

ROBERTO VALMIR DA SILVA

ANÁLISE COMPARATIVA DE TRÊS FORMULAÇÕES DO TOPMODEL NA BACIA
DO RIO PEQUENO - PR

Dissertação apresentada como requisito parcial à
obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Ambiental.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Ambiental,
Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Prof. Dr. Masato Kobiyama

FLORIANÓPOLIS
FEV/2005

Parecer

Necessidade é a mãe da invenção

Antigo provérbio

AGRADECIMENTOS

Ao professor Doutor Masato Kobiyama pela oportunidade de desenvolver esta pesquisa e pela valiosa e singular orientação.

Ao colega Irani dos Santos pelo fornecimento dos dados hidrológicos e arquivos da bacia do Rio Pequeno, assim como a elucidação de dúvidas do TOPMODEL.

Aos colegas do LABHIDRO, Tatiane e Alexandre pela convivência e pelas proveitosas dicas.

Aos colegas do NEA, em especial ao professor Doutor César Augusto Pompêo pelo incentivo e ajuda.

Aos familiares pelo apoio indireto e à minha esposa Edna que se preocupou tanto quanto eu em relação a esta pesquisa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	VII
LISTA DE TABELAS.....	X
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XI
RESUMO.....	XV
ABSTRACT.....	XVI
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	4
2.1 OBJETIVO GERAL.....	4
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
3.1 MODELAGEM.....	5
3.1.1 Conceito de Sistema.....	5
3.1.2 Conceito de Modelo.....	6
3.1.3 Objetivos da Aplicação de um Modelo.....	6
3.1.4 Classificação dos Modelos Hidrológicos.....	7
3.1.5 O Processo de Modelagem Matemática.....	11
3.2 MODELOS DE ESCOAMENTO DE FLUIDOS.....	16
3.2.1 Modelo da Onda Cinemática.....	19
3.2.1.1 escoamento em canais ou encostas.....	19
3.2.1.2 escoamento em solo não saturado.....	21
3.2.1.3 escoamento em solo saturado.....	22
3.2.1.4 Suposições do modelo da onda cinemática.....	24
3.3 REPRESENTAÇÃO GEOMORFOLÓGICA DIGITAL DE BACIAS HIDROGRÁFICAS.....	25
3.3.1 Topografia.....	25
3.3.2 Rede de Drenagem.....	27
3.4 TOPMODEL.....	28
3.4.1 escoamento Sub-superficial na Zona Saturada (qb).....	29
3.4.2 escoamento Sub-superficial na Zona não saturada (qv).....	34
3.4.3 escoamento Superficial por Excesso de Saturação (qof).....	35
3.4.4 Propagação do escoamento Superficial.....	36
3.4.5 Composição do Hidrograma na exutória da bacia.....	38
3.4.6 Procedimento de Cálculo do Índice Topográfico.....	40
3.4.7 Simplificações ao Longo do Desenvolvimento da Formulação do Modelo TOPMODEL.....	42
3.4.8 Modificações do TOPMODEL.....	43
3.4.9 Estudos Comparativos do TOPMODEL.....	44
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	46
4.1 ÁREA DE APLICAÇÃO.....	46
4.2 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO WADI.....	47
4.2.1 Algoritmo de Importação de Curvas de Nível de Arquivo DXF.....	48
4.2.2 Algoritmo de Triangulação.....	48
4.2.3 Algoritmo de Adequação da Triangulação às Curvas de Nível.....	49
4.2.4 Algoritmo de Correção de Regiões Planas.....	50
4.2.5 Algoritmo de Delineamento da Rede de Drenagem.....	52
4.2.6 Algoritmo de Delineamento de Bacia.....	54
4.2.7 Algoritmo de Extração da Função Distância-área.....	55

4.3 MELHORIAS NO CÓDIGO DO TOPMODEL.....	56
4.4 ALTERAÇÕES NA FORMULAÇÃO DO TOPMODEL.....	57
4.5 DADOS HIDROLÓGICOS.....	58
4.6 APLICAÇÃO DOS MODELOS.....	62
4.6.1 Determinação da Função Distância-área.....	63
4.6.2 Estimativa do Índice Topográfico.....	68
4.6.3 Estimativa Inicial de Parâmetros.....	70
4.6.4 Análise de Sensibilidade.....	71
4.6.5 Número de Simulações para o Método Monte Carlo.....	76
4.6.6 Limite para Exclusão de Conjunto de Parâmetros.....	76
4.6.7 Determinação dos Intervalos de Incerteza.....	78
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	79
5.1 PERÍODO DE CALIBRAÇÃO.....	79
5.2 PERÍODO DE VALIDAÇÃO.....	90
5.3 REFINAMENTO DOS LIMITES DE INCERTEZA.....	101
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	109
ANEXO A - EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS DO ESCOAMENTO DE FLUIDOS.....	112
ANEXO B - ARQUIVOS DE ENTRADA NO TOPMODEL.....	119
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	122

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. Esquema do processo de modelagem matemática.....	11
Figura 3.2. Abrangência dos modelos. (a) Divisão em 4 setores para condição inferior de contorno de escoamento crítico. (b) Divisão em três setores para condição inferior de contorno gradiente zero. Adaptação de DALUZ VIEIRA (1983).....	18
Figura 3.3. Decaimento da condutividade hidráulica saturada em função da profundidade....	22
Figura 3.4. Representação de uma bacia. (a) Malha regular, (b) Malha irregular triangular e (c) Linhas de contorno (RENNÓ e SOARES, 2001).....	25
Figura 3.5. Reservatórios e processos no TOPMODEL.(a) Condição não saturada e (b) condição saturada.....	29
Figura 3.6. Representação esquemática do índice topográfico médio e déficit local. (Modificado de CAMPLING et al. (2002)).....	34
Figura 3.7. Extração da função distância-área da bacia dor rio Caeté no município de Alfredo Wagner - SC. (a) Rede de drenagem, (b) Gráfico da função, áreas em função da distância da exutória.....	37
Figura 3.8. Definição dos parâmetros CHV e RV.....	37
Figura 3.9. Estimativa do parâmetro m.....	40
Figura 3.10. Direções múltiplas de escoamento para resolução de 50 metros (Modificado QUINN et al, 1991).....	41
Figura 3.11. Gradiente hidráulico no TOPMODEL.....	43
Figura 4.1. Localização da área de aplicação.....	47
Figura 4.2. Importação do arquivo DXF. (a) Pontos (x, y, z) importados. (b)Curvas de nível importadas.....	48
Figura 4.3. Triangulação dos pontos. (a) Malha gerada. (b) DTM.....	49
Figura 4.4. Adequação da triangulação. (a) Arestas que cruzam as curvas de nível importadas (Figura 4.2(b)). (b) Arestas corrigidas.....	50
Figura 4.5. Funções de correção da triangulação. (a) Função swap. (b) Função swap_insert_point.....	51
Figura 4.6. Correção de regiões planas. (a) Identificação de regiões planas a1, a2 e a3. (b) Correção das regiões planas (inserção de um novo ponto p1 para solução da região a2).....	52
Figura 4.7. Derivação do vetor de máxima inclinação.....	53
Figura 4.8. Alternativas no traçado das linhas de fluxo.....	53
Figura 4.9. Rede de drenagem extraída de uma superfície topográfica.....	54
Figura 4.10. Delineamento de sub-bacia. (a) Seleção da exutória e (b) Sub-bacia selecionada com rede de drenagem.....	55
Figura 4.11. Função distância-área extraída de uma sub-bacia e agrupada em 20 ordenadas.....	56
Figura 4.12. Índice topográfico de referência. (Modificado de CAMPLING et al. (2002)).....	57
Figura 4.13. Hidrograma e hietograma da Série 1 (período de dados de 14/08/99 até 01/01/00).....	59
Figura 4.14. Hidrograma e hietograma da Série 2 (período de dados de 14/08/00 até 01/01/01).....	60
Figura 4.15.Espectro da Série 1. No detalhe, ampliação do espectro no período de 0 a 115 horas.....	61
Figura 4.16. Espectro da Série 2. No detalhe, ampliação do espectro no período de 0 a 115 horas.....	61
Figura 4.17. Hidrograma e hietograma da Série 1 após o processo de filtragem das vazões.	62

Figura 4.18. Curvas de nível da região da bacia do Rio Pequeno importadas pelo WADI....	63
Figura 4.19. DTM da região da bacia do Rio Pequeno gerado no WADI.....	64
Figura 4.20. Identificação das áreas planas.....	65
Figura 4.21. Malha da bacia do Rio Pequeno com a triangulação corrigida. (a) Bacia inteira, (b) No detalhe área de inundação do rio com novos pontos interpolados.....	66
Figura 4.22. Rede de drenagem para a região da bacia do Rio Pequeno.....	67
Figura 4.23. Bacia delineada e a respectiva rede de drenagem.....	67
Figura 4.24. Função distância-área para a sub-bacia do Rio Pequeno.....	68
Figura 4.25. Distribuição de frequência do índice topográfico.....	69
Figura 4.26. Distribuição espacial do índice topográfico.....	69
Figura 4.27. Gráficos de dispersão para sensibilidade do MODELO 1 aos parâmetros.(a) Parâmetro m. (b) Parâmetro $\ln(T0)$. (c) Parâmetro RV. (d) Parâmetro SRMAX. (e) Parâmetro TD.....	72
Figura 4.28. Gráficos de dispersão para sensibilidade do MODELO 2 aos parâmetros.(a) Parâmetro m. (b) Parâmetro $\ln(T0)$. (c) Parâmetro RV. (d) Parâmetro SRMAX. (e) Parâmetro TD.....	73
Figura 4.29. Gráficos de dispersão para sensibilidade do MODELO 3 aos parâmetros.(a) Parâmetro m. (b) Parâmetro $\ln(T0)$. (c) Parâmetro RV. (d) Parâmetro SRMAX. (e) Parâmetro TD.....	74
Figura 4.30. Dispersão para o parâmetro TLREF.....	75
Figura 4.31. Vazão média. em função do número de simulações no MODELO 1.....	76
Figura 4.32. Distribuição de frequência das eficiências.(a)MODELO 1, (b) MODELO 2 e (c) MODELO 3.....	77
Figura 4.33. Porcentagem de exclusão em função da eficiência dos modelos.....	77
Figura 5.1. Vazões observadas da Série 1 e simuladas no MODELO 1 com o melhor conjunto de parâmetros.....	81
Figura 5.2. Vazões observadas da Série 1 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 1... ..	82
Figura 5.3. Erro relativo do MODELO 1 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 1. ..	83
Figura 5.4. Vazões observadas da Série 1 e simuladas no MODELO 2 com o melhor conjunto de parâmetros.....	84
Figura 5.5. Vazões observadas da Série 1 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 2... ..	85
Figura 5.6. Erro relativo do MODELO 2 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 1. ..	86
Figura 5.7. Vazões observadas da Série 1 e simuladas no MODELO 3 com o melhor conjunto de parâmetros.....	87
Figura 5.8. Vazões observadas da Série 1 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 3.. ..	88
Figura 5.9. Erro relativo do MODELO 3 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 1. ..	89
Figura 5.10. Vazões observadas da Série 2 e simuladas no MODELO 1 com o melhor conjunto de parâmetros.....	92
Figura 5.11. Vazões observadas da Série 2 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 1.....	93
Figura 5.12. Erro relativo do MODELO 1 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 2... ..	94
Figura 5.13. Vazões observadas da Série 2 e simuladas no MODELO 2 com o melhor conjunto de parâmetros.....	95
Figura 5.14. Vazões observadas da Série 2 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 2.....	96
Figura 5.15. Erro relativo do MODELO 2 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 2... ..	97
Figura 5.16. Vazões observadas da Série 2 e simuladas no MODELO 3 com o melhor conjunto de parâmetros.....	98

Figura 5.17. Vazões observadas da Série 2 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 3.....	
99	
Figura 5.18. Erro relativo do MODELO 3 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 2....	
100	
Figura 5.19. Refinamento dos limites de incerteza para a Série 2 dada a Série 1 com o	
MODELO 1.....	103
Figura 5.20. Refinamento dos limites de incerteza para a Série 2 dada a Série 1 com o	
MODELO 2.....	104
Figura 5.21. Refinamento dos limites de incerteza para a Série 2 dada a Série 1 com o	
MODELO 3.....	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Classificação de alguns modelos hidrológicos.....	11
Tabela 3.2. Modificações da formulação do TOPMODEL.....	44
Tabela 4.1. Características das séries de dados.....	59
Tabela 4.2. Características da Série 1 após a filtragem das vazões.....	62
Tabela 4.3. Descrição dos parâmetros do TOPMODEL.....	70
Tabela 4.4. Revisão dos parâmetros utilizados no TOPMODEL em condições brasileiras... ..	70
Tabela 4.5. Intervalo de parâmetros e unidades.....	71
Tabela 4.6. Intervalo de parâmetros e unidades após prévias simulações.....	75
Tabela 5.1. Melhores simulações para o MODELO 1, Série 1.....	79
Tabela 5.2. Melhores simulações para o MODELO 2, Série 1.....	79
Tabela 5.3. Melhores simulações para o MODELO 3, Série 1.....	79
Tabela 5.4. Melhores simulações para o MODELO 1, Série 2.....	91
Tabela 5.5. Melhores simulações para o MODELO 2, Série 2.....	91
Tabela 5.6. Melhores simulações para o MODELO 3, Série 2.....	91
Tabela 5.7. Resumo das simulações dos três modelos.....	106
Tabela 5.8. Melhores simulações para o MODELO 1 após refinamento.....	107
Tabela 5.9. Melhores simulações para o MODELO 2 após refinamento.....	107
Tabela 5.10. Melhores simulações para o MODELO 3 após refinamento.....	108
Tabela 5.11. Intervalo de parâmetros validados para o MODELO 1.....	108
Tabela 5.12. Intervalo de parâmetros validados para o MODELO 2.....	108
Tabela 5.13. Intervalo de parâmetros validados para o MODELO 3.....	108

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
a	Área acumulada à montante de uma célula por unidade de comprimento
A	Área total de uma bacia
\hat{A}	Coefficiente da equação do plano
a'	Área de uma célula ou região
ac'	Área acumulada à montante de uma célula
AS_0	Aspecto de um plano
A_{SAT}	Área saturada total de uma bacia
a_{SAT}	Área saturada de uma célula
b	Largura de um canal
\hat{B}	Coefficiente da equação do plano
C	Coefficiente de rugosidade de Chézy
\hat{C}	Coefficiente da equação do plano
c	Celeridade da onda cinemática
c_s	Mobilidade da água em solo saturado
c_u	Mobilidade da água em solo não saturado
cl	Comprimento de contorno
CHV	Parâmetro de velocidade de escoamento
CR	Taxa efetiva de recarga
D	Profundidade da camada impermeável do solo
\hat{D}	Coefficiente da equação do plano
d	Distância
dm	Massa de uma partícula infinitesimal
dt	Intervalo de tempo infinitesimal
dv	Volume de uma partícula infinitesimal
dx	Dimensão de uma partícula infinitesimal na direção x
dy	Dimensão de uma partícula infinitesimal na direção y
dz	Dimensão de uma partícula infinitesimal na direção z
E	Eficiência de um modelo calculada pelo índice de NASH
E_a	Taxa de esvaziamento do reservatório Srz
el	Elevação ou cota de uma célula
ep	Evaporação
E_p	Evapotranspiração potencial
f	Coefficiente de declínio da condutividade hidráulica em função da profundidade
F_0	Número de Froude
Fa	Força de atrito
Fg	Força da gravidade
Fl	Força exercida pela variação da largura de um canal

g	Aceleração da gravidade
H	Entropia de um conjunto de simulações
if	Infiltração
K	Condutividade hidráulica não saturada
K_0	Condutividade hidráulica saturada na superfície do solo
kn	Número da onda cinemática
K_S	Condutividade hidráulica saturada
l	Comprimento
L	Medida de desempenho de um modelo
m	Parâmetro de decaimento da condutividade com a profundidade
M	Massa
N	Número de elementos
\vec{n}	Vetor normal ao plano
NSE	Função objetivo de NASH-SUTCLIFE (1970)
NSE_{LOG}	Função objetivo de NASH-SUTCLIFE (1970) do log das vazões
NV	Vértice de um triângulo
P	Peso da área ou vazão a ser acumulada para a próxima célula
Pd	Pressão hidrostática atuante à direita de uma partícula
Pe	Pressão hidrostática atuante à esquerda de uma partícula
Q, q	Vazão
Q_0	Vazão específica inicial de uma série de dados.
q_b	Vazão sub-superficial em uma célula ou região
Q_b	Escoamento sub-superficial total de uma bacia
Q_{of}	Escoamento superficial total de uma bacia
q_{of}	Vazão superficial
q_t	Vetor de resposta de um sistema
Q_v	Recarga total do aquífero em uma bacia
$Q_{\bar{S}}$	Vazão sub-superficial da bacia quando \bar{S} é zero
q_v	Vazão sub-superficial na zona não saturada
R	Precipitação média sobre uma bacia
r	Precipitação sobre uma célula ou partícula
R_H	Raio hidráulico
$RMSE$	Função objetivo sobre a raiz do erro médio quadrático
$RMSEI$	Função objetivo sobre a raiz do erro médio quadrático do inverso das vazões
RV	Parâmetro de velocidade de escoamento
S	Déficit de armazenamento ou saturação
\bar{S}	Déficit médio de armazenamento ou saturação
SC	Superfície de controle
SF	Parâmetro de escala para reamostragem de desempenhos
S_f	Declividade da linha d'água ou de atrito
S_0	Declividade do fundo do canal

S_{RMAX}	Déficit máximo no reservatório da zona de raízes
S_{RZ}	Reservatório da zona de raízes
S_{SZ}	Reservatório da zona saturada
s_t	Variável interna de um sistema
S_{UZ}	Reservatório da zona não saturada
SV_m	Solução numérica de um modelo dinâmico
S_x	Erro médio quadrático
t	Intervalo de tempo
T	Transmissividade de uma camada de solo saturada
T_0	Transmissividade máxima
tc	Tempo de contribuição de uma área até a exutória
TD	Tempo de permanência da água na zona não saturada
$thresh$	Parâmetro que representa o CIT (Channel Initithreshold)
T_{LREF}	Índice topográfico de referência
VC	Volume de controle
\vec{v}_s	Vetor de máxima declividade do plano
V_x	Velocidade na direção x
V_y	Velocidade na direção y
V_z	Velocidade na direção z
X_m	Solução numérica do modelo gravitacional, cinemático ou difusico
x_t	Resposta de um sistema à uma determinada entrada
Y	Conjunto de dados de entrada de um modelo
z	Altura do escoamento de um fluxo
z'	Profundidade do lençol freático
Δ	Função objetivo sobre o erro dos volumes
o	Variável observada
\hat{o}	Variável simulada
\bar{o}	Média da variável observada
α	Ângulo formado pela componente do peso da água e a vertical
β	Ângulo do fundo do canal
ε	Parâmetro de regime de escoamento
ζ	Coefficiente de manipulação
η	Porosidade
θ	Umidade volumétrica
Θ	Conjunto de parâmetros de uma dada simulação
θ_0	Umidade volumétrica na capacidade de campo
κ	Constante empírica
λ	Índice topográfico local
$\bar{\lambda}'$	Índice topográfico médio para áreas saturadas
$\bar{\lambda}$	Índice topográfico médio
λ_{REF}	Índice topográfico de referência

A	Parâmetro adimensional
ξ	Peso para o comprimento de contorno
ρ	Massa específica
φ	Índice de distribuição do tamanho dos poros no solo
χ	Constante empírica
ψ	Profundidade de integração
Ψ	Vetor de parâmetros conceituais
ω	Parâmetro de resistência ao escoamento
Ω	Vetor de parâmetros físicos
$\nabla\Phi$	Gradiente hidráulico
(x,y,z)	Coordenadas cartesianas de um ponto no espaço
ΣF	Somatório de forças atuantes em um volume de controle

RESUMO

ANÁLISE COMPARATIVA DE TRÊS FORMULAÇÕES DO TOPMODEL NA BACIA DO RIO PEQUENO - PR

O conhecimento obtido pelo monitoramento de fenômenos hidrológicos tem melhorado a representação da realidade pelos modelos. O modelo matemático possui vantagens sobre os outros tipos de modelos, dada à sua facilidade de implementação, baixo custo, rápida visualização dos resultados e a simulação de experimentos inviáveis na prática. Um destes modelos matemáticos é o TOPMODEL. Este modelo possui uma simples e funcional conceituação, baseada em um índice de similaridade hidrológica, sobre os fenômenos que ocorrem em uma bacia hidrográfica. Devido a livre disponibilização do TOPMODEL, desde a sua criação ele vem sendo utilizado e alterado. Entretanto, existem poucos trabalhos comparativos entre a versão original e as alteradas. O presente trabalho teve como objetivo comparar e avaliar três formulações do TOPMODEL na simulação de hidrogramas. Duas formulações do TOPMODEL foram implementadas no código da formulação original. Estas duas formulações modificam o índice topográfico da formulação original. As formulações implementadas geraram dois novos modelos. Os três modelos (MODELO 1 – TOPMODEL original (BEVEN et al., 1984); MODELO 2 – modificado por CAMPLING et al. (2002) e MODELO 3 – modificado por DATIN (1998)) foram analisados e comparados com dados obtidos na bacia Rio Pequeno no município de São José dos Pinhais - PR. Um modelo matemático denominado WADI, utilizando uma rede de triângulos irregulares, foi implementado em linguagem orientada a objetos para extrair a partir de curvas de nível digitalizadas da bacia a função distância-área. Esta função foi convertida em um histograma tempo-área dentro do TOPMODEL. Os intervalos válidos dos parâmetros dos três modelos foram estimados de acordo com recomendações da bibliografia e com prévias simulações. Os modelos foram testados com duas séries de dados horários de precipitação e vazão, uma para calibração dos modelos e a outra para validação. Conjuntos de parâmetros com melhores eficiências foram selecionados a partir de simulações utilizando a técnica Monte Carlo. O critério de escolha do valor da eficiência para exclusão de conjuntos de parâmetros foi baseado na percentagem (60%) de parâmetros excluídos para cada modelo. Por meio da distribuição de frequência destas eficiências, os limites de incerteza referentes a 5% e 95% foram encontrados nos hidrogramas. Os conjuntos dos melhores parâmetros determinados na primeira série de dados foram aplicados na segunda série. Através de um método estatístico usando a equação de Bayes, as eficiências dos conjuntos de parâmetros da segunda série foram combinadas com as da primeira, implicando na redução do intervalo de incerteza para a segunda série. Hidrogramas das vazões observadas e simuladas com os três modelos foram traçados e estes foram comparados e analisados de acordo com as medidas de desempenho (índice de Nash, entropia e incerteza). Foi observado que para a bacia de aplicação e para as séries de dados escolhidas os três modelos obtiveram desempenhos semelhantes na simulação de hidrogramas. O MODELO 2 tem intervalos de incerteza mais estreitos, desta forma possuindo menos incerteza na calibração de parâmetros. Além disso, este modelo compreende o maior número de vazões observadas dentro dos limites de incerteza. Portanto, o MODELO 2 é considerado o melhor dos três modelos analisados na simulação de hidrogramas, às custas da introdução de um novo parâmetro.

Palavras-chave: Incerteza, eficiência, hidrograma, TOPMODEL, TIN, WADI.

ABSTRACT

COMPARATIVE ANALYSIS OF THREE FORMULATIONS OF THE TOPMODEL IN THE PEQUENO RIVER WATERSHED – PR

The knowledge acquired from monitoring of hydrological phenomena has improved the representation of reality by models. Mathematical models have advantages over other types of models, such as, easy implementation, low costs, rapid data visualization and simulations of experiment not feasible in practice. One well known rainfall-runoff model is the TOPMODEL. This model has a simple and functional conception, relied on the hydrological similarity index, for phenomena occurring in a watershed. Because of its free availability, it has been utilized and modified since its initial implementation. However, there are few comparative studies between the original and modified versions. The present work has the objective to compare and analyze three TOPMODEL formulations by hydrograph simulations. Two additional formulations were implemented into the original code. These two formulations modified the topographic index of the original formulation and produced two new models. Three models (MODEL 1 – original TOPMODEL (BEVEN et al., 1984); MODEL 2 – modified by CAMPLING et al. (2002); and MODEL 3 – modified by DATIN (1998)) were analyzed and compared with data obtained in the Pequeno River watershed, near São José dos Pinhais – PR, Brazil. A mathematical model denominated WADI, by utilizing an irregular triangular network, was implemented in an object-oriented language in order to calculate the distance-area function from digitalized elevation curves. This function was converted into a time-area histogram by the TOPMODEL. The valid intervals of the parameters of these three models were estimated from literature recommendations and previous simulations. The models were tested for two hourly datasets of precipitation and runoff. One was for model calibration and the other for validation. Sets of parameters with the better efficiencies were selected from the simulations using the Monte Carlo technique. The selection criteria to efficiency value to exclude parameter sets was based on excluded parameters percentage (60%) for each model. Through the frequency distribution of these efficiencies, the uncertainty limits (5% and 95%) were encountered. The better parameter sets obtained from the first series were applied to the second one. By a statistical method using the Bayes equation, the parameters-set efficiencies from the second series were combined with those of the first series, resulting in the reduction of the uncertainty interval of the second series. Hydrographs of observed and simulated runoff with the three models were constructed. These hydrographs were compared and analyzed with four performance measures (Nash index, entropy and uncertainty). It was observed that for the watershed analyzed and for the two data-series, the three models had similar performances with respect to the hydrograph simulation. The MODEL 2 has the narrowest uncertainty intervals, which means that this model produced less uncertainty in the parameter calibration, in spite of the new parameter addition. The MODEL 2 is, therefore, considered the best among the three analyzed models for hydrograph simulation.

Key-words: Uncertainty, efficiency, hydrograph, TOPMODEL, TIN, WADI.

1 INTRODUÇÃO

A percepção de um pesquisador sobre o ciclo hidrológico tem aumentado ao longo dos anos. Este aumento da percepção é devida ao grande número de estudos envolvendo monitoramento e modelagem. O monitoramento pode ser entendido como a medição quantitativa de um determinado processo e a modelagem como a tentativa de relacionar todos os processos de um sistema.

Um exemplo de melhoria no conhecimento é o da geração do escoamento superficial dentro do ciclo hidrológico. Segundo HORTON (1933), o escoamento superficial é gerado por meio da superação da taxa de infiltração do solo pela intensidade da precipitação. Este conceito é conhecido como o escoamento superficial hortoniano. Estudos posteriores de outros pesquisadores verificaram a dificuldade na previsão de vazões considerando escoamento hortoniano em toda a bacia e sugeriram que o escoamento superficial ocorresse somente em algumas partes da bacia. No começo da precipitação estas áreas estariam próximas aos canais e expandiriam para montante. Este conceito é chamado de área parcial ou área variável de contribuição. Variações na área parcial são ditadas principalmente pela umidade inicial do solo, pela capacidade de armazenamento do solo e pela intensidade da precipitação. Os contribuidores iniciais deste conceito foram TSUKAMOTO (1961), BETSON (1964) e HEWLETT & HIBBERT (1967). DUNNE & BLACK (1970) através de estudos em campo revelaram um conceito de área parcial baseada na saturação do solo, conhecido como o escoamento superficial tipo Dunne. Neste senso, há a consideração de que a rede de drenagem de uma bacia não é estática, existindo uma variação da posição das nascentes, denominado ordem zero. Nesta área podem ser destacados os trabalhos de TSUKAMOTO (1973), TSUKAMOTO & MINEMATSU (1987), e MONTGOMERY & DIETRICH (1989 e 1992).

Outro exemplo é a separação de hidrograma, isto é, a contribuição dos escoamentos superficiais e sub-superficiais da vazão na exutória de uma bacia. Segundo BEVEN (2001), a introdução de traçadores para tal avaliação (SKLASH & FARVOLDEN, 1979) modificou a noção sobre a contribuição do escoamento sub-superficial no hidrograma. Esta contribuição foi comprovada ser muito maior do que o anteriormente pensado. Esta descoberta provocou mudanças sobre o entendimento da dinâmica da água do solo (previamente entendida como o escoamento lento) e o escoamento superficial (entendido como escoamento rápido).

O conhecimento obtido pelo monitoramento aprimorou a representação dos

fenômenos pelos modelos. Esta melhor representação, por sua vez, promoveu o discernimento sobre a importância de parâmetros e fenômenos dentro do sistema.

O modelo matemático possui a facilidade de execução, baixo custo, rápida obtenção e visualização dos resultados e permite a simulação de experimentos inviáveis na prática, facilitando desta forma a simulação, previsão e entendimento de processos naturais. O uso deste tipo de modelo está sendo potencializado pelo aumento da capacidade de simulações dos computadores, permitindo sofisticações, como a visualização dos dados de saída e automatizações para sistemas de previsão em tempo real. Para BEVEN (2001), os modelos são um meio para extrapolar os dados medidos no tempo e no espaço (particularmente para bacias sem medição) e dar suporte à tomada de decisão sobre problemas hidrológicos em planejamento de recursos hídricos, proteção a inundações, mitigação de contaminações etc.

Uma das barreiras na ampla utilização dos modelos é a difícil aquisição de parâmetros, exigindo do usuário pleno conhecimento sobre o fenômeno a ser modelado. A entrada de dados (aquisição de parâmetros), principalmente aqueles relacionados a geomorfologia (topografia, uso do solo, tipo de solo, rede de drenagem etc), pode ser facilitada através do acoplamento de modelos hidrológicos a sistemas de informações geográficas (SIG). Entretanto, pacotes de softwares de SIG muitas vezes são de elevados custos e exigem treinamento para sua utilização. Além disso, BEVEN (2001) argumentou que os tipos de informações disponíveis em SIGs somente são indiretamente relevantes para a modelagem de processos hidrológicos. Uma alternativa a este problema é a implementação de modelos hidrológicos em linguagens orientadas a objetos com interfaces amigáveis e rotinas de automatização de entrada de parâmetros.

O modelo TOPMODEL (BEVEN & KIRKBY, 1979) possui uma simples, mas funcional conceituação sobre os fenômenos que ocorrem em uma bacia hidrográfica. Seu principal conceito é o déficit de armazenamento que é função de um índice de similaridade hidrológica. Este índice leva em consideração a topografia da bacia. O TOPMODEL realiza para cada local de mesma similaridade hidrológica a contabilização do escoamento sub-superficial, o escoamento da zona não saturada para a saturada e o armazenamento na zona de raízes. O conceito de similaridade hidrológica reduz eficientemente o tempo de processamento do modelo.

Como o TOPMODEL vem sendo disponibilizado, várias aplicações do modelo original e várias modificações do mesmo foram realizadas desde sua criação. Entretanto, há poucos estudos comparativos entre as modificações e a formulação original (BEVEN et al. , 1984; AMBROISE et al. ,1996b; SAULNIER et al. ,1997; PETERS et al., 2003). Os estudos

comparativos revelam as reais melhorias de uma modificação para determinados objetivos. Novas modificações caminhariam para a simplificação e melhor representação dos fenômenos.

Para SINGH & FREVERT (2002), o futuro dos modelos hidrológicos será moldado pelo aumento da demanda social para o gerenciamento integrado ambiental. Eles irão possuir interfaces com modelos econômicos, sociais, políticos, administrativos e judiciais. A aplicação de modelos hidrológicos para gerenciamento ambiental irá crescer no futuro. Os modelos serão requeridos para serem ferramentas práticas para o planejamento e tomada de decisão. O usuário está interessado no que o modelo produz, na sua acurácia, na facilidade de uso e não nas suas bases conceituais (físico, químico, hidrológico ou biológico).

Este trabalho tem como objetivo comparar e avaliar três formulações do modelo hidrológico TOPMODEL na simulação de hidrogramas. O trabalho é constituído de uma revisão bibliográfica sobre os conceitos relativos a modelagem, as equações fundamentais, o escoamento de fluidos, malhas para discretização de domínios e sobre o modelo TOPMODEL. O desenvolvimento da pesquisa mostra a implementação do modelo WADI para geração da função distância-área; das duas formulações do TOPMODEL e a aquisição de dados para as simulações. Os resultados são apresentados na forma de gráficos e tabelas e as discussões com base em medidas de desempenho.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Comparar e avaliar três formulações do modelo hidrológico TOPMODEL na simulação de hidrogramas.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Desenvolver um modelo para gerar automaticamente uma função distância-área de uma bacia hidrográfica.
- Implementar melhorias no código do TOPMODEL para realizar as simulações.
- Implementar duas formulações no código do TOPMODEL gerando dois novos modelos.
- Aplicar os modelos para a Bacia do rio Pequeno na Região Metropolitana de Curitiba - PR.
- Calibrar e validar os modelos.
- Comparar os modelos pela análise dos desempenhos e dos intervalos de incerteza nas simulações de hidrogramas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 MODELAGEM

3.1.1 Conceito de Sistema

O objetivo da modelagem é representar a realidade para entendê-la e prevê-la. A realidade (o mundo real) é muitas vezes complexa e desconhecida. Segundo BEVEN (2001), esta incompreensão é devida ao fato das limitações das técnicas de monitoramento no tempo e no espaço, não existindo aptidão para medir tudo que é desejado saber sobre os sistemas hidrológicos.

O entendimento da realidade – o espaço físico e os fenômenos envolvidos – é realizado através de sua representação por meio de uma unidade denominada de sistema. DOOGE (1973) citado por TUCCI (1998) definiu sistema como qualquer estrutura, esquema ou procedimento, real ou virtual, no qual em um dado tempo de referência há um inter-relacionamento com uma entrada (causa ou estímulo de energia ou informação) e uma saída (efeito ou resposta de energia ou informação).

Com base em definições feitas por TUCCI (1998) e BARNSLEY (2004), algumas definições relativas ao conceito de sistema são apresentadas:

- Entidade: Item discreto o qual é uma parte permanente ou temporária de um sistema.
- Constante: Entidade cujo valor não varia dentro de um sistema. Ex.: Densidade da água.
- Parâmetro: Entidade cujo valor é constante no caso considerado, mas pode variar em diferentes casos. Parâmetro é a entidade que define quantitativamente uma característica de um sistema. Ex.: Uso do solo, tipo de solo, e tipo de cobertura vegetal.
- Variável: Entidade cujo valor muda dentro de um sistema. Define quantitativamente um processo, variando no tempo e no espaço. Ex.: Vazão de um rio.
- Relacionamento: Conexão funcional ou correspondência entre duas ou mais entidades. Ex.: Chuva e vazão em uma bacia hidrográfica.
- Relação: Conjunto de relacionamentos para todas as entidades. Ex.: Chuva e vazão para todas as bacias de uma região.
- Processos ou fenômenos: Relação que se mantém sobre o tempo (processo temporal) e ou sobre o espaço (processo espacial), muitas vezes implicando em alguma relação física e alterando o estado do sistema. Ex.: precipitação, evaporação etc.

- Escala: Dimensões relativas no espaço e no tempo sobre as quais são realizadas medições e processos. Ex.: Estudos realizados na escala de laboratório.
- Estrutura: Maneira como as entidades dentro de um sistema são organizadas sobre o espaço e o tempo. Ex.: Bacia hidrográfica.

Desta forma, BARNSELY (2004) definiu sistema como o conjunto de entidades, o relacionamento entre elas, o conjunto de funções ou processos que governam estes relacionamentos, e a estrutura pela qual eles são organizados.

3.1.2 Conceito de Modelo

Modelo é a tentativa de representação simplificada e aproximada da realidade, de um sistema, ou segundo HILLEL (1977), uma versão da realidade. O modelo é simplificado porque o conhecimento a respeito da realidade a ser modelada é limitado, pois nem sempre é possível obter ou simular dados na escala verdadeira em que acontecem.

Maior atenção é dada aos fenômenos que são julgados como importantes em detrimento de outros julgados menos importantes, isto é, que não afetam significativamente o comportamento do sistema. Esta distinção entre os fenômenos é julgada pelo conhecimento do sistema, baseado em leituras, observações, deduções etc. HILLEL (1977) argumentou a necessidade do uso de modelos para integração de conhecimentos fragmentados do sistema para fins de desenvolvimento de uma concepção mais compreensível do sistema como um todo.

3.1.3 Objetivos da Aplicação de um Modelo

Na aplicação de um modelo hidrológico, os seguintes objetivos podem ser buscados:

1. Simular: Os modelos são usados para a finalidade de comparação entre variáveis medidas e simuladas (calculadas).
2. Predizer: Talvez um dos mais importantes objetivos dos modelos. Na predição o modelo é utilizado com base em prévias simulações para estimar uma variável para intervalos de tempo futuros (previsão) ou para espaços sem medição (extrapolação). Na predição não existe o objetivo de comparação e sim o prévio conhecimento do valor de uma variável.
3. Entender: Segundo JØRGENSEN (1988) a utilização de modelos pode revelar deficiências no conhecimento de determinados processos ou fenômenos e portanto, identificar

prioridades de estudos. Ainda segundo JØRGENSEN (1988), os modelos podem ser usados para testar hipóteses científicas, as quais podem ser comparadas a observações realizadas em campo. Um exemplo de entendimento é a análise de sensibilidade para encontrar os fatores mais importantes em um determinado fenômeno.

4. Gerenciar: Seguindo o objetivo de previsão, os modelos possuem a propriedade de servirem de ferramenta para gerenciadores. Diversos cenários (tipos de solo, uso de solo, precipitações com diferentes tempos de retorno) podem ser simulados e decisões baseadas nos resultados podem ser tomadas, por exemplo: Planos de manejo do uso do solo, implantação de sistemas de alerta, construção de reservatórios ou barragens.

3.1.4 Classificação dos Modelos Hidrológicos

Segundo SINGH (1995), os modelos hidrológicos são de diferentes tipos e são desenvolvidos para diferentes propósitos. Todavia, muitos dos modelos compartilham similaridades estruturais.

Os modelos podem ser classificados de acordo com (1) a representação do sistema; (2) a distribuição espacial das variáveis ou parâmetros; (3) a distribuição temporal das variáveis e parâmetros; (4) o grau de conhecimento e entendimento do sistema; (5) o comportamento das variáveis ao longo do tempo; (6) o tamanho da bacia; (7) o uso do solo e (8) o efeito da escala. Lembrando que a classificação não é necessariamente exclusiva. Um modelo pode possuir diferentes classificações para cada discretização de fenômeno, variável e ou parâmetro realizada. Desta forma, quanto a representação do sistema os modelos são:

- Físicos: Representam o sistema por meio de um protótipo que utiliza materiais físicos. Ex.: Modelo reduzido de um rio construído em alvenaria.

Os modelos físicos podem ser:

- Escalados: Protótipos construídos em materiais físicos em escala geralmente reduzida. Ex.: Modelo reduzido de uma barragem.
- Naturais: Construídos na mesma escala do sistema. Ex.: Estudos de interceptação vegetal em *plot study areas*.
- Análogos ou Analógicos: Embora construídos com materiais físicos, são baseados na analogia das equações de fenômenos diferentes. Ex.: A analogia entre as equações do escoamento hidráulico e de um circuito elétrico permite a representação do sistema hidráulico por um circuito elétrico que tem um custo mais reduzido (TUCCI, 1998).

- Matemáticos: Usam equações matemáticas para representar o sistema. A forma como solucionam estas equações gera a seguinte sub-classificação:
 - Analíticos: Representam a natureza do sistema através de equações matemáticas. Estes modelos possuem grande velocidade de resposta e a desvantagem de que certos fenômenos físicos ainda não possuem funções matemáticas convincentes para representá-los. As equações destes modelos são, na sua maioria, resolvidas com simples técnicas matemáticas analíticas. Ex.: A equação de Manning.
 - Computacionais ou numéricos: A solução destas equações necessita da aplicação de técnicas iterativas geralmente necessitando da aplicação de um computador. Ex.: Modelo dinâmico utilizando diferenças finitas.

Em relação à distribuição espacial das variáveis (entrada e/ou saída) e parâmetros os modelos são:

- Concentrados: Um modelo é dito concentrado quando a variabilidade espacial é representada por um único valor médio, utilizando somente o tempo como variável independente. Ex.: O modelo Muskingum de entrada e saída.
- Distribuídos: Nos modelos distribuídos, tanto as variáveis como os parâmetros dependem do espaço e do tempo. Os modelos distribuídos subdividem o sistema em elementos (uni, bi ou tridimensionais) que são considerados homogêneos quanto às propriedades avaliadas, representando variabilidade temporal e espacial. Estes modelos necessitam de uma considerável quantidade de dados de entrada e tempo de processamento. Com o advento da computação numérica a manipulação de tais dados tornou-se mais fácil. Ex.: Modelo Mike 11. Um importante aliado dos modelos distribuídos é o Sistema de Informações Geográficas (SIG), que constitui uma poderosa ferramenta na preparação, armazenagem, atualização, análise e apresentação dos dados obtidos (MENDES, 1996).

Segundo SINGH (1995), os modelos hidrológicos podem ser classificados de acordo com o tamanho da bacia em: Pequena bacia ($\text{Área} \leq 100 \text{ km}^2$), média bacia ($100 \text{ km}^2 < \text{Área} \leq 1000 \text{ km}^2$) e grande bacia ($\text{Área} > 1000 \text{ km}^2$).

Quanto à distribuição temporal das variáveis e parâmetros:

- Estático ou permanentes: Os modelos são permanentes se as variações temporais não forem levadas em conta, ou seja, se todos os parâmetros forem temporalmente invariáveis, mesmo que variem espacialmente. Ex.: O modelo *Standard-Step-Method* de cálculo da curva de remanso.
- Dinâmicos ou transitórios: Ao contrário de modelos permanentes, os modelos são dinâmicos quando há propriedades que variam temporalmente. Ex.: O modelo do

hidrograma unitário.

Os modelos dinâmicos podem ser classificados em discretos e contínuos. Os fenômenos naturais têm comportamento contínuo, embora representados por modelos discretos. Quase todos os modelos matemáticos são discretos, variando apenas os incrementos de tempo na aproximação (precisão) do fenômeno contínuo e na diminuição dos custos (tempo computacional, número de registros etc). SINGH (1995) classificou os modelos em contínuos no tempo (baseados em eventos), horários, mensais e anuais.

Os modelos podem ser classificados de acordo com o grau de conhecimento e entendimento do sistema, isto é, o relacionamento entre as variáveis em:

- Fisicamente baseados: O modelo é fisicamente baseado quando as funções utilizadas na sua elaboração levam em consideração as teorias ou leis físicas fundamentais. Ex.: Modelos baseados na equação de Navier-Stokes.
- Empíricos: Chamados também de “caixa preta”, são modelos cujas equações ajustam valores calculados aos dados observados através de funções empíricas que não estão diretamente relacionadas aos processos físicos envolvidos (TUCCI, 1998). Muitas vezes não são apropriados para aplicação em outros espaços. Ex.: O modelo de evapotranspiração de Thornthwaite. Segundo HILLEL (1977), a formulação de modelos empíricos é talvez o mais antigo e primitivo estágio no desenvolvimento de qualquer ciência.
- Racionais: Modelos baseados em fatos óbvios, devido à ausência quase absoluta de informações a respeito do fenômeno. Ex.: Método racional de chuva-vazão.
- Conceituais: Segundo KUCZERA & FRANKS (2002), os modelos conceituais são aqueles definidos por:

$$q_t \leftarrow f(x_t, s_t, \Psi, \Omega) \quad [3.1]$$

Na qual, q_t é o vetor de resposta, isto é, pode ser uma variável observada no instante t de tempo. A função f é o modelo referente à resposta simulada q_t . Esta função pode ser estocástica ou determinística. O termo x_t corresponde à resposta da bacia às entradas. O termo s_t é uma variável interna que não pode ser medida. Os termos Ψ e Ω correspondem respectivamente aos vetores dos parâmetros conceituais e físicos. Segundo estas definições um modelo é classificado como conceitual quando existe um ou mais parâmetros que exijam calibração. Desta forma, segundo KUCZERA & FRANKS (2002), todos os modelos “fisicamente baseados” são considerados conceituais.

Quanto ao comportamento das variáveis ao longo do tempo:

- **Determinísticos:** São baseados em princípios que pressupõem uma relação direta entre causa e efeito, isto é, as entradas definem as saídas. Podem ser (1) biunívocos, quando para uma determinada entrada haverá sempre a mesma saída – como exemplo a fórmula da curva-chave que representa uma relação biunívoca entre altura e vazão - e (2) unívocos, se uma determinada entrada pode produzir diferentes saídas, gerando histerese – como exemplo a equação de Saint-Venant. Ainda sobre modelos determinísticos, citando BARNSELY (2004), estes são baseados em hipóteses e conhecimentos a respeito das relações entre as variáveis do sistema a ser modelado, ou em leis ou princípios físicos. Oferecem maiores condições para sua generalização para outros espaços. Objetivam encontrar a mais apropriada função matemática para representar os processos do sistema e portando as relações entre as variáveis do sistema.
- **Estocásticos:** São modelos estribados em leis que se utilizam de variáveis com comportamento aleatório. Segundo BARNSELY (2004), comportamentos aleatórios são devidos a processos aleatórios verdadeiros, mas também por processos não aleatórios onde o conhecimento e entendimento inadequados ou incompletos os julgam aleatórios. Portanto, estes processos podem somente ser modelados com métodos estocásticos. Ex.: Modelos hidrológicos que, devido a natureza aleatória da precipitação, levam em conta sua probabilidade de ocorrência.

Segundo SINGH (1995), os modelos podem ser classificados segundo o uso do solo em: Agrícolas, urbanos, florestais, desertos, montanhosos, costeiros, várzeas e mistos. De acordo com a aplicação: Planejamento, gerenciamento e previsão. De acordo com os efeitos de escala em: Laboratório, encosta, sub-bacia, bacia e continental ou global. Os efeitos da escala estão vinculados à heterogeneidade. Quanto maior a escala maior a heterogeneidade.

Seguindo as classificações acima, alguns modelos conhecidos podem ser classificados. A Tabela 3.1 mostra esta classificação.

Tabela 3.1. Classificação de alguns modelos hidrológicos.

