Caso 1: acoplamento entre rios e sistemas subterrâneos de baixa profundidade. Apesar da análise simplificada feita por este exemplo de validação,

as mudanças nos padrões climáticos vêm causando problemas no abastecimento de água em diversas regiões no planeta. Assim, a avaliação dos limites de bombeamento pelos diversos setores econômicos existentes mediante variações dos níveis freáticos aos longo dos anos em casos reais constituem um tema de grande interesse prático para a sociedade.

2. Caso 2: descrição de fluxo superficial. O estudo do escoamento na superfície topográfica é necessário à previsão de inundação e importantes para construções de barragens e pontes, por exemplo. Assim, a aplicação em um caso real, com medições de vazões, é interessante para compreensão dos efeitos dinâmicos do fluxo.
3. Caso 3: simulação integrada dos componentes do ciclo hidrológico. Esse tipo de simulação requer muito esforço computacional, enquanto sabe-se que somente um ou dois processos são responsáveis pela dinâmica de um sistema. Diante disso, recomenda-se aplicações de análises desse tipo somente em escala regional, onde os sistemas subterrâneos sejam de baixa profundidade e estejam em constante interação com a superfície. Nesse contexto, sugere-se o estudo de variação dos padrões de recargas associado aos eventos climáticos.
4. Caso 4: acoplamento do fluxo superficial e de canais. Sugere-se a integração desses ambientes para aplicações em locais, onde a vazão superficial é significativa. Além disso, recomenda-se a análise quantitativa do fluxo de massa movimentado nas encostas. Esse procedimento pode ser feito acoplando-se o modelo de fluxo com um de erosão.

Adicionalmente, sugere-se o estudo integrado de fluxo com os efeitos de influência da vegetação. É amplamente conhecido na engenharia o potencial de sucção das raízes das plantas na subsuperfície, a capacidade de interceptação de água de chuva pelas folhas e o seu efeito no retardamento do fluxo. Em regiões tropicais, inclusive na bacia do rio Quitite e Papagaio, a vegetação cumpre um papel importante na determinação das trajetórias de drenagem e volume de água escoado. Sabe-se que, medidas de parâmetros do solo e das plantas não encontram-se distribuídas ao acaso [18]. Assim, um estudo integrado de fluxo aliado a profissionais de geografia e ecologia, certamente será interessante para obtenção de parâmetros que mensurem o efeito da vegetação.

Por fim, sugere-se o estudo integrado da atividade antrópica como força atuante no equilíbrio dinâmico do sistema solo-planta-atmosfera. Esse equilíbrio vem sendo afetado pela poluição ambiental, que ocasiona uma alteração muitas vezes de difícil reação para o meio ambiente. A poluição

atmosférica, por exemplo, afeta a distribuição de temperatura, vento e chuva, modificando os padrões de fluxo [18].

11

Referências bibliográficas

- [1] FREEZE, A.; CHERRY, J. A. *Groundwater*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, Estados Unidos, 1979. 1, 2, 2, 2, 2.1, 2.2, 2.2, 4, 4, 4.1, 4.1, 4.2, 4.2
- [2] RICHARDS, L. A. Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1:318–333, 1931. 1
- [3] SAINT-VENANT, B. Theorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivieres et a l'introduction de mares dans leurs lits. *Comptes Rendus des séances de l'Académie des Sciences*, 73:237–240, 1871. 1, 3.1
- [4] SMITH, G. D. *Numerical Solution of Partial Differential Equations: Finite Difference Methods*. Clarendon Press, Oxford, Inglaterra, 3rd edition, 1986. 1
- [5] MADSEN, H. Parameter estimation in distributed hydrological catchment modelling using automatic calibration with multiple objectives. *Advances in Water Resources*, 26:205–216, 2003. 1
- [6] WEILL, S.; MOUCHE, E. Darcy multi-domain approach for integrated surface/subsurface hydrologic models. *Proceedings of the XVI International Conference on Computational Methods in Water Resources*, pages Copenhagen, Dinamarca, 2006. 1
- [7] KIRKBY, M. J. *Hillslope Hydrology*. John Wiley, Estados Unidos, 2nd edition, 1991. 1
- [8] BEVEN, K. How far can we go in distributed hydrological modelling? *Hydrology and Earth System Sciences*, pages 1–12, 2001. 1
- [9] FREEZE, R. A.; HARLAN, R. L. Blueprint of a physically-based, digitally simulated hydrologic response model. *Journal of Hydrology*, 9:237–258, 1969. 1