Modelo	Sistema	Solução	Conhecimento	Tempo	Espaço/bacia	Comportamento	Uso do solo	Aplicação	Efeito da escala
TOPMODEL (BEVEN & KIRKBY, 1979)	Matemático	Analítica	Conceitual	Dinâmico	Distribuído / Médias bacias	Determinístico	Misto	Previsão, planejamento, gerenciamento	Sub-bacia
Hidrograma unitário	Matemático	Analítica	Empírico	Dinâmico	Concentrado/ Pequenas bacias	Determinístico	Misto	Previsão, planejamento, gerenciamento	Sub-bacia
Método Racional	Matemático	Analítica	Racional	Estático	Concentrado/ Pequenas bacias	Determinístico	Misto	Previsão, planejamento, gerenciamento	Sub-bacia
HEC-RAS (US Army Corps of Engineers)	Matemático	Númerica	Conceitual	Dinâmico	Distribuído / Médias bacias	Determinístico	Misto	Previsão, planejamento, gerenciamento	Sub-bacia
LARSIM (COLLISCHONN, 2001)	Matemático	Númerica	Conceitual	Dinâmico	Distribuído/ Grandes bacias	Determinístico	Misto	Previsão, planejamento, gerenciamento	Bacia

3.1.5 O Processo de Modelagem Matemática

O processo de modelagem matemática inclui desde a identificação do problema até a aplicação do modelo para solução do problema. Com base em BEVEN (2001), HILLEL (1977) e JØRGENSEN (1988) o processo de modelagem pode ser esquematizado de acordo com a Figura 3.1.

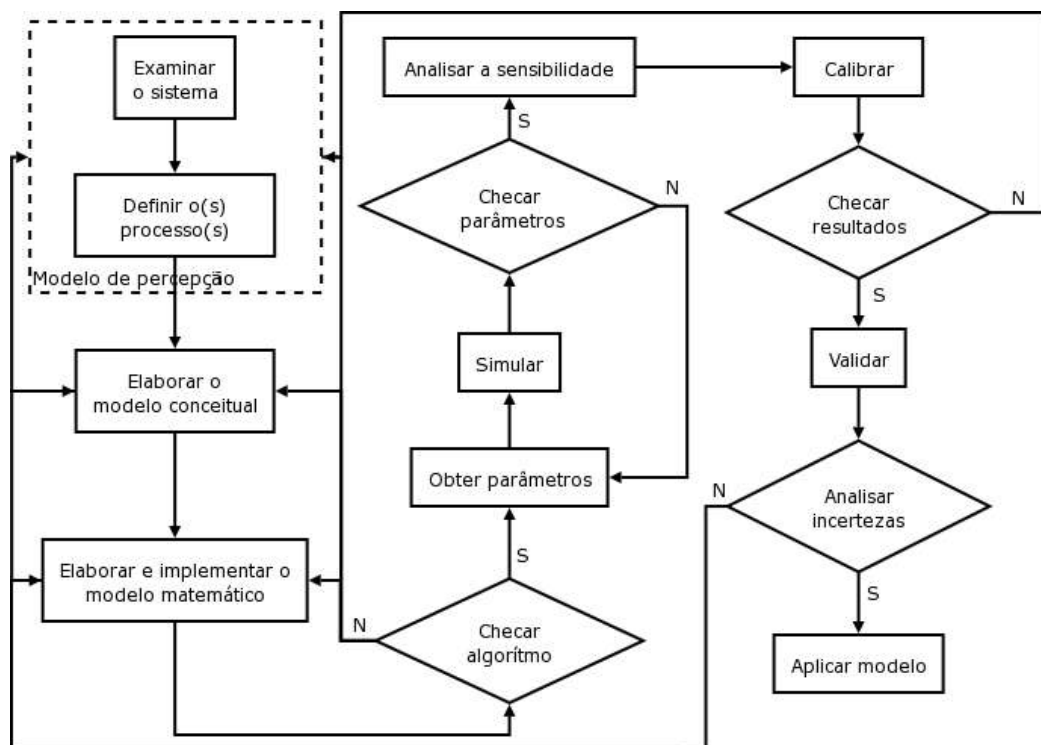


Figura 3.1. Esquema do processo de modelagem matemática.

O modelo de percepção definido por BEVEN (2001) é compreendido pelas etapas de investigação do sistema, definição do processo a ser estudado ou resolvido. O modelo de percepção depende diretamente do conhecimento a respeito do processo. Quanto maior o conhecimento, mais exato e próximo da realidade será o modelo.

Elaborar o modelo conceitual constitui na tentativa de representar o processo ou problema percebido através de equações, sejam equações com base física ou em observações de prévios estudos. Entram aqui as suposições e aproximações referentes à limitação de medições do processo e ou limitações ou inexistência das equações que representam tais processos.

Na implementação do modelo matemático (modelo de procedimento) é gerado um código que é aplicado em um computador. Após a implementação do código é necessário a verificação do algoritmo com o objetivo de identificar possíveis erros estruturais ou até erros nos modelos conceitual e/ou de percepção.

A obtenção de parâmetros é realizada através de estudos em campo, laboratório ou consulta bibliográfica. Nesta etapa, são obtidos os intervalos válidos (no caso de um parâmetro físico, por exemplo, a velocidade de um rio, o intervalo no qual pode ser explicado fisicamente) para cada parâmetro.

A análise de sensibilidade de cada parâmetro é executada com a finalidade de identificar quais parâmetros influenciam mais ou menos na resposta do modelo. Segundo WAGENER et al. (2002), esta informação pode ser usada para identificar parâmetros que não são importantes e podem ser fixados ou removidos, reduzindo a complexidade da calibração. A análise de sensibilidade pode ser realizada pela análise de gráficos de dispersão de uma função objetivo (descritas adiante) em função do valor do parâmetro para uma série de simulações. Um parâmetro sensível é aquele que gera padrões na dispersão dos pontos.

A calibração de um modelo consiste na estimativa do valor de um parâmetro ou conjunto de parâmetros, com os quais o modelo apresenta seu melhor desempenho na representação de uma variável observada. Segundo KUCZERA & FRANKS (2002), a avaliação de desempenho do modelo geralmente é realizada sobre alguma função objetivo. A função objetivo pode ser derivada sobre o erro ou sobre algum critério de ajuste ou até mesmo por simples comparação visual.

As principais funções objetivo utilizadas na avaliação de desempenho de modelos hidrológicos são:

$$NSE(\Theta) = 1 - \frac{\sum_{t=1}^N (o(t) - \hat{o}(t|\Theta))^2}{\sum_{t=1}^N (o(t) - \bar{o})^2} \quad [3.2]$$

$$RMSE(\Theta) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{t=1}^N (o(t) - \hat{o}(t|\Theta))^2} \quad [3.3]$$

$$NSE_{\log}(\Theta) = 1 - \frac{\sum_{t=1}^N (\ln(o(t)) - \ln(\hat{o}(t|\Theta)))^2}{\sum_{t=1}^N (\ln(o(t)) - \ln(\bar{o}))^2} \quad [3.4]$$

$$RMSEI(\Theta) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{t=1}^N \left(\frac{1}{o(t)} - \frac{1}{\hat{o}(t|\Theta)} \right)^2} \quad [3.5]$$

$$\Delta V(\Theta) = \frac{\sum_{t=1}^N \hat{o}(t|\Theta) - \sum_{t=1}^N o(t)}{\sum_{t=1}^N o(t)} \quad [3.6]$$

Nas quais, NSE é o coeficiente de NASH & SUTCLIFFE (1970), também conhecido como coeficiente de NASH ou eficiência E , $RMSE$ é a raiz do erro médio quadrático (*Root Mean Square Error*), NSE_{\log} é o coeficiente de NASH para o logaritmo da variável prevista e observada, $RMSEI$ é a raiz do erro médio quadrático para o inverso das variáveis, ΔV é o erro segundo a previsão dos volumes, $o(t)$ é a variável observada no instante t , $\hat{o}(t|\Theta)$ é a variável prevista para o instante t dado o conjunto de parâmetros Θ , \bar{o} é a média da variável observada, N é o número de passos ou intervalos de tempo.

Segundo COLLISCHONN & TUCCI (2003) citando TUCCI (1998), estas funções procuram avaliar a qualidade do ajuste. Entretanto, algumas são mais sensíveis aos erros nas vazões máximas (NSE e $RMSE$), outras aos erros nas vazões mínimas ($RMSEI$). A função (ΔV) é complementar à análise. Para COLLISCHONN (2001), a função objetivo NSE_{\log} também é sensível ao erro nas vazões máximas, mas é mais sensível às vazões mínimas do que a NSE .

O coeficiente de NASH possui valor variando de $-\infty$ a 1. Quando o modelo possui este coeficiente igual a um significa que o modelo possui um ótimo ajuste, isto é, a variância dos erros é igual a variância da variável observada.

Para TUCCI (1994) e BEVEN (2001) o uso das funções objetivo deve ser cuidadoso. A escolha da função deve ser determinada pela natureza do problema. Se há interesse em vazões mínimas, a função utilizada deve dar maior peso para o ajuste em vazões mínimas. Se há interesse nas vazões máximas, a função deve enfatizar as previsões de picos. Para projetos de reservatórios é interessante utilizar uma função baseada no ajuste de volumes. Para previsão de cheias, uma função que avalie o tempo de ascensão do hidrograma pode ser escolhida.

Existem várias técnicas para a calibração de parâmetros. Estas técnicas vão desde o método de tentativa e erro (depende da experiência do modelador) até técnicas automatizadas como mono-objetivo e multi-objetivo (COLLISCHONN & TUCCI, 2003).

A validação de um modelo consiste em checar o desempenho do modelo através da utilização dos parâmetros calibrados com base em uma série de dados de uma ou mais de uma variável em uma série de dados anterior. Segundo BEVEN (2001), o termo validação não é apropriado, pois não existe aproximação que possua uma válida representação de uma realidade complexa. Avaliação do modelo seria o termo mais correto. Por causa que modelos distribuídos realizam previsões distribuídas, desta forma há um grande potencial para avaliar os modelos não apenas pelas vazões de descarga na exutória na bacia, mas também pelas variáveis internas (nível do lençol, nível de umidade dos solos, vazões em diferentes pontos etc).

Na aplicação de modelos não ocorre a existência de um único conjunto de parâmetros que produza o melhor desempenho do modelo. Segundo BASTIDAS et al. (2002), vários conjuntos de parâmetros podem produzir resultados semelhantes. Esta particularidade é denominada de “equifinalidade” por BEVEN & BINLEY (1992), de “igual probabilidade de conjunto de parâmetros” por VAN STRATEN & KEESMAN (1991) e “conjuntos aceitáveis” por KLEPPER et al. (1991).

A incerteza na modelagem é oriunda da aquisição e processamento de dados, na escolha de uma função objetivo para avaliação do desempenho do modelo, na escolha e calibração de parâmetros e na própria formulação do modelo. O objetivo da determinação da incerteza na modelagem é avaliar a probabilidade de uma determinada variável estar contida em um determinado intervalo. Em outras palavras, avaliar a variação de uma variável dentro de um intervalo.

De acordo com UHLENBROOK & SIEBER (2005), existem diferentes métodos para estimativa da incerteza na simulação de modelos. BEVEN & BINLEY (1992) propuseram o amplamente utilizado método denominado GLUE (*Generalized Likelihood Uncertainty Estimation*). Este método utiliza simulações Monte Carlo para gerar uma série de conjuntos de parâmetros e através destes representar as incertezas através de intervalos. THIEMANN et al. (2001) desenvolveram um método de estimação recursiva Bayesiana que pode ser usado para estimativa de parâmetros e previsão. FRANKS (2002) apresentou um modelo de calibração erro-sensível Bayesiano, o qual contabiliza para erros na precipitação. BRATH et al. (2002) estimaram os intervalos de incerteza para simulações de vazões considerando o volume em cada intervalo de tempo.

O método GLUE é o método mais utilizado na estimativa de incertezas. Este fato é devido à sua fácil implementação, apesar do método Monte Carlo exigir um grande número de simulações para amostragem dos parâmetros (UHLENBROOK & SIEBER, 2005).

Segundo BEVEN & BINLEY (1992) os passos para introduzir o método GLUE são: (1) Determinar o intervalo de amostragem para cada parâmetro; (2) escolher um método para amostrar os parâmetros; (3) escolher uma função objetivo para medir o desempenho do modelo; (4) utilizar um critério para aceitar ou rejeitar valores de desempenho e (5) aplicar um método para refinar as medidas de desempenho.

O intervalo de amostragem deve ser definido com base em estudos em campo (se o parâmetro tem sentido físico), revisão bibliográfica ou simulações anteriores. A técnica utilizada no GLUE para amostragem dos parâmetros é o método Monte Carlo. Este técnica gera valores aleatórios baseados em uma distribuição uniforme de probabilidade. A função objetivo, como dito anteriormente, deve ser escolhida em função dos objetivos da modelagem. A função objetivo mais utilizada é o coeficiente de NASH. O critério de escolha para aceitar ou rejeitar um conjunto de parâmetros é subjetiva, isto é, se a medida de desempenho é considerada comportamental (aceita) ou não-comportamental (rejeitada) (FREER et al., 1996 e PETERS et al., 2003).

O refinamento (*updating*) das medidas de desempenho pode ser calculado de acordo com a equação de Bayes (CAMPLING et al, 2002; PAPPENBERGER et al, 2004; FREER, BEVEN & AMBROISE, 1996 e PETERS et al., 2003):

$$L(\Theta_i|Y, Y') = \frac{L(\Theta_i|Y) \cdot L(\Theta_i|Y')}{SF}$$

Na qual, $L(\Theta_i|Y')$ é a medida de desempenho do conjunto Θ_i de parâmetros comportamentais dada a série de dados anterior Y' , $L(\Theta_i|Y)$ é a medida de desempenho do conjunto Θ_i de parâmetros comportamentais dada a série de dados corrente Y , SF é um fator de escala para que a soma dos resultados sejam iguais a unidade e $L(\Theta_i|Y, Y')$ é a medida de desempenho do conjunto Θ_i de parâmetros comportamentais dada as séries Y e Y' .

A avaliação da redução das incertezas de acordo com o refinamento da medida de desempenho pode ser realizada de acordo com a medida de entropia de SHANNON (1948), para todos os conjuntos de parâmetros comportamentais (FREER et al., 1996):

$$H(Y) = - \sum_i^N L_i(\Theta_i|Y) \cdot \log_2 L_i(\Theta_i|Y) \quad [3.8]$$

Na qual, $L(\Theta_i|Y)$ é a medida de desempenho do conjunto Θ_i de parâmetros comportamentais dada a série de dados Y e $H(Y)$ é a medida de entropia para a série de dados Y . Lembrando que $L(\Theta_i|Y)$ deve estar escalado para que a distribuição acumulada seja unitária.

Após a incerteza do modelo ser avaliada, ele está pronto para ser aplicado de acordo com os objetivos do trabalho.

3.2 MODELOS DE ESCOAMENTO DE FLUIDOS

Modelos de escoamento são modelos que representam o escoamento superficial ou sub-superficial, seja em canais, em superfícies ou em meios porosos, através da aplicação das seguintes equações:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} = q \quad [3.9]$$

$$\frac{\partial z \vec{v}}{\partial t} + \frac{\partial (z v^2)}{\partial x} + q \vec{v}_q + g z \frac{\partial z}{\partial x} = g z (S_0 - S_f) \quad [3.10]$$

Nas quais, v_q é a componente de velocidade correspondente a vazão de contribuição lateral q , z é altura do escoamento ou altura da lâmina d'água, Q é a vazão por unidade de largura na direção x , S_0 é a declividade do fundo, S_f é a declividade da linha de energia, g é a aceleração da gravidade e t é o intervalo de tempo. Estas equações são conhecidas como equações de Saint-Venant. A dedução destas equações é encontrada no ANEXO A.

Segundo TUCCI (1998) e BEVEN (2001) o desenvolvimento das equações de Saint-Venant foi baseado nas seguintes simplificações:

1. escoamento unidimensional.
2. Fluido incompressível (massa específica e temperatura constantes).
3. A vazão pode ser adequadamente representada pela velocidade média e profundidade média em qualquer seção.
4. A amplitude da onda de cheia é pequena em relação ao seu comprimento. Desta forma, a pressão na coluna de água em qualquer seção é aproximadamente hidrostática.
5. A declividade da linha de atrito pode ser estimada por equações de escoamento uniforme (Darcy-Weisbach, Manning ou Chézy).
6. A declividade da linha do fundo é aproximada por $\text{sen } \alpha \approx \frac{\partial z}{\partial x} = S_0$, na qual, α é o ângulo formado pela componente do peso da água e a vertical.

Os modelos de escoamento são classificados de acordo com os termos que consideram ou negligenciam na equação da quantidade de movimento [3.10]. Desta forma, os principais modelos de acordo com DALUZ VIEIRA (1983) são:

1. Modelo Dinâmico: Considera todos os termos da equação da quantidade de movimento.
2. Modelo Difusão: Desconsidera a variação do fluxo da quantidade de movimento.
3. Modelo Onda Cinemática: Desconsidera a variação do fluxo da quantidade de movimento e pressão hidrostática.
4. Modelo Onda gravitacional: Despreza os efeitos da gravidade e atrito.
5. Modelo gradiente zero: Desconsidera todos os termos, exceto o termo de pressão.
6. Modelo Armazenamento: Considera apenas a equação da continuidade sem a vazão lateral.

DALUZ VIEIRA (1983) realizou um estudo comparativo entre os resultados das aproximações dos modelos de difusão, onda cinemática e gravitacional com os resultados do modelo dinâmico (equações completas de Saint-Venant). Os modelos foram comparados para vários valores dos números adimensionais F_0 e kn , que são o número de Froude e o número da onda cinemática, respectivamente. O número de Froude é estimado por:

$$F_0 = C \left(\frac{\tan \beta}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{[3.11]}$$

Na qual, C é o coeficiente de rugosidade da fórmula de Chézy, g é a aceleração da gravidade

e $\tan\beta$ é a declividade do trecho. O número da onda cinemática é estimado por:

$$kn = \left(\frac{g^3 l \sin \beta}{C^4 q^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad [3.12]$$

Na qual, l é o comprimento do trecho e q é a vazão do trecho.

DALUZ VIEIRA (1983) realizou uma análise estatística baseada no erro médio quadrático para comparação dos resultados. O erro médio quadrático foi estimado para cada par (F_0 e kn) por:

$$S_x(F_0, kn) = \frac{1}{N} \sum_{m=1}^n (SV_m - X_m)^2 \quad [3.13]$$

Na qual, SV_m é a solução do modelo dinâmico, X_m é a solução do modelo gravitacional ou cinemático ou difusão. Foi escolhido um limite de $S_x = 0,005$ para considerar uma boa aproximação de cada modelo. Com estes valores foram traçadas duas áreas de abrangência para os modelos em função de F_0 e kn . A Figura 3.2 mostra as áreas de abrangência de boa estimativa para os modelos segundo duas condições de contorno.

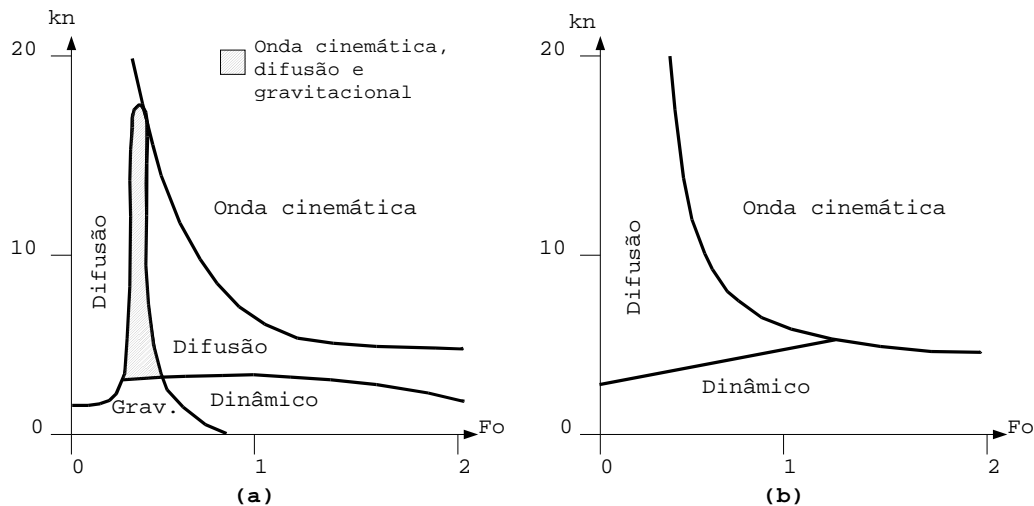


Figura 3.2. Abrangência dos modelos. (a) Divisão em 4 setores para condição inferior de contorno de escoamento crítico. (b) Divisão em três setores para condição inferior de contorno gradiente zero. Adaptação de DALUZ VIEIRA (1983).

Segundo DALUZ VIEIRA (1983), estes gráficos fornecem informações de quando os modelos podem ser usados. No caso de declividades naturais os valores de kn são muito maiores do que 50, neste caso o modelo de onda cinemática pode ser usado com boa

aproximação. Em baixas declividades os valores de kn residem entre 5 a 20, neste caso, os modelos de onda cinemática e difusão podem ser usados dependendo do valor de F_0 . Para baixos valores de kn (< 5), o modelo dinâmico deve ser usado quando $F_0 > 1$, caso contrário o modelo da onda gravitacional.

O modelo da onda cinemática tem sido aplicado para um amplo espectro de problemas, incluindo modelagem de vazões em bacias, propagação de escoamentos em canais e rios, movimento da água do solo saturado, escoamentos em macroporos, escoamentos sub-superficiais, erosão e transporte de sedimentos, escoamento de detritos, transporte de solutos etc. É razoável que dentro de certas limitações, as quais podem variar de acordo com o problema, a natureza hidrológica pode ser certamente aproximada pelo modelo da onda cinemática (SINGH, 2002).

3.2.1 Modelo da Onda Cinemática

Como mencionado anteriormente o modelo da onda cinemática despreza a variação do fluxo da quantidade de movimento e a pressão hidrostática. Desta forma, a equação da quantidade de movimento [3.10] é simplificada para:

$$g z(S_0 - S_f) = 0 \quad [3.14]$$

Portanto, a Equação [3.14] torna:

$$S_0 = S_f \quad [3.15]$$

Esta aproximação significa que a declividade da linha de energia é igual a declividade do fundo do canal, caracterizando um escoamento uniforme. Desta forma, o escoamento pode ser representado por qualquer equação de escoamento uniforme: Darcy-Weisbach, Manning, Chézy etc.

3.2.1.1 Escoamento em canais ou encostas

Para escoamento superficial em canais ou encostas a lei de fluxo, isto é, a relação entre vazão (Q) e altura do escoamento (z) pode ser expressa por:

$$Q = \omega z^\epsilon \quad [3.16]$$

Na qual, ω e ϵ são parâmetros.

Segundo SINGH (2002), a Equação [3.16] tem sua origem nos trabalhos realizados por Manning e Chézy. O parâmetro ω representa a resistência ao escoamento e ϵ é o expoente que indica o regime do escoamento, variando de um (altamente turbulento) para três (laminar). Este parâmetro também indica a linearidade ou não-linearidade da relação entre Q e z .

Para escoamentos em canais cuja largura é expressivamente maior que sua altura ou em escoamento superficiais em encostas, o raio hidráulico (R_H) pode ser aproximado para a altura do escoamento (z):

$$R_H \simeq z \quad \text{[3.17]}$$

LIGHTHILL & WHITHAM (1955) citados por SINGH (2002) desenvolveram a mais significativa e generalizada formulação da Equação [3.16]:

$$Q = \kappa z^\chi S_f^{0.5} \quad \text{[3.18]}$$

Na qual, κ e χ são constantes empíricas, S_f é a declividade da linha de energia.

Retornando à equação da continuidade [3.9], mas substituindo a vazão lateral q pela diferença entre a taxa de infiltração if e da intensidade da precipitação r correspondendo respectivamente à saída e à entrada de vazão no escoamento superficial por unidade de comprimento, produz:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} = r - if \quad \text{[3.19]}$$

Sabendo que $\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial z} \cdot \frac{\partial z}{\partial x}$ e que $\left(\frac{\partial Q}{\partial z}\right)_{x \text{ const}} = \epsilon \omega z^{\epsilon-1} = c$, de acordo com a Equação [3.16], e substituindo na Equação [3.19], produz:

$$\frac{\partial z}{\partial t} + c \frac{\partial z}{\partial x} = r - if \quad \text{[3.20]}$$

Na qual, c é a celeridade da onda cinemática, isto é, a velocidade com que os efeitos são propagados de montante para jusante. A Equação [3.20] é a equação da onda cinemática para escoamentos superficiais.

A onda cinemática é a onda dominante no escoamento superficial, especialmente durante a etapa crescente do hidrograma e durante a maior parte da recessão. A onda dinâmica e difusão existem mas desempenham um papel menos importante. Desta forma, o escoamento superficial pode essencialmente ser representado pela onda cinemática, reconhecendo que a onda dinâmica e difusão predominam em alguns casos (SINGH, 2002).

3.2.1.2 Escoamento em solo não saturado

Para escoamentos em solo não saturado a lei de fluxo pode ser expressa por:

$$Q = K(\theta) = K_s \left(\frac{\theta - \theta_0}{\eta - \theta_0} \right)^\varphi \quad [3.21]$$

Na qual, K_s é a condutividade hidráulica saturada, K é a condutividade hidráulica não saturada em função da umidade volumétrica θ , θ_0 é a umidade volumétrica na capacidade de campo, η é a porosidade total e φ um expoente que representa um índice da distribuição do tamanho dos poros, segundo BROOKS & COREY (1964).

A equação da continuidade para escoamento em solo não saturado é:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \theta}{\partial t} = -ep \quad [3.22]$$

Na qual, ep é a taxa de evaporação e θ é a umidade volumétrica. Sabendo que

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial \theta} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \text{ e que } \left(\frac{\partial Q}{\partial \theta} \right)_{x \text{ const}} = K_s \left(\frac{1}{\eta - \theta_0} \varphi \left(\frac{\theta - \theta_0}{\eta - \theta_0} \right)^{\varphi-1} \right) = c_U, \text{ de acordo com a}$$

Equação [3.21], e substituindo esta na Equação [3.22], produz:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + c_U \frac{\partial \theta}{\partial x} = -ep \quad [3.23]$$

Na qual, c_U é a mobilidade da água no solo não-saturado.

3.2.1.3 Escoamento em solo saturado

Para escoamentos em solo saturado a lei de fluxo é dada por:

$$Q = K_s z \nabla \phi \quad [3.24]$$

Na qual, K_s é a condutividade hidráulica saturada, z é altura do escoamento e $\nabla \phi$ é o gradiente do potencial hidráulico. Esta equação é conhecida como equação de Darcy. Segundo BEVEN (1981), o gradiente do potencial hidráulico pode ser aproximado para $\text{sen} \beta$ onde β é o ângulo de inclinação (considerando que a declividade da linha d'água é a mesma da superfície). Para solos nos quais a condutividade hidráulica saturada não varia ao longo da profundidade de saturação a Equação [3.24] fica:

$$Q = K_s z \text{sen} \beta \quad [3.25]$$

BEVEN (1981) propôs que a condutividade hidráulica saturada decai exponencialmente com o aumento da distância abaixo da superfície do solo. Para BEVEN (1981), a vazão de um escoamento com altura z sobre uma camada impermeável na profundidade D (Figura 3.3) pode ser expressa pela Equação [3.26].

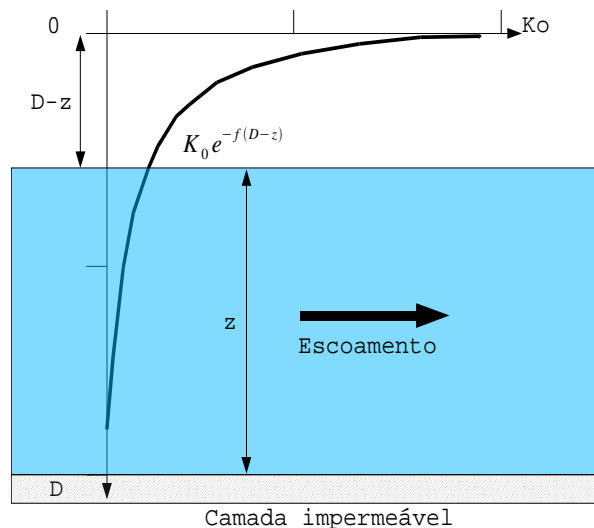


Figura 3.3. Decaimento da condutividade hidráulica saturada em função da profundidade.

$$q = K_0 e^{-f(D-z)} \operatorname{sen} \beta \quad \text{[3.26]}$$

Na qual, K_0 é a condutividade hidráulica saturada na superfície do solo, D é a profundidade da camada impermeável, β é o ângulo local, f é o coeficiente que descreve o declínio da condutividade em função da profundidade ($D - z$).

Integrando a Equação [3.26] ao longo da profundidade ψ :

$$Q = \int_{D-z}^D K_0 e^{-f\psi} \operatorname{sen} \beta d\psi = \left[-\frac{K_0}{f} e^{-f\psi} \right]_{D-z}^D = \frac{K_0}{f} (e^{-f(D-z)} - e^{-f(D)}) \operatorname{sen} \beta \quad \text{[3.27]}$$

Como o termo $-e^{-f(D)}$ é muito menor que o termo $-e^{-f(D-z)}$ a equação pode ser simplificada para:

$$Q = \frac{K_0}{f} e^{-f(D-z)} \operatorname{sen} \beta \quad \text{[3.28]}$$

A equação da continuidade para escoamento em solos saturados é:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} = if \quad \text{[3.29]}$$

Na qual, if é a taxa de infiltração. Sabendo que $\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial z} \cdot \frac{\partial z}{\partial x}$ e que $\left(\frac{\partial Q}{\partial z} \right)_{x \text{ const}} = K_0 e^{-f(D-z)} \operatorname{sen} \beta = c_s$, de acordo com a Equação [3.28], e substituindo na Equação [3.29], produz:

$$\frac{\partial z}{\partial t} + c_s \frac{\partial z}{\partial x} = if \quad \text{[3.30]}$$

Na qual, c_s é a mobilidade da água no solo saturado. A Equação [3.30] é a equação da onda cinemática para escoamentos em solo saturado.

Para escoamentos sub-superficiais em solos saturados, BEVEN (1981) mostrou que a onda cinemática possui uma boa aproximação quando:

$$\Lambda = \frac{4 K_s \operatorname{sen} \beta}{CR} > 0,75 \quad \text{[3.31]}$$

Na qual, A é um parâmetro adimensional, K_S é a condutividade hidráulica saturada, β é o ângulo local e CR representa a taxa efetiva de recarga.

3.2.1.4 Suposições do modelo da onda cinemática

As suposições inseridas no desenvolvimento do modelo da onda cinemática, segundo BEVEN (2001) e TUCCI (1998) são:

1. Há uma relação biunívoca entre vazão e altura do escoamento (lei de fluxo).
2. A declividade da linha de energia pode ser aproximada pela declividade do fundo, caracterizando um escoamento uniforme. Desta forma, o escoamento pode ser representado por qualquer equação de escoamento uniforme: Darcy-Weisbach, Manning, Chézy etc.
3. Os efeitos da pressão hidrostática são desconsiderados, portanto, o modelo simula apenas os efeitos de montante para jusante.
4. As forças de atrito e gravidade são preponderantes sobre os demais termos na equação da quantidade de movimento.

3.3 REPRESENTAÇÃO GEOMORFOLÓGICA DIGITAL DE BACIAS HIDROGRÁFICAS

3.3.1 Topografia

O relevo ou a topografia de bacias hidrográficas pode ser representado digitalmente (DEM – *Digital Elevation Model*) de três formas: (1) através de uma malha regular de pontos; (2) através de uma malha irregular de pontos aleatoriamente distribuídos (TIN – *Triangular Irregular Network*) e (3) por meio de linhas de mesma elevação (curvas de nível) (Figura 3.4).

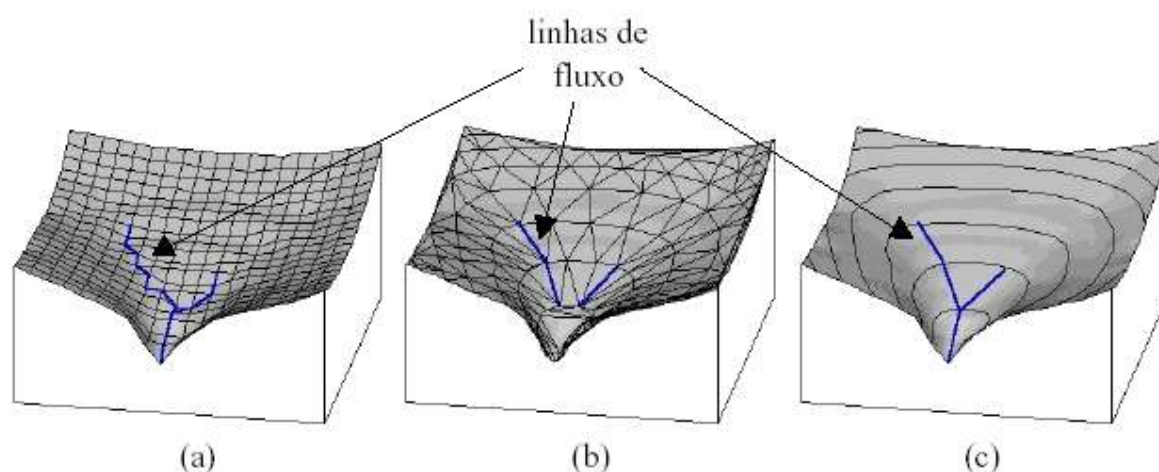


Figura 3.4. Representação de uma bacia. (a) Malha regular, (b) Malha irregular triangular e (c) Linhas de contorno (RENNÓ e SOARES, 2001).

Segundo PALACIOS-VÉLEZ & CUEVAS-RENAUD (1986) como também JONES, WRIGHT & MAIDMENT (1990), as malhas baseadas em TIN representam de maneira mais acurada a topografia. A TIN não necessita de interpolação dos dados originais. Além disso, as faces dos triângulos são adaptadas a qualquer mudança abrupta da topografia. Outra vantagem, segundo SILVA (1998), é que três pontos definem um plano, desta forma a arbitrariedade na geração da malha é menor quando comparada a quatro pontos. TACHIKAWA et al. (1996) argumentam que malhas regulares não são apropriadas para modelar fenômenos hidrológicos dinâmicos, pois não podem representar várias formas de encostas tais como convergência, divergência, convexidades e concavidades. MOORE, GRAYSON & LADSON (1991) relatam que as malhas regulares possuem a vantagem de fácil implementação e eficiência. Entretanto, no delineamento de linhas de fluxo, tendem a formar “zig-zags” gerando formas não naturais. Ainda segundo MOORE et al. (1991),

métodos baseados em linhas de contorno requerem mais espaço de armazenamento computacional e não oferecem nenhuma vantagem computacional.

Os modelos baseados em malhas regulares ganharam popularidade devido ao crescente desenvolvimento dos pacotes de *software* SIGs. As malhas regulares são derivadas das imagens de satélite em formato *raster* (malhas regulares com informações de cor, altura etc). Ainda assim, alguns SIGs utilizam TINs para delimitação de sub-bacias ou visualização em três dimensões da superfície.

Utilizando TINs na representação geomorfológica de uma bacia as propriedades mostradas pelas equações [3.32], [3.33], [3.34] e [3.35] podem ser facilmente extraídas para cada triângulo da malha formado pelos vértices $NV_1(x_1, y_1, z_1)$, $NV_2(x_2, y_2, z_2)$ e $NV_3(x_3, y_3, z_3)$ (JONES et al., 1990 e MOORE et al., 1991).

$$\dot{A}x + \dot{B}y + \dot{C}z + \dot{D} = 0 \quad \text{[3.32]}$$

Esta é a equação do plano na qual, \dot{A} , \dot{B} , \dot{C} e \dot{D} são os coeficientes do plano definidos por

$$\dot{A} = y_1(z_2 - z_3) + y_2(z_3 - z_1) + y_3(z_1 - z_2),$$

$$\dot{B} = z_1(x_2 - x_3) + z_2(x_3 - x_1) + z_3(x_1 - x_2), \quad \dot{C} = x_1(y_2 - y_3) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_1 - y_2) \quad \text{e}$$

$$\dot{D} = -Ax_1 - By_1 - Cz_1.$$

$$S_0 = \arctan\left(\left(\dot{A}^2 + \dot{B}^2\right)^{1/2}\right) \quad \text{[3.33]}$$

Na qual, S_0 é a declividade do triângulo.

$$AS_0 = 180 - \arctan\left(\frac{\dot{B}}{\dot{A}}\right) + 90\left(\frac{\dot{A}}{|\dot{A}|}\right) \quad \text{[3.34]}$$

Na qual, AS_0 é o aspecto do triângulo representando a diferença em graus medida no sentido horário entre o norte (definido no sentido positivo do eixo y) e a direção do vetor normal ao plano.

$$a' = 0,5(x_1y_2 + x_2y_3 + x_3y_1 - x_1y_3 - x_2y_1 - x_3y_2) \quad \text{[3.35]}$$

Na qual, a' é a área do triângulo.

3.3.2 Rede de Drenagem

A rede de drenagem de uma bacia hidrográfica constitui uma variável fundamental no entendimento, simulação e previsão de processos hidrológicos, além de sua interação com a morfologia local. A formação da rede de drenagem em uma bacia hidrográfica é influenciada por fatores como: Relevo, tipo de solo, cobertura vegetal, profundidade da camada de solo.

O adequado mapeamento da rede de drenagem na bacia também possui sua importância na conservação dos recursos hídricos, destacando a conservação das nascentes e o próprio corpo do rio através das matas ciliares. Um estudo sobre matas-ciliares (Zonas Ripárias) pode ser visto em SEMINÁRIO DE HIDROLOGIA FLORESTAL (2003).

O delineamento automático da rede de drenagem utilizando TINs foi introduzido por PALACIOS-VÉLEZ & CUEVAS-RENAUD (1986) e JONES et al. (1990). O delineamento utilizando DEMs regulares também é realizado utilizando métodos de QUINN et al. (1991) e TARBOTON (1997). Entretanto, o delineamento sobre TINs apresenta algumas vantagens: (1) Possui uma apresentação mais realística, pois as direções de escoamento não são limitadas às direções de 45 graus. (2) A solução de áreas planas e depressões pode ser resolvida sem a alteração das elevações correntes e com um número reduzido de novos pontos interpolados. Vale a pena observar que nenhum destes métodos prevêem de forma acurada a localização das nascentes. A posição das nascentes varia dinamicamente e é função do escoamento superficial, erosão e topografia (MONTGOMERY & DIETRICH, 1989).

Na interpretação da rede de drenagem de uma bacia e sua conseqüente análise e ordenamento a escala tem uma importante influência. Com o aumento da escala, mais tributários aparecem e os trechos de primeira ordem aumentam em número, alterando a ordem da bacia. A influência da escala no ordenamento de redes de drenagem foi estudada por SHEIDEGGER (1966) e YANG & STALL (1971). O efeito da escala e a resolução dos dados na previsão de fenômenos hidrológicos foram relacionados por WOLOCK & PRICE (1998).

3.4 TOPMODEL

O TOPMODEL (*Topography-based hydrological model*, BEVEN et al, 1984) é um modelo chuva-vazão semi-distribuído baseado na área variável de contribuição. Este modelo é considerado semi-distribuído pelo motivo de que somente os parâmetros relacionados à topografia são distribuídos, os demais parâmetros como precipitação e transmissividade são constantes para toda a bacia. Segundo BEVEN & KIRKBY (1979) o modelo foi desenvolvido para bacias úmidas temperadas tentando combinar as vantagens dos parâmetros de modelos concentrados com os efeitos distribuídos de áreas variáveis de contribuição e escoamentos através da rede de drenagem, enquanto mantém a possibilidade de obter parâmetros diretamente através de medidas de campo na bacia em estudo. Uma definição do TOPMODEL pode ser descrita pelas palavras de seus autores: “...o modelo aqui proposto é um compromisso entre as vantagens da modelagem simplificada, a complexa variabilidade espacial da resposta hidrológica da bacia e a limitação econômica da medição de parâmetros em campo...” (BEVEN & KIRKBY, 1979).

Dois componentes podem ser identificados em todos os modelos chuva-vazão: O primeiro representa o balanço hídrico no solo e o segundo a propagação do escoamento até a exutória da bacia (FRANCHINI et al., 1996). No caso do TOPMODEL não é diferente. O modelo é baseado no armazenamento e é constituído em uma série de reservatórios interligados com diferentes tempos de armazenamento. Esta série de reservatórios de armazenamento representa a resposta média da saturação do solo em uma sub-bacia homogênea. A fonte dominante na geração do escoamento superficial é a chuva que cai sobre uma área variável saturada que é função do nível médio de saturação do solo. Na Figura 3.5 é criada uma representação dos reservatórios do TOPMODEL assim como os processos envolvidos.

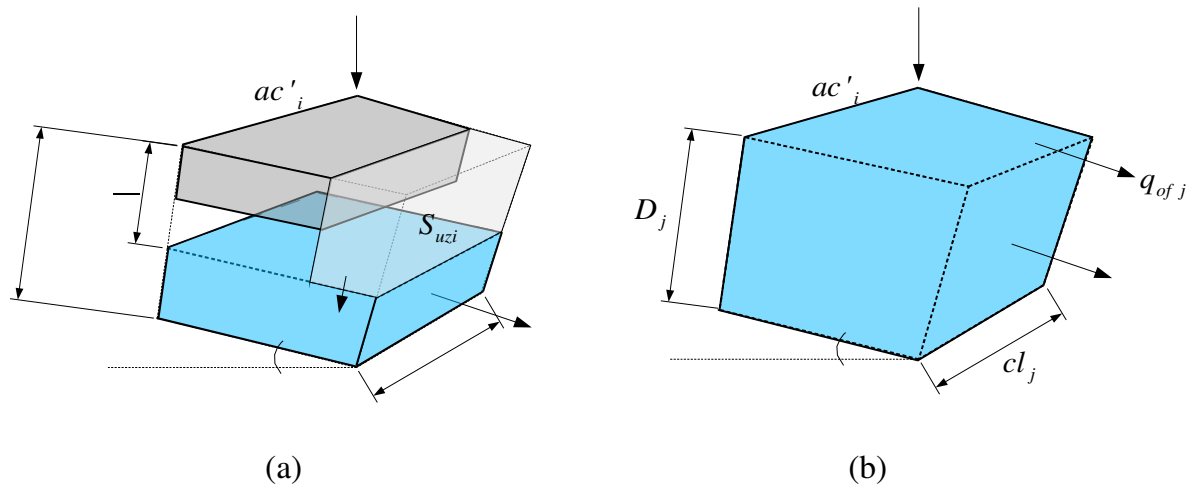


Figura 3.5. Reservatórios e processos no TOPMODEL. (a) Condição não saturada e (b) condição saturada.

Através da Figura 3.5 é possível identificar os seguintes reservatórios: S_{RZ} , reservatório da zona de raízes expresso em déficit, S_{UZ} , reservatório da zona não saturada e S_{SZ} , reservatório da zona saturada também expresso em déficit ou profundidade (S ou z'). Os processos são: Escoamento sub-superficial na zona saturada (q_b), escoamento sub-superficial vertical na zona não saturada (q_v), Escoamento superficial na saturação (q_{of}). Além destes processos o TOPMODEL realiza a propagação do escoamento superficial e a composição do hidrograma na exutória da bacia. Ainda na Figura 3.5, r é a precipitação, a' é a área da célula, D é a profundidade até a camada impermeável, β é a declividade da célula, cl é o comprimento do contorno da célula, η é a porosidade do solo e ac'_i é a área acumulada à montante da célula.

3.4.1 Escoamento Sub-superficial na Zona Saturada (q_b)

A transmissividade é igual a profundidade do solo vezes a condutividade hidráulica saturada. Pode ser definida como a capacidade de uma camada de solo saturada ser permeada pela água e integrada ao longo de todo o perfil do solo. Segundo BEVEN (1981), a variação da condutividade hidráulica saturada ao longo da profundidade pode ser descrita como uma função exponencial negativa:

$$K_s(z') = K_0 e^{-fz'} \quad [3.36]$$

Na qual, $K_s(z')$ é a condutividade hidráulica saturada na profundidade z' , K_0 é a condutividade hidráulica saturada na superfície do solo, f é um parâmetro que descreve a taxa de decaimento

da condutividade. Integrando a Equação [3.36] ao longo da profundidade do perfil de solo, produz:

$$T = \frac{K_0}{f} e^{-fz'} \quad \text{[3.37]}$$

Na qual, T é a transmissividade da camada de solo saturado com a profundidade z' . A transmissividade é máxima quando z' é igual a zero. A vazão por unidade de comprimento que atravessa esta camada de solo é definida com a lei de Darcy. O gradiente de potencial hidráulico é aproximado para a declividade da superfície ($\tan\beta$). Uma vez que é suposto que a declividade da linha de água é igual a declividade da superfície (escoamento uniforme), a vazão sub-superficial por unidade de largura é:

$$q_b = \frac{K_0}{f} e^{-fz'} \tan\beta \quad \text{[3.38]}$$

Segundo HORNBERGER et al. (1998), a profundidade z' , isto é, a profundidade do lençol freático, pode ser expressa em termos de armazenamento (déficit de saturação) S . Desta forma:

$$z' = \frac{S}{\eta} \quad \text{[3.39]}$$

Na qual, η é a porosidade do solo. Substituindo [3.39] em [3.38], produz:

$$q_b = \frac{K_0}{f} e^{-f\left(\frac{S}{\eta}\right)} \tan\beta \quad \text{[3.40]}$$

O termo f/η pode ser substituído por $1/m$, parâmetro que também descreve o decaimento da condutividade com a profundidade e pode ser estimado a partir da interpretação da curva de recessão.

A interpretação física para o parâmetro de decaimento m é que este representa a profundidade efetiva do perfil de solo interativamente com o parâmetro T_0 o qual representa a transmissividade do perfil do solo quando está saturado na superfície. Um grande valor de m aumenta a profundidade ativa do perfil de solo. Um pequeno valor de m , especialmente quando associado com um valor alto de T_0 , caracteriza um solo pouco profundo, mas com um pronunciado decaimento da transmissividade. Esta combinação tende a produzir uma bem

definida e curta curva de recessão (BEVEN et al., 1995).

Denominando o termo K_0/f como T_0 , a transmissividade máxima, a Equação [3.40] para uma célula ou local i , fica:

$$q_{bi} = T_0 e^{-\left(\frac{S_i}{m}\right)} \tan \beta_i \quad \text{[3.41]}$$

O déficit de armazenamento S_i assume valores positivos para déficit e valores negativos para saturação (BEVEN & WOOD, 1984). IORGULESCU & JORDANA (1994) citando BEVEN (1986b) explicam que a estrutura do modelo permite déficits negativos. Desta forma a Equação [3.41] define o escoamento de retorno.

A vazão por unidade de comprimento em um local ou célula i da bacia para a qual a área drenada acumulada por unidade de contorno é a_i , isto é, $a_i (= ac'_i / cl_i)$, é igual a:

$$q_{bi} = r_i a_i \quad \text{[3.42]}$$

Na qual, r_i é a intensidade da precipitação sobre a célula. Desta forma, substituindo a Equação [3.42] em [3.41] e isolando o déficit, produz:

$$S_i = -m \ln \left(\frac{a_i r_i}{T_0 \tan \beta_i} \right) \quad \text{[3.43]}$$

Modificando a Equação [3.43]:

$$S_i = -m \ln \left(\frac{r_i}{T_0 \tan \beta_i} \right) - m \lambda_i \quad \text{[3.44]}$$

Na qual, $\lambda_i = \ln \left(\frac{a_i}{\tan \beta_i} \right)$ é o índice topográfico local. Este índice estabelece o conceito de similaridade hidrológica. Os locais de mesmo índice topográfico possuem comportamento hidrológico semelhantes, aumentando a eficiência computacional do modelo. Segundo CAMPLING et al. (2002) o índice topográfico indica a propensibilidade de uma área tornar-se saturada.

Atualmente, através do emprego de *softwares* de geoprocessamento, é relativamente fácil considerar a distribuição espacial da transmissividade para cada tipo de solo. Estes valores seriam incluídos no índice topográfico que assume o seguinte equacionamento:

$$\lambda_i = \ln \left(\frac{a_i}{T_{0i} \tan \beta_i} \right) \quad [3.45]$$

Esta abordagem é mostrada em BEVEN et al. (1995).

O déficit de saturação médio pode ser calculado através da integração da Equação [3.43] para toda a bacia de área igual a A . Desta forma:

$$\bar{S} = \frac{1}{A} \int_0^A S_i dA = \frac{1}{A} \int_0^A \left[-m \ln \left(\frac{r_i}{T_{0i}} \right) - m \lambda \right] dA \quad [3.46]$$

Considerando a precipitação e a transmissividade constantes para toda a bacia, produz:

$$\bar{S} = -m \ln \left(\frac{R}{T_0} \right) - m \bar{\lambda} \quad [3.47]$$

Na qual, R é a intensidade da precipitação para toda a bacia, T_0 a transmissividade máxima

para toda a bacia e $\bar{\lambda} = \frac{1}{A} \int_0^A \ln \left(\frac{a_i}{\tan \beta_i} \right) dA$ é o índice topográfico médio da bacia. O índice

topográfico médio pode ser aproximado por:

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^N \ln \left(\frac{a_i}{\tan \beta_i} \right) a'_i \quad [3.48]$$

Na qual, a'_i é uma área elementar da sub-bacia com $a_i/\tan\beta$ constante e N o número de elementos pelos quais a bacia foi discretizada.

A área saturada pode ser definida quando $S_i \leq 0$, portanto:

$$-m \ln \left(\frac{a_i R}{T_0 \tan \beta_i} \right) \leq 0 \quad \text{ou} \quad -m \ln \left(\frac{R}{T_0} \right) - m \lambda_i \leq 0 \quad [3.49]$$

Reformulando a Equação [3.47], produz:

$$\frac{(\bar{S} + m \bar{\lambda})}{m} = \ln \left(\frac{R}{T_0} \right) \quad \therefore \quad \frac{R}{T_0} = e^{-\left[\frac{(\bar{S} + m \bar{\lambda})}{m} \right]} \quad [3.50]$$

Substituindo na Equação [3.49] gera:

$$\begin{aligned}
 -m \ln \left(\frac{a_i}{\tan \beta_i} e^{-\left[\frac{(\bar{S} + m\bar{\lambda})}{m} \right]} \right) \leq 0 \quad . \circ . \quad -m \ln \left(\frac{a_i}{\tan \beta_i} \right) + m \left(\frac{\bar{S}}{m} + \bar{\lambda} \right) \leq 0 \\
 . \circ . \quad -\ln \left(\frac{a_i}{\tan \beta_i} \right) + \left(\frac{\bar{S}}{m} + \bar{\lambda} \right) \leq 0
 \end{aligned}
 \tag{3.51}$$

Portanto, a área saturada é identificada em função do déficit médio e do índice médio quando:

$$\ln \left(\frac{a_i}{\tan \beta_i} \right) \geq \frac{\bar{S}}{m} + \bar{\lambda} \quad \text{ou} \quad \lambda_i \geq \frac{\bar{S}}{m} + \bar{\lambda}
 \tag{3.52}$$

Escrevendo o déficit de saturação local em função do déficit médio da bacia, gera:

$$S_i = -m \ln \left(\frac{a_i}{\tan \beta_i} \right) + m \left(\frac{\bar{S}}{m} + \bar{\lambda} \right) = -m \ln \left(\frac{a_i}{\tan \beta_i} \right) + \bar{S} + m\bar{\lambda} \quad \text{ou} \quad S_i = \bar{S} + m(\bar{\lambda} - \lambda_i)
 \tag{3.53}$$

Com estudos em campo BEVEN & WOOD (1983) demonstraram que as áreas saturadas tendem a ser encontradas na parte inferior de encostas e em depressões convergentes associados ou a solos com baixa condutividade hidráulica ou a áreas de baixa declividade. A Figura 3.6 ilustra a representação do índice topográfico médio e o déficit local de armazenamento em uma bacia.

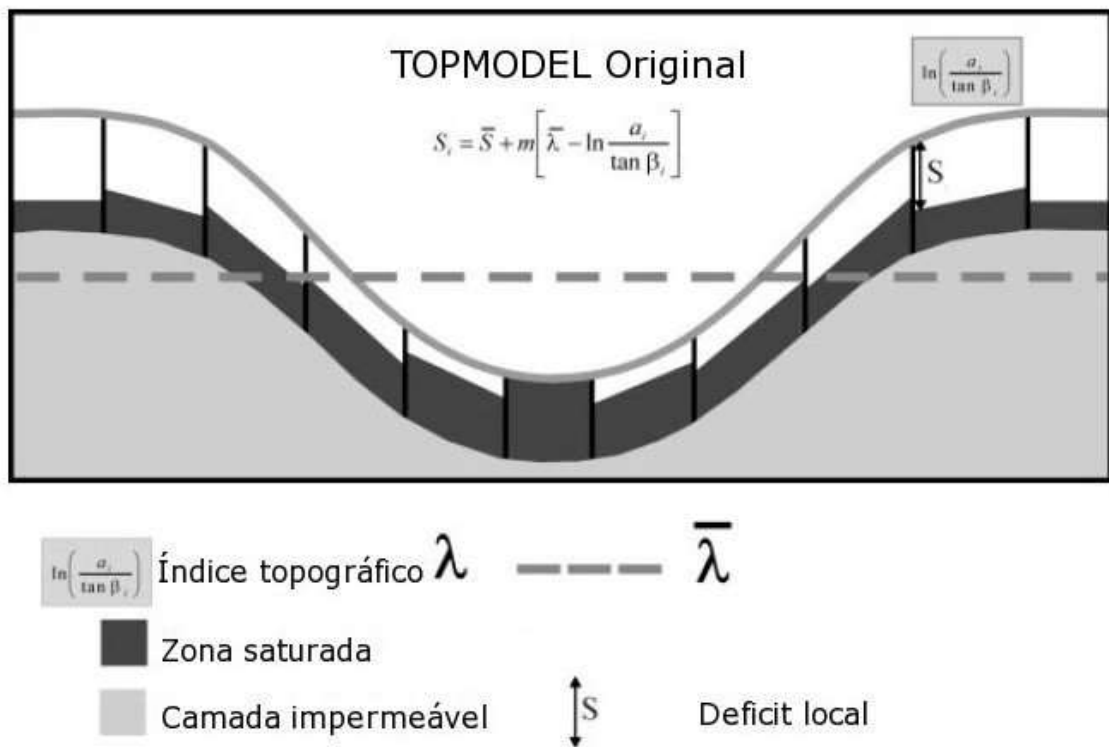


Figura 3.6. Representação esquemática do índice topográfico médio e déficit local. (Modificado de CAMPLING et al. (2002)).

3.4.2 Escoamento Sub-superficial na Zona não saturada (q_v)

São utilizados dois reservatórios S_{RZ} – com um valor máximo igual a S_{RMAX} , correspondente à capacidade de campo – e S_{UZ} – com um valor máximo igual ao déficit local de saturação – que representam respectivamente o déficit de armazenamento abaixo e o armazenamento acima da capacidade de campo. Segundo HORNBERGER et al. (1985), o escoamento vertical torna-se significativo com valores acima da capacidade de campo. Com esta abordagem, fluxos da zona não saturada para a zona saturada somente são possíveis quando a capacidade de campo é excedida. Abaixo da capacidade de campo a água é mantida no S_{RZ} podendo ser retirada através da evapotranspiração. FRANCHINI et al. (1996) fizeram algumas observações quanto ao reservatório S_{RZ} . Apesar do nome (Reservatório de zona de raízes), este reservatório representa a capacidade de interceptação da precipitação pela vegetação. Ele não interage com os fluxos entre a zona saturada e a não saturada, sua única função é permitir que a água nele armazenada possa ser extraída pela evapotranspiração.

Um fluxo vertical entre o reservatório S_{UZ} e a zona saturada (recarga da zona saturada) foi inicialmente previsto por BEVEN e WOOD (1984) e definido como:

$$q_{vi} = \frac{S_{UZ}}{S_i T_D} \quad [3.54]$$

Na qual, S_{UZ} é o armazenamento na zona não saturada, S_i é o déficit de saturação local e T_D é um parâmetro que representa o tempo de permanência da água na zona não saturada. BEVEN (1986a,b) propôs outro equacionamento para a recarga da zona saturada:

$$q_{vi} = \nabla \Phi K_0 e^{-fz'_i} \quad [3.55]$$

Na qual, $\nabla \Phi$ é o efetivo gradiente do potencial hidráulico, K_0 é a condutividade hidráulica saturada, z'_i é a profundidade local do lençol freático. É assumido o gradiente unitário, isto é, $\nabla \Phi$ é igual a um. Conseqüentemente o fluxo vertical é igual a condutividade hidráulica saturada na profundidade z'_i . Desta forma, $\nabla \Phi$ é adotado com sendo 1.

O modelo permite que o reservatório S_{RZ} seja esvaziado na taxa E_a :

$$E_a = E_p \left(1 - \frac{S_{RZ}}{S_{RMAX}} \right) \quad [3.56]$$

na qual, S_{RZ} é o déficit de armazenamento neste reservatório, S_{RMAX} é o déficit máximo e E_p é a taxa de evapotranspiração potencial. Este procedimento é contabilizado quando não existe drenagem da zona não saturada para a saturada ou quando o déficit de saturação local S_i é menor ou igual a zero. Caso contrário, a água é extraída na taxa da evapotranspiração potencial E_p .

3.4.3 Escoamento Superficial por Excesso de Saturação (q_{of})

O escoamento superficial no elemento ou célula i pode ser estimado por:

$$q_{ofi} = r_i a'_{SATi} \quad [3.57]$$

Na qual, r_i é a intensidade da precipitação e a'_{SATi} é a área saturada.

A área é considerada saturada quando o reservatório da região não saturada S_{UZ} possui valor superior ou igual ao déficit de saturação local S_i .

3.4.4 Propagação do Escoamento Superficial

Para propagar o escoamento ao longo da rede de drenagem o modelo estabelece um histograma tempo-área derivado a partir de uma função distância-área. Segundo RODRÍGUES-ITURBE e RINALDO (1997), a função distância-área organiza a área de drenagem em função de sua distância da exutória da bacia. Esta função representa as características da estrutura da rede de drenagem de uma bacia e pode ser interpretada para mostrar o comportamento da bacia a eventos de chuva. A Figura 3.7 mostra um exemplo de uma função distância-área extraída da bacia do Rio Caeté, município de Alfredo Wagner – SC. Esta bacia possui uma área de 163 km².

O tempo para que uma determinada área contribua para a exutória da bacia é expresso por:

$$tc = \sum_{i=1}^N \frac{l_i}{RV \tan \beta_i} \quad [3.58]$$

Na qual, l_i é a distância do i -ésimo segmento de escoamento com declividade igual a $\tan \beta_i$, RV é a velocidade no canal da sub-bacia e N é o número de segmentos entre o ponto e a exutória. Para um valor de RV um histograma é encontrado para qualquer valor da área de contribuição, uma relação linear entre distância e tempo. Esta relação é baseada no modelo da onda cinemática que considera o escoamento uniforme. Segundo BEVEN & KIRKBY (1979), esta relação linear é satisfatória para bacias menores que 1.000 km².

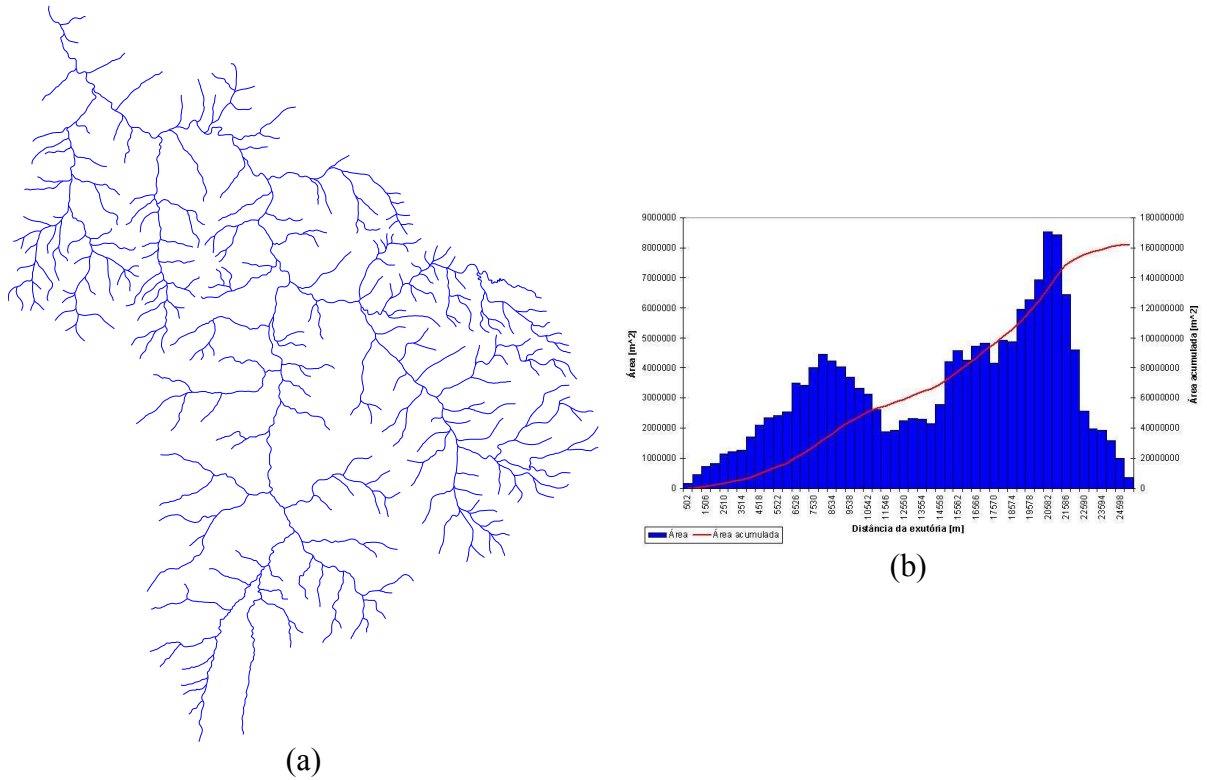


Figura 3.7. Extração da função distância-área da bacia do rio Caeté no município de Alfredo Wagner - SC. (a) Rede de drenagem, (b) Gráfico da função, áreas em função da distância da exutória.

Utilizando o mesmo procedimento acima, o modelo permite a entrada de outro parâmetro de velocidade CHV . Este parâmetro interpreta a velocidade do canal principal de distância dl da bacia. Este parâmetro é utilizado quando a discretização da bacia é realizada através de um conjunto de sub-bacias. A Figura 3.8 mostra esta discretização.

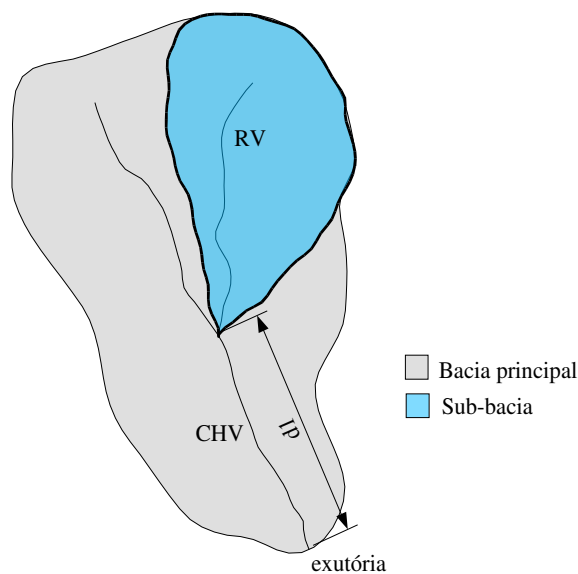


Figura 3.8. Definição dos parâmetros CHV e RV .

Este modelo permite que o histograma e a distribuição dos escoamentos superficiais até a exutória possam sofrer alterações dinamicamente com a alteração da área de contribuição (BEVEN & KIRKBY, 1979).

3.4.5 Composição do Hidrograma na exutória da bacia

O escoamento superficial total da bacia é estimado através do somatório de todas as áreas saturadas:

$$Q_{of} = \sum_{i=1}^N r_i a'_{SAT i} \quad \text{[3.59]}$$

Na qual, r_i é a precipitação sobre a célula ou região i , $a'_{SAT i}$ é a área saturada e N é o número de células ou regiões na qual foi discretizada a bacia. Para precipitação constante sobre toda a bacia:

$$Q_{of} = R \sum_{i=1}^N a'_{SAT i} \quad \text{[3.60]}$$

Segundo BEVEN et al. (1995) e BEVEN (2001) a recarga total da zona saturada é dada por:

$$Q_v = \sum_{i=1}^N q_{vi} a'_i \quad \text{[3.61]}$$

Na qual, q_{vi} é a recarga da zona saturada local ou de uma célula i e a'_i é a área da célula ou região e N é o número de células ou regiões.

O escoamento sub-superficial total da bacia é estimado através de:

$$Q_b = \sum_{j=1}^N q_{b,j} l_j \quad \text{ou} \quad Q_b = \sum_{j=1}^N l_j T_0 e^{-\left(\frac{S_j}{m}\right)} \tan \beta_j \quad \text{[3.62]}$$

Na qual, l_j é o comprimento do trecho do cada canal j e N é o número de trechos.

Para inicialização da estimativa da vazão sub-superficial, a Equação [3.53] é substituída em [3.62]:

$$Q_b = \sum_{j=1}^N l_j T_0 e^{-\left(\frac{-m\lambda_j + \bar{S} + m\bar{\lambda}}{m}\right)} \tan \beta_j \quad . \wedge \quad Q_b = \sum_{j=1}^N l_j T_0 e^{\left(\lambda_j - \frac{\bar{S}}{m} - \bar{\lambda}\right)} \tan \beta_j \quad [3.63]$$

Portanto, a vazão sub-superficial para toda a bacia é:

$$Q_b = \sum_{j=1}^N l_j a_j T_0 e^{\left(\frac{-\bar{S}}{m} - \bar{\lambda}\right)} \quad [3.64]$$

Como a_j é a área de contribuição por unidade de comprimento, então:

$$A = \sum_{j=1}^N l_j a_j \quad [3.65]$$

Na qual, A é a área total da bacia. Portanto:

$$Q_b = A T_0 e^{-\bar{\lambda}} e^{\left(\frac{-\bar{S}}{m}\right)} \quad [3.66]$$

Definindo $A T_0 e^{-\bar{\lambda}} = Q_{\bar{S}}$, $Q_{\bar{S}}$ representa a vazão sub-superficial quando \bar{S} é igual a zero (BEVEN et al., 1995). Segundo IORGULESCU & JORDANA (1994), $Q_{\bar{S}}$ pode ser interpretado como a vazão sub-superficial quando o déficit médio de armazenamento é igual a zero, não implicando que toda a bacia esteja saturada. Desta forma, o escoamento sub-superficial pode ser estimado em função do déficit médio de saturação da bacia:

$$Q_b = Q_{\bar{S}} e^{\left(\frac{-\bar{S}}{m}\right)} \quad [3.67]$$

Rearranjando a Equação [3.67] para \bar{S} , no início da simulação o déficit de saturação pode ser estimado por:

$$\bar{S}_{t=0} = -m \ln \left(\frac{Q_0}{Q_{\bar{S}}} \right) \quad [3.68]$$

Na qual, Q_0 é a vazão inicial observada no instante de tempo $t = 0$. Uma vez que $S_{t=0}$ é conhecido, os valores locais de déficit de saturação podem ser calculados através da Equação [3.53] (BEVEN, 2001).

Para uma curva de recessão a vazão sub-superficial pode ser estimada em função da vazão $Q_{\bar{s}}$ e o parâmetro de decaimento m :

$$\frac{1}{Q_b} = \frac{1}{Q_{\bar{s}}} + \frac{t}{m} \quad [3.69]$$

Na qual, t é o intervalo de tempo para cada estimativa.

A Equação [3.69] demonstra que o parâmetro m pode ser encontrado através da interpretação de vazões de recessão durante períodos quando a evapotranspiração é mínima (BEVEN et al., 1995 e BEVEN, 2001). A Figura 3.9 mostra a estimativa de m .

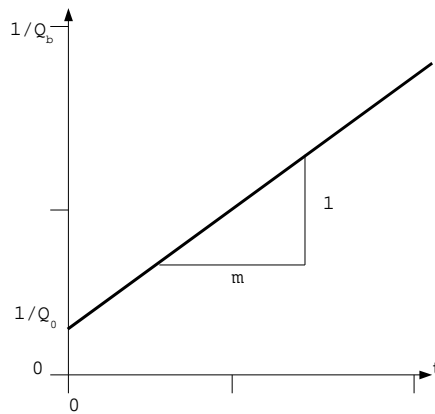


Figura 3.9. Estimativa do parâmetro m .

O déficit médio de armazenamento é calculado para cada intervalo de tempo como uma função do déficit médio anterior (forma implícita) mais a diferença entre o escoamento total sub-superficial e a recarga total da zona saturada. Equacionando o cálculo:

$$\bar{S}_t = \bar{S}_{t-1} + \left[\frac{Q_{b,t-1} - Q_{v,t-1}}{A} \right] \quad [3.70]$$

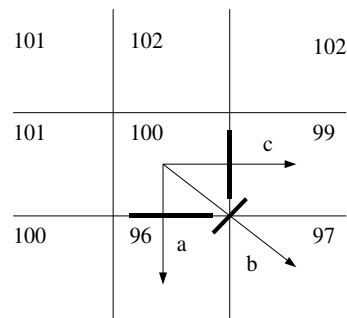
3.4.6 Procedimento de Cálculo do Índice Topográfico

O procedimento para cálculo do índice topográfico é baseado no método apresentado por QUINN et al. (1991). Este procedimento aplica sobre um modelo digital de terreno de malha regular um algoritmo de múltipla direção de fluxo. Este algoritmo distribui o fluxo ou a área acumulada entre as células da malha por meio da diferença de cota entre as células, o

comprimento do fluxo e o comprimento do contorno. As direções de fluxo são assumidas como múltiplas de 45 graus, isto é, as direções cardinais e suas diagonais. Desta forma:

$$P_{i,k} = \xi_{i,k} cl_k \left(\frac{el_i - el_j}{d_{i,k}} \right) \quad [3.71]$$

Na qual, $P_{i,k}$ é o peso da área ou vazão a ser acumulada para a próxima célula j na direção k , $\xi_{i,k}$ é o peso para o comprimento do contorno na direção k (0,5 para as direções cardinais e 0,354 para as diagonais), cl_k é o comprimento do contorno, el_i e el_j são as cotas da célula atual e a célula vizinha na direção k , respectivamente e $d_{i,k}$ é a distância do escoamento na direção k . A Figura 3.10 mostra um exemplo de cálculo.



$$a = 0,5 * 50 * ((100 - 96) / 50) = 61,40\%$$

$$b = 0,354 * 50 * ((100 - 97) / 70,1) = 23,25\%$$

$$c = 0,5 * 50 * ((100 - 99) / 50) = 15,35\%$$

Figura 3.10. Direções múltiplas de escoamento para resolução de 50 metros (Modificado QUINN et al, 1991).

QUINN et al. (1995) introduziram ao modelo acima descrito o método apresentado por HOLMGREN (1994). Este método manipula os fluxos pelas células através da declividade do próprio fluxo em uma determinada direção. O procedimento é equacionado da seguinte forma:

$$P_{i,k} = \xi_{i,k} cl_k \left(\frac{el_i - el_j}{d_{i,k}} \right)^\zeta \quad [3.72]$$

Na qual, ζ é um coeficiente de manipulação. Quando ζ tem seu valor igual a um o algoritmo é equivalente a formulação anterior. Quando maior o valor de ζ maior será o favorecimento do escoamento na direção de maior declividade. Quando ζ possui valores em torno de 100 o algoritmo é equivalente àquele de uma simples direção de escoamento (somente as direções

cardinais).

QUINN et al. (1995) observaram que a falta de informação dos canais nos algoritmos de direção de escoamento pode gerar: (1) No vale do rio, o fluxo pode mudar freqüentemente de direção sobre a área plana, formando meandros. Desta forma, há um grande número de células com altos valores de fluxo ou área acumulados. Este efeito pode ou não ser desejado pela análise hidrológica; (2) Ao longo do vale do rio o fluxo ou área acumulada pode aumentar e decrescer. É entendido que quando um fluxo atinge o canal de um rio nele permaneça até a exutória da bacia. Para solucionar estes problemas QUINN et al. (1995) escolheram o procedimento de MORRIS & HEERDEGEN (1989) que introduz o conceito de CIT (*Channel Initiation threshold*). Este conceito foi introduzido para definir quais células contém um canal, tornando a acumulação de área ou escoamento mais realística. Durante a execução do algoritmo de múltipla direção cada célula é testada. Se a área acumulada é superior ou igual a CIT, esta célula é considerada um canal. Desta forma, as adições de área são feitas apenas na direção da máxima declividade. Quando a célula é um canal é assumido que a declividade é a média de todas as declividades à montante e o comprimento do contorno é igual à soma de ambos os lados do canal. Assim, a área drenada por unidade de contorno é igual à área da célula sobre o comprimento do rio. Existe para cada resolução de malha, um valor ótimo de CIT. Este valor pode ser encontrado através da plotagem de três correlações: (1) Área acumulada por $\ln(a/\tan\beta)$; (2) Área acumulada por (a/A) nos valores de pico; (3) área acumulada pelo número de células de canais. O valor ótimo é extraído antes da distribuição de $\ln(a/\tan\beta)$ variar rapidamente.

Finalmente, o método pode ser formulado como:

$$P_{i,k} = \xi_{i,k} cl_k \left(\frac{el_i - el_j}{d_{i,k}} \right) \left[\frac{ac}{thresh} + 1 \right]^c \quad [3.73]$$

Na qual ac é a área acumulada à montante e $thresh$ é o valor de CIT.

3.4.7 Simplificações ao Longo do Desenvolvimento da Formulação do Modelo TOPMODEL

Ao longo do desenvolvimento do modelo TOPMODEL, foram realizadas algumas simplificações:

1. A variação da zona saturada é aproximada por sucessivas representações em estado permanente.

2. O gradiente do potencial hidráulico da zona saturada (perfil do lençol freático) é igual à declividade da superfície ($\tan\beta$) (Figura 3.11).

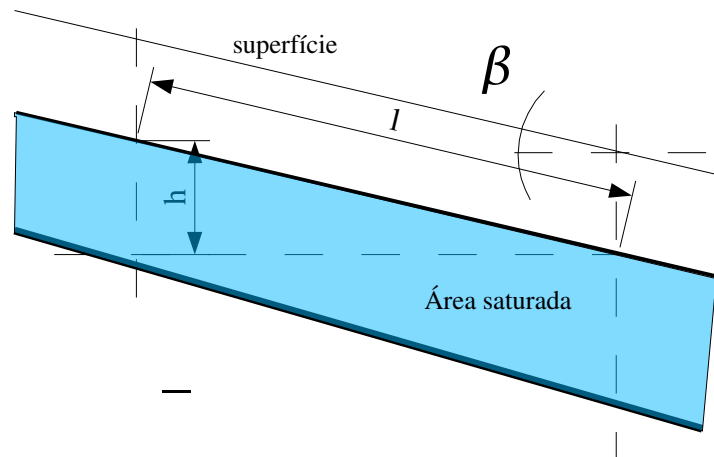


Figura 3.11. Gradiente hidráulico no TOPMODEL.

3. A transmissividade em um perfil de solo, varia de acordo com uma função exponencial negativa.
4. A recarga da zona saturada é homogênea em toda a bacia.
5. A precipitação é considerada igualmente distribuída sobre a bacia.
6. A transmissividade é homogênea para toda a bacia.
7. A propagação do escoamento na bacia é realizada de forma linear baseada no modelo da onda cinemática (escoamento uniforme) e através de um histograma tempo - área.

3.4.8 Modificações do TOPMODEL

Desde a sua concepção inicial (BEVEN & KIRKBY, 1979), o TOPMODEL vem recebendo modificações. Segundo os próprios autores, o TOPMODEL não é um simples modelo, mas um conjunto de conceitos. As principais modificações do TOPMODEL são apresentadas em ordem cronológica na Tabela 3.2.

É notado que as modificações realizadas até o momento na estrutura do TOPMODEL estão concentradas em cinco categorias: (1) Modificações nas suposições do modelo; (2) modificações na variabilidade espacial de parâmetros; (3) modificações no índice topográfico; (4) modificações na propagação dos escoamentos e (5) modificações no decaimento da transmissividade. As principais modificações do TOPMODEL são apresentadas em ordem cronológica na Tabela 3.2:

Tabela 3.2. Modificações da formulação do TOPMODEL.

<i>Autor</i>	<i>Modificação</i>	<i>Categoria</i>
BEVEN et al. (1984)	Introduziram o conceito de capacidade de campo ao reservatório da zona de raízes.	1
HORNBERGER et al (1985)	Introduziram dois reservatórios à formulação do TOPMODEL. Um reservatório extra para simulação da interceptação e outro para simular a interceptação da vegetação junto ao solo.	1
QUINN et al. (1991)	Criaram um nível de referência para o nível do lençol freático. O gradiente hidráulico é computado em função da superfície do lençol e não da superfície.	1
BEVEN et al. (1995)	Desenvolveu uma formulação para a variação espacial da transmissividade acompanhada do índice topográfico.	2
AMBROISE et al.(1996a)	Modificaram o decaimento da transmissividade para uma função parabólica e linear.	5
SAULNIER et al. (1997)	Incluíram a variabilidade espacial da profundidade do solo efetiva.	2
DUAN & MILLER (1997)	Alteraram a função de decaimento da transmissividade para uma função de potência.	5
TAKEUCHI et al. (1999)	Introduziram o método de Muskingum-Gunge para propagação do escoamento na rede de drenagem.	4
DATIN (1998) citado por BEVEN (2001)	Criou um índice topográfico dinâmico, o qual varia de acordo com a área saturada.	3
BEVEN & FREER (2001)	Propuseram uma nova formulação dinâmica ao TOPMODEL. Na qual há uma explícita redistribuição dos fluxos para pontos de mesma similaridade hidrológica. Uma abordagem mais flexível que a formulação original do índice topográfico.	1
CAMPLING et al. (2002)	Introduziram mais um parâmetro denominado índice topográfico de referência, estimado a partir da interpretação da distribuição espacial do índice topográfico.	3

3.4.9 Estudos Comparativos do TOPMODEL

Na versão original do TOPMODEL (BEVEN & KIRKBY, 1979) toda a água disponível no reservatório da zona de raízes era permitida infiltrar para o reservatório de saturação do solo em cada intervalo de tempo. Desta forma, produzia um aumento no escoamento. BEVEN et al. (1984) notaram esta super estimativa e introduziram o conceito de

capacidade de campo ao modelo. A capacidade de campo é entendida como a condição na qual a umidade permanente no solo após drenagem natural durante um período aproximado de quarenta e oito horas. BEVEN et al. (1984) através de comparações visuais dos hidrogramas com a versão original concluíram que a nova formulação produziu uma melhora na simulação principalmente na previsão de hidrogramas em períodos secos e na resposta do escoamento sub-superficial.

AMBROISE et al. (1996b) compararam a versão original do TOPMODEL a uma formulação com decaimento parabólico da transmissividade. Eles observaram que para a bacia estudada as duas formulações apresentaram desempenhos similares. Entretanto, a nova formulação apresentou uma bem definida melhoria nas baixas vazões. O critério de avaliação dos modelos foi baseado no coeficiente de NASH (NSE) e log de NASH (NSE_{log}).

SAULNIER et al. (1997) após a introdução da variabilidade da profundidade do solo verificaram que o parâmetro m apresentou quase o mesmo valor da versão original. Isto confirmou a insensibilidade do modelo para o parâmetro de profundidade, concluindo que a simulação de vazões na bacia não era afetada pela variação da profundidade efetiva dos solos. Entretanto, a variabilidade da profundidade do solo poderia ser útil na previsão de variáveis internas da bacia. O critério de análise dos modelos foi a comparação de eficiências calculadas com o coeficiente de NASH.

PETERS et al. (2003) comparam duas formulações dinâmicas do TOPMODEL à formulação original apresentada por BEVEN et al. (1995). A primeira formulação dinâmica considerou a similaridade hidrológica em uma matriz bidimensional de área acumulada e declividade, a segunda formulação dinâmica introduziu novas características para refinar o conceito de similaridade. Os autores desta formulação concluíram que houve melhoria nas estimativas de períodos de recessão e nos limites de incerteza quando comparados com a formulação original. Entretanto, o estudo não foi suficiente para mostrar evidências que a versão original era inapropriada para a simulação de hidrogramas. O critério de comparação foi baseado no índice de NASH, limites de incerteza, medidas de entropia e inspeção visual de hidrogramas.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 ÁREA DE APLICAÇÃO

A área de aplicação é uma parte da bacia do Rio Pequeno, considerando a exutória na seção de medição da estação fluviométrica Fazendinha (65010000). Portanto, a área de aplicação é aproximadamente de 104 km². Esta área está totalmente inserida no município de São José dos Pinhais, região metropolitana de Curitiba, Paraná. Na divisão das grandes bacias do estado, esta área pertence a bacia do Rio Iguaçu. A topografia da bacia é pouco acidentada e suas altitudes variam de 895 m a 1.270 m. Segundo SANTOS (2001), os tipos de solos encontrados na bacia são: Organossolos, latossolos, argilissolos e cambissolos. O uso do solo na bacia é classificado em: Urbano (4%); Agricultura e/ou solo exposto (3%); Matas (54%), Campo (35%), Banhados e/ou várzeas (3%) e outros (1%).

A precipitação média anual da região é aproximadamente 1.400 mm. Uma completa descrição da área de estudo é encontrada em SANTOS (2001).

A Figura 4.1 mostra a localização da área de aplicação, denominada bacia do Rio Pequeno.

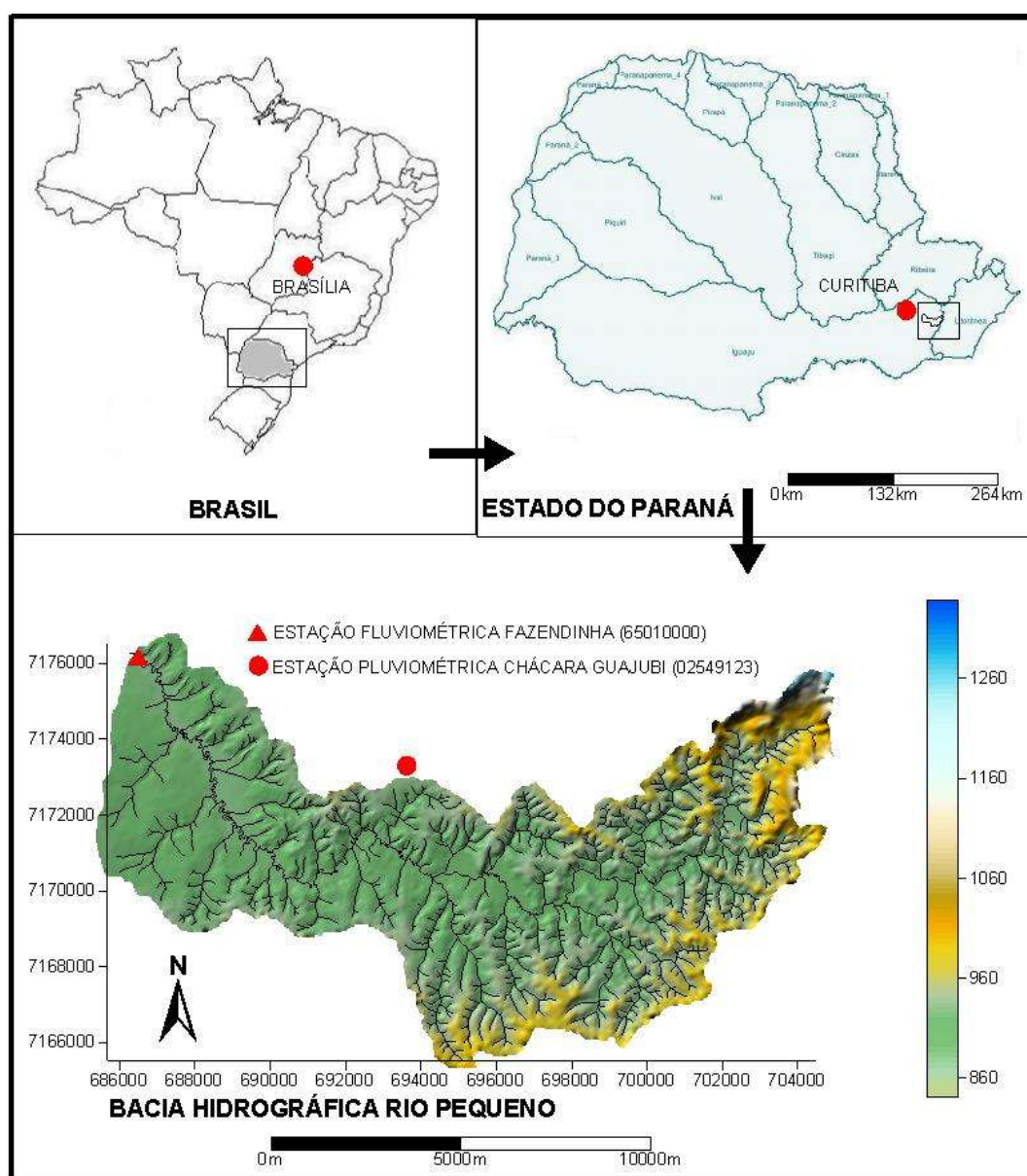


Figura 4.1. Localização da área de aplicação.

4.2 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO WADI

Neste trabalho, foi desenvolvido um modelo matemático denominado WADI (*WatersheD Investigation*). Implementado em linguagem *Kylix Open Edition* (BORLAND SOFTWARE CORPORATION, 2001) com interface gráfica, para delinear automaticamente a rede de drenagem a partir de uma superfície topográfica representada por curvas de nível.

O modelo foi implementado em sete rotinas: (1) Algoritmo de importação de curvas de nível de arquivo DXF (*Drawing Interchange Format*); (2) algoritmo de triangulação; (3)

algoritmo de adequação da triangulação às curvas de nível; (4) algoritmo de correção de regiões planas; (5) algoritmo de delineamento da rede de drenagem; (6) algoritmo de delineamento de bacia e (7) algoritmo para extração da função distância-área.

4.2.1 Algoritmo de Importação de Curvas de Nível de Arquivo DXF

Este algoritmo extrai de um arquivo em formato DXF, contendo as curvas de nível de uma região, os pontos (x, y, z) e grava os pontos e as curvas de nível arquivos temporários. Este algoritmo possibilita a entrada de um valor mínimo para a distância entre pontos de uma mesma linha de contorno, reduzindo o número de pontos do arquivo. A Figura 4.2 mostra um exemplo de curvas de nível e de pontos importados.

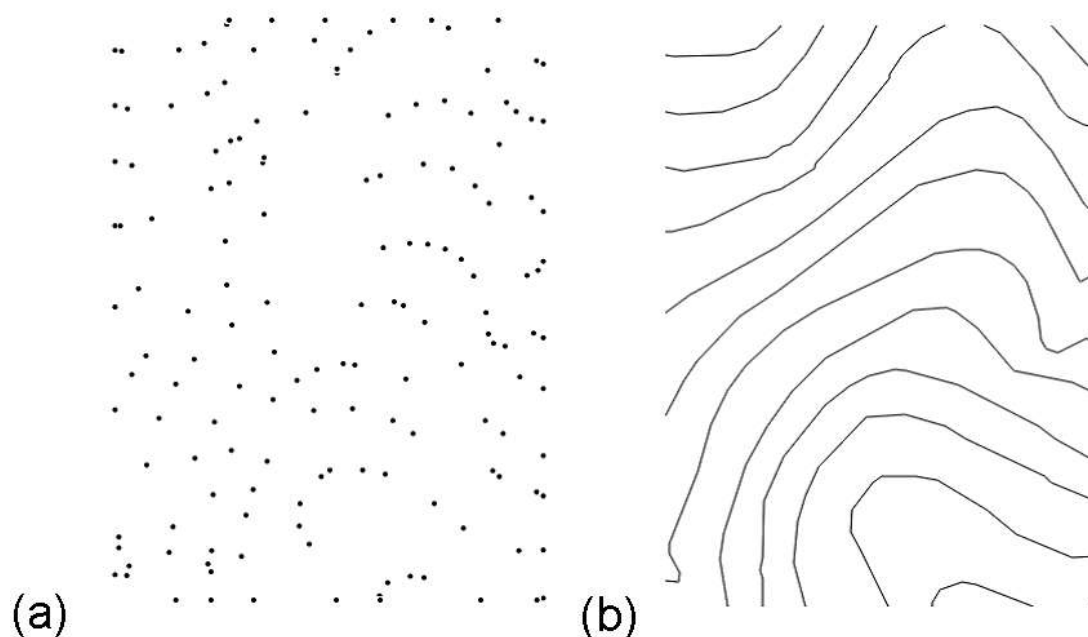


Figura 4.2. Importação do arquivo DXF. (a) Pontos (x, y, z) importados. (b) Curvas de nível importadas.

4.2.2 Algoritmo de Triangulação

Para discretização da superfície topográfica, isto é, a geração do modelo digital do terreno (DTM), foi necessária a implementação de um algoritmo de triangulação. Existem vários algoritmos de triangulação baseados ou não no critério de *Delaunay*. Este critério é baseado na condição de que somente um triângulo pode ser formado quando não existe

nenhum outro ponto da malha dentro do círculo circunscrito a este triângulo. O algoritmo implementado foi uma adaptação do algoritmo apresentado por CHONG-WEI & TIAN-YUAN (1998), chamado SLOAN97 que é um melhoramento do algoritmo apresentado originalmente por SLOAN (1987). Este algoritmo realiza uma triangulação não limitada, no qual o único fator que influencia na triangulação é a distância entre os pontos. A Figura 4.3 mostra a triangulação realizada sobre os pontos importados do algoritmo anterior mostrados na Figura 4.2 e o DTM.

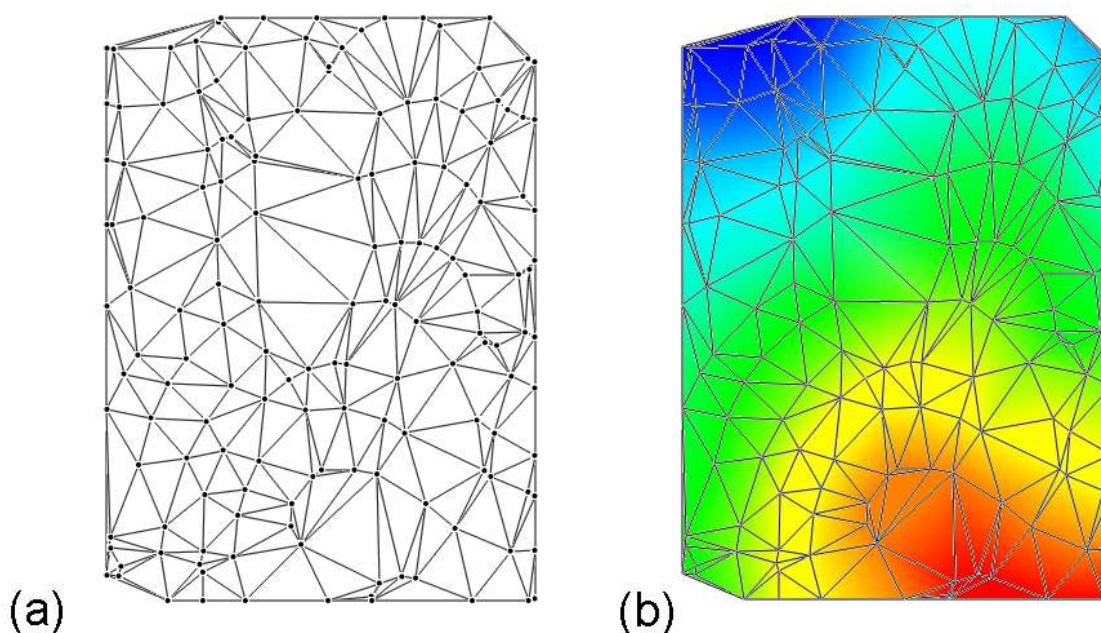


Figura 4.3. Triangulação dos pontos. (a) Malha gerada. (b) DTM.