- [10] GOVINDARAJU, RS.; KAVVAS, ML. Dynamics of moving boundary overland flows over infiltrating surfaces at hillslopes. *Water Resources Research*, 27:1885–1898, 1991. 1
- [11] GUNDUZ, A.; ARAL, M. M. River networks and groundwater flow: a simultaneous solution of a coupled system. *Journal of Hydrology*, 301:216–234, 2004. 1
- [12] PUTTI M.; PANICONI, C. Time step stability control for a coupled model of surface and subsurface flow. *XV International Conference on computation methods in water resources*, 2:1391–1402, 2004. 1
- [13] KOLLET, S. J.; MAXWELL, R. M. Integrated surface-groundwater flow modeling: A free-surface overland flow boundary condition in a parallel groundwater flow model. *Advances in Water Resources*, 29:945–958, 2006. 1, 2
- [14] ABBOTT, M. B.; BATHURST, J. C.; CUNGE, J. A.; O'CONNELL, P. E.; RASMUSSEN, J. An introduction to the european hydrological system - systeme hydrologique europeen, she. *Journal of Hydrology*, 87:45–59, 1986. 1
- [15] MIKE BY DHI. Mike she - volume 1: User guide. Manual Mike SHE 372p., Danish Hydraulic Institute, 2013. 1, 5, 5.1.1, 5.3.2, 5.3.3, 10
- [16] USGS - UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY. Usgs water science school. . Acesso em: maio de 2016. 2, 2.1, 2.3
- [17] MAIDMENT, D. R. *Handbook of Hydrology*. McGraw-Hill, Nova Iorque, Estados Unidos, 2nd edition, 1992. 2, 4.1
- [18] REICHARDT, K.; TIMM, L. C. *Solo, Planta e Atmosfera: conceitos, processos e aplicações*. Manole, São Paulo, Brasil, 4th edition, 2004. 2, 4.2, 4.2, 4.2, 4.2, 10, 10.1
- [19] HORTON, R. The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 14:446–460, 1933. 2.1, 2.1, 2.1, 2.2
- [20] RUBIN, J.; STEINHARDT, R. Soil water relations during rain infiltration. *Soil Science Society of America Journal*, 27:246–251, 1963. 2.1
- [21] BEDIANT, P.; HUBER, W.; VIEUX, B. *Hydrology and Flood Plain Analysis*. Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey, Estados Unidos, 4th edition, 2008. 2.2, 3.1, 3.4.1, 3.4.2, 5.1.1, 6.2.1