4.2.3 Algoritmo de Adequação da Triangulação às Curvas de Nível

As curvas de nível são linhas que ligam pontos com mesma elevação. Como o DTM é derivado destas linhas, as arestas dos triângulos formados podem atravessar as linhas das curvas de nível. Quando isto ocorre, pode ocorrer uma representação inválida da superfície. A Figura 4.4(a) mostra um exemplo deste tipo de representação inválida.

O algoritmo de adequação implementado executa os seguintes procedimentos: (1) Verifica quais arestas dos triângulos da triangulação pertencem ou não às curvas de nível; (2) das arestas que não pertencem, verifica quais ligam pontos com diferença de cota superior à distância entre as curvas de nível; e (3) caso a distância seja maior, o algoritmo executa uma função chamada *swap* (Figura 4.5(a)). Esta função troca a aresta comum a dois triângulos.

Além destes procedimentos o algoritmo verifica quais curvas de nível não coincidem com arestas. Após este procedimento verifica quais arestas de triângulos intersectam aquelas curvas. Caso haja intersecção executa a função *swap*. A Figura 4.4(b) mostra a correção das arestas.

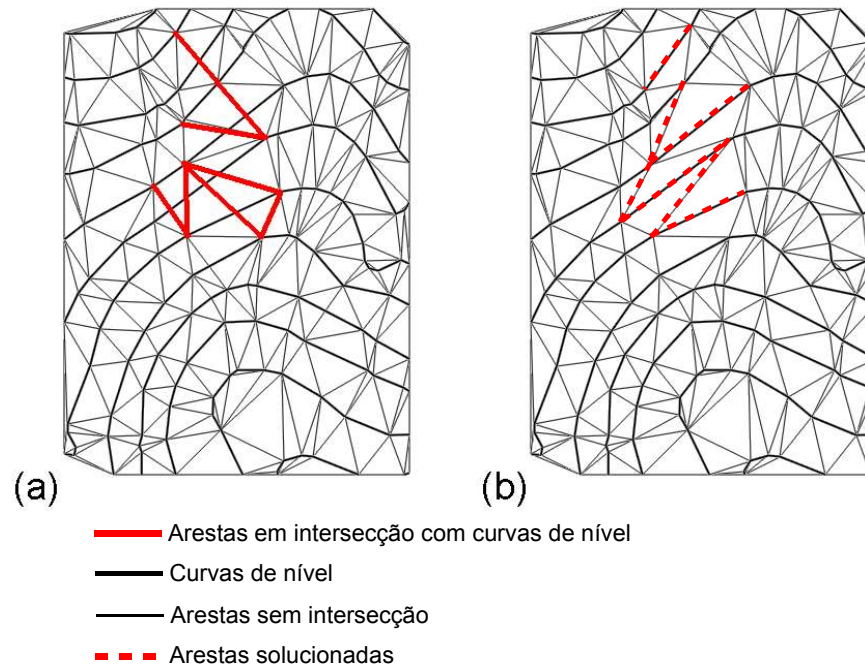


Figura 4.4. Adequação da triangulação. (a) Arestas que cruzam as curvas de nível importadas (Figura 4.2(b)). (b) Arestas corrigidas.

4.2.4 Algoritmo de Correção de Regiões Planas

O algoritmo realiza os seguintes procedimentos: (1) Identifica as regiões planas (conjunto de triângulos planos consecutivos) e as armazena em uma lista e (2) para cada triângulo plano a rotina procura um triângulo consecutivo não plano. Caso o encontre, executa a função *swap* entre estes dois triângulos (Figura 4.5(a)). Quando o somatório dos ângulos formados pelas arestas dos dois triângulos soma mais do que 360° a rotina executa a função *swap_insert_point* (Figura 4.5(b)). O ponto inserido tem sua cota determinada pela interpolação dos pontos vizinhos pelo método da distância inversa (Equação [4.1]) ou por simples média aritmética. Este algoritmo, assim como as duas funções de troca de arestas, é baseado no método apresentado por WARE (1998). Um método semelhante foi empregado por GUERCIO & SOCCODATO (1996). A Figura 4.6 mostra regiões planas em uma triangulação e a correção destas regiões.

$$el_j = \left(\sum_{i=1}^N el_i \frac{1}{d_{ij}} \right) \cdot \left(\sum_{i=1}^N \frac{1}{d_{ij}} \right)^{-1} \quad [4.1]$$

Na qual, d_{ij} é a distância entre o ponto i e o ponto j , el_i é a elevação do ponto i , el_j é a elevação do ponto j e N é o número de pontos vizinhos ao ponto j .

As depressões artificiais, isto é, pontos cuja elevação é inferior a elevação de todos os pontos vizinhos, sempre estão associadas a regiões planas formada principalmente por erro de digitalização. Desta forma, não foi implementado um algoritmo específico para este fim.

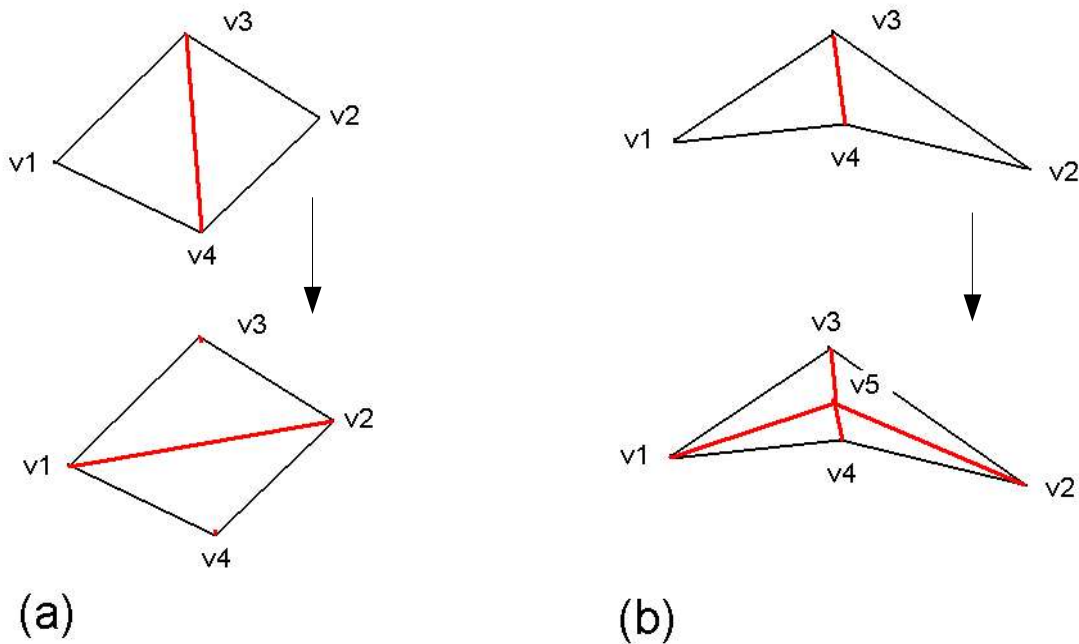


Figura 4.5. Funções de correção da triangulação. (a) Função swap. (b) Função swap_insert_point.

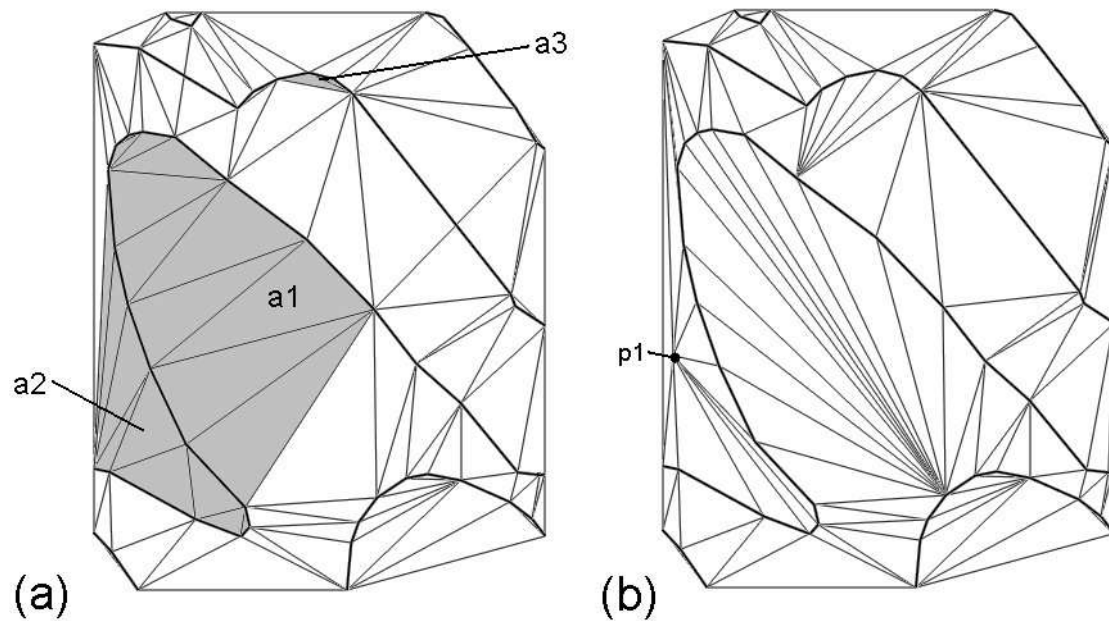


Figura 4.6. Correção de regiões planas. (a) Identificação de regiões planas a1, a2 e a3. (b) Correção das regiões planas (inserção de um novo ponto p1 para solução da região a2).

4.2.5 Algoritmo de Delineamento da Rede de Drenagem

O algoritmo de delineamento da rede de drenagem é baseado no método apresentado por PALACIOS-VÉLEZ & CUEVAS-RENAUD (1986) e JONES et al. (1990). Este método calcula o vetor que representa a máxima inclinação de um plano. Dada a equação do plano (Equação [3.32]) o vetor normal a este plano é:

$$\vec{n} = A\hat{i} + B\hat{j} + C\hat{k} \quad [4.2]$$

Na qual, \hat{i} , \hat{j} , \hat{k} são os vetores unitários na direção x, y e z (base canônica). Por produto misto igualado a zero (condição de ortogonalidade entre vetores) o vetor que possui a máxima declividade do plano é dado pela Equação [4.3] e ilustrado na Figura 4.7:

$$\vec{vs} = A\hat{i} + B\hat{j} - \left(\frac{A^2 + B^2}{C} \right) \hat{k} \quad [4.3]$$

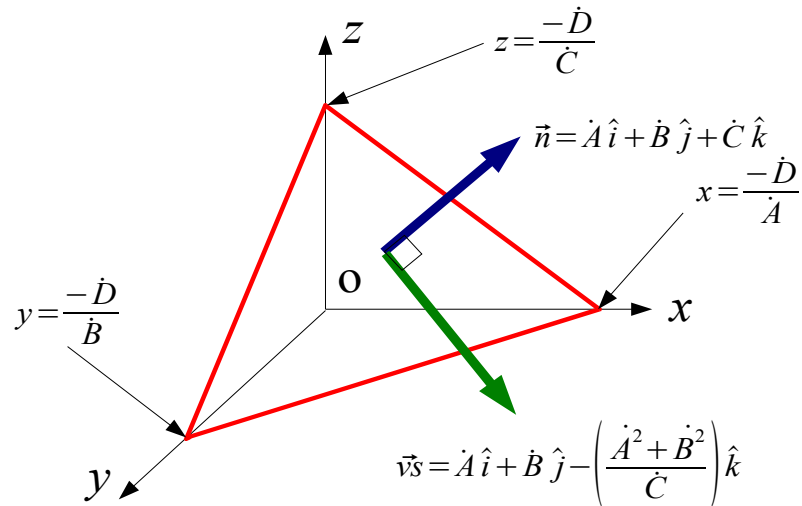


Figura 4.7. Derivação do vetor de máxima inclinação.

Para cada triângulo da malha é calculado o vetor de máxima declividade. Desta forma, de cada centróide de triângulo há uma linha de fluxo que representa a direção do escoamento superficial. A Figura 4.8 mostra o caminho de uma linha de fluxo e a Figura 4.9 a extração da rede de drenagem de uma superfície topográfica.

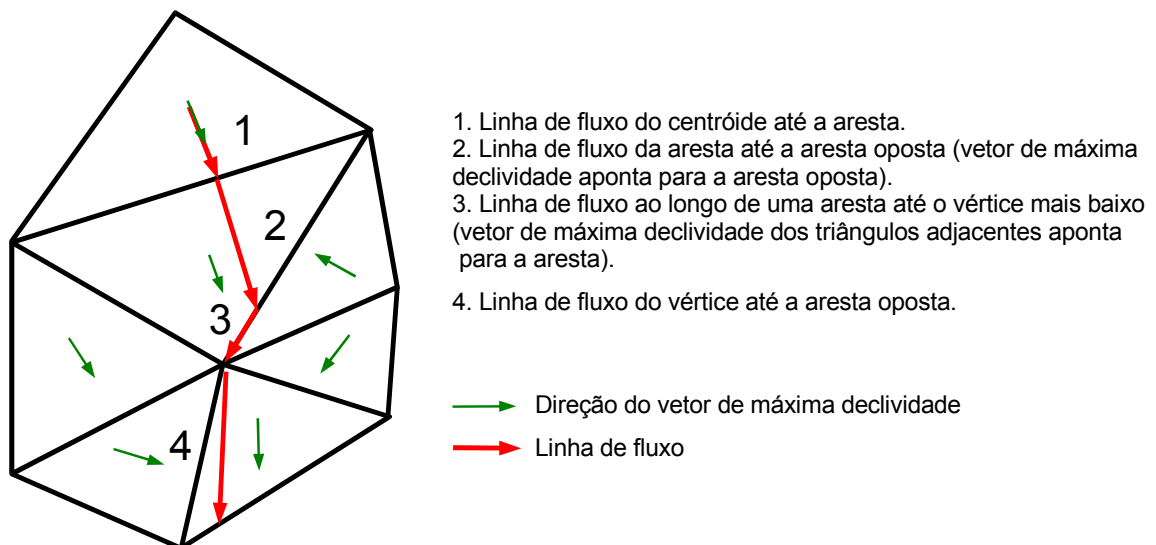


Figura 4.8. Alternativas no traçado das linhas de fluxo.

As linhas de fluxo são definidas por linhas cujos pontos iniciais e finais são definidos pelas intersecções do vetor de máxima declividade e as arestas do triângulo pelo qual a linha inicia ou atravessa. A intersecção entre o vetor de máxima declividade e uma aresta é definida por:

$$\begin{aligned}
 vs.x &:= \frac{x_1*(y_2*\dot{A}-\dot{A}*sp.y+\dot{B}*px)-x_2*(y_1*\dot{A}-\dot{A}*sp.y+\dot{B}*sp.x)}{x_1*\dot{B}-y_1*\dot{A}-x_2*\dot{B}+y_2*\dot{A}} \\
 vs.y &:= \frac{x_1*y_2*\dot{B}-y_1*(x_2*\dot{B}+\dot{A}*sp.y-\dot{B}*sp.x)+y_2*(\dot{A}*sp.y-\dot{B}*sp.x)}{x_1*\dot{B}-y_1*\dot{A}-x_2*\dot{B}+y_2*\dot{A}} \\
 vs.z &:= \frac{-(\dot{A}*vs.x)-(\dot{B}*vs.y)-\dot{D}}{\dot{C}}
 \end{aligned}
 \tag{4.4}$$

Na qual, sp é o ponto inicial do vetor de máxima declividade e (x_1, y_1) e (x_2, y_2) os vértices de uma aresta. Para cada triângulo três intersecções são encontradas. Duas intersecções são selecionadas quando estas estão contidas dentro do triângulo.

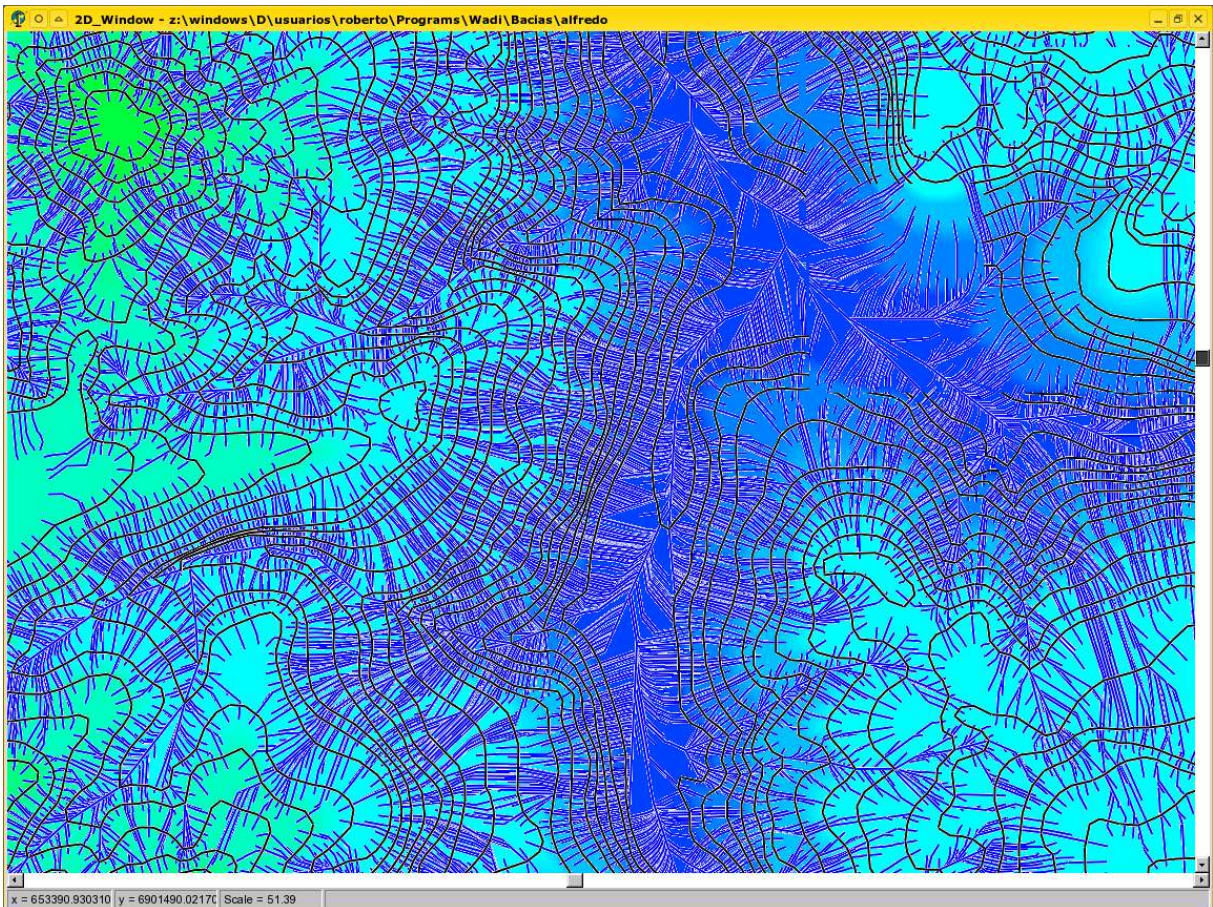


Figura 4.9. Rede de drenagem extraída de uma superfície topográfica.

4.2.6 Algoritmo de Delineamento de Bacia

Este algoritmo tem como entrada as coordenadas da exutória da bacia a ser escolhida. O algoritmo procura dentro do arquivo de linhas de fluxo, as linhas que passam pela exutória. Desta forma, os triângulos iniciais destas linhas de fluxo são selecionados, delimitando a

bacia. A Figura 4.10 mostra um exemplo de delimitação de bacia.

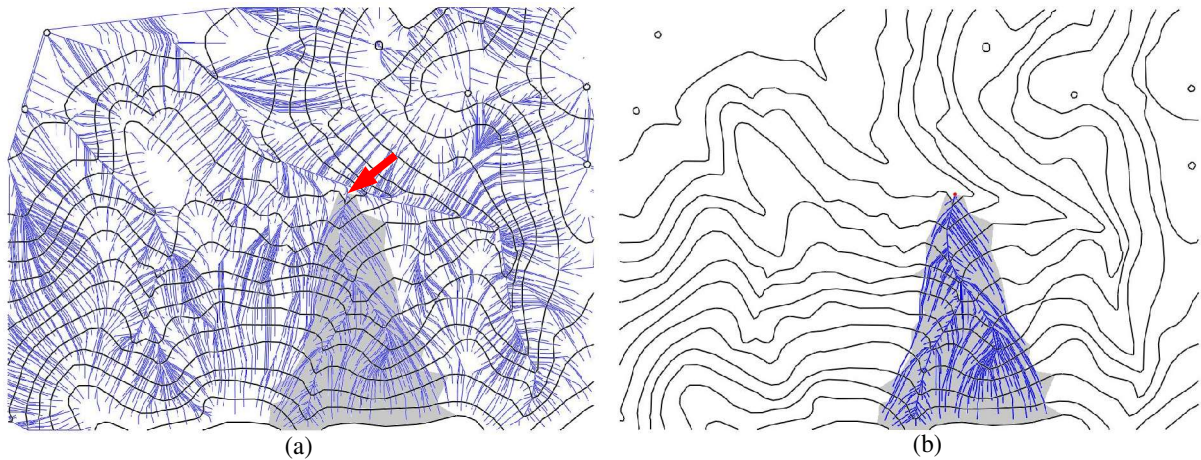


Figura 4.10. Delineamento de sub-bacia. (a) Seleção da exutória e (b) Sub-bacia selecionada com rede de drenagem.

4.2.7 Algoritmo de Extração da Função Distância-área.

Para cada triângulo da malha, através do arquivo de linhas de fluxo, o algoritmo acumula a distância de cada trecho da linha de fluxo até a exutória. Esta distância da exutória é associada à área do respectivo triângulo. Estas distâncias são agrupadas de acordo com um número de ordenadas, originando a função distância-área (Figura 4.11).

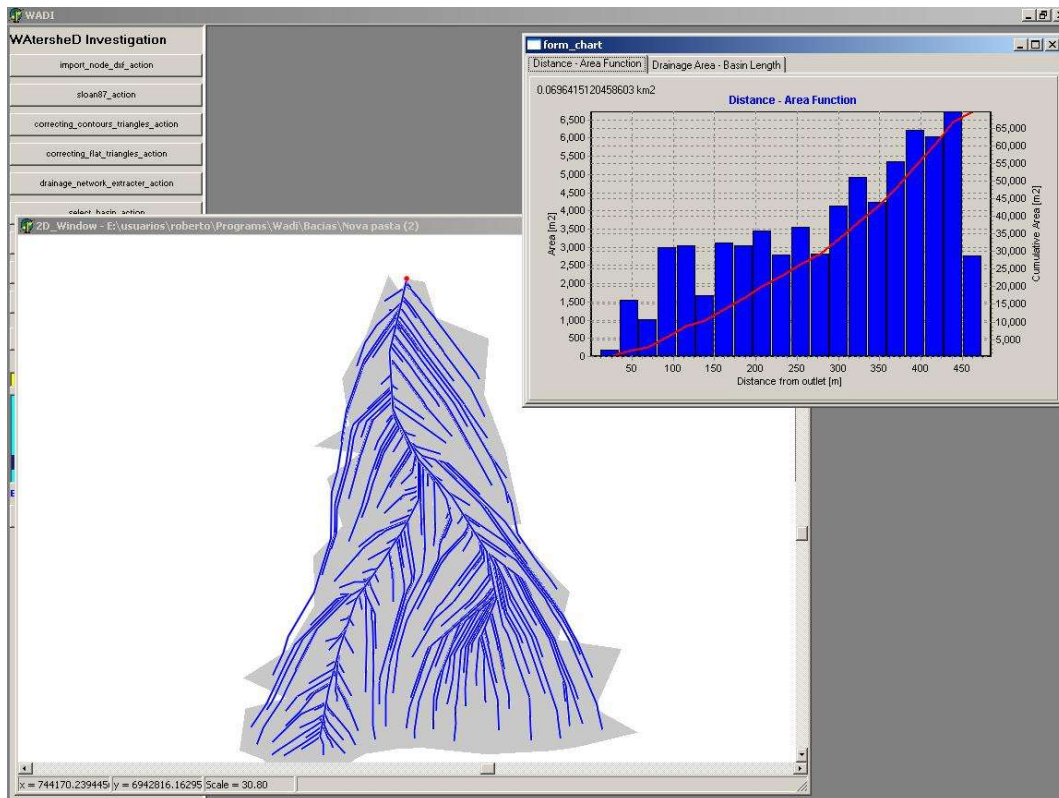


Figura 4.11. Função distância-área extraída de uma sub-bacia e agrupada em 20 ordenadas.

4.3 MELHORIAS NO CÓDIGO DO TOPMODEL

A versão do TOPMODEL utilizada neste trabalho foi a 95.02 baseada na formulação de BEVEN et al. (1984). O código foi implementado em FORTRAN 77 (FREER, 2001).

As seguintes melhorias no código do TOPMODEL foram realizadas no presente trabalho:

1. O limite de intervalos de tempo foi aumentado de 2500 para 9500.
2. O limite de ordenadas do histograma tempo área foi alterado de 30 para 60.
3. O limite de incrementos do índice topográfico foi alterado de 20 para 50.
4. O limite de ordenadas da função distância-área foi alterado de 20 para 50.
5. Foi introduzido um *looping* para as simulações Monte Carlo.
6. Para cada iteração das simulações Monte Carlo, o valor de cada parâmetro é designado de acordo com uma função randômica.
7. Foi criada uma variável de controle para os parâmetros de entrada. O modelo lê os parâmetros de um arquivo ou usa as simulações Monte Carlo.
8. Foi introduzida uma variável de controle para os dados de saída. O arquivo pode conter

uma relação do valor de cada parâmetro para cada iteração com a eficiência associada ou apresentar todas as vazões para todos os intervalos de tempo.

4.4 ALTERAÇÕES NA FORMULAÇÃO DO TOPMODEL

Duas novas formulações do TOPMODEL foram implementadas. Estas formulações foram escolhidas para serem implementadas devido à simplicidade de implementação e por ambas alterarem o índice topográfico.

A primeira é a formulação de CAMPLING et al. (2002). Como foi descrito anteriormente, esta formulação introduz um índice topográfico de referência (T_{LREF}) com o objetivo de tornar o nível do lençol freático nas áreas mais altas da bacia não paralelo à superfície topográfica (Figura 4.12).

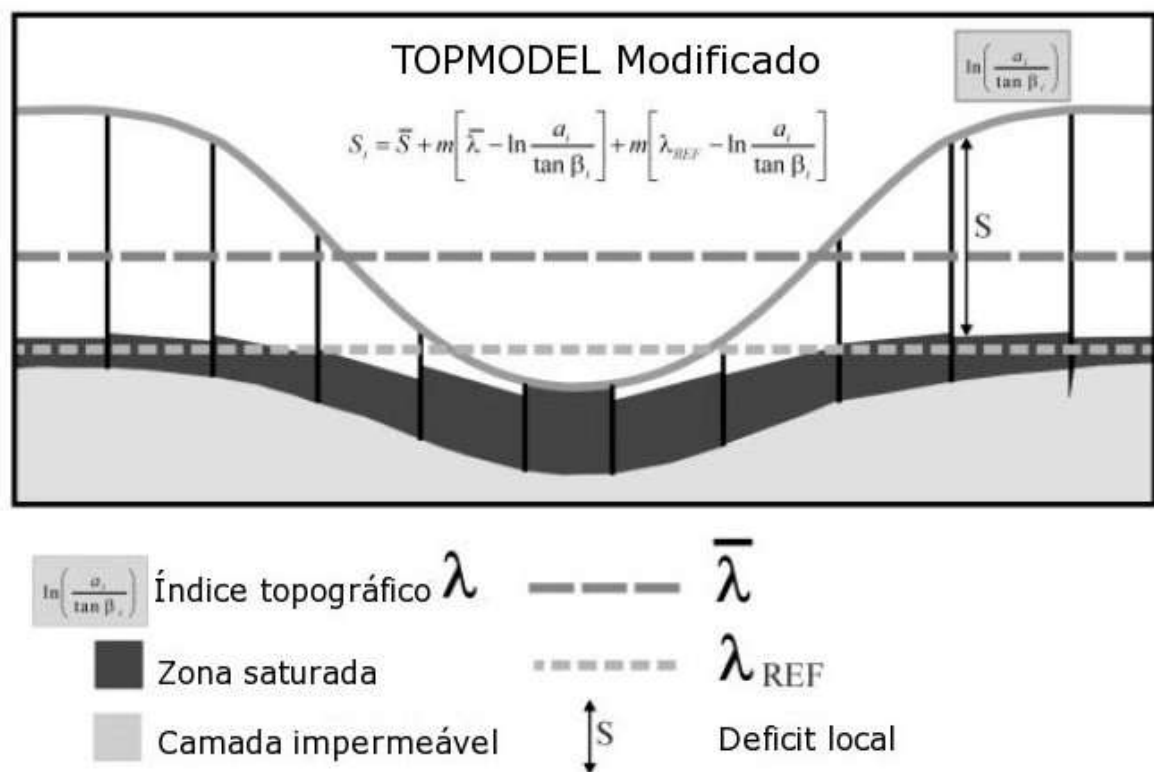


Figura 4.12. Índice topográfico de referência. (Modificado de CAMPLING et al. (2002)).

O efeito produzido por este índice é o de aumentar o déficit local nas áreas altas (com índices topográfico menores do que o índice médio) da bacia e diminuir nas áreas baixas. Desta forma, nas áreas altas da bacia o nível do lençol freático deixa de ser paralelo à superfície, uma formulação mais coerente com a realidade.

A segunda é a formulação de DATIN (1998). Este introduz o conceito de um índice

topográfico dinâmico, isto é, seu valor varia ao longo dos intervalos de tempo da simulação e é dependente do estado de saturação da bacia. Para DATIN (1998) o índice topográfico médio da bacia em cada intervalo de tempo é dado por:

$$\bar{\lambda}'(t) = \frac{1}{A - A_{SAT}} \sum_{i=1}^N \lambda_i a_i \quad [4.5]$$

Na qual, A é a área total da bacia, A_{SAT} é a área saturada no intervalo t .

Portanto, o déficit local de armazenamento para cada intervalo de tempo pode ser estimado por:

$$S_i = \bar{S} + m(\bar{\lambda}' - \lambda_i) \quad [4.6]$$

Esta alteração implica que em cada intervalo de tempo a redistribuição do déficit médio sobre toda a bacia é realizada somente sobre as áreas não saturadas. A recarga do aquífero ou o escoamento na zona não saturada é realizado somente nas áreas não saturadas e é função do déficit local (Equação [3.54]). Portanto, a formulação implica em valores mais coerentes da recarga total.

No presente trabalho, a partir deste momento, a formulação original do TOPMODEL é denominada de MODELO 1, a formulação proposta por CAMPLING et al. (2002) de MODELO 2 e a formulação de DATIN (1998) de MODELO 3.

4.5 DADOS HIDROLÓGICOS

Os dados hidrológicos horários (vazão, precipitação e evapotranspiração) utilizados no presente trabalho foram os dados utilizados por SANTOS (2001). As vazões foram obtidas da estação fluviométrica Fazendinha (65010000). As precipitações obtidas da estação Chácara do Guajubi (02549123). A localização destas estações é mostrada na Figura 4.1. Os dados de evapotranspiração foram calculados de acordo com o método de Penman Modificado (DOORENBOS & PRUIT, 1992).

O período dos dados compreende o intervalo de 14/08/99 até 01/01/01. Devido à limitação da versão do TOPMODEL utilizada, SANTOS (2001) dividiu o período em seis séries de dados. Como o período dos dados não compreende dois anos completos e para evitar sazonalidades, neste trabalho o período dos dados foi dividido em duas séries (Tabela 4.1). A

primeira série (3.360 intervalos) foi utilizada para calibração e a segunda (3.360 intervalos) para validação dos modelos.

Tabela 4.1. Características das séries de dados.

Série	Período	Precipitação total [mm]	Precipitação máxima [mm/h]	Evapotr. potencial total [mm]	Vazão total [mm]	Vazão máxima [mm/h]	Vazão mínima [mm/h]	Coef. de deflúvio
1	14/08/99 01/01/00	449,00	42,00	507,67	317,13	0,23	0,03	0,71
2	14/08/00 01/01/01	483,80	18,80	504,65	381,37	0,36	0,04	0,79

Existe uma diferença entre as séries em relação à precipitação total de 34,80 mm. Na vazão total a diferença é de 64,24 mm. Esta parcela escoada (29,44 mm) a mais na Série 2 pode ser decorrente da impermeabilização da bacia ou sobre eventos de chuva nas regiões mais altas da bacia e portanto, distante da estação pluviométrica. A seguir são apresentados os hidrogramas e hietogramas das séries de dados (Figuras 4.13 e 4.14).

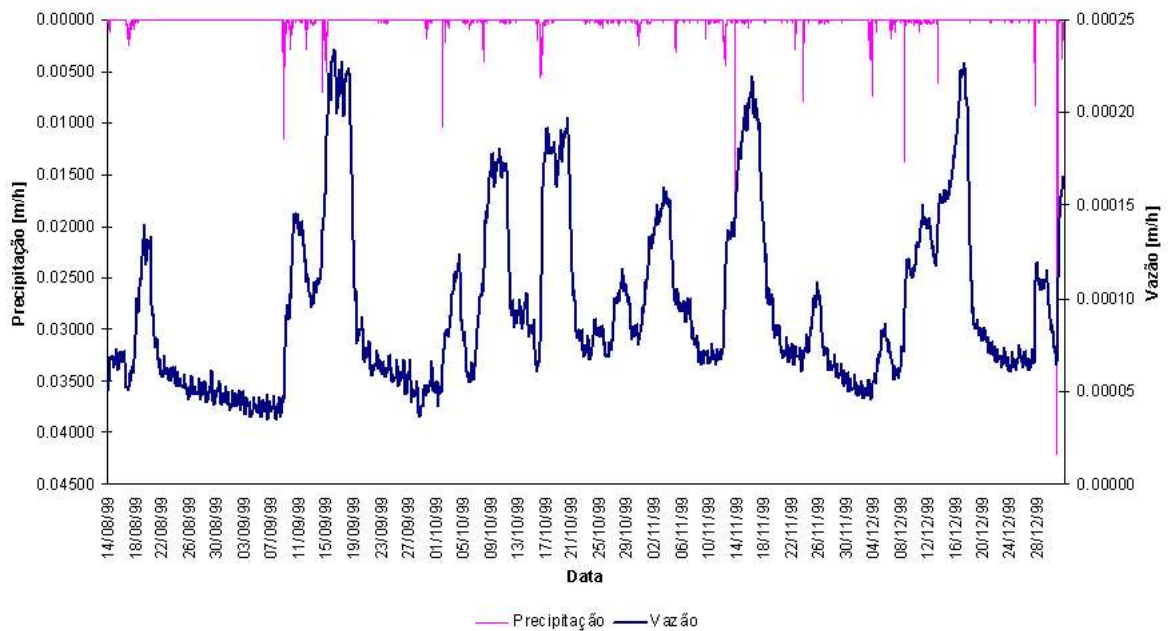


Figura 4.13. Hidrograma e hietograma da Série 1 (período de dados de 14/08/99 até 01/01/00).

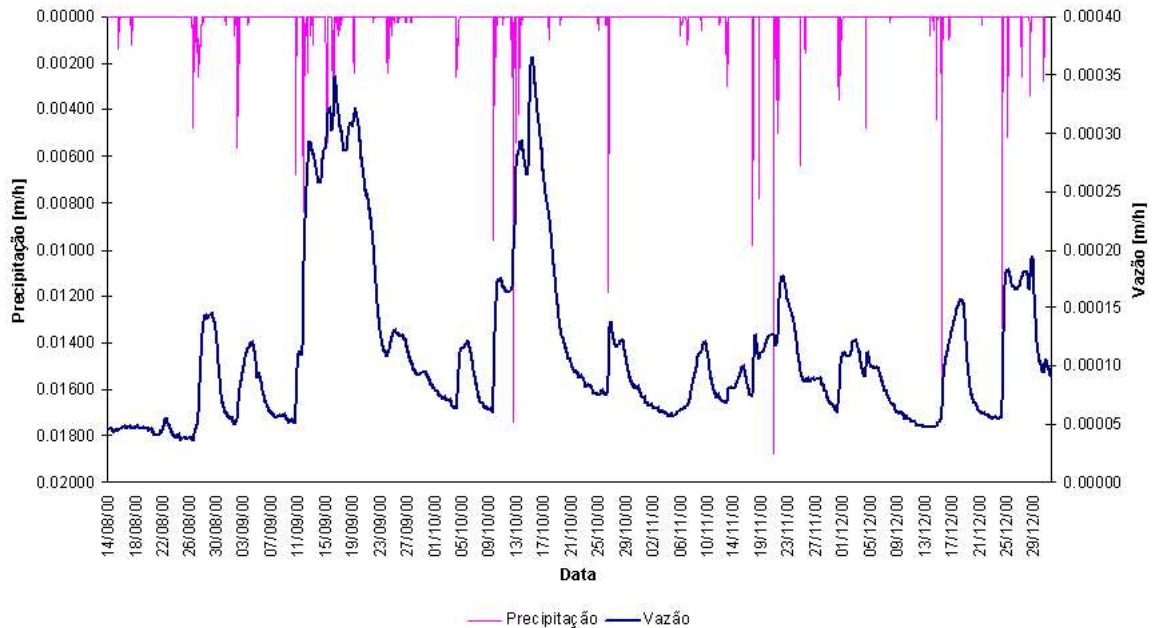


Figura 4.14. Hidrograma e hietograma da Série 2 (período de dados de 14/08/00 até 01/01/01).

Foi observado na Série 1 uma oscilação das vazões, principalmente nos períodos de recessão. Este fenômeno está associado à captação de água realizada à montante da estação fluviométrica Fazendinha por uma estação da SANEPAR (Companhia de Saneamento do Paraná). Segundo SANTOS (2001), somente foi possível obter os dados diários do volume captado. Desta forma, o volume retirado diariamente foi uniformemente distribuído ao longo do dia, apesar da captação ser concentrada em algumas horas do dia.

Foi realizada uma análise espectral para identificação de padrões cíclicos. As Figuras 4.15 e 4.16 mostram os gráficos do período pelo periodograma para cada série.

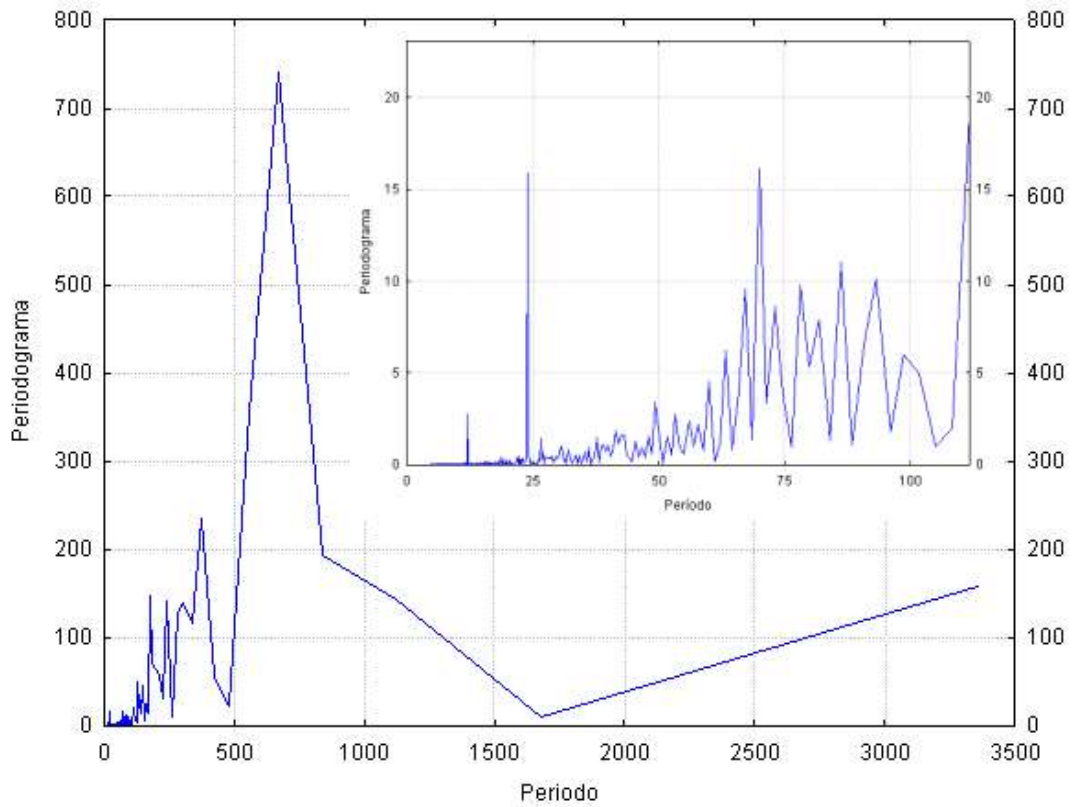


Figura 4.15. Espectro da Série 1. No detalhe, ampliação do espectro no período de 0 a 115 horas.

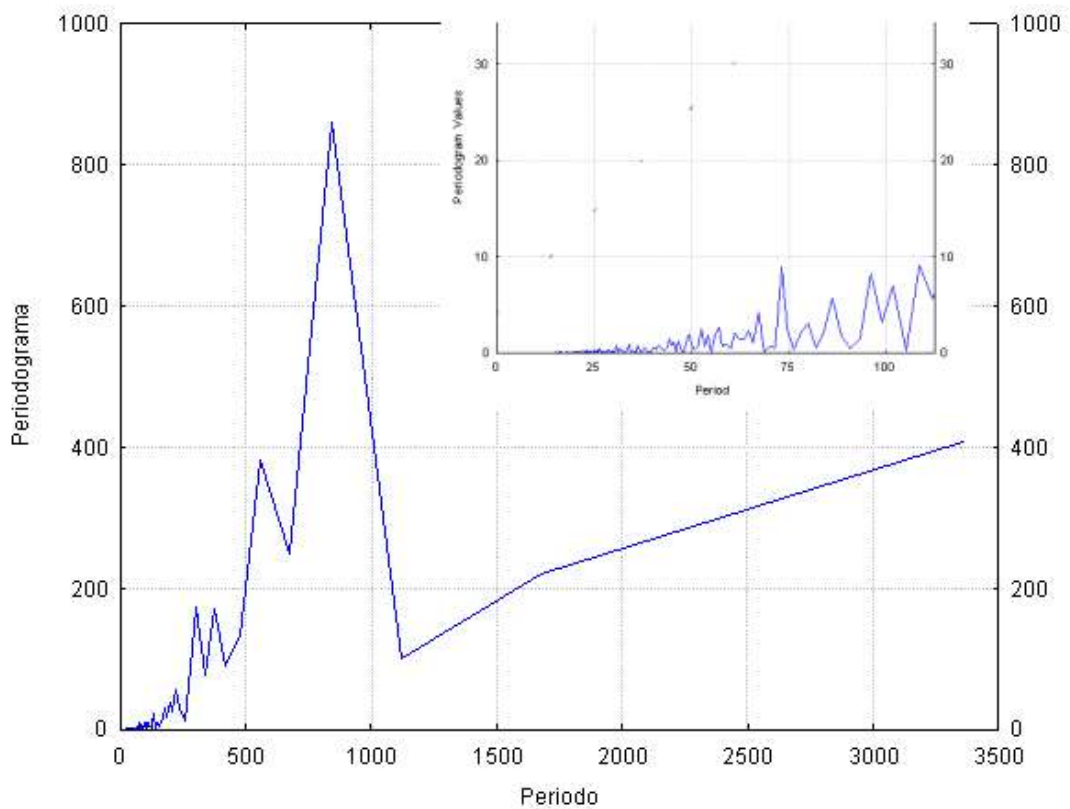


Figura 4.16. Espectro da Série 2. No detalhe, ampliação do espectro no período de 0 a 115 horas.

De acordo com a análise, foi constatado na Série 1 um padrão cíclico nos períodos de 12 e 24 horas (Figura 4.15). Para minimizar a oscilação das vazões, de forma que este componente extra de variância não interfira nos resultados, foi realizada uma filtragem das vazões através de uma média móvel a cada 25 horas. A Série 1 possui após a filtragem 3.336 intervalos. A Tabela 4.2 mostra as novas características da Série 1 e a Figura 4.17 mostra o hidrograma e o hietograma.

Tabela 4.2. Características da Série 1 após a filtragem das vazões.

Série	Período	Precipitação total [mm]	Precipitação máxima [mm/h]	Evapotr. potencial total [mm]	Vazão total [mm]	Vazão máxima [mm/h]	Vazão mínima [mm/h]	Coef. de deflúvio
1	14/08/99 01/01/00	437,00	42,00	505,02	314,55	0,22	0,03	0,72

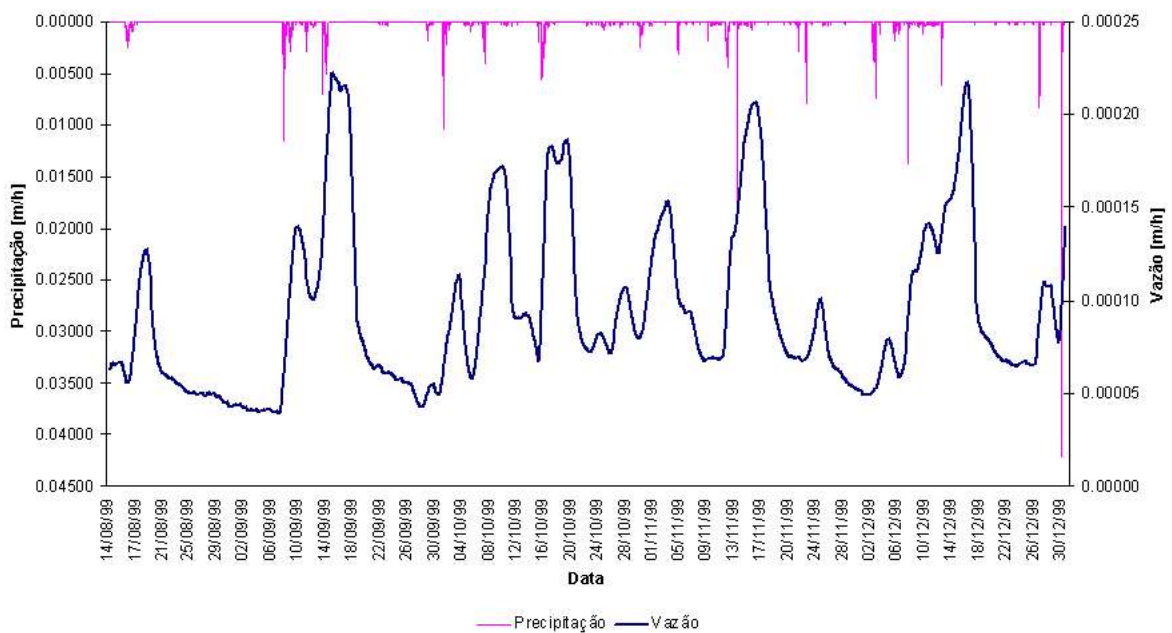


Figura 4.17. Hidrograma e hietograma da Série 1 após o processo de filtragem das vazões.

4.6 APLICAÇÃO DOS MODELOS

4.6.1 Determinação da Função Distância-área

O modelo WADI foi aplicado à bacia do Rio Pequeno. O arquivo DXF de entrada no WADI gerado a partir da digitalização das curvas de nível das cartas topográficas em escala 1:10000 é aquele utilizado por SANTOS (2001). Na rotina de importação foi escolhida uma distância entre pontos de 50 m, gerando um arquivo com 26.416 pontos e outro arquivo com 381 polilinhas. A triangulação gerou um arquivo com 52.799 triângulos. As Figuras 4.18 e 4.19 mostram respectivamente as curvas de nível e o DTM da região que contém a bacia do Rio Pequeno.

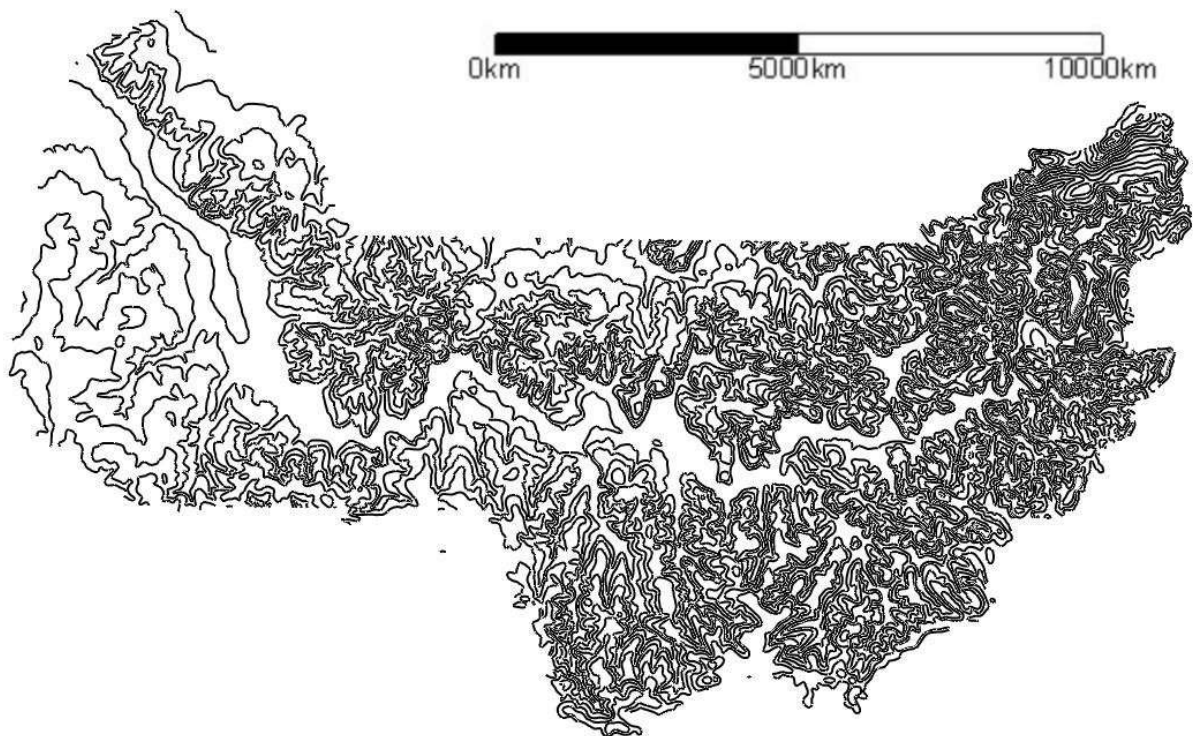


Figura 4.18. Curvas de nível da região da bacia do Rio Pequeno importadas pelo WADI.

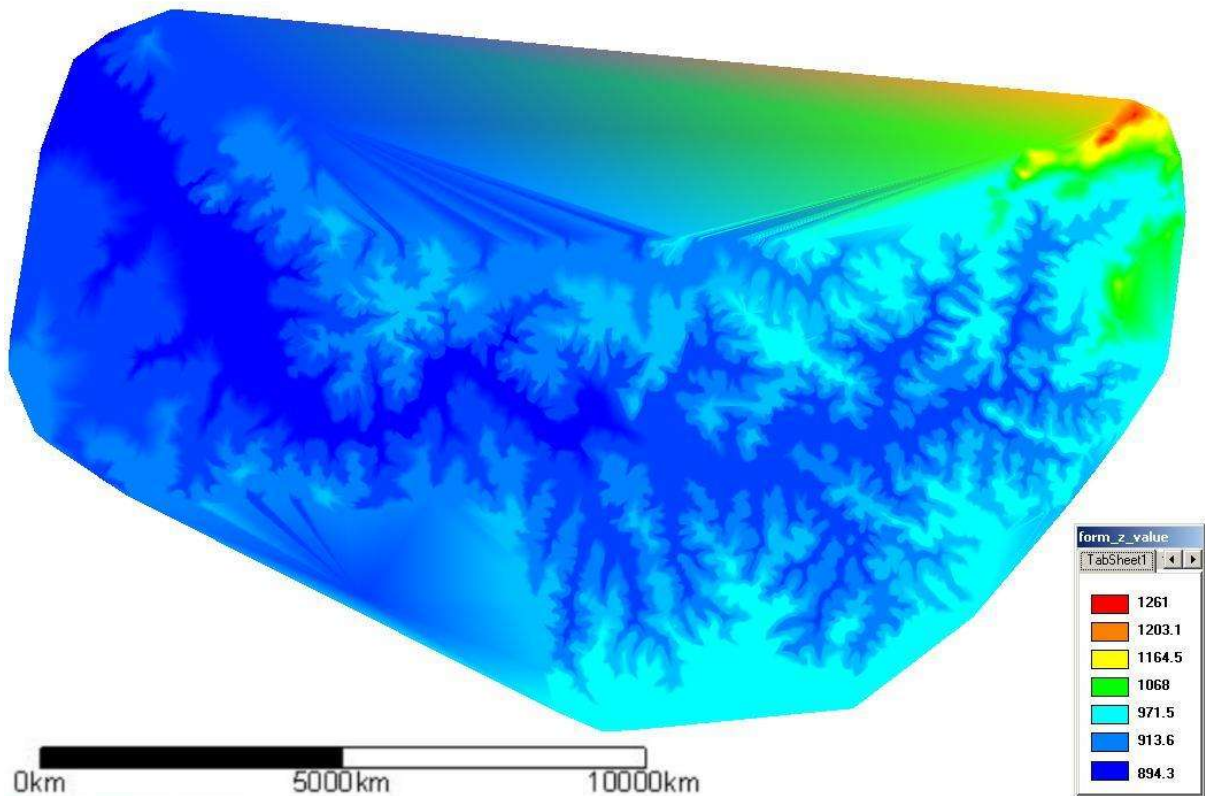


Figura 4.19. DTM da região da bacia do Rio Pequeno gerado no WADI.

Com o DTM gerado as rotinas de adequação da triangulação às curvas de nível e correção de regiões planas foram aplicadas.

Na correção de regiões planas, devido à grande extensão das áreas planas (Figura 4.20), principalmente ao longo dos rios principais, o método de interpolação utilizado foi o da média aritmética, pois o método da distância inversa não apresentou bons resultados em virtude da longa distância das arestas dos triângulos. As diferenças entre valores de cotas interpoladas e existentes foram inferiores a 10^{-5} m. Para a completa solução das regiões planas foram inseridos 3.500 novos pontos, totalizando 29.916 pontos e 7.117 novos triângulos, totalizando 59.793 triângulos. A Figura 4.21 mostra a malha após a solução de todas as áreas planas.

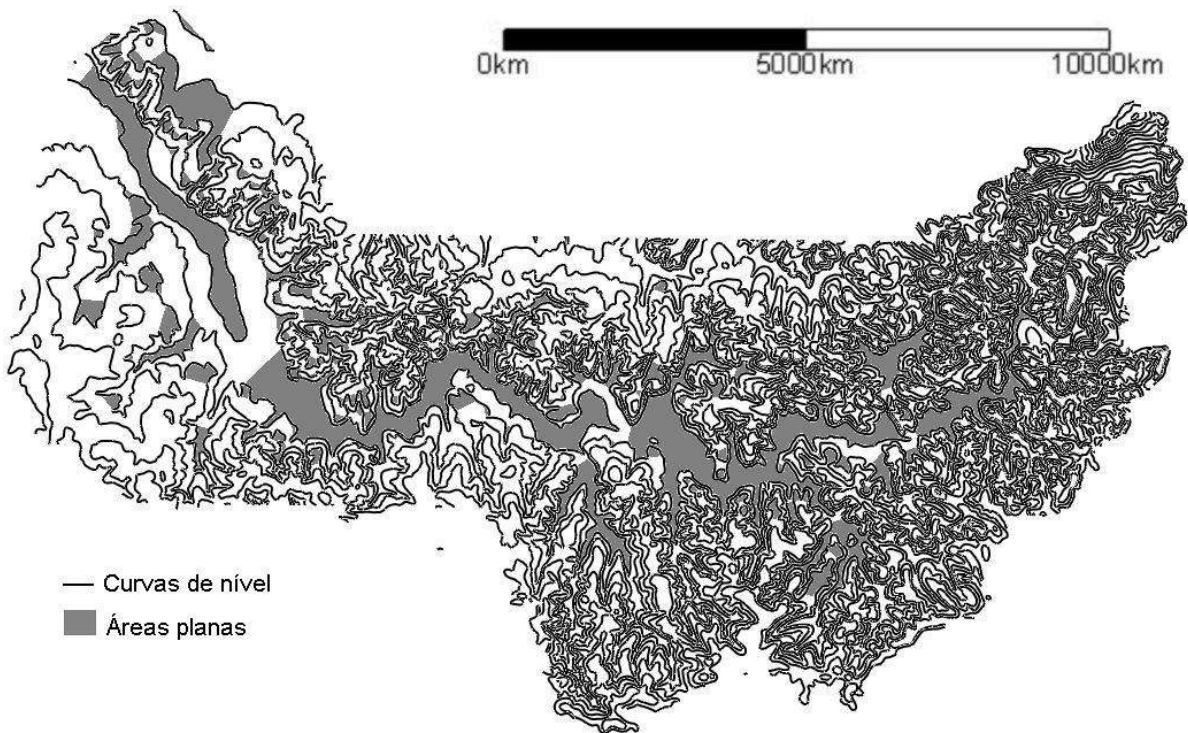


Figura 4.20. Identificação das áreas planas.

O algoritmo de delineamento da rede de drenagem foi aplicado. Foi observado a formação de algumas falsas exutórias no interior da região da bacia. Estas incoerências foram associadas a erros na digitalização das curvas de nível (cruzamento de curvas, elevações incorretas etc). Após a retificação manual destes erros, o algoritmo foi novamente aplicado originando na delineamento da rede de drenagem (Figura 4.22).

Para o delineamento da bacia do Rio Pequeno foi inserida uma exutória nas coordenadas (686084.5996, 7176567.0079)UTM. O algoritmo selecionou 50.979 triângulos, os quais totalizaram uma área de 105,36 km². O algoritmo de delineamento da rede de drenagem foi aplicado resultando na rede de drenagem da bacia delineada (Figura 4.23).

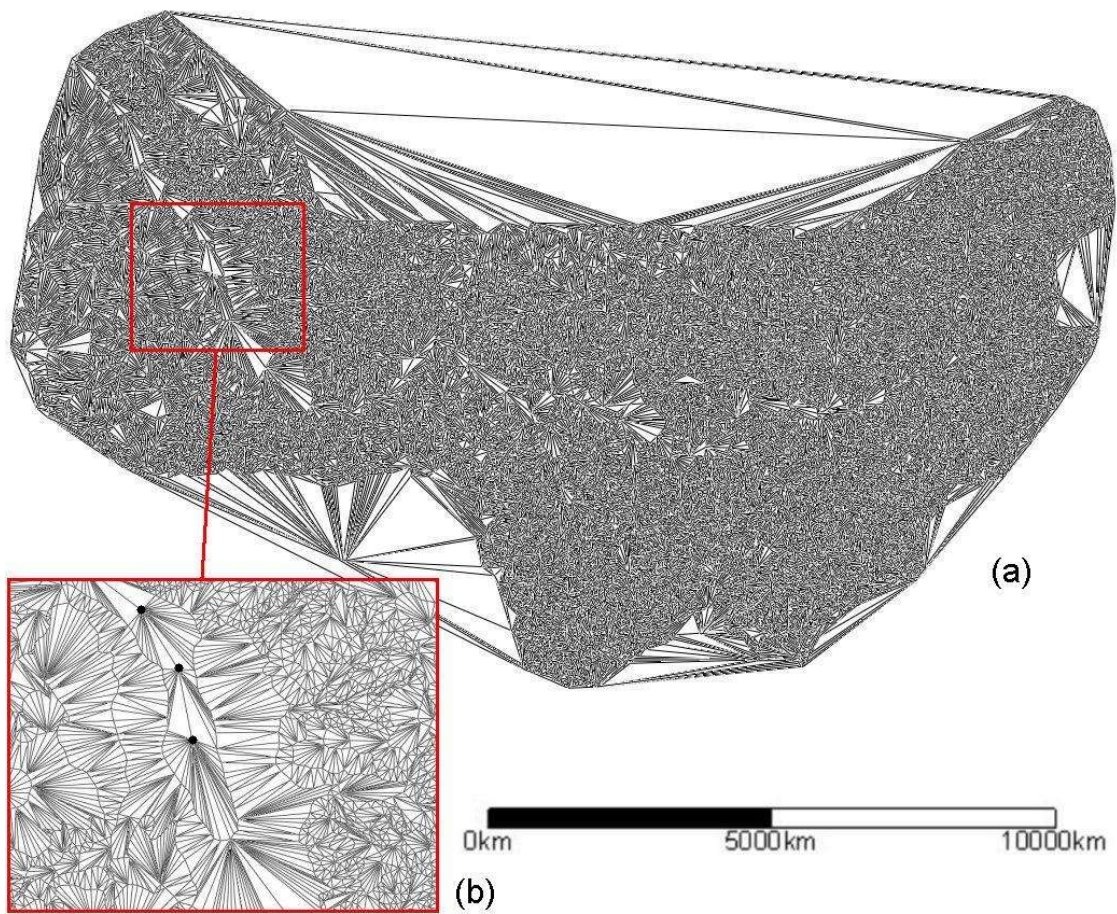


Figura 4.21. Malha da bacia do Rio Pequeno com a triangulação corrigida. (a) Bacia inteira, (b) No detalhe área de inundação do rio com novos pontos interpolados.

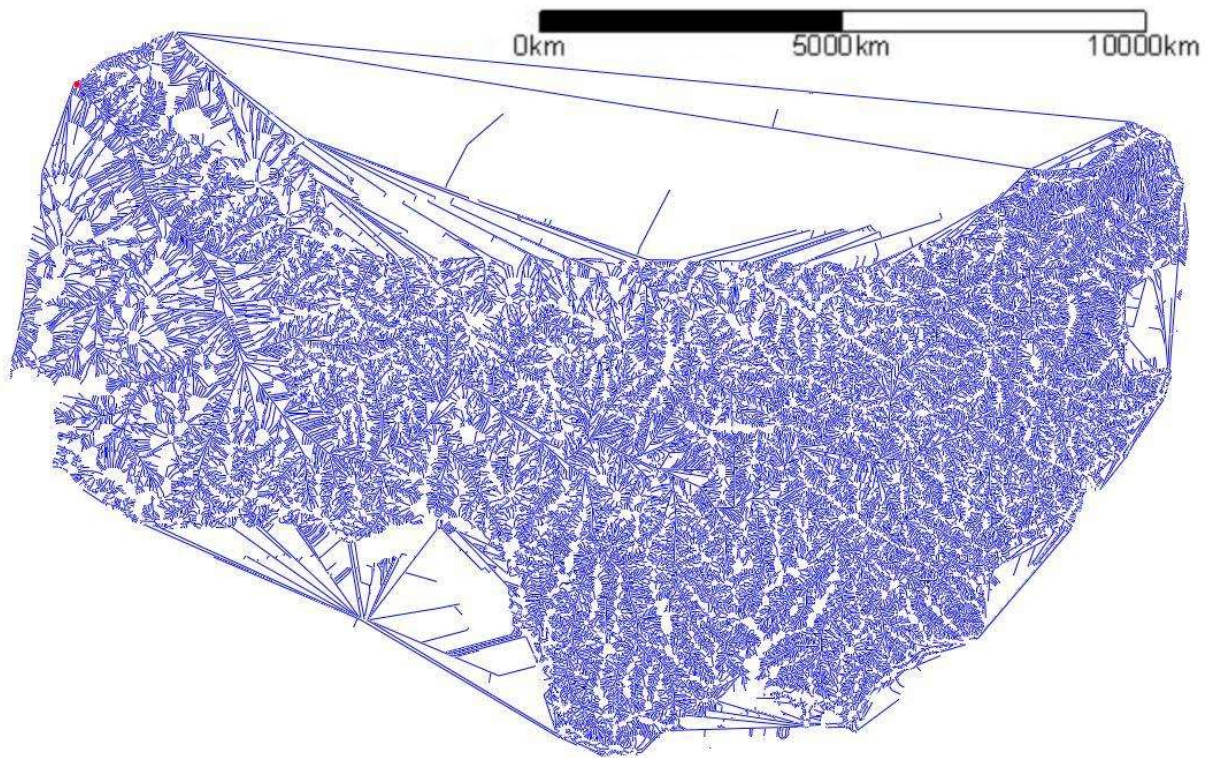


Figura 4.22. Rede de drenagem para a região da bacia do Rio Pequeno.

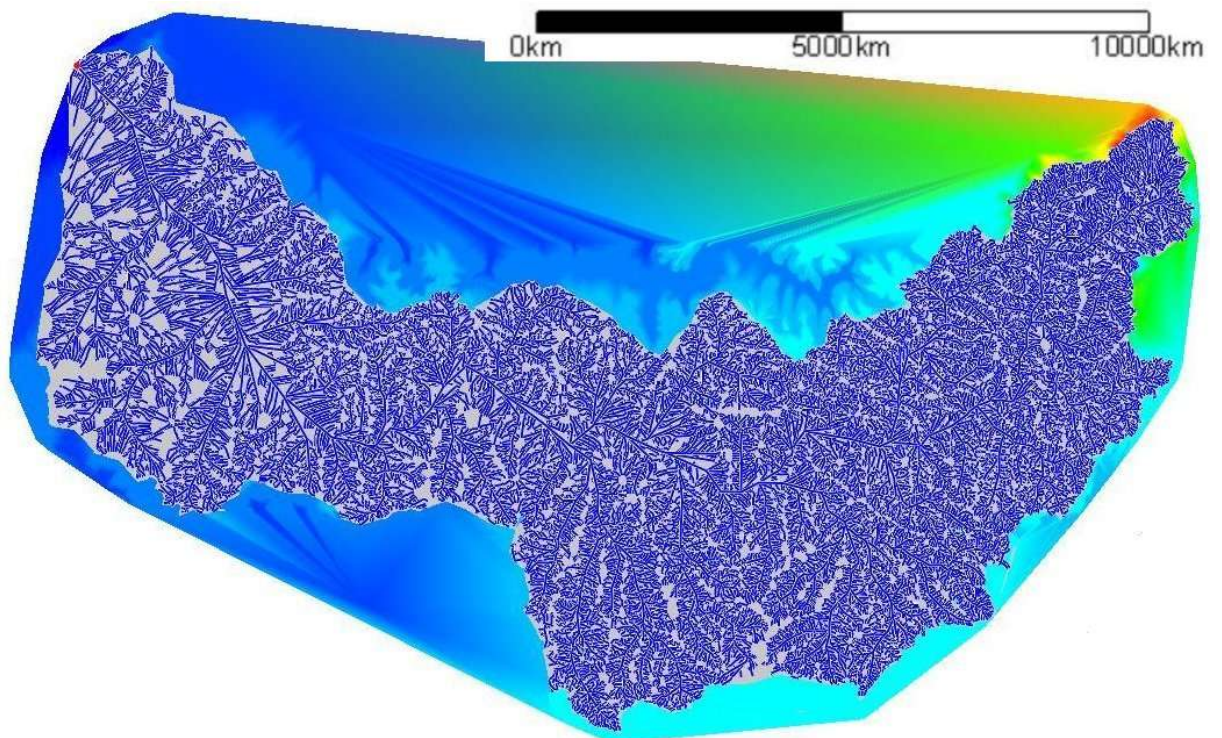


Figura 4.23. Bacia delineada e a respectiva rede de drenagem.

Com a rede de drenagem da bacia, o algoritmo de extração da função distância-área foi aplicado. Por meio de uma interpolação linear no próprio algoritmo, a área da bacia foi corrigida para 104,5584 km², valor obtido pelo software DTM 97.04 (FREER, 2001) na estimativa do índice topográfico (ver seção 4.6.2). A função foi agrupada em 50 ordenadas, resultando na Figura 4.24. Os valores de área e distância foram armazenados em um arquivo texto servindo como parâmetro de entrada aos MODELOS 1, 2 e 3.

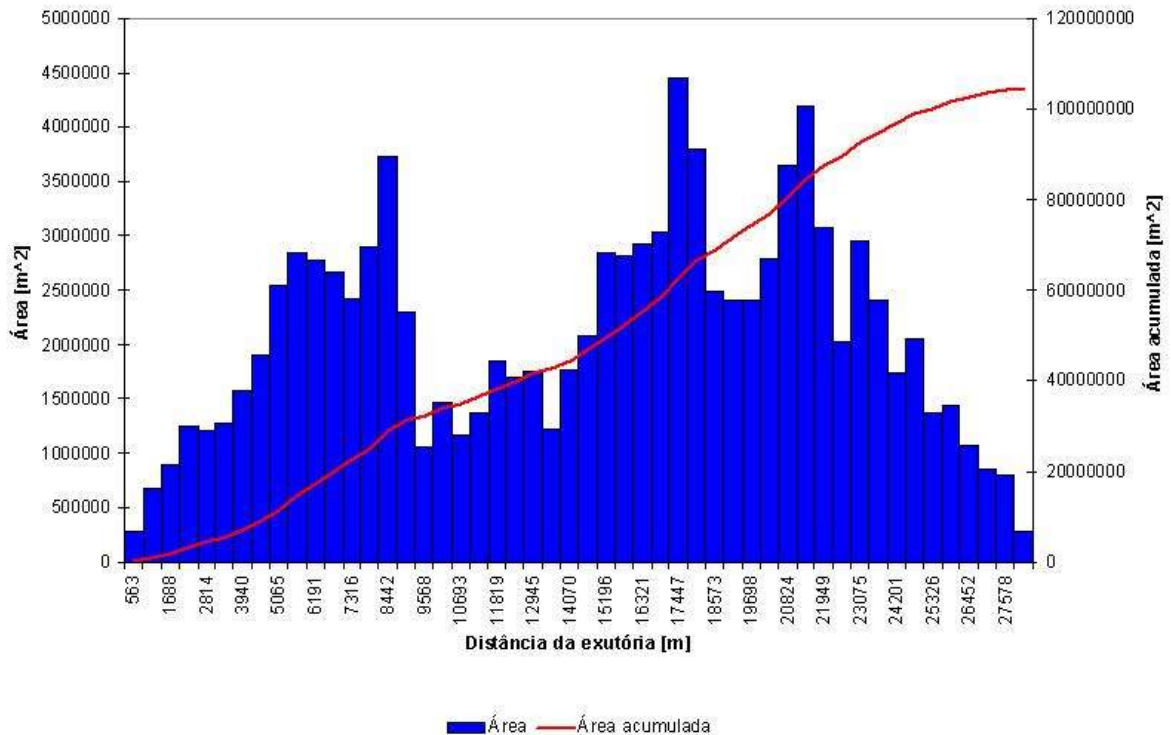


Figura 4.24. Função distância-área para a sub-bacia do Rio Pequeno.

4.6.2 Estimativa do Índice Topográfico

Para as simulações das três formulações foi necessário calcular o índice topográfico médio, assim como a distribuição dos índices locais.

Foi utilizado o *software* denominado DTM 97.04 (FREER, 2001). Este *software* a partir de uma malha de células regulares que representam a bacia, gera a distribuição do índice topográfico na bacia, seguindo o método de QUINN et al. (1995).

A malha de células regulares foi gerada em resolução de 40m a partir das curvas de nível digitalizadas das cartas topográficas em escala 1:10.000.

O *software* com as opções de *thresh* (*Channel Initiation threshold*) desabilitada e ζ

igual a 0,5 (Equação [3.73]) realizou 11.347 iterações para resolver os falsos *pits* (depressões) e totalizou uma área de 104,5584 km² para a bacia de estudo. O índice topográfico variou de 2,81 a 28,13 e sua distribuição de frequência é apresentada na Figura 4.25. O índice topográfico médio da bacia foi de 8,00. A distribuição espacial do índice é mostrada na Figura 4.26.

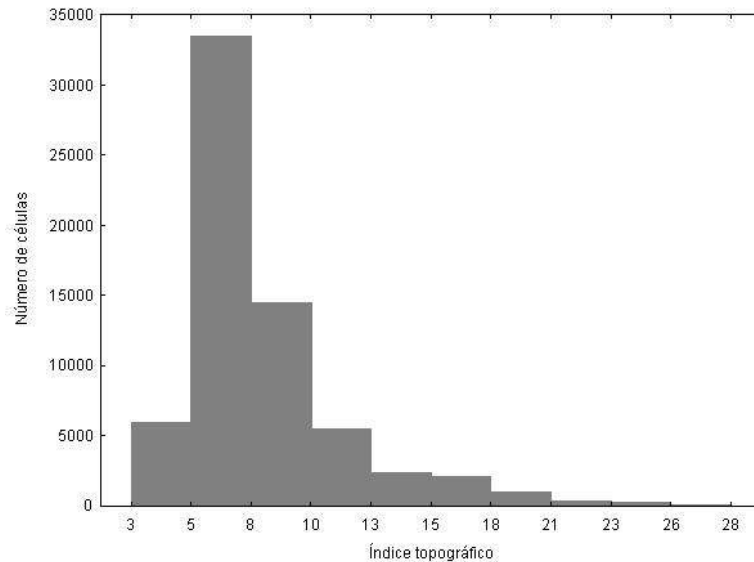


Figura 4.25. Distribuição de frequência do índice topográfico.

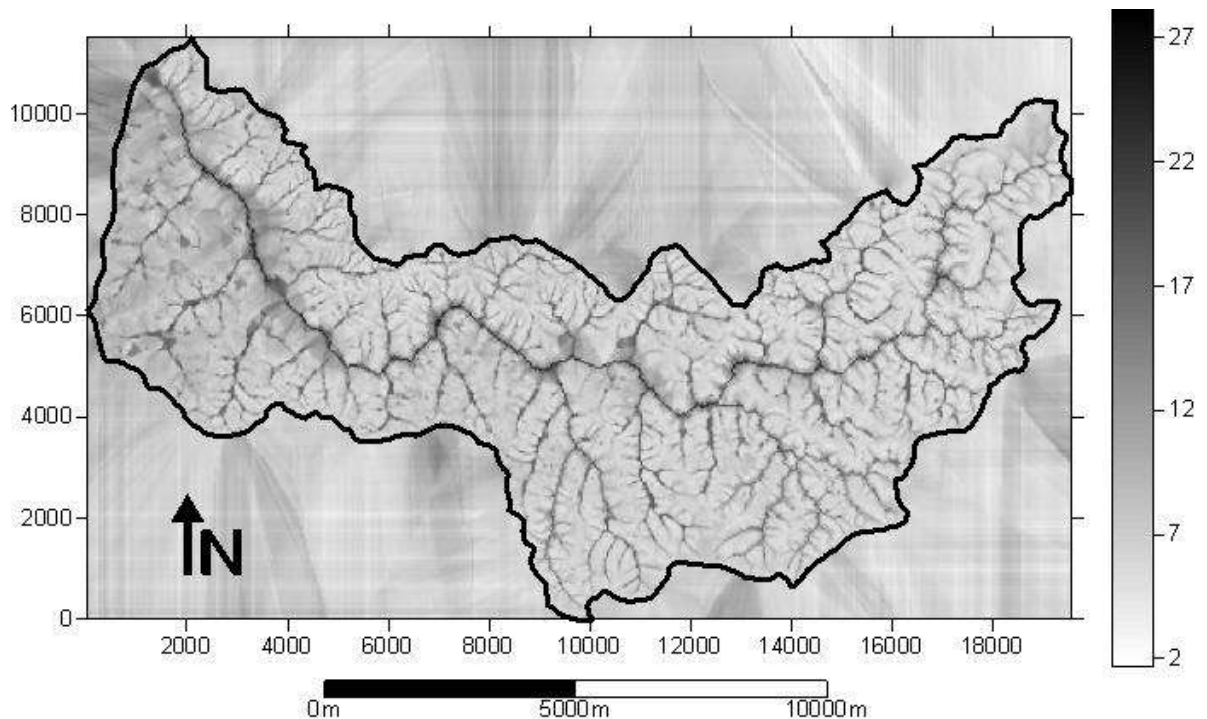


Figura 4.26. Distribuição espacial do índice topográfico.

4.6.3 Estimativa Inicial de Parâmetros

A Tabela 4.3 mostra a descrição e as respectivas unidades dos parâmetros do TOPMODEL que são os mesmos parâmetros para os três modelos.

Tabela 4.3. Descrição dos parâmetros do TOPMODEL.

Parâmetro	Descrição	Unidade
m	Decaimento da transmissividade no perfil do solo ou da curva de recessão.	m
$\ln T_0$	Logaritmo natural da transmissividade efetiva do solo saturado.	$m^2 h^{-1}$
T_D	Tempo de permanência da água na zona não-saturada.	$h m^{-1}$
R_V	Velocidade do escoamento em canal.	$m h^{-1}$
Q_0	Vazão específica inicial observada da série.	$m h^{-1}$
SR_{MAX}	Déficit máximo no reservatório de zona de raízes.	m
SR_0	Déficit inicial no reservatório de zona de raízes.	m

Existe uma grande quantidade de trabalhos publicados com aplicações do TOPMODEL, porém, poucos trabalhos em condições brasileiras. Sendo assim, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre os valores utilizados dos parâmetros nestas condições. Os parâmetros pesquisados foram: m , $\ln(T_0)$, T_D , R_V , SR_{MAX} , SR_0 . A Tabela 4.4 mostra esta revisão.

Tabela 4.4. Revisão dos parâmetros utilizados no TOPMODEL em condições brasileiras.

Referência / local	Parâmetros						Área bacia [km ²]	Grid [m]	Dt [h]
	m [m]	$\ln T_0$ [m ² h ⁻¹]	T_D [h m ⁻¹]	R_V [m h ⁻¹]	SR_{MAX} [m]	SR_0 [m]			
MINE e CLARKE (1996) / Rio Belém - PR	0,002	4,9	50	3960	0,05	0,0005	42	250	1
VARELLA e CAMPANA (2000) / Rio Descoberto - DF	0,1	5	50	1000	0,05	0,002	114	*	1
SANTOS (2001) / Rio Pequeno - PR	0,042	0,05	**	483	0,0026	1	134	40	1

* Utilizaram várias resoluções de grid.

** A versão utilizada do TOPMODEL não utilizou estes parâmetros.

Os intervalos válidos dos parâmetros foram determinados com base em BEVEN (1997) e nos valores apresentados na Tabela 4.4. Estes intervalos são mostrados na Tabela 4.5.

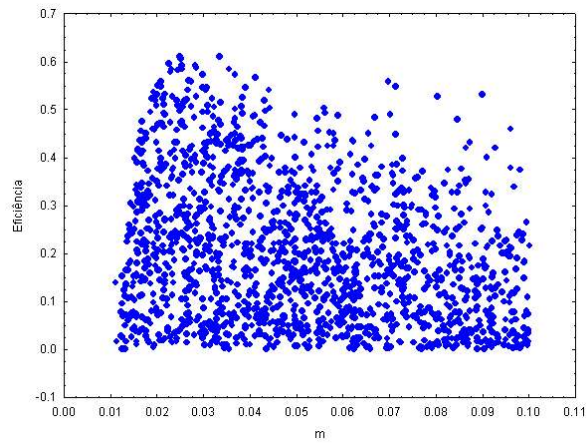
Tabela 4.5. Intervalo de parâmetros e unidades.

m [m]	ln T₀ [(m² h⁻¹)]	T_D [h m⁻¹]	R_v [m h⁻¹]	S_{RMAX} [m]	S_{R0} [m]
0,003 – 0,10	-10 – 10	0,05 – 120	300 – 2000	0 – 0,25	0 – S _{RMAX}

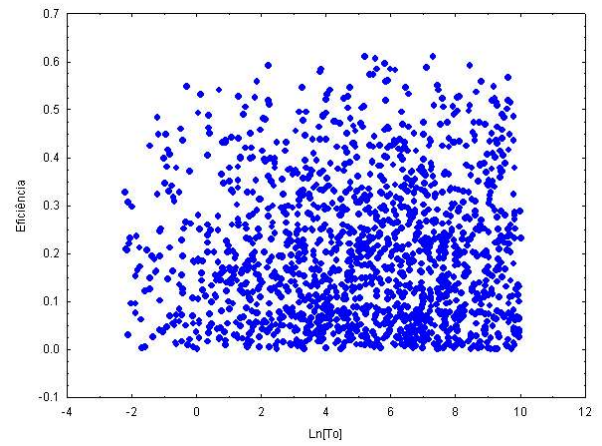
A Série 1 possui uma vazão inicial de $6,27 \times 10^{-5}$ m/h, portanto, este é o valor do parâmetro Q_0 para a Série 1. A Série 2 possui uma vazão inicial de $4,50 \times 10^{-5}$ m/h, desta forma o parâmetro Q_0 para a Série 2 foi estimado.

4.6.4 Análise de Sensibilidade

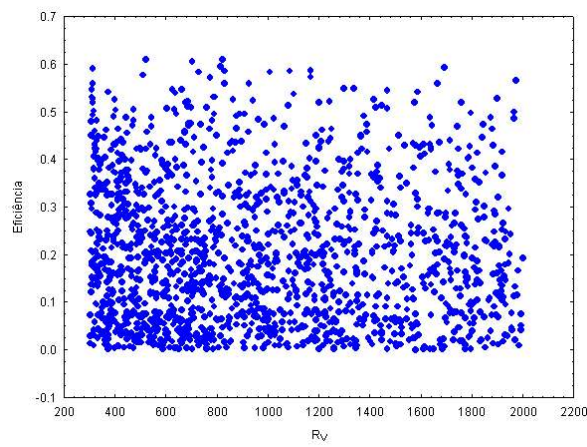
Como argumentado anteriormente, a análise de sensibilidade tem como objetivo verificar quais parâmetros influenciam mais ou menos no desempenho do modelo. Através de 200 mil simulações, os gráficos de dispersão dos valores dos parâmetros versus a eficiência foram elaborados para os três modelos (Figuras 4.27, 4.28 e 4.29). Somente foram plotados valores positivos de eficiência, valores negativos foram desconsiderados. Pela análise dos gráficos, foi constatado que os parâmetros mais sensíveis foram m e S_{RMAX} . O parâmetro S_{R0} não teve sua sensibilidade analisada pois seu espaço amostral é limitado aos valores do parâmetro S_{RMAX} . Segundo WAGENER et al. (2002), a sensibilidade ou “insensibilidade” de um parâmetro pode estar associada a uma correlação com outro parâmetro. Desta forma, o parâmetro S_{R0} teria uma sensibilidade devido à sua correlação com S_{RMAX} .



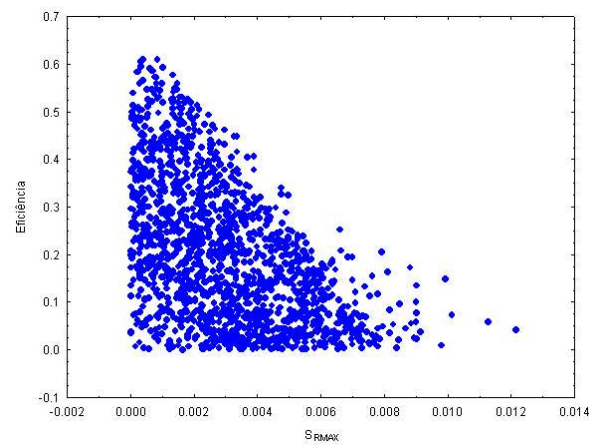
(a)



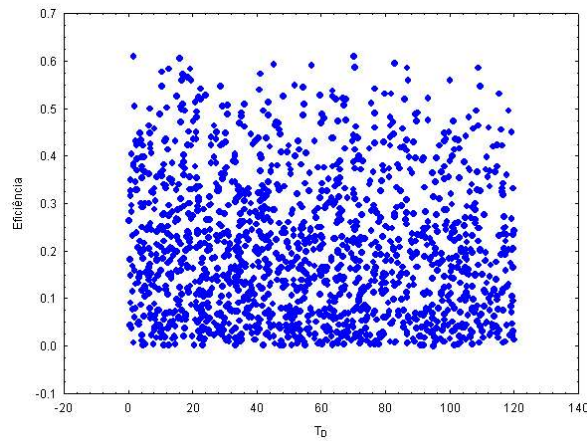
(b)



(c)

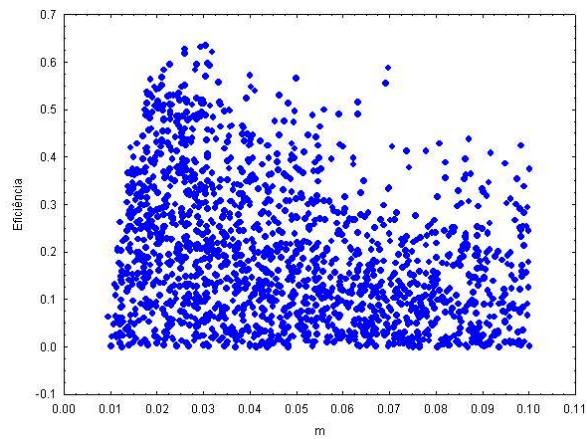


(d)

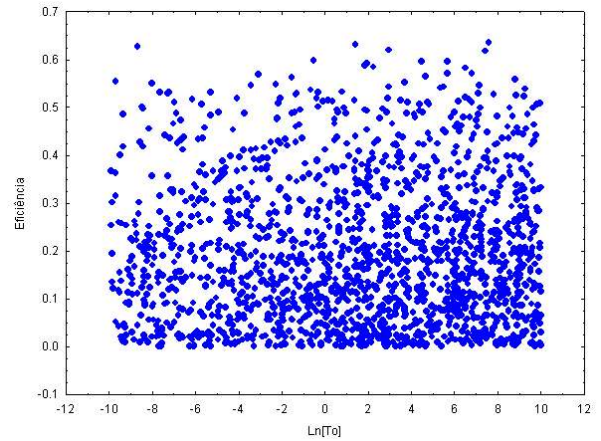


(e)

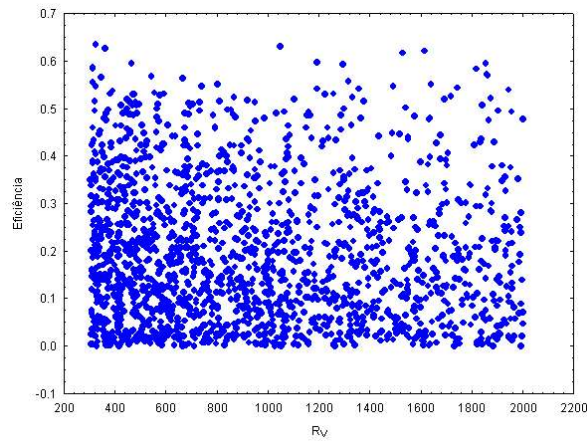
Figura 4.27. Gráficos de dispersão para sensibilidade do MODELO 1 aos parâmetros. (a) Parâmetro m . (b) Parâmetro $\ln(T_0)$. (c) Parâmetro R_V . (d) Parâmetro S_{RMAX} . (e) Parâmetro T_0 .



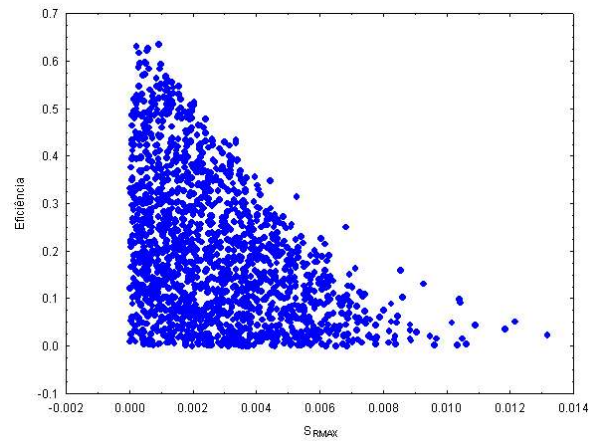
(a)



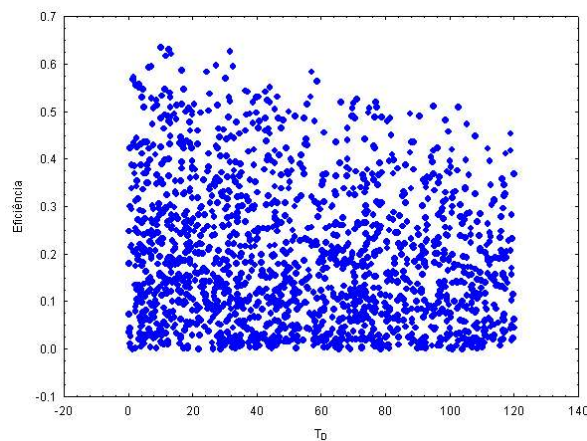
(b)



(c)

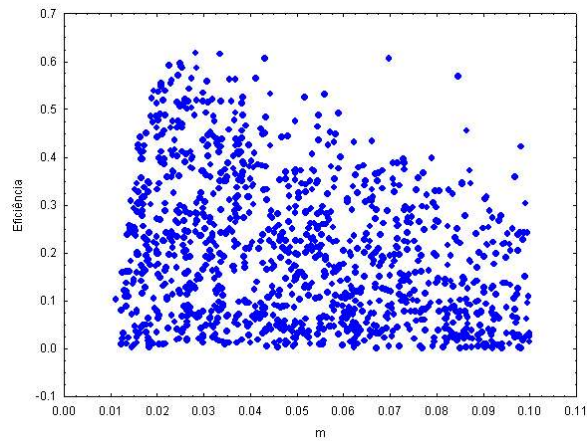


(d)

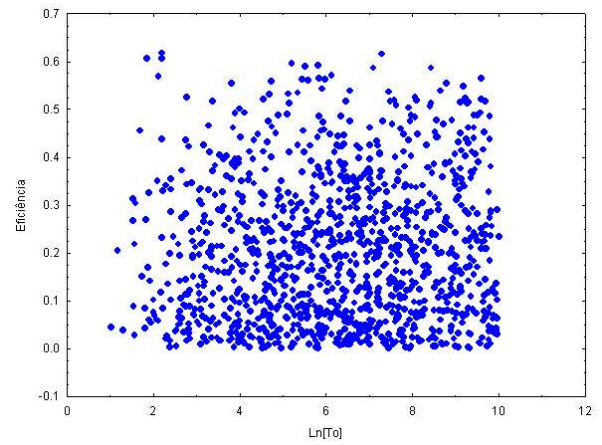


(e)

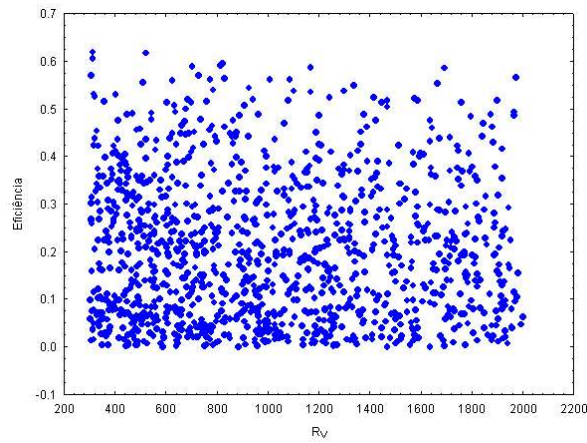
Figura 4.28. Gráficos de dispersão para sensibilidade do MODELO 2 aos parâmetros. (a) Parâmetro m . (b) Parâmetro $\ln(T_0)$. (c) Parâmetro R_v . (d) Parâmetro S_{RMAX} . (e) Parâmetro T_0 .



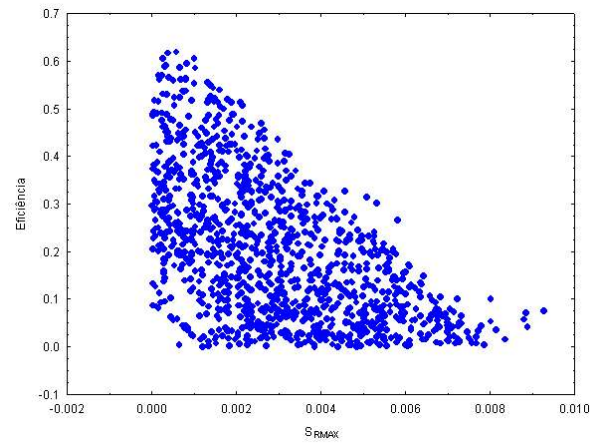
(a)



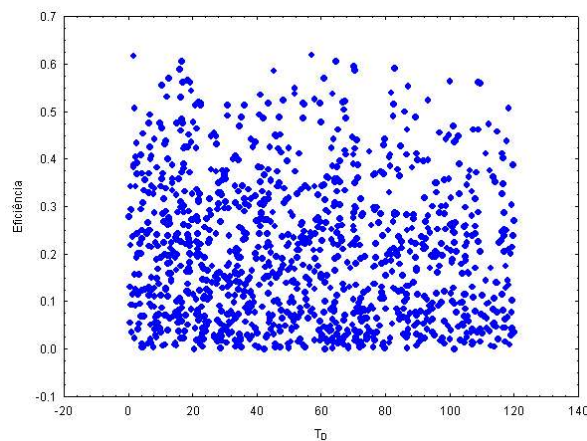
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 4.29. Gráficos de dispersão para sensibilidade do MODELO 3 aos parâmetros. (a) Parâmetro m . (b) Parâmetro $\ln(T_0)$. (c) Parâmetro R_v . (d) Parâmetro S_{RMAX} . (e) Parâmetro T_0 .