- [22] TALLAKSEN, LM. A review of baseflow recession analysis. *Journal of hydrology*, 165(1):349–370, 1995. 2.2
- [23] ARNOLD, JG.; ALLEN, PM.; MUTTIAH, R.; BERNHARDT, G. Automated base flow separation and recession analysis techniques. *Ground water*, 33(6):1010–1018, 1995. 2.2
- [24] POSAVEC, K.; BAČANI, A.; NAKIĆ, Z. A visual basic spreadsheet macro for recession curve analysis. *Ground water*, 44(5):764–767, 2006. 2.2
- [25] HAMMOND, M.; HAN, D. Recession curve estimation for storm event separations. *Journal of Hydrology*, 330(3):573–585, 2006. 2.2
- [26] COOPER, H.; RORABAUGH., M. Ground-water movements and bank storage due to flood stages in surface streams. *US Government Printing Office*, pages 343–366, 1963. 2.2
- [27] WHITING, P.; POMERANETS, M. A numerical study of bank storage and its contribution to streamflow. *Journal of Hydrology*, 202:121–136, 1997. 2.2
- [28] HANTUSH, MOHAMED, M.; HARADA, MORIHIRO, MARIÑO, MIGUEL, A. Hydraulics of stream flow routing with bank storage. *Journal of Hydrologic Engineering*, 7(1):76–89, 2002. 2.2
- [29] CHEN; YONGQIN, D.; CHEN, X. Simulation of baseflow accounting for the effect of bank storage and its implication in baseflow. *Journal of Hydrology*, 327(3):539–549, 2006. 2.2
- [30] HAMMOND, M.; HAN, D. Evapotranspiration and droughts. *Journal of Hydrology*, 330(3):573–585, 2006. 2.3
- [31] S. Kristensen, K.; Jensen. A model for estimating actual evapotranspiration from potential evapotranspiration. *Hydrology Research*, 6(3):170–188, 1975. 2.3
- [32] FOX, R. W.; MCDONALD, A. T.; PRITCHARD., P. J. *Introduction to Fluid Mechanics*. John Wiley and Sons, New Jersey, Estados Unidos, 6nd edition, 2004. 3.1, 3.2
- [33] MALCHEREK, A. Hydromechanik für bauingenieure. , 2016. Acesso em: junho de 2015. 3.1, 3.3, 3.3, 3.4, 3.4.1
- [34] CASTAGNOLI, J. P. Uma implementação numérica do acoplamento água superficial - água subterrânea. Dissertação de mestrado, Departamento de

- Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007. 3.1
- [35] BECKER, B. P. J. *Zur gekoppelten numerischen Modellierung von unterirdischem Hochwasser*. Tese de doutorado, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen, Alemanha, 2010. 3.2, 3.4, 3.4
- [36] MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, 12:513–522, 1976. 4.2
- [37] VAN GENUCHTEN. *Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new closed-form analytical model*. Tese de doutorado, Department of Civil Engineering, Princeton University, New Jersey, Estados Unidos, 1978. 4.2
- [38] MIKE BY DHI. Mike 11 - a modelling system for rivers and channels - user guide. Manual Mike 11 544p., Danish Hydraulic Institute, 2013. (document), 5, 5.1.1, 5.1, 5.1.2.1, 5.1.2.2, 5.1.3, 5.1.4, 5.1.4.1, 5.1.4.2, 5.1.4.4, 5.1.5, 5.1.6.1, 5.2
- [39] MIKE BY DHI. Mike she - volume 2: Reference guide. Manual Mike SHE 458p., Danish Hydraulic Institute, 2013. 5, 5.1.1, 5.1.6.1, 5.3, 5.3, 5.3.1, 5.3.1.2, 5.3.1.3, 5.3.1.5, 10
- [40] YAGAMATA, K.; BUTTS, M.; GROSS, J.; CLAUSEN T.; GRAHAM, D.; CLAUSNITZER, V.; GRÜNDLER, R.; MONNINKHOFF, B. Openmi coupling of feflow and mike she. *Hydrology and Water Resources Symposium, Engineers Australia*:52–59, 2012. 6.1
- [41] HUNT, B. Unsteady stream depletion from groundwater. *The Groundwater Association*, 37:98–102, 1999. 6.1
- [42] HENDERSON, F. M.; WOODING, R. A. Overland flow and groundwater flow from a steady rainfall of finite duration. *Journal of Geophysical Research*, 69:1531–1540, 1964. 6.2
- [43] CHOW, V. T. *Open Channel Hydraulics*. Kogakusha Company, Tokyo, Japão, 1st edition, 1959. 6.3.5, 8.2.3, 8.2.3, 9.2
- [44] BURNHAM, M. W.; DAVIS, D. W. Effects of data errors on computed steady-flow profiles. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(7):914–929, 1990. 6.3.5