O MODELO 2 possui um novo parâmetro T_{LREF} . Segundo CAMPLING et al. (2002), este parâmetro é estimado de acordo com uma média dos índices topográficos locais referentes às posições das junções de canais de primeira ordem à canais principais, junções de canais de primeira ordem e rios perenes. Neste trabalho este parâmetro não foi estimado a partir da distribuição do índice topográfico e sim calibrado. Seu intervalo foi escolhido para variar de zero até a o valor do índice topográfico máximo, isto é, 28,13. A Figura 4.30 mostra o gráfico de dispersão do valor do parâmetro em função da eficiência.

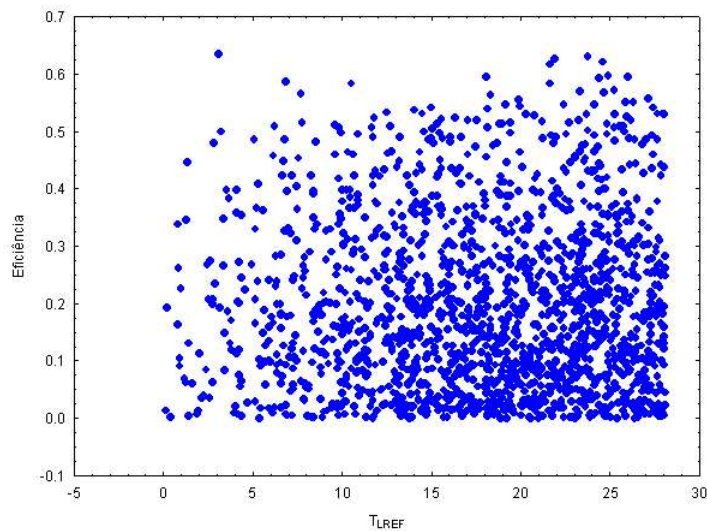


Figura 4.30. Dispersão para o parâmetro T_{LREF} .

Embora as análises verificaram que o MODELO 2 não é sensível ao parâmetro T_{LREF} , foi decidido que este parâmetro fosse calibrado por ser o parâmetro chave da formulação do MODELO 2.

A análise de sensibilidade também foi realizada com o intuito de restrição dos intervalos válidos dos parâmetros a fim de aumentar, nas simulações posteriores, o número de simulações com eficiências positivas. Com base nas Figuras 4.27, 4.28 e 4.29 os intervalos dos parâmetros $\ln(T_0)$ e SR_{MAX} puderam ser alterados. A Tabela 4.6 mostra os novos intervalos dos parâmetros.

Tabela 4.6. Intervalo de parâmetros e unidades após prévias simulações.

m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_V [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]
0,003 – 0,10	0 – 10	0,05 – 120	300 – 2000	0 – 0,0020

O parâmetro S_{R0} teve seu valor fixo com base nas prévias 200 mil simulações. Desta forma, para o MODELO 1, seu valor foi de 0,0002 m, para o MODELO 2 de 0,00009 m e

para o MODELO 3 de 0,0005 m. Estes valores foram obtidos dos conjuntos de parâmetros com as melhores eficiências.

4.6.5 Número de Simulações para o Método Monte Carlo

Segundo PAPPENBERGER et al. (2004), uma forma de determinação do número de simulações (iterações) para o Método Monte Carlo é analisar a convergência da CDF (Curva acumulada da distribuição de frequência). Quando simulações adicionadas não mudam a forma da CDF, este número pode ser adotado.

No presente trabalho foi utilizado o método proposto por UHLENBROOK & SIEBER (2005), pois este método é de fácil implementação. Este método calcula a média da vazão média do período simulado para um conjunto de simulações. O número ideal de simulações é escolhido quando a vazão média é estabilizada. A Figura 4.31 mostra esta relação para a Série 1 de dados no MODELO 1.

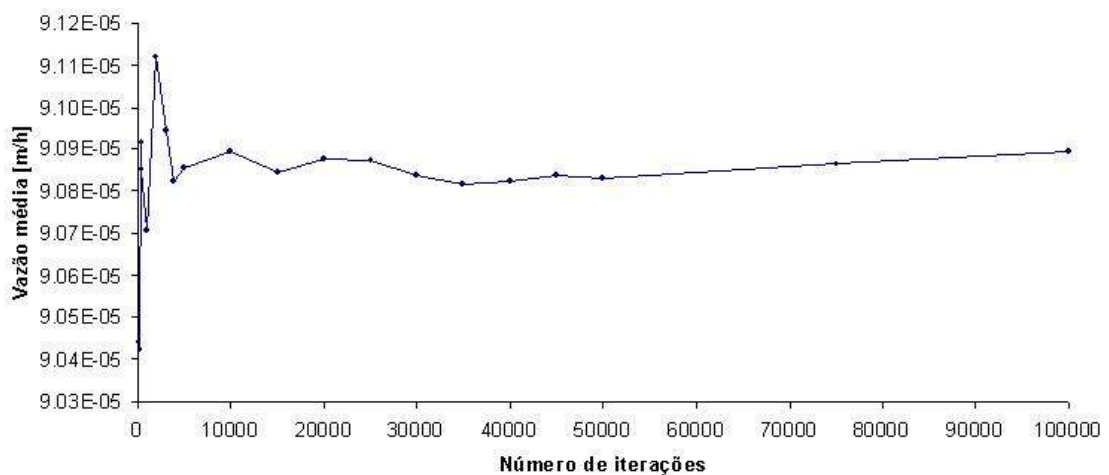


Figura 4.31. Vazão média, em função do número de simulações no MODELO 1.

Em consideração à estabilização da vazão média e procurando minimizar o tempo computacional, foi escolhido um número de simulações igual a 20 mil para todos os modelos.

4.6.6 Limite para Exclusão de Conjunto de Parâmetros

Estabelecer um valor de desempenho para classificar conjuntos de parâmetros em comportamentais e não-comportamentais é de certa forma subjetiva (FREER et al., 1996;

PETERS et al., 2003). Entretanto, dois gráficos foram utilizados no suporte à decisão: (1) Distribuição de frequência das eficiências (Figura 4.32) e (2) relação entre eficiência e percentagem de conjuntos de parâmetros rejeitados (Figura 4.33).

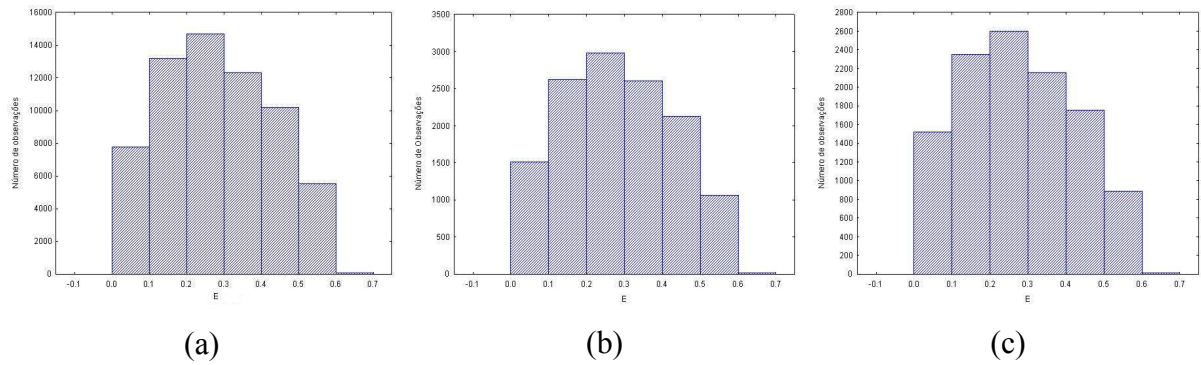


Figura 4.32. Distribuição de frequência das eficiências. (a) MODELO 1, (b) MODELO 2 e (c) MODELO 3.

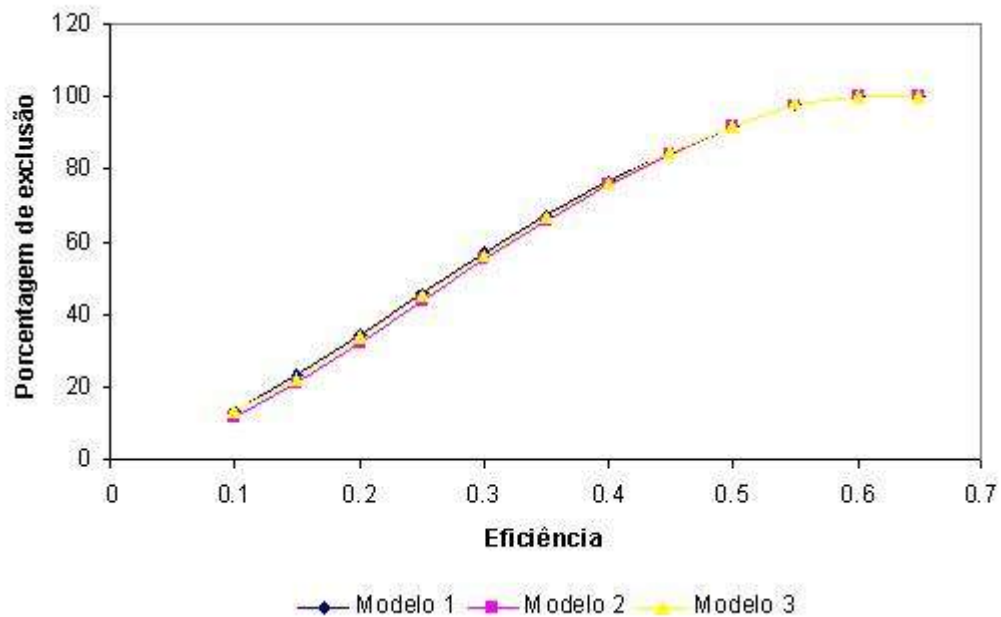


Figura 4.33. Porcentagem de exclusão em função da eficiência dos modelos.

Com base nestes gráficos foi escolhido o valor de eficiência (Nash) igual a 0,3 como critério de decisão (rejeição ou aceitação) dos conjuntos de parâmetros simulados. Este valor em todos os modelos exclui cerca de 60% de conjuntos.

4.6.7 Determinação dos Intervalos de Incerteza

Uma análise estatística das vazões foi realizada para cada intervalo de tempo (3.360 intervalos) e série de todas as simulações com eficiência igual ou superior a 0,3. A média, a variância e o desvio padrão foram extraídos. As vazões de cada intervalo de tempo seguiram uma distribuição normal de frequência. Desta forma, os intervalos de incerteza puderam ser determinados através da medida de 1,645 desvios padrões para mais e para menos em torno da média. Isto delimitou um intervalo de incerteza de 90% formado pelos limites de 5% e 95%.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 PERÍODO DE CALIBRAÇÃO

Dentre as 20 mil simulações realizadas para cada modelo para a Série 1, 6.488 simulações obtiveram eficiência igual ou superior a 0,3 no MODELO 1. Para o MODELO 2 4.165 simulações maiores ou iguais a 0,3. O MODELO 3 obteve 5.101 simulações iguais ou superiores a 0,3. As Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3 mostram as melhores cinco simulações para cada modelo (melhor eficiência de acordo com índice de NASH), assim como os valores dos parâmetros calibrados.

Tabela 5.1. Melhores simulações para o MODELO 1, Série 1.

Ordem	E	m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_V [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]
1	0,6477	0,0346	1,11	4,44	342,52	0,00067
2	0,6444	0,0301	0,11	86,30	315,51	0,00082
3	0,6389	0,0283	1,03	18,02	371,72	0,00069
4	0,6384	0,0460	0,40	59,41	320,26	0,00028
5	0,6377	0,0370	0,59	76,24	350,83	0,00035

Tabela 5.2. Melhores simulações para o MODELO 2, Série 1.

Ordem	E	m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_V [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]	T_{LREF} [m]
1	0,6439	0,0320	1,18	24,56	315,26	0,00063	9,79
2	0,6428	0,0327	8,94	33,09	325,82	0,00030	1,06
3	0,6378	0,0260	7,05	13,57	885,29	0,00045	16,39
4	0,6376	0,0289	6,95	5,95	440,81	0,00033	10,15
5	0,6371	0,0366	2,38	33,08	328,89	0,00067	7,66

Tabela 5.3. Melhores simulações para o MODELO 3, Série 1.

Ordem	E	m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_V [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]
1	0,6429	0,0283	2,37	13,85	314,59	0,00078
2	0,6351	0,0410	2,51	82,15	317,41	0,00044
3	0,6328	0,0299	6,83	27,10	853,07	0,00035
4	0,6326	0,0275	8,85	32,49	1449,3	0,00046
5	0,6319	0,0291	5,94	25,72	642,68	0,00061

Para esta série de dados o MODELO 1 obteve a melhor eficiência (0,6477) seguido pelo MODELO 2 (0,6439) e pelo MODELO 3 (0,6429). As diferenças entre as eficiências foram pouco expressivas, resultando que os modelos tiveram uma performance igual para esta série.

Em relação aos valores dos parâmetros foram observados altos valores de transmissividade nos MODELOS 2 e 3. Para o MODELO 3 foi notado um valor calibrado para o parâmetro R_V de 1449,3 m·h⁻¹ notoriamente bem acima dos valores calibrados deste parâmetro para os outros modelos. Este parâmetro também pertence ao conjunto de parâmetros que possui um valor alto de transmissividade. Como no MODELO 3 o índice topográfico médio é calculado somente para as áreas não saturadas, seu valor torna-se menor durante o processo de saturação da bacia. Valores menores no índice topográfico médio, de acordo com a Equação [3.66], elevam a vazão sub-superficial. Com valores maiores da vazão sub-superficial as áreas saturadas são rapidamente drenadas diminuindo o escoamento superficial. A função objetivo utilizada para avaliar o desempenho dos modelos prioriza as vazões máximas. Desta forma, o MODELO 3 calibra valores maiores dos parâmetros R_V e T_0 para que o pico da vazão alcance o pico da vazão observada.

As Figuras de 5.1 a 5.9 mostram para cada modelo o hidrograma simulado com o melhor conjunto de parâmetros juntamente com o hidrograma observado da Série 1. Também mostram os intervalos de incerteza de 90% e o erro relativo ao longo do tempo.

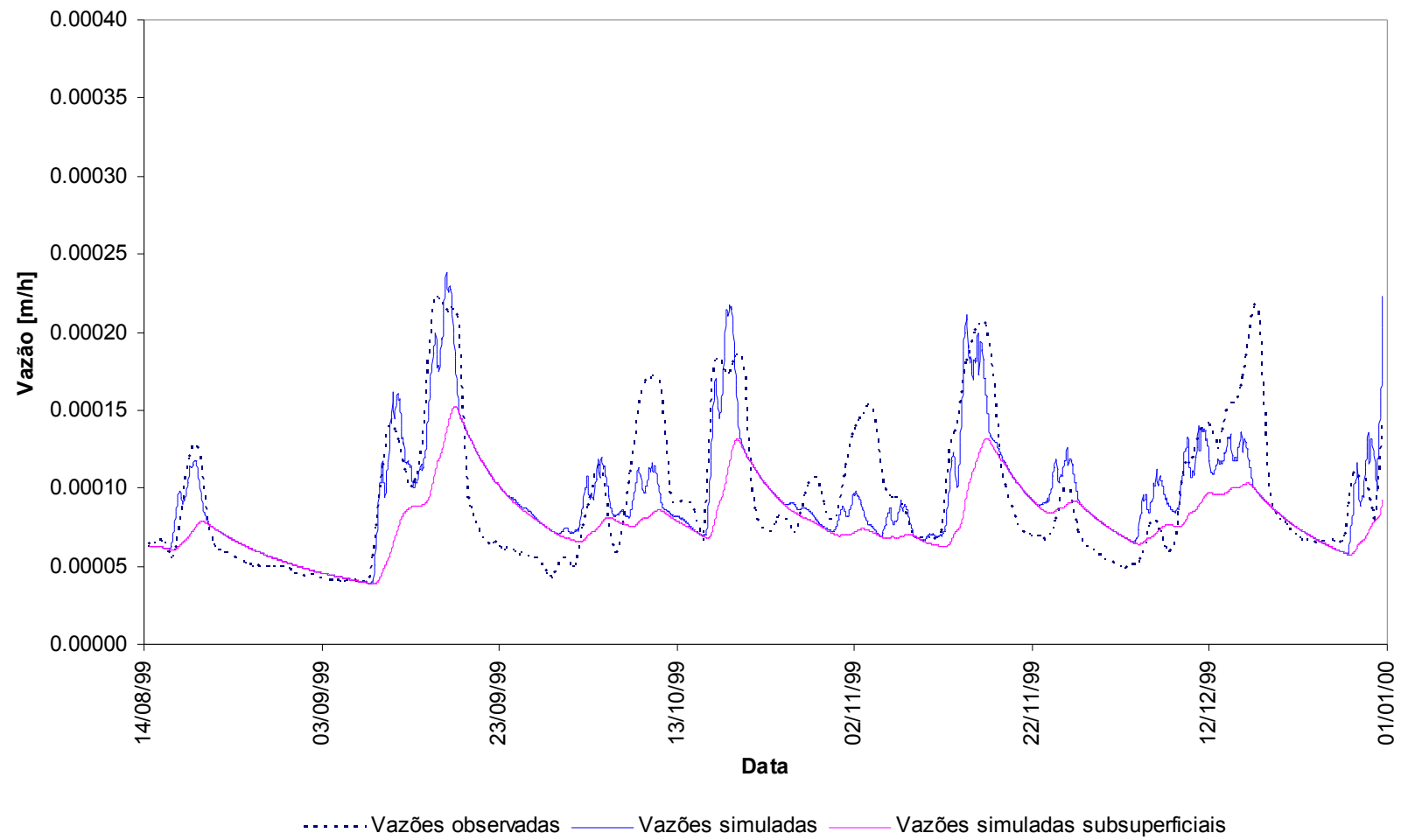


Figura 5.1. Vazões observadas da Série 1 e simuladas no MODELO 1 com o melhor conjunto de parâmetros.

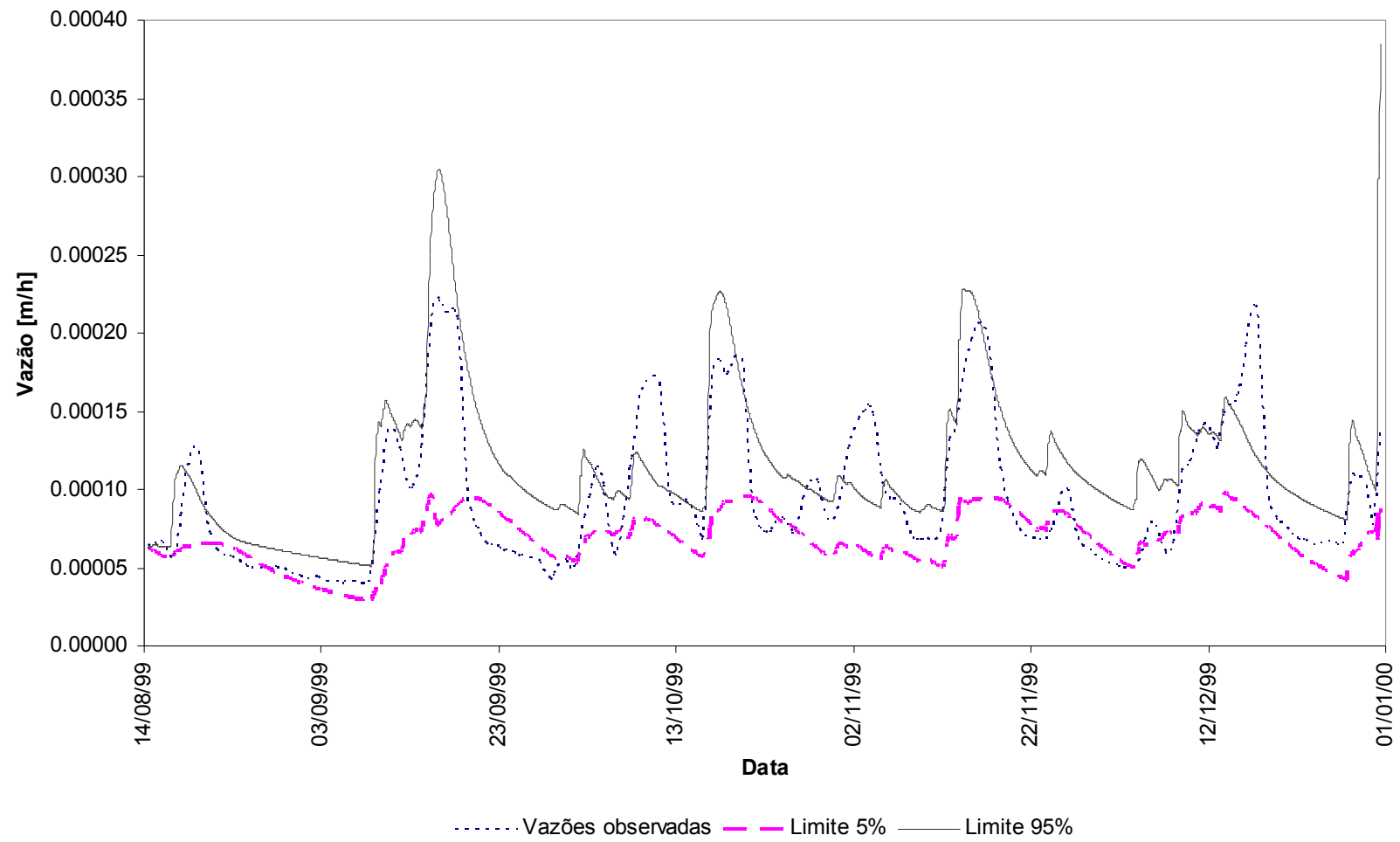


Figura 5.2. Vazões observadas da Série 1 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 1.

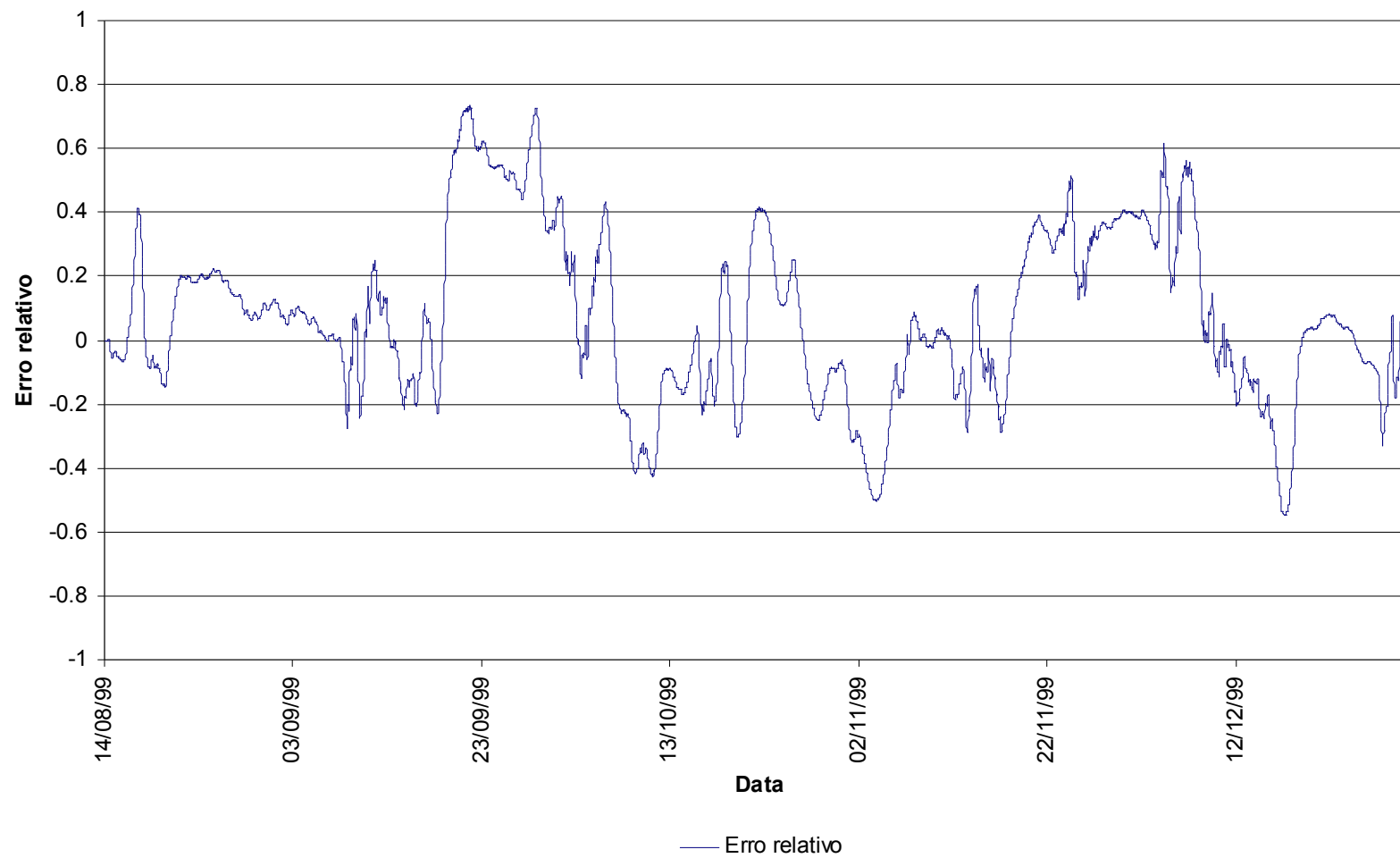


Figura 5.3. Erro relativo do MODELO 1 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 1.

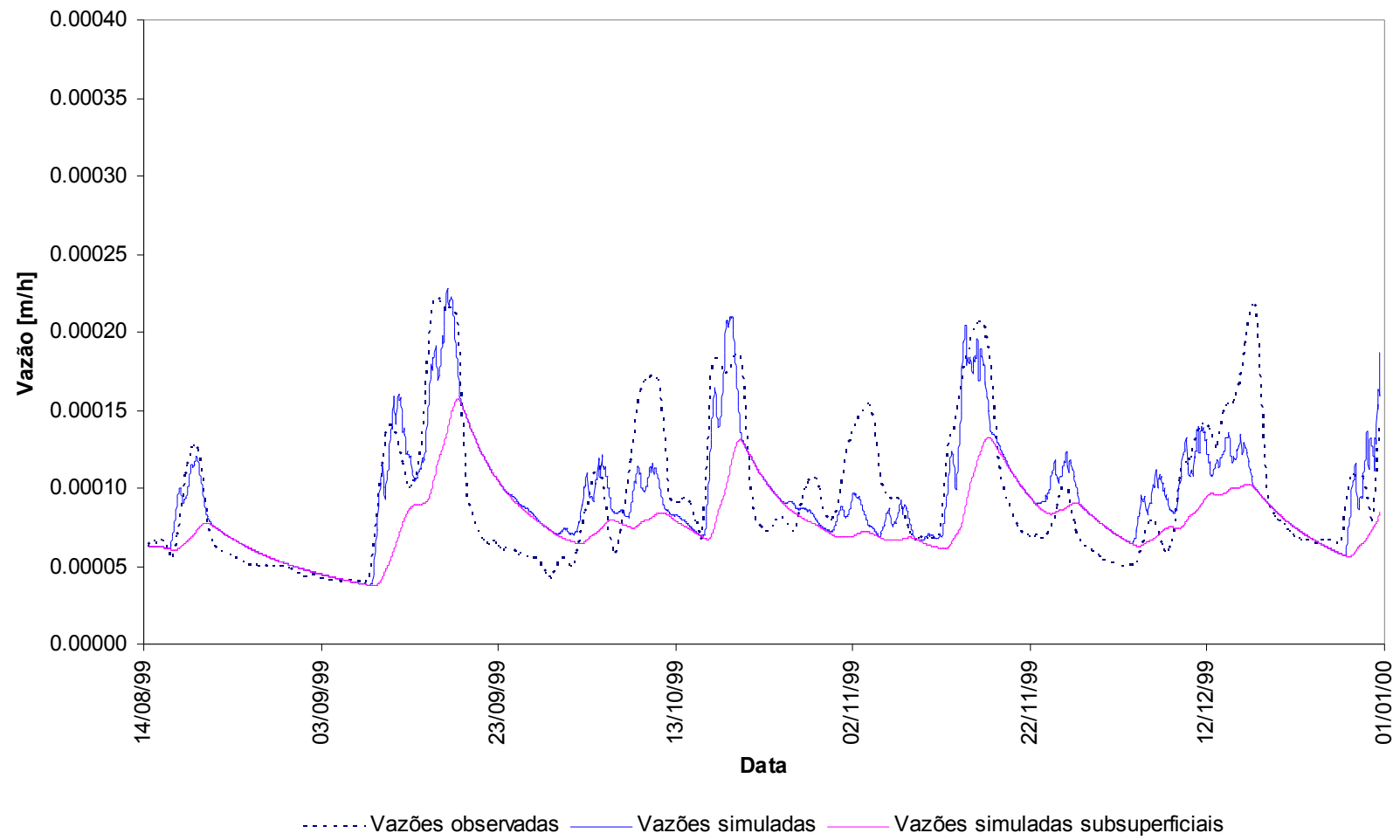


Figura 5.4. Vazões observadas da Série 1 e simuladas no MODELO 2 com o melhor conjunto de parâmetros.

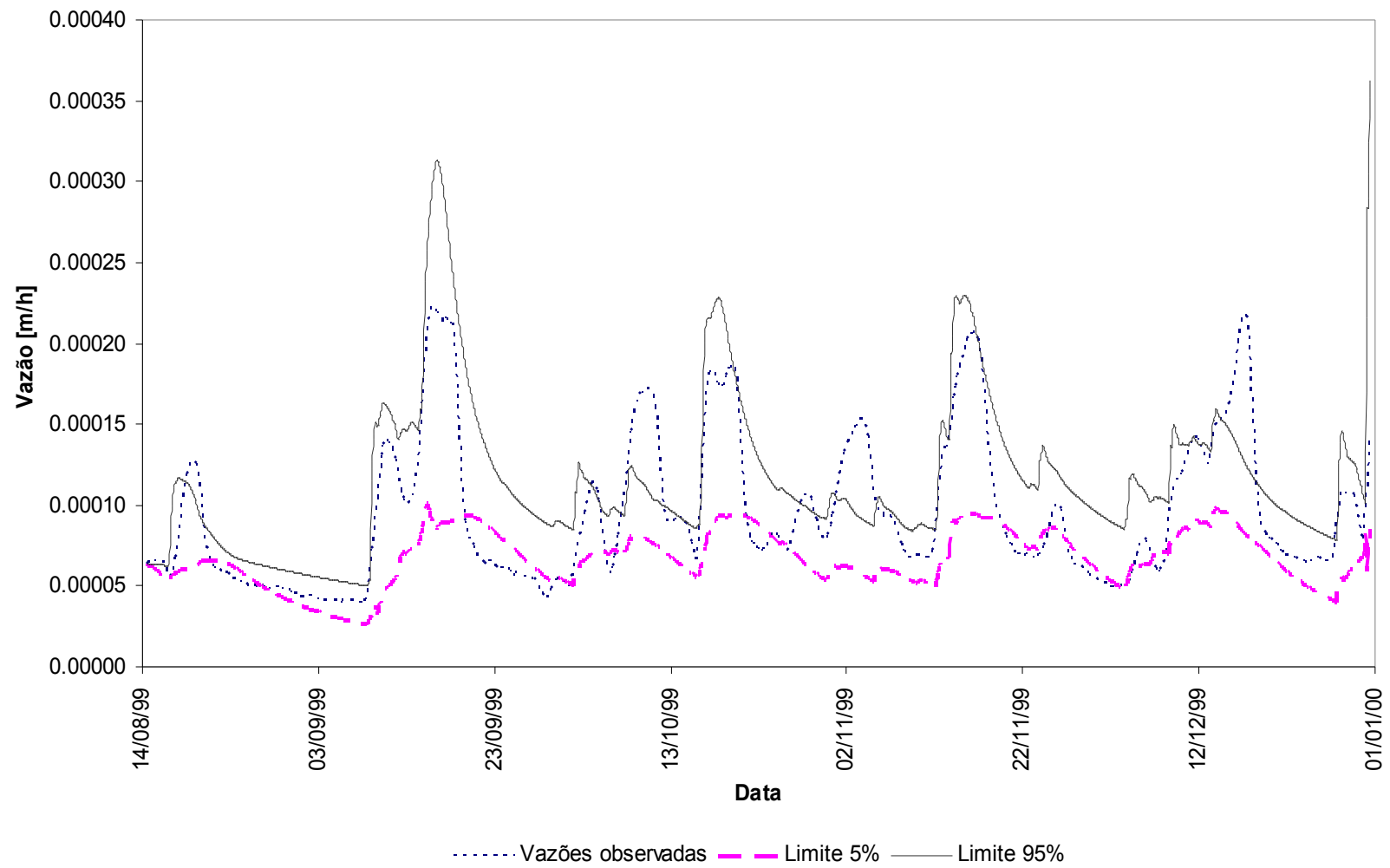


Figura 5.5. Vazões observadas da Série 1 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 2.

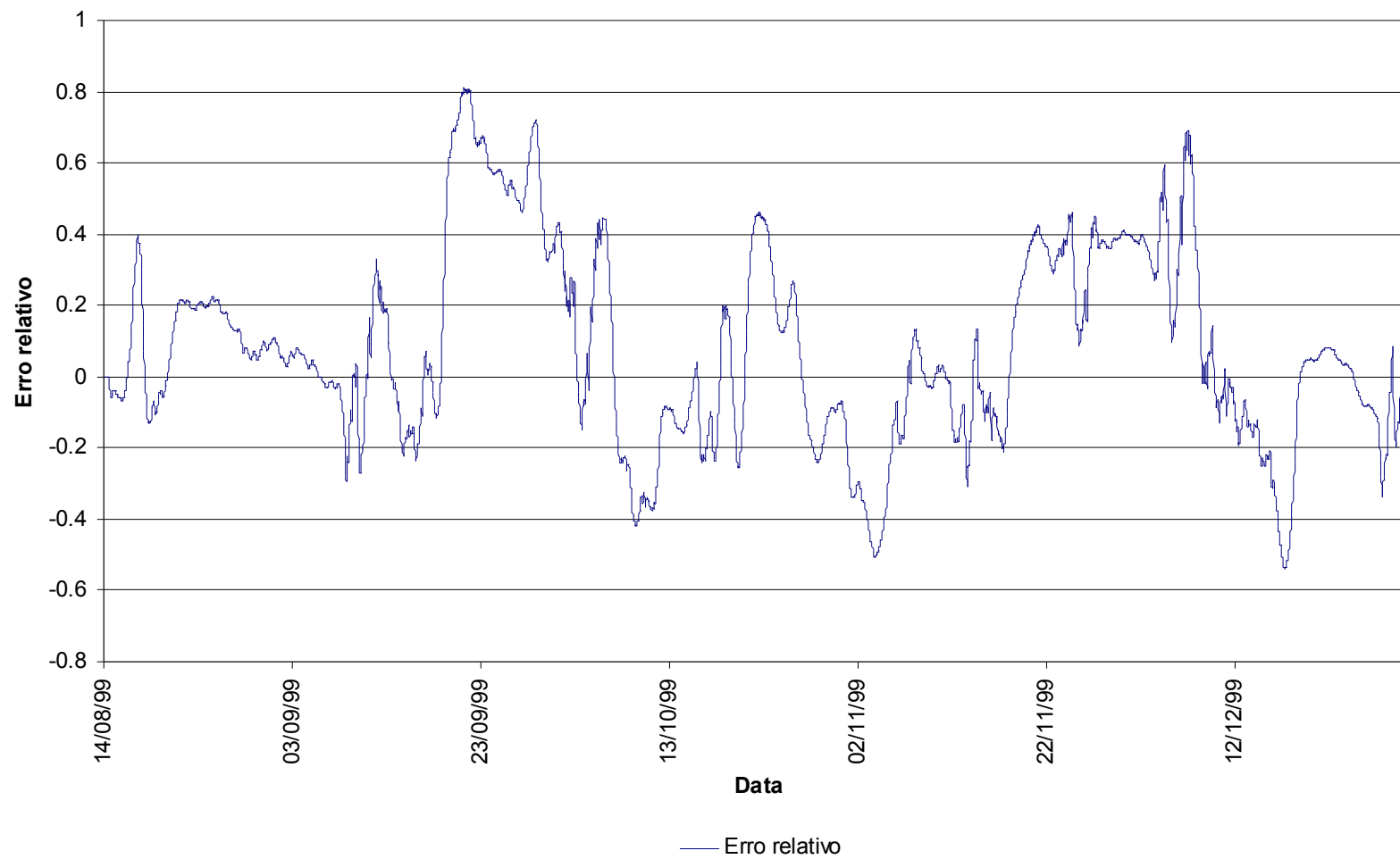


Figura 5.6. Erro relativo do MODELO 2 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 1.

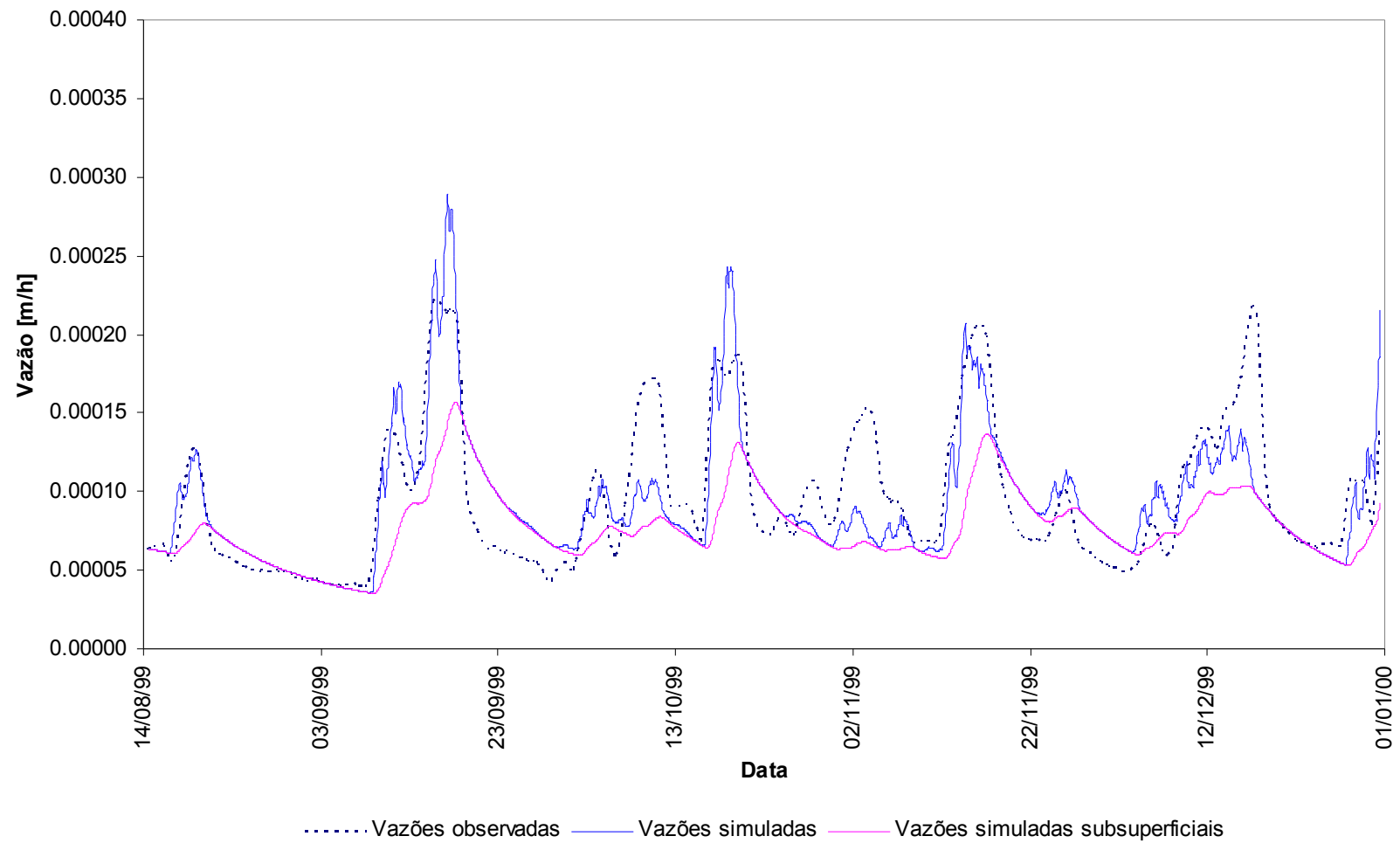


Figura 5.7. Vazões observadas da Série 1 e simuladas no MODELO 3 com o melhor conjunto de parâmetros.

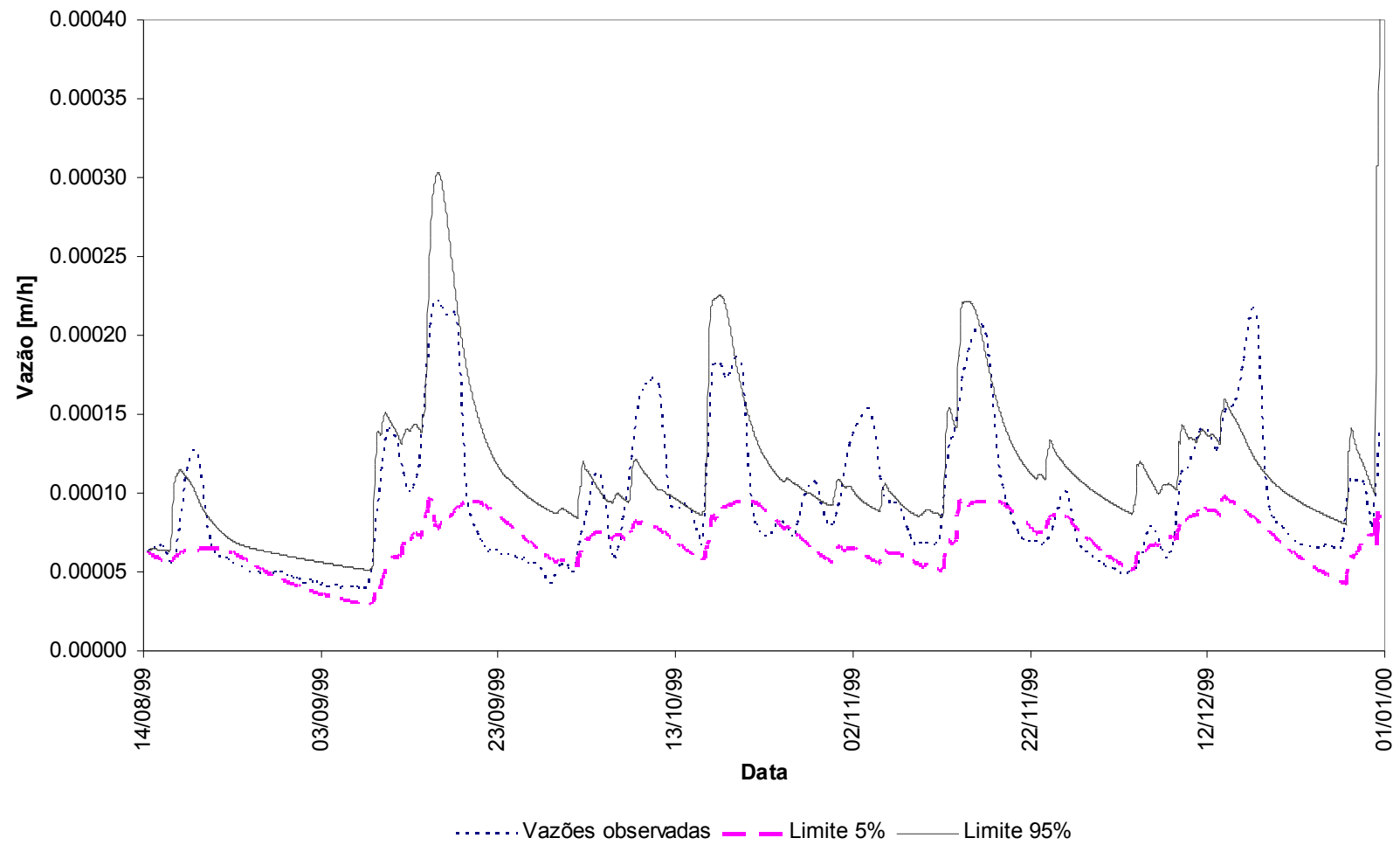


Figura 5.8. Vazões observadas da Série 1 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 3.

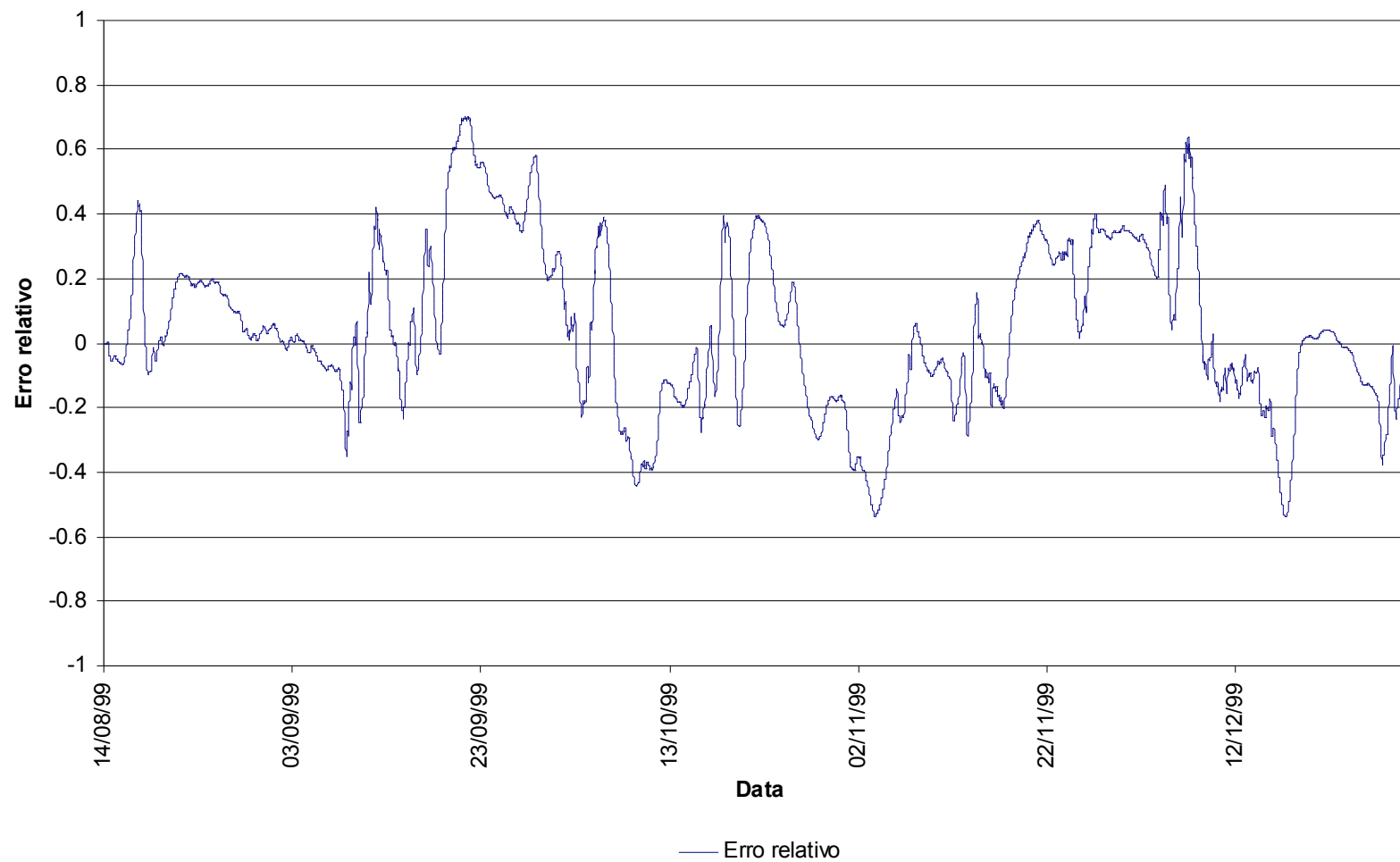


Figura 5.9. Erro relativo do MODELO 3 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 1.

A medida de entropia da Série 1 para o MODELO 1 foi de 12,64, o MODELO 2 obteve 12,00 e o MODELO 3 12,29. Como os modelos obtiveram valores de eficiências muito semelhantes o valor de entropia está relacionado ao número de simulações com eficiência acima ou igual a 0,3 (conjunto de valores comportamentais).

O MODELO 1 apresentou 54,17% das vazões dentro dos limites de incerteza, o MODELO 2, 58,60% e o MODELO 3, 53,78%. Nesta avaliação, o MODELO 2 foi melhor.

Através das medidas de entropia foi verificado que o MODELO 2 apresenta uma melhor redução na incerteza devido à calibração de parâmetros do que os outros dois modelos.

Por meio das Figuras 5.2, 5.5 e 5.8, foi notado que os limites de incerteza (5% e 95%) para todos os modelos apresentaram variações temporais com suas maiores larguras nos picos de vazão.

Nos períodos de recessão as vazões foram mal representadas em todos os modelos. Ocorreu uma super estimativa das vazões. As vazões observadas estiveram inclusive fora dos limites de incerteza. Foi notado que a vazão sub-superficial calculada também teve seus valores acima da vazão observada. Isto sugere revisões nos dados de entrada ou na estrutura dos modelos. Estes períodos foram responsáveis pela maioria dos erros relativos positivos (Figuras 5.3, 5.6 e 5.9).

Os picos de vazões referentes aos eventos de 10-11/10/99, 1-4/12/99 e 17/12/99 foram muito mal representados pelos modelos, resultando em erros relativos superiores a 0,4 em todos os modelos. Esta divergência pode estar associada ao fato que a estação pluviométrica está localizada na parte baixa da bacia e a parte alta da bacia está na região da Serra do Mar. Desta forma, poderiam ter ocorrido precipitações nas regiões mais altas da bacia não registradas pela estação pluviométrica.

5.2 PERÍODO DE VALIDAÇÃO

Os conjuntos de parâmetros com eficiências maiores ou iguais a 0,3 da Série 1 foram selecionados e utilizados para validação do modelo na segunda série de dados, ou seja, a Série 2.

As novas eficiências foram reordenadas e os cinco primeiros conjuntos de parâmetros para cada modelo são apresentados nas Tabelas 5.4, 5.5 e 5.6.

Tabela 5.4. Melhores simulações para o MODELO 1, Série 2.

Ordem	E	m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_V [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]
1	0,8273	0,0301	0,11	86,30	315,51	0,00082
2	0,8252	0,0251	2,36	105,62	593,15	0,00163
3	0,8231	0,0245	3,50	108,37	695,6	0,00184
4	0,8229	0,0262	1,05	57,21	397,22	0,00133
5	0,8211	0,0252	1,50	93,99	471,58	0,00197

Tabela 5.5. Melhores simulações para o MODELO 2, Série 2.

Ordem	E	m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_V [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]	T_{LREF} [m]
1	0,8476	0,0241	2,93	4,28	310,24	0,00176	6,98
2	0,8418	0,0216	1,90	109,59	342,68	0,00189	7,63
3	0,8387	0,0252	9,09	20,16	338,06	0,00167	0,24
4	0,8287	0,0247	3,38	114,63	327,14	0,00126	6,80
5	0,8252	0,0200	0,32	117,33	387,23	0,00160	10,60

Tabela 5.6. Melhores simulações para o MODELO 3, Série 2.

Ordem	E	m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_V [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]
1	0,8155	0,028	5,72	67,24	1061,50	0,00130
2	0,8151	0,028	6,05	60,89	1101,10	0,00115
3	0,8148	0,027	6,38	75,36	1164,90	0,00143
4	0,8148	0,027	5,28	53,81	855,52	0,00178
5	0,8148	0,027	6,56	62,00	1192,60	0,00143

O MODELO 2 obteve o melhor desempenho com eficiência igual a 0,8476, seguido pelo MODELO 1 com 0,8273 e pelo MODELO 3 com 0,8155.

O MODELO 3 apresentou valores calibrados do parâmetro R_V maiores que os outros modelos para todos os cinco conjuntos de parâmetros. Isto foi mais evidente nesta série do que na Série 1 devido aos eventos compreendidos entre 10/09 e 25/10. Estes eventos forçaram a calibração de altos valores de R_V e T_0 para o MODELO 3.

As Figuras de 5.10 a 5.18 mostram o hidrograma simulado para o melhor conjunto de parâmetros e o hidrograma observado da Série 2. Mostram os intervalos de incerteza de 90% e o erro relativo ao longo do tempo na série de validação.

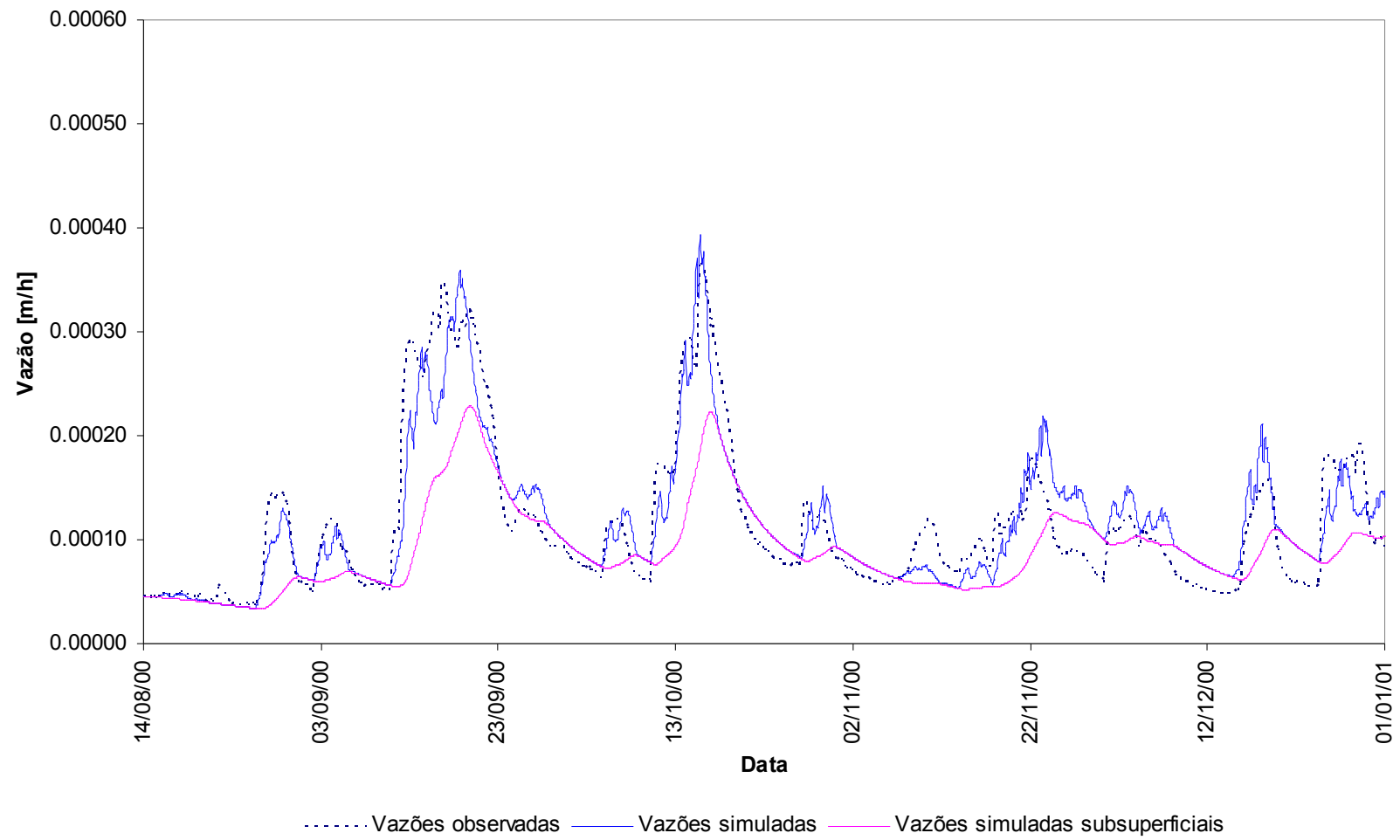


Figura 5.10. Vazões observadas da Série 2 e simuladas no MODELO 1 com o melhor conjunto de parâmetros.

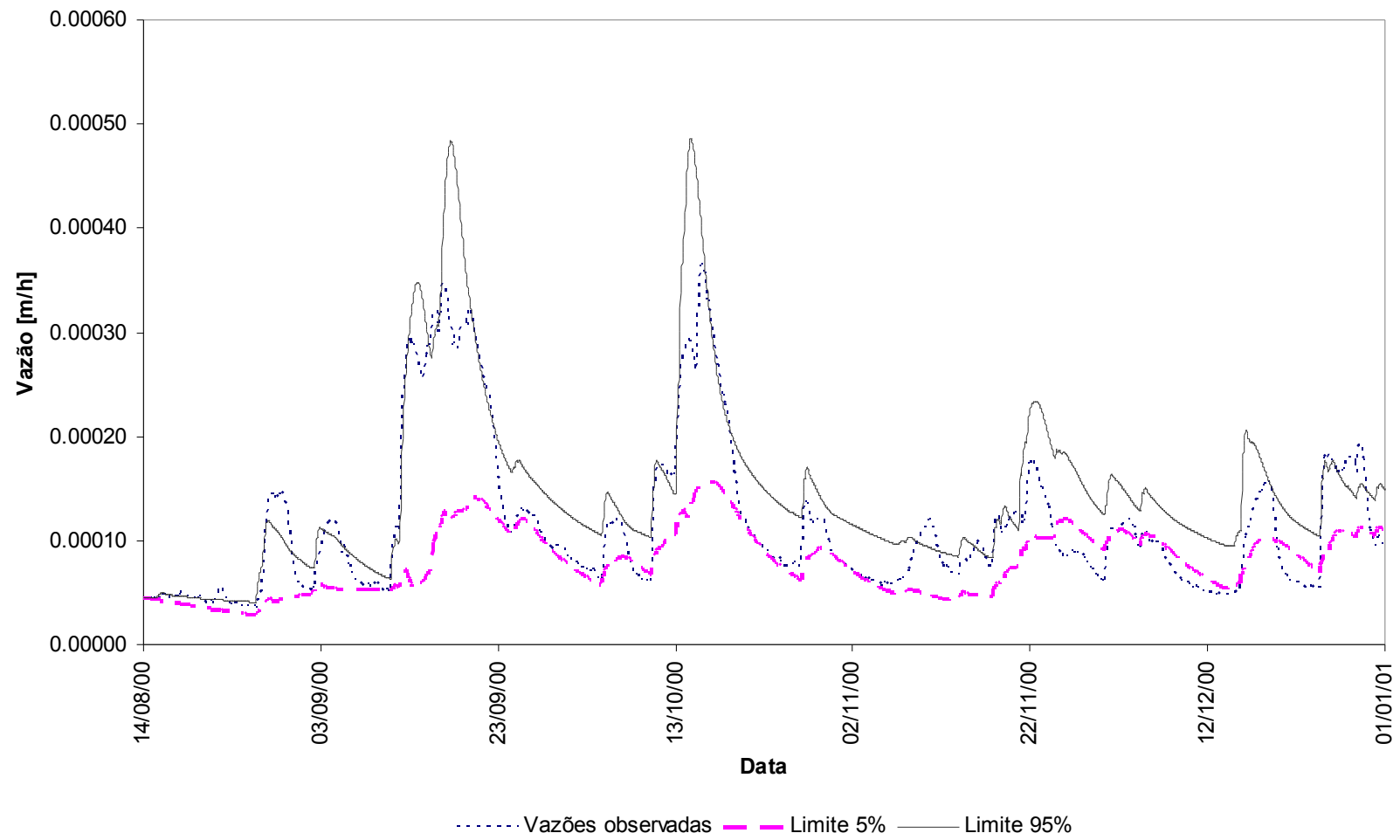


Figura 5.11. Vazões observadas da Série 2 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 1.

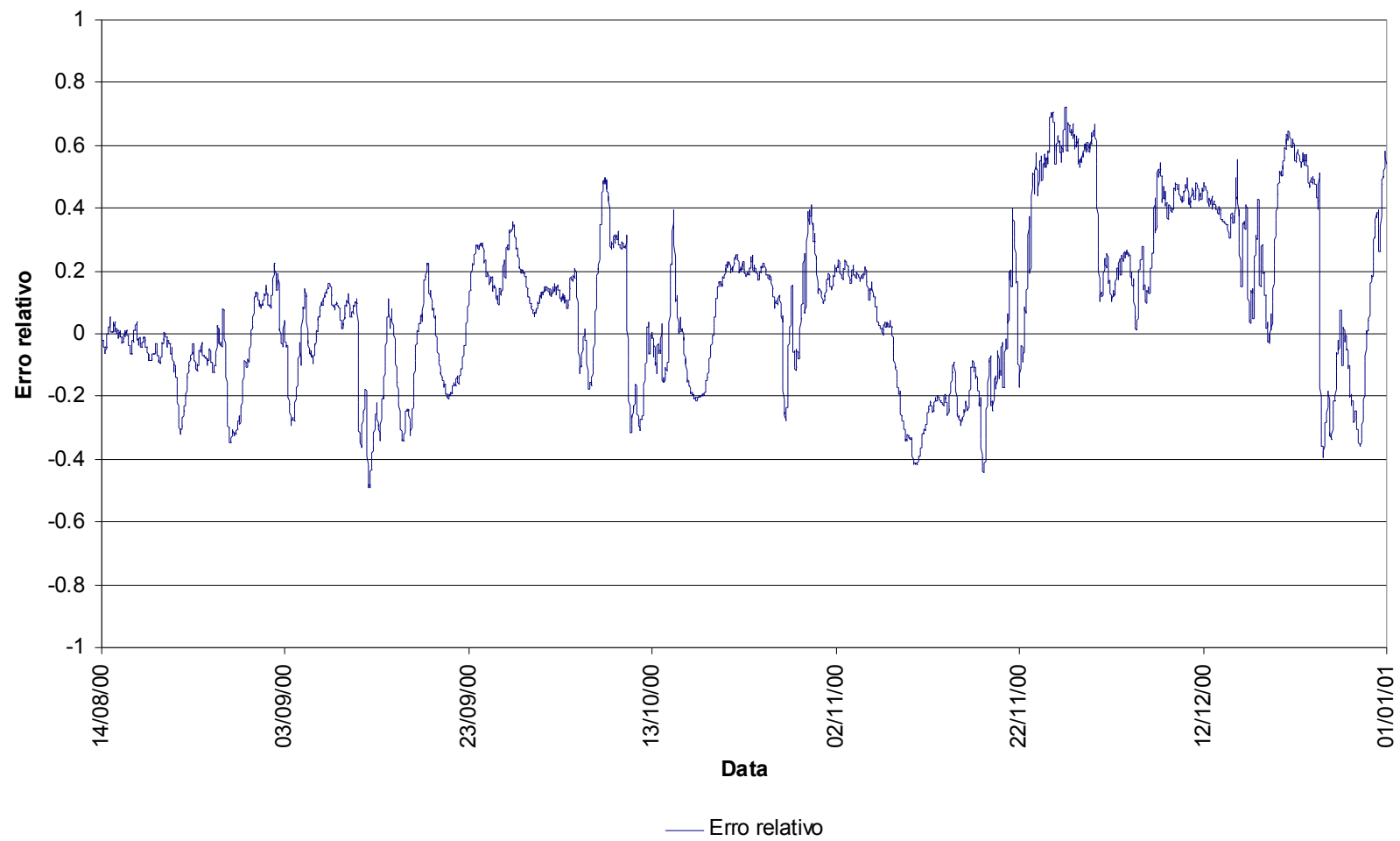


Figura 5.12. Erro relativo do MODELO 1 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 2.

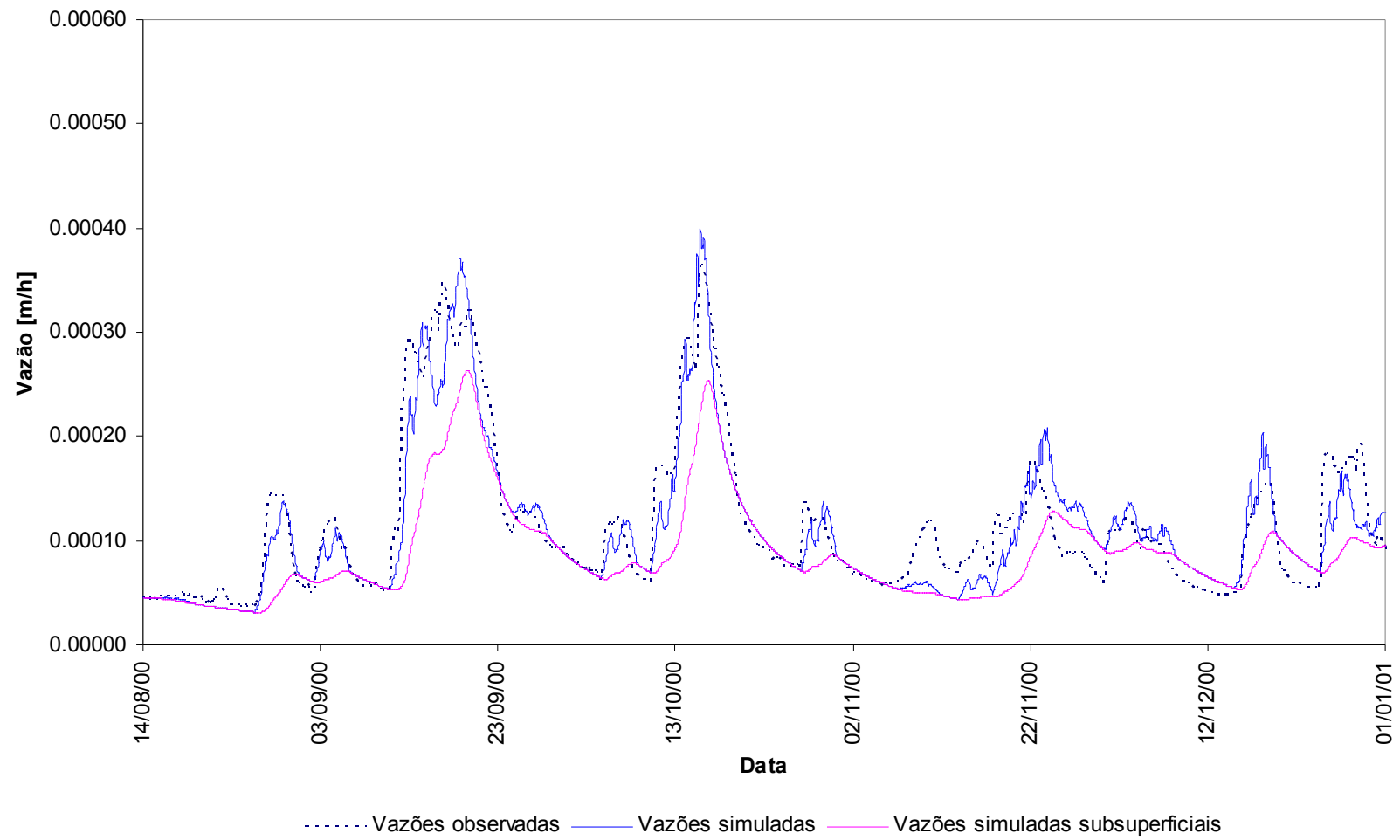


Figura 5.13. Vazões observadas da Série 2 e simuladas no MODELO 2 com o melhor conjunto de parâmetros.

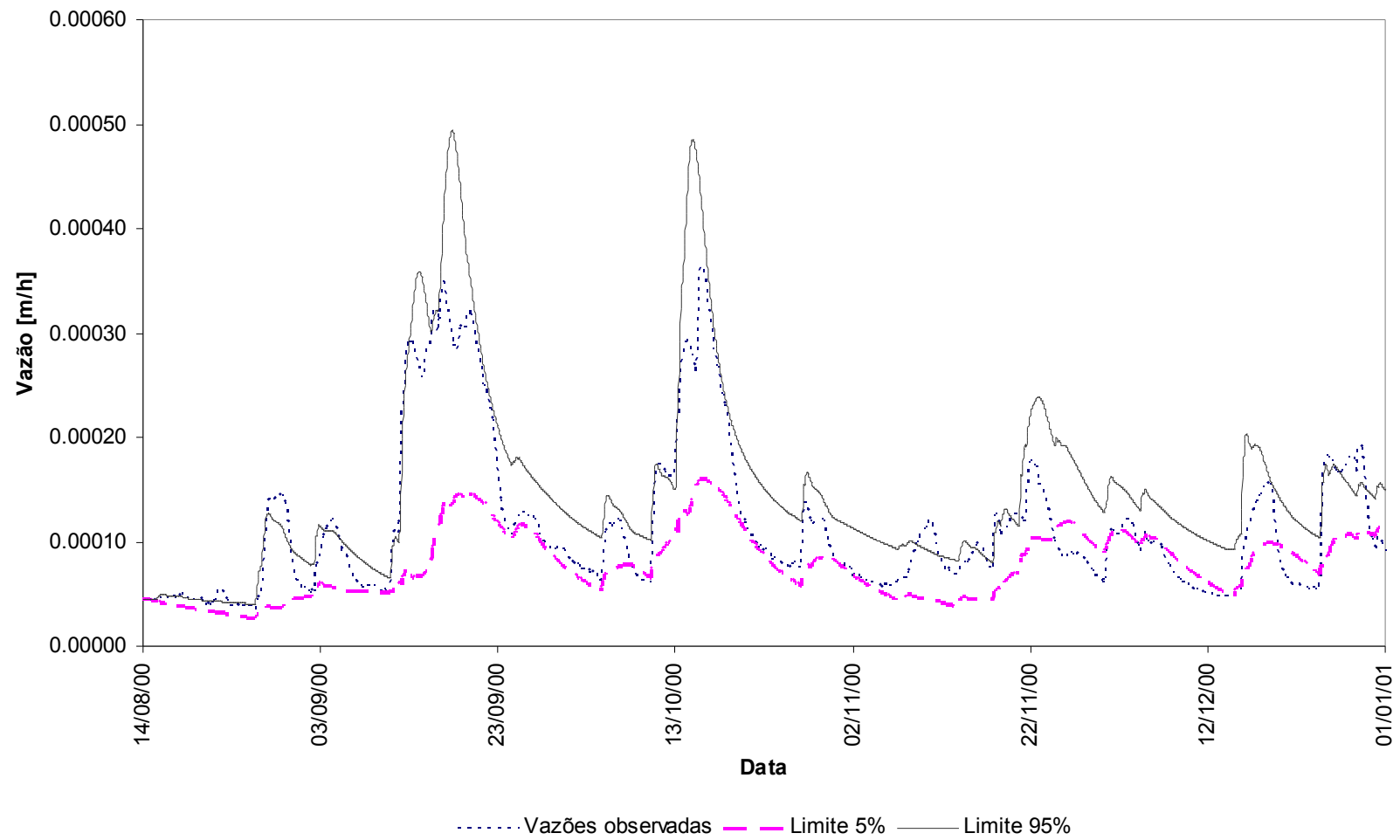


Figura 5.14. Vazões observadas da Série 2 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 2.

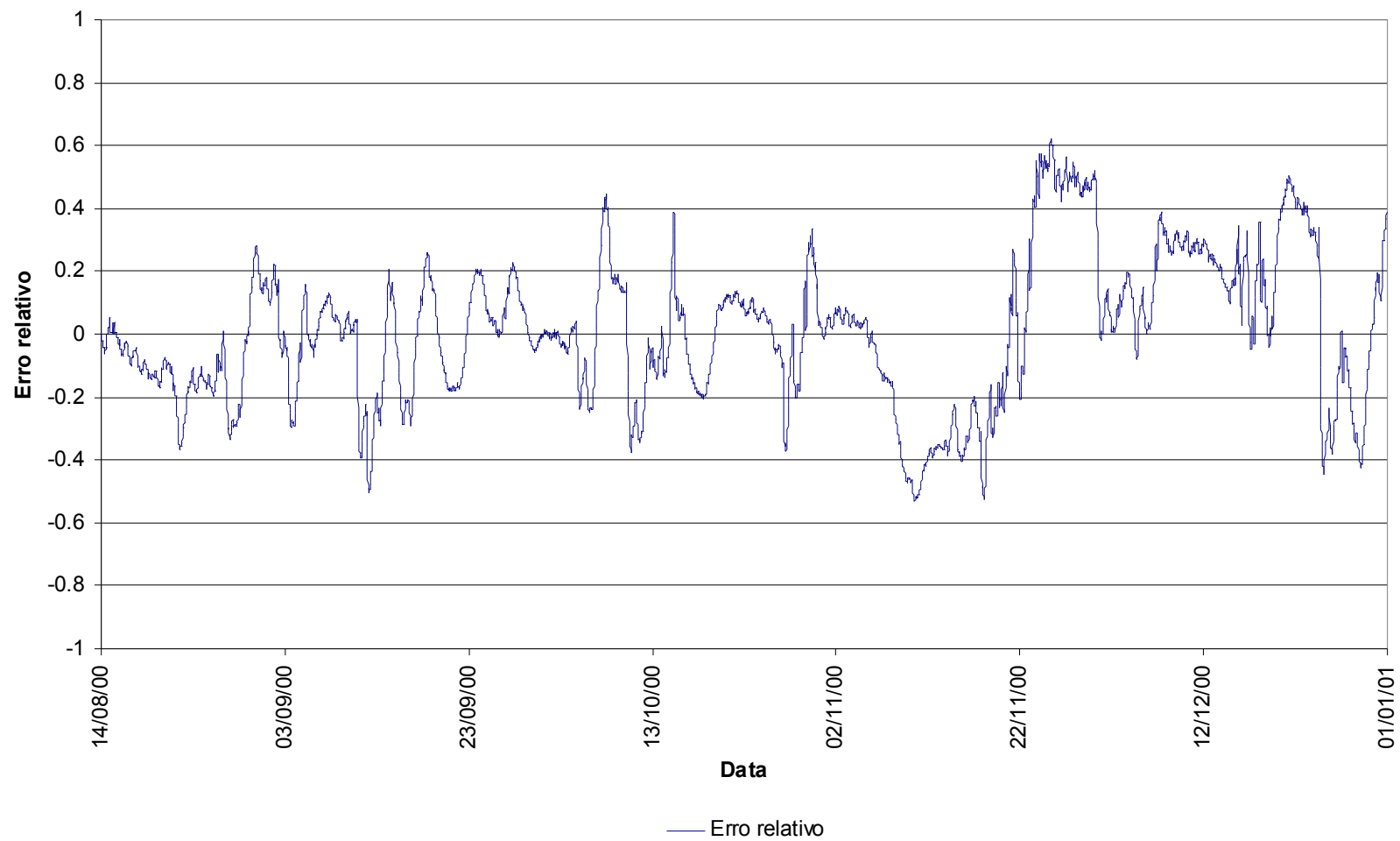


Figura 5.15. Erro relativo do MODELO 2 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 2.

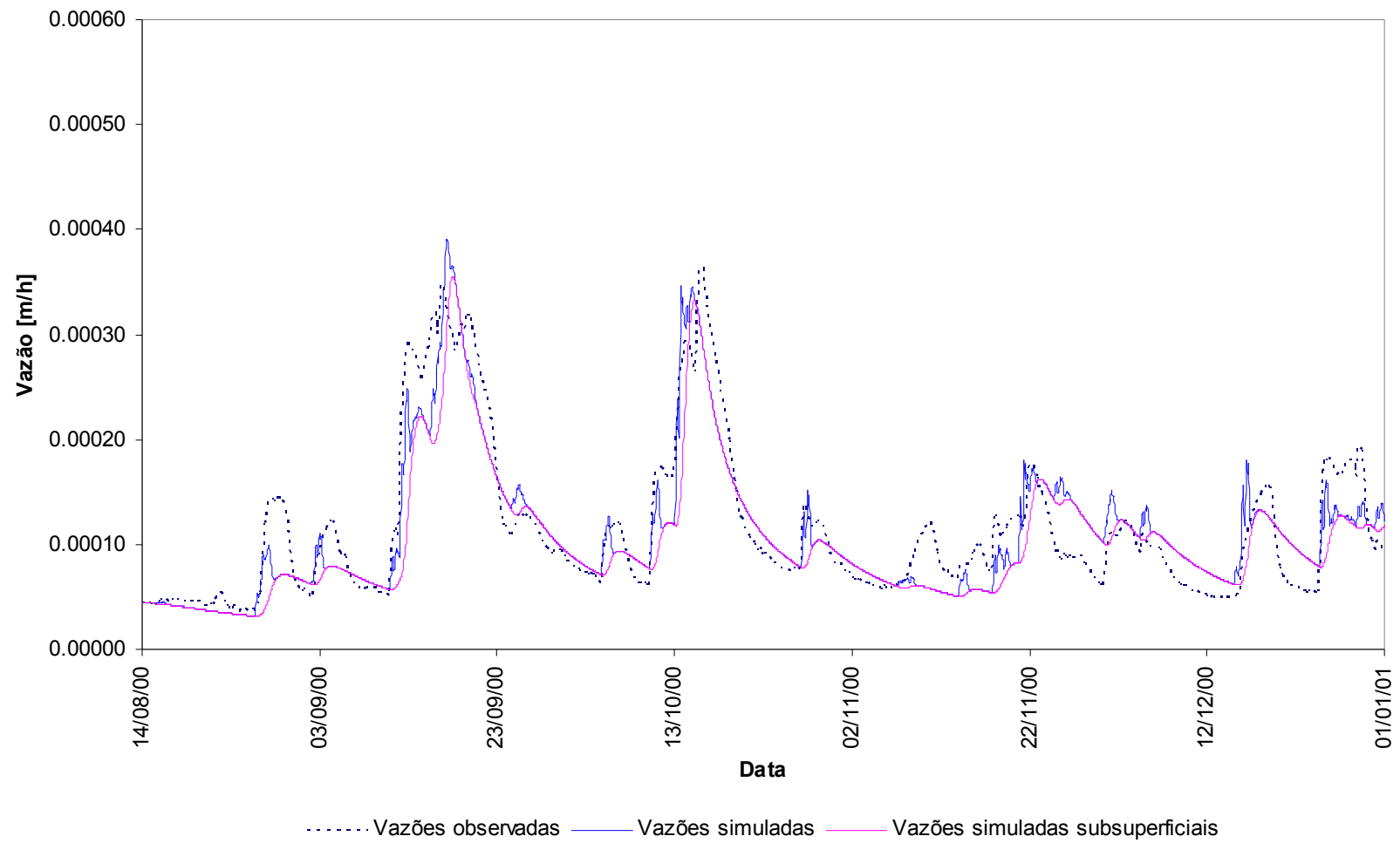


Figura 5.16. Vazões observadas da Série 2 e simuladas no MODELO 3 com o melhor conjunto de parâmetros.

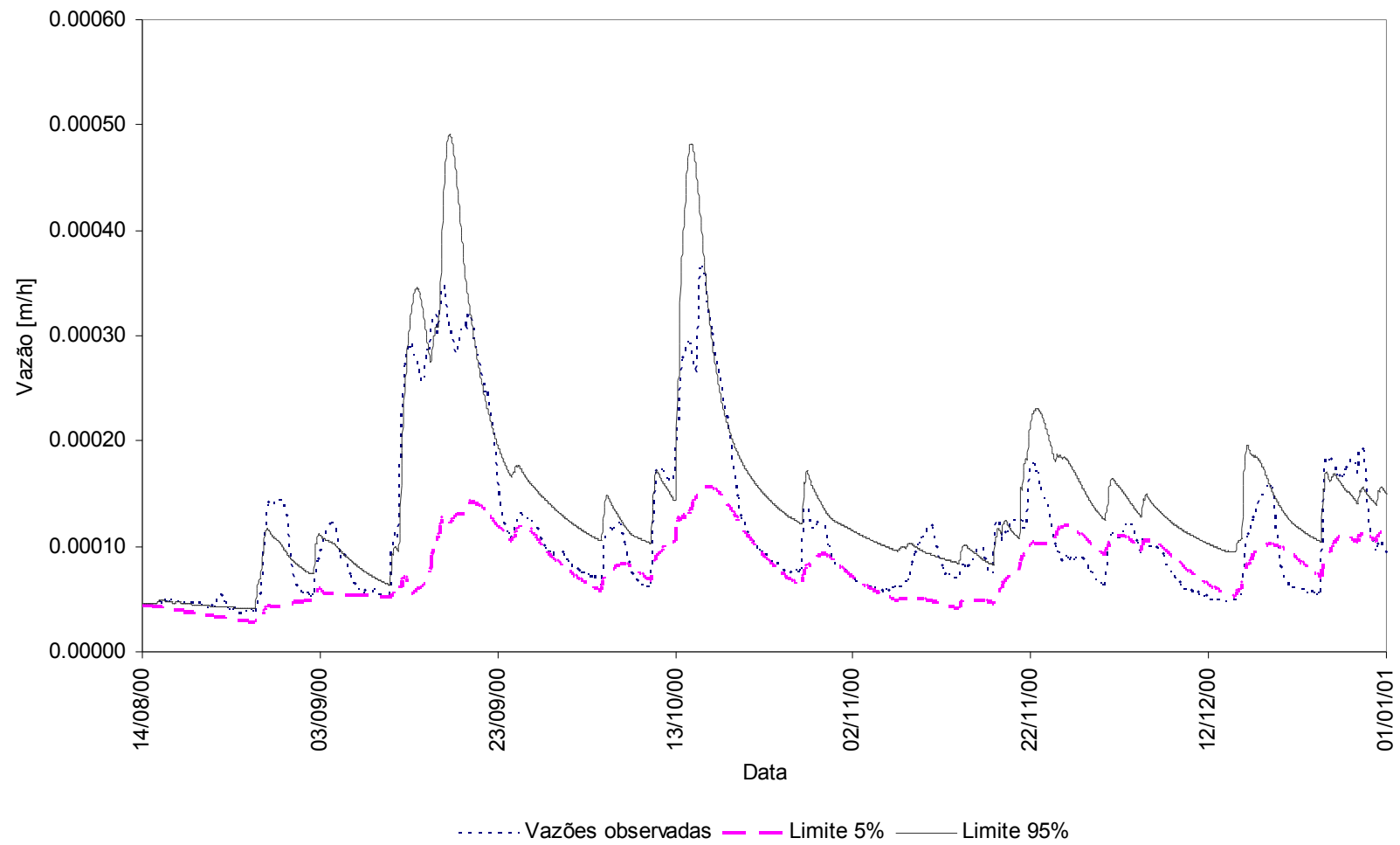


Figura 5.17. Vazões observadas da Série 2 e intervalo de incerteza de 90% no MODELO 3.

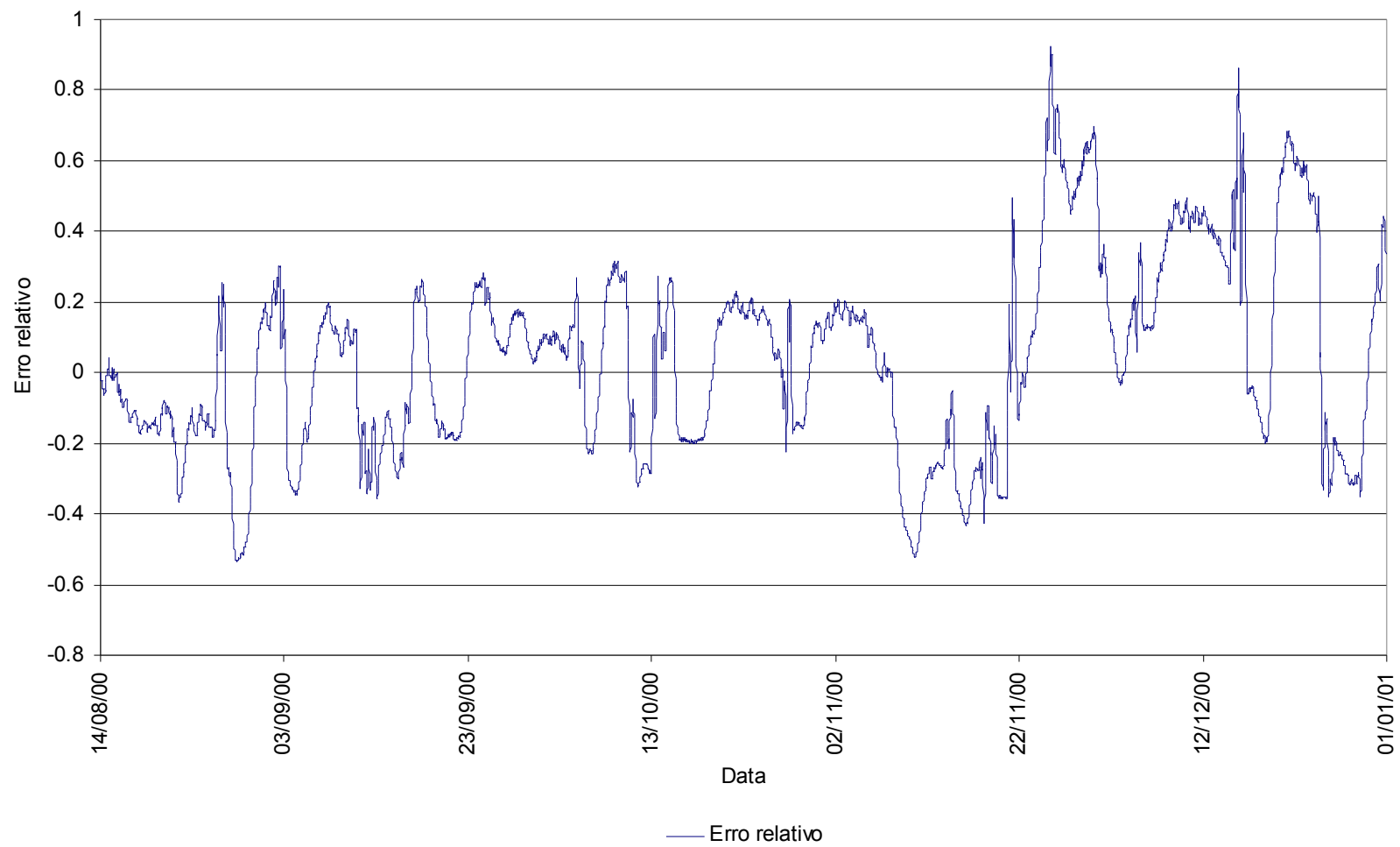


Figura 5.18. Erro relativo do MODELO 3 com o melhor conjunto de parâmetros na Série 2.

Neste período de validação dos modelos, foi observado que os modelos obtiveram um melhor desempenho em relação à Série 1.

Novamente foi notado que os maiores intervalos de incerteza foram aqueles relacionados aos picos de vazões.

Nesta série de validação um pico foi mal representado pelos modelos. Este evento referentes à 11/11/00 produziu erros relativos superiores a 0,4 em todos os modelos (Figuras 5.12, 5.15 e 5.18).

As vazões dos períodos de recessão foram melhor representadas por todos os modelos em relação à Série 1, com excessão dos eventos compreendidos pelo período de 22/11/00 a 30/12/00. Estas vazões foram super estimadas pelos modelos, os valores observados estavam situados fora dos limites de incerteza gerando os maiores erros relativos positivos para a Série 2.

Quanto aos limites de incerteza o MODELO 2 apresentou o melhor resultado com 64,61% das vazões observadas dentro destes limites, o MODELO 1 apresentou 57,65% e o MODELO 3 apresentou 56,19%.

O MODELO 1 obteve uma entropia de 12,60, o MODELO 2 de 11,96 e o MODELO 3 de 12,25. Esta redução entre as séries ocorreu devido à perda de alguns conjuntos de parâmetros. Estes conjuntos de parâmetros tiveram na Série 2 eficiências abaixo de 0,3. No MODELO 1 foram 124 conjuntos para 84 do MODELO 2 e 103 para o MODELO 3.

Na Figura 5.16 foi visivelmente notado o efeito causado pelo aumento do escoamento sub-superficial no MODELO 3. A rápida drenagem das áreas saturadas provocou um menor volume do escoamento superficial. Foi observado um expressivo adiantamento dos picos de vazões, causado por altos valores do parâmetro R_V .

5.3 REFINAMENTO DOS LIMITES DE INCERTEZA

As eficiências dos modelos para a Série 2 foram combinadas com as eficiências da Série 1 de dados, de acordo com a Equação [3.7]. As novas eficiências foram reorganizadas. Para o MODELO 1, dos 6.364 conjuntos de parâmetros com eficiência maior ou igual a 0,3, após a combinação restaram 2.562 conjuntos. Para o MODELO 2, dos 4.081 conjuntos restaram 1.563 e para o MODELO 3, de 4.998, restaram 1.986 conjuntos com eficiência maior ou igual a 0,3.

A partir dos conjuntos de parâmetros remanescentes, os modelos foram novamente

aplicados para a Série 2 e os novos limites de incerteza foram calculados. As Figuras 5.19, 5.20 e 5.21 mostram os novos limites de incerteza para todos os modelos na Série 2.

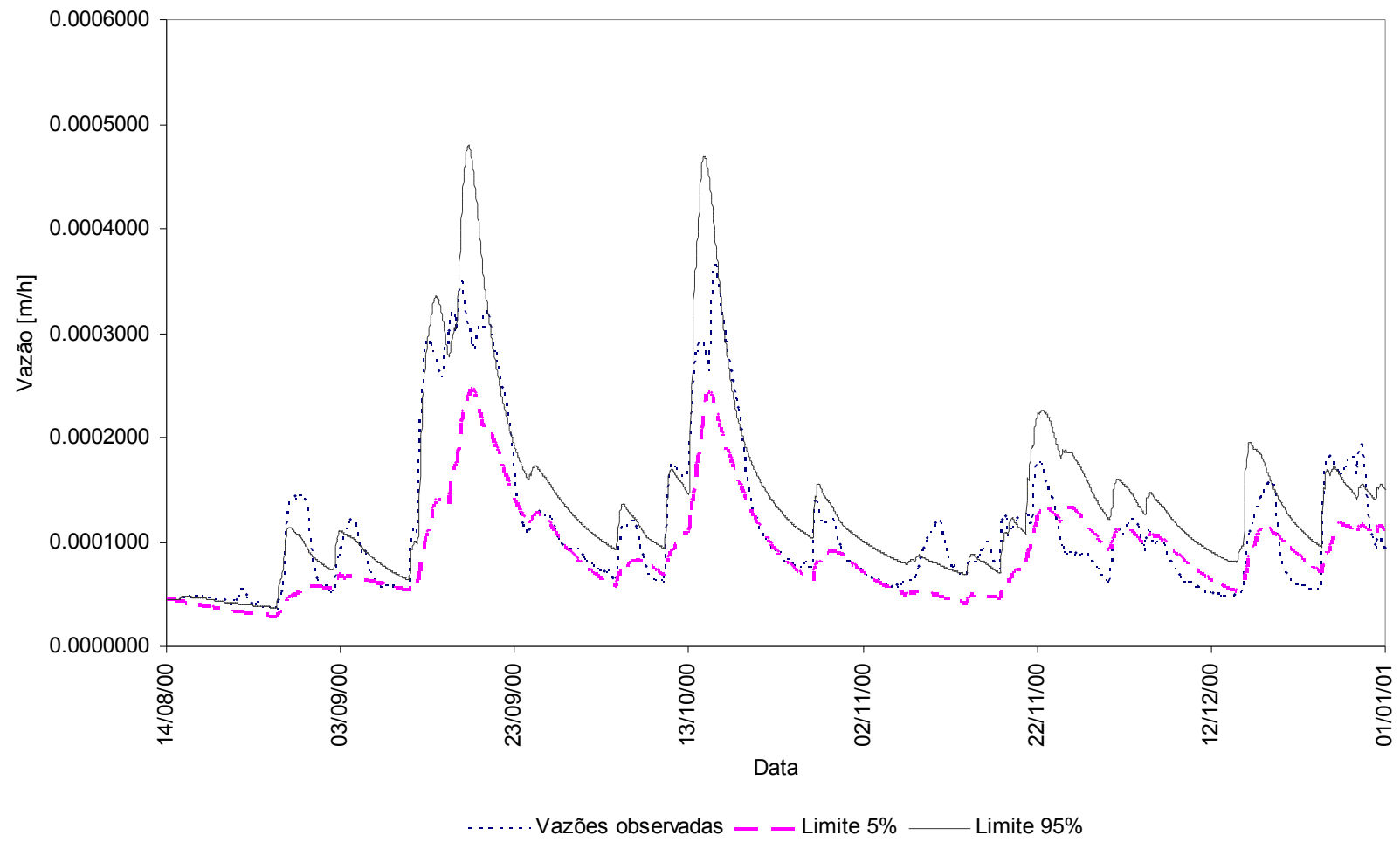


Figura 5.19. Refinamento dos limites de incerteza para a Série 2 dada a Série 1 com o MODELO 1.