- [45] GALINDO, M. S. Desenvolvimento de uma metodologia para determinação da viscosidade de solos. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013. 8
- [46] AMARAL, C. Landslides disasters management in rio de janeiro. *Second Pan-American Symposium on Landslides - ABMS, ABGE e ISSMGE, II PSL/2 COBRAE:209–212*, 1997. 8
- [47] NETTO COELHO, A. L. *Surface hydrology and soil erosion in a tropical mountainous rainforest drainage basin, RJ*. Tese de doutorado, Katholieke University Leuven, Leuven, Bélgica, 1985. 8, 8.1.1, 8.1.1
- [48] BARBOSA, L. *Avaliação de modelos digitais de terreno gerados por escaneamento a laser (LIDAR), no Maciço da Tijuca, RJ*. Tese de mestrado, Instituto de Geociências - Departamento de Geografia, Rio de Janeiro, Brasil, 2015. 8.1.1
- [49] FERNANDES, N.; GUIMARÃES, R.; GOMES, R.; VIEIRA, B.; MONTGOMERY, D.; GREENBERG, H. Topographic controls of landslides in rio de janeiro: field evidence and modeling. *Elsevier, Catena*, 55:163–181, 2004. 8.1, 8.1.1, 8.2, 8.3
- [50] CONTERATO, L. *Uso do programa Ramms na modelagem de corrida de detritos e previsão de áreas atingidas*. Tese de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2014. 8.1.2
- [51] FUNDAÇÃO GEO-RIO. Estudos geológicos-geotécnicos a montante dos condomínios capim melado e vilarejo. Relatório interno 96p., GEO-RIO, 1996. 8.1.3
- [52] GIONGO, M.; KOEHLER, H.; MACHADO, S.; KIRCHNER, F.; MARCHETTI, M. Lidar: princípios e aplicações florestais. *Pesquisa Florestal Brasileira*, 30(63):231–244, 2010. 8.2.1, 8.2.1, 8.5
- [53] KRAUS, K.; PFEIFER, N. Advanced dtm generation from lidar data. *International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing XXXIV-3/W4*, pages 23–35, 2001. 8.2.1
- [54] MURPHY, P.; OGILVIE, J.; MENG, F.; ARP, P. Stream network modelling using lidar and photogrammetric digitl elevation models: a comparison and field verification. *Wiley Interscience*, 22:1747–1754, 2007. 8.2.1

- [55] SITHOLE, G.; VOSSelman, G. Experimental comparison of filter algorithms for bare-earth extraction from airborne laser scanning point clouds. *Journal of Photogrammetry and remote sensing*, 59(1):85–101, 2004. 8.2.1
- [56] LIU, X.; ZHENYU, Z. Drainage network extraction using lidar-derived dem in volcanic plains. *Royal Geographical Society*, 43:42–52, 2011. 8.2.1
- [57] VIANELLO, A.; CAVALLI, M.; TAROLLI, P. Lidar-derived slopes for headwater channel network analysis. *Elsevier - Catena*, 76:97–106, 2009. 8.2.1
- [58] YEN, B. C.; CHOW, V. T. Local design storms: Vol i to iii. *Report N. FHWARD-82-063 to 065*, 65, 1983. 8.1
- [59] LANDEANSTALT FUR UMWELTSCHUTZ BADEN-WURTTENBERG. Hydraulik naturnaher fließgewässer - teil 3: Rauheits- und widerstandsbeiwerte für fließgewässer in baden-württemberg. Relatório 113p., Landeanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, 2003. 8.2.3
- [60] FERNANDES, N.; GUIMARÃES, R.; TRANCOSO, R.; VIEIRA, B.; MONTGOMERY, D.; GREENBERG, H. Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos nas encostas: avaliação de metodologias e aplicação de modelo de previsão de áreas susceptíveis. *União da Geomorfologia Brasileira*, 2001. 8.2.4
- [61] BRIAUD, J. L. *Handbook of Hydrology*. John Wiley & Sons, New Jersey, Estados Unidos, 2nd edition, 2013. 9.1
- [62] ZEPP, H. *Geomorphologie*. Ferdinand Schöningh, Stuttgart, Alemanha, 6nd edition, 2014. 9.1.1, 9.1, 9.4, 9.5, 9.1.2, 9.1.3
- [63] JULIEN, P. *Erosion and Sedimentation*. Cambridge University Press, United Kingdom, 2nd edition, 2010. 9.1.2, 9.1.2, 9.2, 9.1.2, 9.2
-