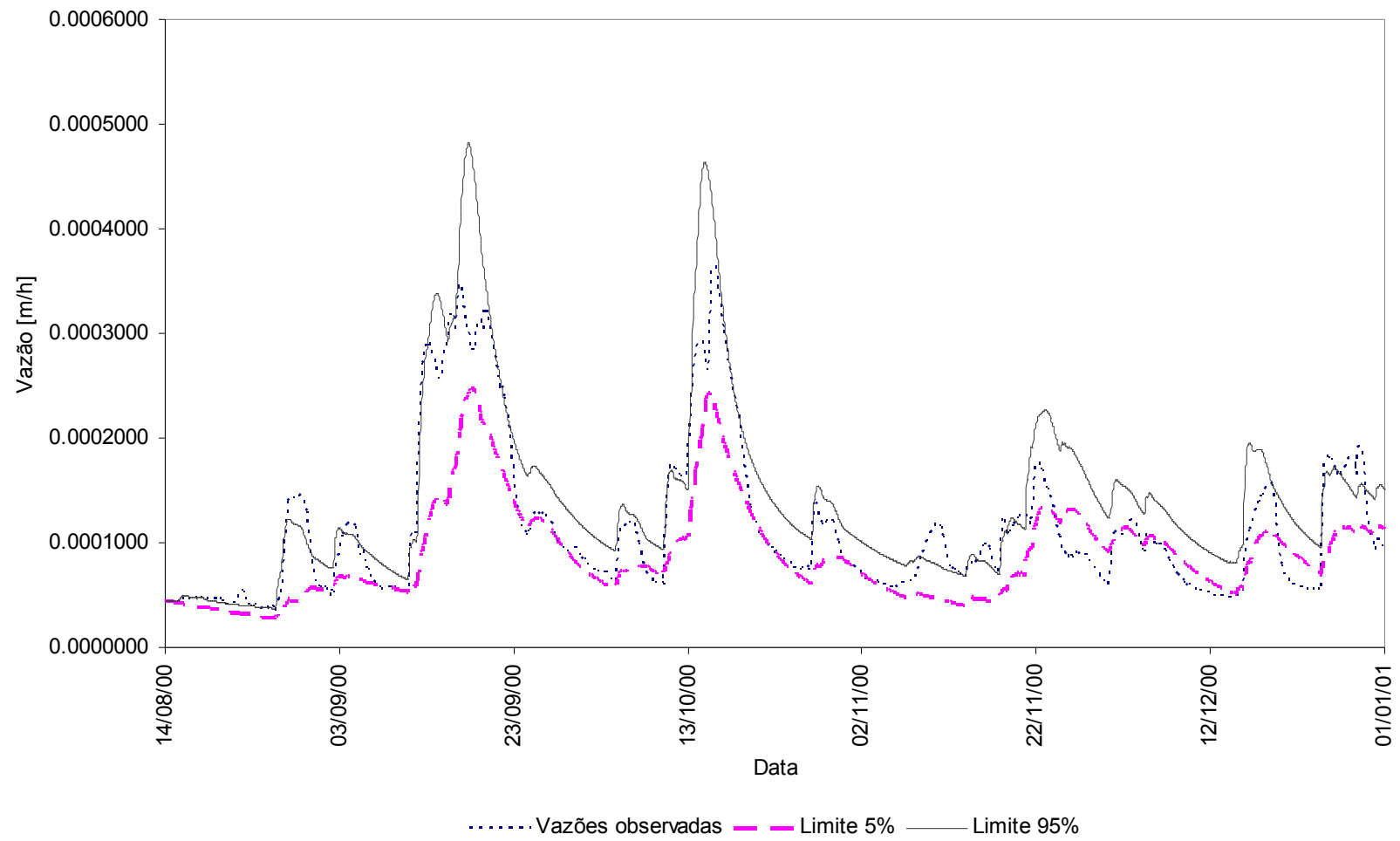


Figura 5.20. Refinamento dos limites de incerteza para a Série 2 dada a Série 1 com o MODELO 2.

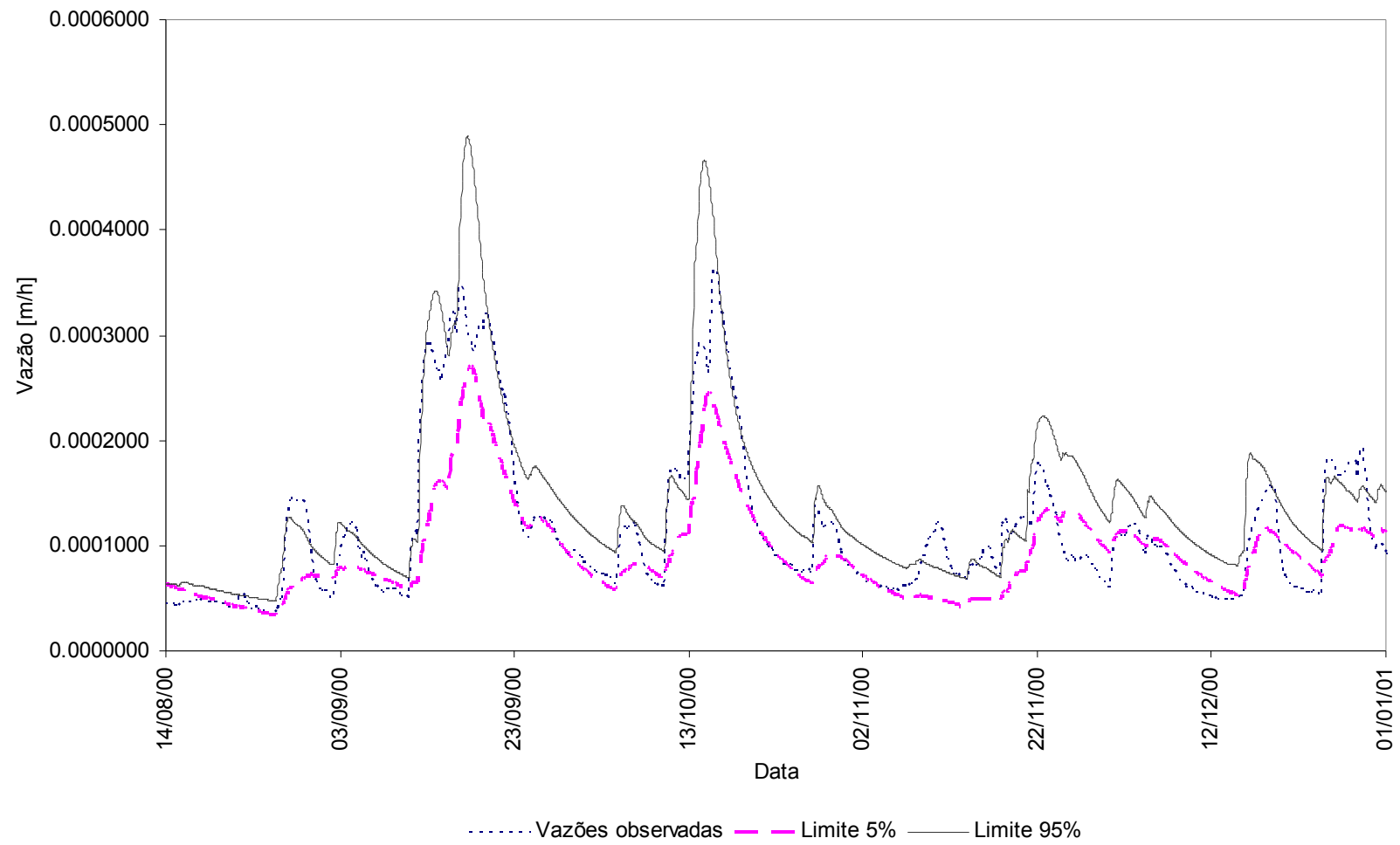


Figura 5.21. Refinamento dos limites de incerteza para a Série 2 dada a Série 1 com o MODELO 3.

Houve uma expressiva redução nos limites de incerteza para todos os modelos. Esta redução foi devido à grande perda de conjuntos de dados com eficiências menores que 0,3 e considerados não-comportamentais.

A entropia da série após o refinamento foi de 11,31 para o MODELO 1, com redução em relação à Série 1 de 1,33. O MODELO 2 obteve entropia de 10,60 com redução de 1,40 e o MODELO 3 possuiu entropia de 10,94 com redução em relação à Série 1 de 1,35. O MODELO 2 possuiu a maior redução de entropia/incerteza. Isto implica que para este modelo a Série 1 foi mais significativa para redução da entropia em relação aos outros modelos.

Para os MODELOS 1, 2 e 3 os percentuais de vazões dentro dos limites de incerteza após o refinamento foram, respectivamente de 42,86%, 50,21% e 41,01%.

As eficiências menores na Série 1 do que na Série 2 indicam a possibilidade de erros de entrada de dados (vazão, precipitação ou evapotranspiração). O baixo desempenho dos modelos em simular as recessões após períodos de precipitação indica que o excesso de vazão estimado pode ter ocorrido devido a sub-estimativa da evapotranspiração, pois até mesmo o escoamento sub-superficial foi superior às vazões observadas. Outra hipótese aos erros seria a ocorrência de chuvas fora da estação pluviométrica, forçando os modelos a calibrarem parâmetros que super estimariam os períodos de recessão.

A Tabela 5.7 resume as principais medidas dos modelos durante as simulações.

Tabela 5.7. Resumo das simulações dos três modelos.

Medida	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3	
	Serie 1	Série 2	Serie 1	Série 2	Serie 1	Série 2
E (melhor conjunto)	0.6477	0.8273	0.6439	0.8476	0.6429	0.8155
Percentagem de vazões dentro do intervalo de incertezas	54.17	42.86*	58.60	50.21*	53.78	41.01*
Número de conjuntos de parâmetros com $E \geq 0.3$	6488	2562*	4165	1563*	5101	1986*
Entropia	12.64	11.31*	12.00	10.60*	12.29	10.94*
Redução de entropia		1.33		1.40		1.35

* Valores após o refinamento dos limites de incerteza.

É importante observar que embora os modelos super estimaram alguns períodos de recessão – a maioria na Série 1 – e ignoraram alguns picos de vazões em ambas as séries, a suposição do TOPMODEL, igual para os três modelos, referente ao decaimento exponencial da transmissividade no perfil do solo e conseqüentemente o decaimento da vazão em períodos de recessão foi satisfatória para a bacia do Rio Pequeno. Embora algumas vezes super

estimado, o decaimento da recessão simulada (olhando para o escoamento sub-superficial) foi paralelo ao decaimento observado. (Figuras 5.1, 5.4, 5.7, 5.10, 5.13 e 5.16). Em relação aos picos de vazões foi verificado que a suposição de propagação linear dos escoamentos através de um histograma tempo – área foi coerente para a bacia estudada, pois a maioria dos picos foi bem representada em relação ao tempo com excessão do MODELO 3 que calibrou valores elevados do parâmetro R_v (Figuras 5.1, 5.4, 5.7, 5.10, 5.13 e 5.16).

Como existem vários conjuntos de parâmetros com eficiências semelhantes (conceito de equifinalidade), o refinamento dos limites de incerteza pode ser entendido como a verificação da validade do modelo, isto é, a sua validação. Ao se aplicar conjuntos de parâmetros calibrados com uma série de dados para outra série, poderia ocorrer que os conjuntos com as menores eficiências da primeira série (calibração) desenvolvessem altas eficiências na série de validação. Admitindo o conceito de equifinalidade, um modelo não é validado apenas com um único conjunto de parâmetros, mas sim com vários conjuntos que definem um intervalo válido dos parâmetros, os quais validam o modelo. Desta forma, com a finalidade de mostrar um intervalo válido de parâmetros, foi feita uma seleção dos 5 primeiros conjuntos de parâmetros com as mais altas eficiências combinadas para cada um dos três modelos. As melhores simulações para cada modelo, após o refinamento, são mostradas nas Tabelas 5.8, 5.9 e 5.10.

Tabela 5.8. Melhores simulações para o MODELO 1 após refinamento.

Ordem	E	m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_v [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]
1	0,533	0,030	0,11	86,30	315,51	0,00082
2	0,520	0,028	0,41	54,38	353,44	0,00072
3	0,520	0,028	1,03	18,02	371,72	0,00069
4	0,519	0,035	1,11	4,44	342,52	0,00067
5	0,516	0,026	1,30	47,79	327,41	0,00065

Tabela 5.9. Melhores simulações para o MODELO 2 após refinamento.

Ordem	E	m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_v [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]	T_{LREF} [m]
1	0,522	0,030	9,48	1,72	342,49	0,00073	0.57
2	0,521	0,032	1,18	24,56	315,26	0,00063	9.79
3	0,516	0,033	8,94	33,09	325,82	0,00030	1.06
4	0,514	0,028	5,45	98,63	345,23	0,00057	3.97
5	0,504	0,037	2,38	33,08	328,89	0,00067	7.66

Tabela 5.10. Melhores simulações para o MODELO 3 após refinamento.

Ordem	E	m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_v [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]
1	0,503	0,029	5,94	25,72	642,68	0,00061
2	0,501	0,030	6,68	31,63	893,26	0,00062
3	0,500	0,029	3,09	64,95	363,55	0,00076
4	0,499	0,028	6,11	30,51	597,71	0,00066
5	0,497	0,030	6,83	27,10	853,07	0,00035

Através da análise das cinco melhores simulações para cada modelo, os intervalos de parâmetros foram definidos e são apresentados nas Tabelas 5.11, 5.12 e 5.13.

Tabela 5.11. Intervalo de parâmetros validados para o MODELO 1.

m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_v [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]
0,026 – 0,035	0,11 – 1,30	4,44 – 86,30	315,51 – 371,72	0,00065 – 0,00082

Tabela 5.12. Intervalo de parâmetros validados para o MODELO 2.

m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_v [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]	T_{LREF} [m]
0,028 – 0,037	1,18 – 9,48	1,72 – 98,63	315,26 – 345,23	0,00030 – 0,00073	0.57 – 9.79

Tabela 5.13. Intervalo de parâmetros validados para o MODELO 3..

m [m]	$\ln T_0$ [(m ² h ⁻¹)]	T_D [h m ⁻¹]	R_v [m h ⁻¹]	S_{RMAX} [m]
0,028 – 0,030	3,09 – 6,83	25,72 – 64,95	363,55 – 853,07	0,00035 – 0,00076

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Duas formulações do modelo hidrológico TOPMODEL foram implementadas no código da formulação original. Os três modelos (MODELO 1 – TOPMODEL original (BEVEN et al., 1984); MODELO 2 – modificado por CAMPLING et al. (2002) e MODELO 3 – modificado por DATIN (1998)) foram analisados e comparados com dados obtidos na bacia Rio Pequeno no município de São José dos Pinhais - PR. Um modelo matemático denominado WADI foi implementado com o objetivo de extrair a partir de curvas de nível digitalizadas da bacia a função distância-área. Esta função distância-área foi convertida em um histograma tempo-área dentro do TOPMODEL. Os intervalos de parâmetros foram estimados de acordo com revisões bibliográficas e prévias simulações. Os modelos foram testados em duas séries de dados, uma para calibração de parâmetros e outra para validação. Conjuntos de parâmetros com melhores eficiências foram selecionados a partir de simulações utilizando a técnica Monte Carlo. Por meio da análise das vazões simuladas com os melhores conjuntos de parâmetros, os limites de incerteza foram encontrados. Os conjuntos de parâmetros da primeira série de dados foram utilizados na segunda série. Através de estatística as eficiências da segunda série foram combinadas com as da primeira, implicando na redução dos limites de incerteza para a segunda série. Hidrogramas das vazões observadas e simuladas para todos os modelos foram traçados. Medidas de desempenho (índice de Nash, entropia, e incerteza) para todos os modelos foram calculadas.

A função distância-área, um dos parâmetros de entrada no TOPMODEL baseado na topografia, foi automaticamente estimado a partir do desenvolvimento de um modelo matemático denominado WADI. Este parâmetro, a função distância-área, é introduzido no TOPMODEL com a finalidade de derivar um histograma tempo-área para propagar os escoamentos na bacia. Apesar dos erros no arquivo das curvas de nível, o objetivo de geração automática e rápida da função distância-área foi alcançado. O método implementado no modelo WADI para determinação desta função não diferencia os tipos de escoamentos, sejam em canais ou em superfícies. Para determinação das áreas acumuladas na bacia, este procedimento é perfeitamente viável. Dentro da estrutura do TOPMODEL, é sugerida uma modificação para aplicar coeficientes de velocidade (Equação [3.58]) diferentes para cada tipo de escoamento, surgindo uma formulação mais realística, às custas da introdução de um novo parâmetro.

A função distância-área é apenas um parâmetro dentro do TOPMODEL e os resultados na previsão de vazões são pouco sensíveis a este parâmetro, conforme comparações com os resultados obtidos por SANTOS (2001), quem determinou a função distância-área manualmente e obteve eficiência semelhante as duas séries de dados. . Entretanto, vale a pena salientar que o conceito de similaridade hidrológica (conforme a distribuição do índice topográfico) do TOPMODEL foi imposto devido a restrições computacionais. Hoje em dia, em virtude do aumento da capacidade de processamento dos computadores, esta restrição não é mais um fator limitante. Portanto, o modelo WADI oferece uma estrutura eficiente para uma formulação mais distribuída do TOPMODEL. As células de Voronoi (TUCKER et al., 2001 e SCHALLER & MEYER-HERMANN, 2004) derivadas a partir de uma malha triangular (TIN) podem incorporar facilmente as equações do TOPMODEL. Em um próximo passo, estas células podem ser implementadas dentro do modelo WADI, tornando-o um modelo mais prático (amigável) desde a entrada até a saída de dados, inclusive automatizando as funções de obtenção de dados para aplicações em previsões em tempo real.

Os limites de incerteza obtidos pelo método GLUE baseado nas simulações Monte Carlo refletem todas as fontes de incerteza (BEVEN & BINLEY, 1992). Porém, o método estatístico de refinamento dos limites de incerteza reduz a incerteza causada pela calibração dos parâmetros. Neste sentido, através das simulações foi observado o domínio de erros das estruturas dos modelos e/ou da entrada de dados sobre os erros no ajuste de parâmetros.

Conforme os resultados apresentados, os erros podem estar associados à determinação da evapotranspiração potencial, vinculada à super estimativa das vazões durante os períodos de recessão. O método utilizado por SANTOS (2001) foi o de Pennam Modificado que tem como parâmetros de entrada a temperatura, a umidade relativa máxima do ar, insolação e a velocidade do vento. Uma alternativa (considerando erros no método e não nos dados meteorológicos) seria a introdução do método combinado fisicamente baseado de Pennam-Monteith (MONTEITH, 1965). Entretanto, este método possui uma grande demanda de parâmetros.

Outra hipótese aos erros, seria a ocorrência de precipitações nas regiões mais altas da bacia e portanto, distante da estação pluviométrica. Desta forma, os modelos calibrariam parâmetros de forma a compensar esta falta de chuva, ocasionando a super estimativa de vazões em períodos de recessão.

Os modelos tiveram desempenhos semelhantes quanto à simulação de hidrogramas. Entretanto, o estudo aqui realizado não descarta o uso de um determinado modelo. Os

MODELOS 2 e 3 (duas novas formulações) podem apresentar resultados mais coerentes em relação à previsão de áreas saturadas, pois ambos os modelos alteram os déficits locais de armazenamento. Entretanto, tal estudo envolveria medições em campo dos níveis do lençol freático (LAMB et al., 1997) que encareceriam o estudo.

Uma atenção especial deve ser dada ao MODELO 2. Este modelo obteve o menor número de conjuntos com eficiência superior ou igual a 0,3 para as duas séries em consequência da menor entropia entre os modelos. Isto sugere que o MODELO 2 caminha em direção à uma redução da incerteza por calibração de parâmetros. Além disso, apresentou um desempenho melhor na Série 2 do que os outros modelos (Tabela 5.7). Este modelo também apresentou o maior número de vazões dentro dos limites de incerteza para ambas as séries. Isto significa que sua formulação é mais coerente para a bacia e para os dados simulados. Priorizando as qualidades acima descritas (funções objetivo para vazões mínimas não foram testadas), o MODELO 2 pode ser considerado como o melhor dos três, às custas da introdução de um novo parâmetro. O MODELO 2 introduz um parâmetro denominado índice topográfico de referência que pode ser estimado através da distribuição do índice topográfico.

O presente trabalho procurou fornecer subsídios na avaliação de três formulações do TOPMODEL. Realmente seria mais fácil escolher o melhor modelo caso houvesse uma diferença muito significativa de eficiências. Entretanto, deve ser bem claro que o melhor modelo é aquele que melhor satisfaz os objetivos particulares de cada trabalho. Neste trabalho o critério de avaliação foi a simulação de hidrogramas com ênfase nas vazões máximas. Portanto, seguindo esta avaliação todos os modelos são viáveis, ignorando a consistência física dos parâmetros calibrados.

A procura e o desenvolvimento de modelos deve satisfazer as demandas sociais e científicas, talvez com mais ênfase na primeira, a qual é a grande favorecida por meio da aplicação de modelos para a mitigação de desastres naturais, da conservação dos recursos naturais e do planejamento ambiental. ■

ANEXO A - EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS DO ESCOAMENTO DE FLUIDOS

Leonhard Euler não foi somente um contribuidor, mas o fundador da mecânica dos fluidos. A geometria é um ramo da matemática que trata da forma e tamanho dos objetos, enquanto a mecânica dos fluidos é a ciência do movimento (e equilíbrio) de corpos de forma deformável e variável, sobre a ação de forças. Quando estas duas definições são analisadas, fica claro que alguns teoremas e axiomas da geometria não satisfazem as necessidades filosóficas e físicas da mecânica, e da mecânica dos fluidos em particular. É muito difícil imaginar que Euler não estivesse ciente disto. Por exemplo, um ponto é usualmente definido como um elemento da geometria que possui posição mas não extensão, uma linha é definida como o caminho traçado por um ponto em movimento, e movimento é definido como a mudança de posição no espaço. Mas movimento e matéria não podem ser separados. Um ponto que não tem extensão perde volume e, conseqüentemente, massa, portanto é “nada”, e “nada” não pode ter caminho, momento ou movimento. Euler talvez tenha sido o primeiro a superar esta fundamental contradição, por meio da introdução de sua histórica “partícula fluida”, desta forma dando à mecânica dos fluidos um instrumento de análise físico e matemático. Uma partícula fluida ou partícula de controle ou mesmo volume de controle é imaginada como um corpo infinitesimal, pequeno o suficiente para ser tratado matematicamente como um ponto, mas largo o suficiente para possuir propriedades físicas como volume, massa, densidade, inércia etc (TOKATY, 1994).

As deduções apresentadas a seguir foram baseadas nas deduções apresentadas por CHANSON (1999), NETO & ALVAREZ (1973), NEVES (1989), RIGHETTO (1998), WILSON & KIRKBY (1980) e TOKATY (1994).

EQUAÇÃO DA CONTINUIDADE OU CONSERVAÇÃO DA MASSA

A Figura 6.1 mostra a partícula de controle de Euler em três dimensões infinitesimais e com configuração de paralelepípedo.

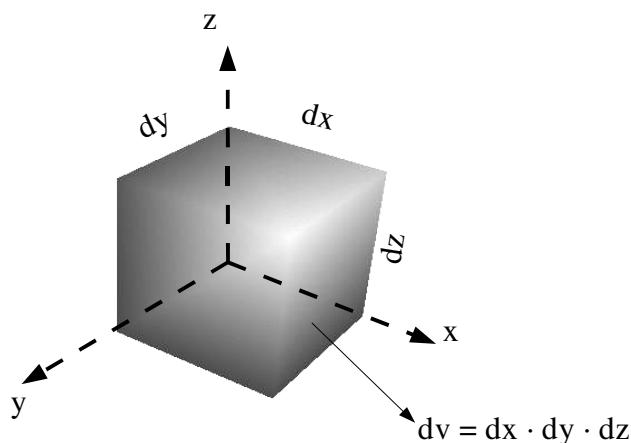


Figura 6.1 .Partícula de controle de Euler.

A densidade de massa da partícula de controle é definida como a razão entre sua massa e seu volume, isto é, a quantidade de massa por unidade de volume:

$$\rho = \frac{dm}{dv} \quad [6.1]$$

Na qual, dm é a massa da partícula de controle e dv o volume da partícula de controle definido por: $dv = dx \cdot dy \cdot dz$.

Reescrevendo a Equação [6.1], é gerado:

$$\rho \cdot (dx \cdot dy \cdot dz) = dm \quad [6.2]$$

A lei da conservação de massa afirma que uma certa quantidade de massa dentro de um sistema fechado permanece constante ao longo de um tempo dt , isto é, sem perdas ou acúmulos de massa.

$$\frac{dm}{dt} = 0 \quad [6.3]$$

A lei da conservação de massa estabelece também uma relação de igualdade entre o fluxo de massa através da partícula de controle e a variação da massa desta mesma partícula em um intervalo de tempo. Portanto:

Fluxo de massa através da partícula = Variação da massa na partícula

Desta forma, representando novamente, na Figura 6.2, a partícula de controle com fluxos de massa em três dimensões, onde $V(x,y,z)$ são os componentes da velocidade do fluxo.

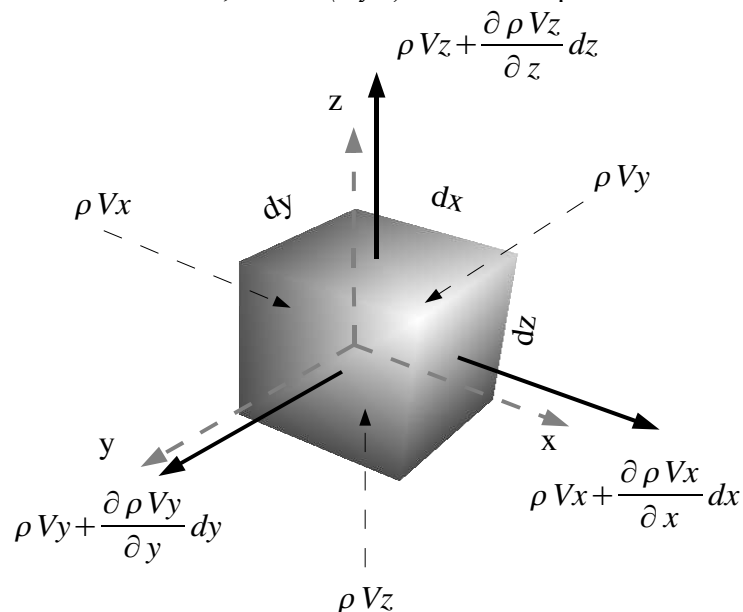


Figura 6.2. Fluxos de massa através da partícula de controle.

A variação de massa no interior da partícula em um intervalo de tempo fica definida como a diferença entre a massa que sai e a massa que entra:

A massa que entra é definida pela Equação [6.2] e a massa que sai por:

$$\left[\rho + \frac{\partial \rho}{\partial t} dt \right] \cdot (dx \cdot dy \cdot dz) \quad \text{_____} \quad [6.4]$$

Realizando a diferença:

$$\left[\rho + \frac{\partial \rho}{\partial t} dt \right] \cdot (dx \cdot dy \cdot dz) - \rho (dx \cdot dy \cdot dz) = \frac{\partial \rho}{\partial t} (dx \cdot dy \cdot dz) dt \quad \text{_____} \quad [6.5]$$

Contabilizando o fluxo de massa através da partícula (entrada – saída):

$$\begin{aligned} & \rho V_x (dy \cdot dz) dt - \left[\rho V_x + \frac{\partial \rho V_x}{\partial x} dx \right] (dy \cdot dz) dt + \dots \\ & \rho V_y (dx \cdot dz) dt - \left[\rho V_y + \frac{\partial \rho V_y}{\partial y} dy \right] (dx \cdot dz) dt + \dots \\ & \rho V_z (dx \cdot dy) dt - \left[\rho V_z + \frac{\partial \rho V_z}{\partial z} dz \right] (dx \cdot dy) dt = \dots \\ & \left[\frac{-\partial \rho V_x}{\partial x} - \frac{\partial \rho V_y}{\partial y} - \frac{\partial \rho V_z}{\partial z} \right] (dx \cdot dy \cdot dz) dt \quad \text{_____} \quad [6.6] \end{aligned}$$

Igualando as expressões [3.13] e [3.14] produz:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = - \left[\frac{\partial \rho V_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho V_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho V_z}{\partial z} \right] \quad \text{ou} \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} = - \text{div}(\rho V) \quad \text{_____} \quad [6.7]$$

Que é a equação da continuidade para fluidos compressíveis. Para incompressíveis:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \quad \text{_____} \quad [6.8]$$

Portanto, a equação da continuidade fica:

$$\left[\frac{\partial \rho V_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho V_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho V_z}{\partial z} \right] = 0 \quad \text{ou} \quad \text{div}(\rho V) = 0 \quad \text{_____} \quad [6.9]$$

De maneira análoga, a partícula de controle pode ser um trecho de um rio ou canal de altura de lâmina d'água igual a z e com uma contribuição lateral q . A equação é expressa em termos de volume (zdx) e vazão por unidade de comprimento (Q). O sistema agora não é mais fechado, portanto, a Equação [6.3] não pode ser mais aplicada. A Figura 6.3 mostra essa nova discretização para um escoamento unidimensional.

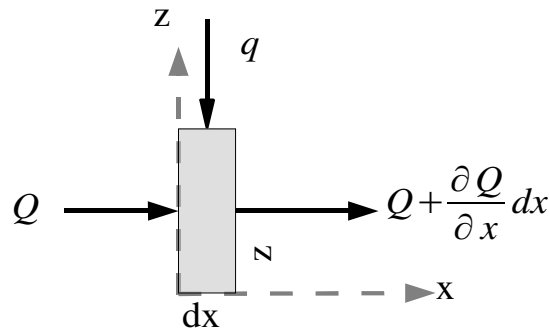


Figura 6.3. Discretização unidimensional em termos de volume e vazão.

O balanço de massa na partícula é:

$$\text{Vazão através da partícula} = \text{Variação do volume na partícula}$$

A variação da vazão da partícula é entendida como a diferença entre a vazão que entra e a vazão que sai:

$$Qdt + qdxdt - \left[Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \right] dt \quad \text{[6.10]}$$

A variação do volume na partícula é a diferença entre o volume final e o inicial após o intervalo de tempo para q positivo:

$$\left[zdx + \frac{\partial z}{\partial t} dxdt \right] - zdx \quad \text{[6.11]}$$

Igualando as equações [6.10] e [6.11]:

$$Qdt + qdxdt - \left[Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \right] dt = \left[zdx + \frac{\partial z}{\partial t} dxdt \right] - zdx \quad \therefore \quad \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} = q \quad \text{[6.12]}$$

A Equação [6.5] é a forma mais comum da equação da continuidade.

EQUAÇÃO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO

A segunda lei do movimento de Newton afirma que o somatório das forças resultantes e atuantes em um sistema ($\sum F$) é igual ao produto da massa deste sistema (M) pela sua velocidade do centro de massa (V), isto é, a quantidade de movimento, ao longo de um período de tempo (Equação [6.13]).

$$\sum F = \frac{D}{Dt}(M \times V) \quad [6.13]$$

Aplicando esta lei a partícula de controle representada na Figura 6.2, produz:

$$\sum \vec{F}_x = \frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \vec{V} dv + \int_{SC} \rho \vec{V}^2 da \quad [6.14]$$

Na qual, $\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \vec{V} dv$ a variação da quantidade de movimento no volume de controle VC da partícula no intervalo de tempo e $\int_{SC} \rho \vec{V}^2 da$ a variação da quantidade de movimento na superfície de controle SC .

A variação da quantidade de movimento no volume de controle pode ser expressa pela variação da quantidade de movimento no intervalo de tempo:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \vec{V} dv = \frac{\partial \rho z \vec{v}}{\partial t} dxdt \quad [6.15]$$

A variação da quantidade de movimento na superfície de controle pode ser expressa pela diferença entre a quantidade de movimento que entra e a que sai da partícula de controle:

$$\int_{SC} \rho \vec{V}^2 da = \rho \frac{Q^2}{z} dt + \rho q \vec{v}_q dxdt - \left[\rho \frac{Q^2}{z} + \frac{\left(\partial \rho \frac{Q^2}{z} \right)}{\partial x} dx \right] dt = - \frac{\left(\partial \rho \frac{Q^2}{z} \right)}{\partial x} dxdt + \rho q \vec{v}_q dxdt \quad [6.16]$$

Na qual, v_q é a componente de velocidade correspondente a vazão q .

Os esforços atuantes na partícula durante o escoamento são mostrados na Figura 6.4. Pe , Pd e Fl são os esforços relacionados à pressão hidrostática; Fg é a força devido à gravidade e Fa a força devido ao atrito.

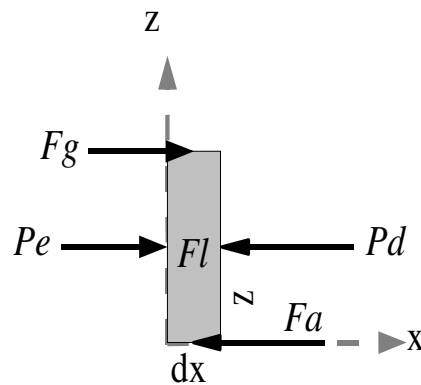


Figura 6.4. Esforços atuantes na partícula.

A força Pe é a pressão hidrostática que atua à esquerda da partícula de controle, é definida como:

$$Pe = \left[\int_0^z \rho g z dz \right] dt \quad [6.17]$$

Na qual, g é a aceleração da gravidade.

A força Pd é a pressão hidrostática que atua à direita, é representada pela variação de Pe ao longo de dx .

$$Pd = - \left[Pe + \frac{\partial Pe}{\partial x} dx \right] dt \quad [6.18]$$

A força Fl corresponde à força exercida pela variação da largura (b) da partícula ao longo de dx é:

$$Fl = \left[\int_0^z \rho g z \frac{\partial b}{\partial x} dx dz \right] dt \quad [6.19]$$

Lembrando que o escoamento é unidimensional, a partícula possui largura unitária. A resultante das forças hidrostáticas que atuam na partícula é igual a resultante entre as equações [6.17], [6.16] e [6.15], desta forma:

$$- \rho g z \frac{\partial z}{\partial x} dx dt \quad [6.20]$$

A força devido à gravidade Fg é oriunda da componente horizontal do peso da água

na direção do escoamento. Portanto:

$$F_g = \rho g z S_0 dx dt \quad \text{[6.21]}$$

Na qual, S_0 é a declividade do eixo x , ou a declividade do fundo do canal. A força devido ao atrito F_a é representada por:

$$F_a = -\rho g z S_f dx dt \quad \text{[6.22]}$$

Na qual, S_f é a declividade da linha de atrito.

A equação da quantidade de movimento é representada textualmente por:

$$\begin{array}{ccccccc} \text{Variação da} & & \text{Variação do} & & \text{Pressão} & & \text{Gravidade} & & \text{Atrito} \\ \text{quantidade de} & = & \text{fluxo da} & + & \text{hidrostática.} & + & & + & \\ \text{movimento no} & & \text{quantidade de} & & & & & & \\ \text{tempo.} & & \text{movimento.} & & & & & & \end{array}$$

Desta forma, utilizando as equações [6.14], [6.12], [6.9], [6.8] e [6.7]:

$$\left[\frac{\partial \rho z \vec{v}}{\partial t} dx dt \right] = \left[-\left(\frac{\partial \rho \frac{Q^2}{z}}{\partial x} \right) dx dt + \rho q \vec{v}_q dx dt \right] + \left[-\rho g z \frac{\partial z}{\partial x} dx dt \right] + \left[\rho g z S_0 dx dt \right] + \left[-\rho g z S_f dx dt \right] \quad \text{[6.23]}$$

Simplificando a Equação [6.6] e fazendo ρ constante produz:

$$\frac{\partial z \vec{v}}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{z} \right)}{\partial x} + q \vec{v}_q + g z \frac{\partial z}{\partial x} = g z (S_0 - S_f) \quad \text{[6.24]}$$

Transformando a vazão do termo de variação da quantidade de movimento para velocidade:

$$\frac{\partial z \vec{v}}{\partial t} + \frac{\partial (z v^2)}{\partial x} + q \vec{v}_q + g z \frac{\partial z}{\partial x} = g z (S_0 - S_f) \quad \text{[6.25]}$$

Esta é a equação da quantidade de movimento expressa em função da vazão e profundidade do escoamento. As equações [6.5] e [6.4] são também denominadas equações de Saint-Venant.

ANEXO B - ARQUIVOS DE ENTRADA NO TOPMODEL

A versão do TOPMODEL utilizada neste trabalho foi a 95.02 (FREER, 2001) e é composta por dois arquivos:

TMOD9502.FOR: Arquivo com a implementação das rotinas do TOPMODEL.

TMCOMMON.FOR: Arquivo com a declaração das principais variáveis.

A entrada de dados do programa é feita a partir de quatro arquivos:

1. TOPMOD.RUN: Arquivo de projeto que fornece os nomes da bacia de estudo e dos demais arquivos. Possui o seguinte formato:

DESC
\$Calib.PEQ
\\$Catch.Cat
\\$Param.Par

No qual:

DESC: Descrição da área de estudo.

\\$Calib.PEQ: Caminho para o arquivo CALIB.PEQ.

\\$Catch.Cat: Caminho para o arquivo CATCH.CAT.

\\$Param.Par: Caminho para o arquivo PARAM.PAR.

2. CALIB.PEQ: Arquivo com os dados horários de precipitação, evapotranspiração potencial e vazão observada. O arquivo deve ser montado no formato:

NSTEP, DT
R(IT),E(IT),QOBS(IT)

NSTEP; Número de intervalos de tempo.

DT, Comprimento dos intervalos de tempo em horas

R(IT): Precipitação [m].

E(IT): Evapotranspiração potencial [m].

QOBS(IT): Vazão observada [m] para cada intervalo de tempo (IT).

3. CATCH.CAT: Arquivo de dados da bacia. Arquivo que contém a distribuição $\ln(a/\tan\beta)$ e a função distância – área. Este arquivo possui a seguinte formatação:

NSC, IMAP, IOU
DESC
NAC, AREA
AC(I), ST(I)
NCH
ACH(J), D(J)

No qual,

NSC: Número de sub-bacias nas quais a bacia pode ser dividida.

IMAP: Assume os valores 0 ou 1. Valor 0 para o programa não ler o arquivo MAPFILE

(Contém a distribuição do índice topográfico) e 1 para ler.

IOUT: Estabelece o tipo de arquivo de saída, assume valores 0, 1 e 2. Valor 0 não mostra resultados, valor 1 mostra os termos do balanço hídrico e funções objetivo e valor 2 mostra as vazões para cada intervalo de tempo.

DESC; Descrição da área de estudo.

NAC: Número de classes para $\ln(a/\tan B)$.

AREA: Área da bacia em km^2 .

AC(I), ST(I); Área da bacia correspondente a cada classe (I) de $\ln(a/\tan B)$, Valor de $\ln(a/\tan B)$ da classe – ordenados do maior para o menor, sendo que para o primeiro valor (classe 1) a área correspondente deve ser zero.

NCH: Número de ordenadas da função distância – área.

ACH(J), D(J); Área acumulada da bacia variando de 0 a 1, Distância da exutória da bacia. D (1) deve ser a distância do rio principal até o ponto de medição (exutória), normalmente igual a 0., no qual ACH(1) é igual a zero.

4. PARAM.PAR: Arquivo com a inicialização dos parâmetros. Formato:

SZM, T0, TD, CHV, RV, SRMAX, Q0, SR0, INFEX, XK0, HF, DTH

No qual,

SZM: Parâmetro m da transmissividade exponencial ou curva de recessão [m].

T0: Logaritmo da transmissividade efetiva quando o solo está saturado. Um solo homogêneo é considerado para toda a bacia [m^2/h].

TD: Tempo de duração da água na zona não saturada [h m^{-1}].

CHV: Parâmetro de velocidade [m/h]

RV: Parâmetro de velocidade [m/h].

SRMAX; Déficit de saturação máximo no perfil do solo disponível para transpiração [m].

Q0: Vazão inicial das vazões observadas [m].

SR0: Déficit inicial no perfil do solo [m].

INFEX: Assume valor 0 para desconsiderar escoamento superficial por excesso de infiltração e 1 para considerar.

XK0, HF, DTH: Parâmetros referentes à rotina de escoamento superficial por excesso de infiltração.

O software DTM é utilizado para calcular a distribuição do índice topográfico e remover pits (células cuja elevação é inferior àquela das oito células vizinhas).

Este software é formado pelos arquivos:

DTM9704.EXE: É o arquivo executável do programa.

VBRUN300.DLL, THREEED.VBX e GRID.VBX: Arquivos de bibliotecas, sendo que os dois primeiros devem ser copiados para o diretório system do Windows.

DTM9704.DOC, DTM9704.RTF e README.TXT: Arquivos do manual e instruções.

O programa DTM necessita apenas de um arquivo de entrada de dados com extensão DAT com o seguinte formato.

DESC

NX, NY, DX

E(L,J)

No qual:

DESC: Descrição da área de estudo.

NX,NY,DX; Número de células na direção X, número de células na direção Y, dimensão da malha em metros. O número de células máximo em X e Y permitido pelo programa é de 500.

E(I,J); Elevação da célula (I,J). Células fora da bacia em estudo devem ter elevação igual a 9999.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMBROISE, B.; FREER, J.; BEVEN, K.J. Application of a generalized TOPMODEL to the small Ringelbach catchment, Vosges, France. **Water Resources Research.**, Washington, v. 32, n. 7, p. 2147 – 2159, 1996b.

AMBROISE, B.; BEVEN, K.J.; FREER, J. Toward a generalization of the TOPMODEL concepts: Topographic indices of hydrological similarity. **Water Resources Research.**, Washington, v. 32, n. 7, p. 2135 – 2145, 1996a.

BARNESLEY, M. **GEG209 Environmental Modelling**, Disponível em: <http://stress.swan.ac.uk/~mbarnsle/teaching/envmod03/lectures/models_and_modelling.pdf> Acesso em: 06 jan. 2004.

BASTIDAS, L.A.; GUPTA, H.V.; SOROOSHIAN, S. Emerging paradigms in the calibration of hydrologic models. In: SINGH, V.P. **Mathematical models of large watershed hydrology**. 1 ed. Colorado: Water Resource Publications, 2002, p. 25 – 66.

BETSON, R.P. What is watershed runoff? **Journal of Geophysical Research**, v. 69, p. 1541 – 1551, 1964.

BEVEN, K. J. Kinematic subsurface stormflow. **Water Resources Research**, Washington, v. 15, n. 5, p. 1419 – 1424, 1981.

BEVEN, K. J. **Rainfall-runoff modeling: The primer**. New York: John Wiley & Sons, 2001. 360p.

BEVEN, K.J. Runoff production and flood frequency in catchments of order n: an alternative approach. In: GUPTA, V. K.; RODRIGUES-ITURBE, I.; WOOD, E. F. **Scale Problems in Hydrology**. Dordrecht: Reidel, 1986b. p. 107 – 131.

BEVEN, K.J. TOPMODEL: A critique. **Hydrological Processes**, Chichester, v. 11, n. 9, p. 1069 – 1086, 1997.

BEVEN, K.J.; BINLEY, A. The future of distributed models: Model calibration and uncertainty prediction. **Hydrological Processes**, Chichester, v. 6, p. 279 – 298, 1992.

BEVEN, K.J.; FREER, A dynamic TOPMODEL. **Hydrological Processes.**, Chichester, v. 15, p. 1993 – 2011, 2001.

BEVEN, K.J.; KIRKBY, M.J. A physically based, variable contributing area model of basin hydrology. **Hydrological Sciences Bulletin**, v. 24, n. 1, p. 43 – 69, 1979.

BEVEN, K.J.; KIRKBY, M.J.; SCHOFIELD, N.; TAGG, A.F. Testing a Physically-based flood forecasting model (Topmodel) for three U.K. catchments. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 69, p. 119 – 143, 1984.

BEVEN, K.J.; LAMB, R.; QUINN, P.; ROMANOWICZ, R.; FREER, J. Topmodel. In: SINGH, V. P. **Computer Models of Watershed**. 1 ed. Local: Water Resources Publication, 1995. p. 627 – 668.

BEVEN, K.J.; WOOD, E.F. Catchment geomorphology and the dynamics of runoff contributing areas. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 65, p. 139 – 158, 1983.

BORLAND SOFTWARE CORPORATION, **Kylix 3 Open Edition**, California, 2002. 110 Mb, Linguagem de programação.

BRATH, A.; MONTANARI, A.; MORETTI, G. On the use of simulation techniques for the estimation of peak river flows. In: International Conference on Flood Estimation, 2002, Bern, **Proceedings**. CHR Report II-17, 2002, p. 587 – 599.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. Hydraulic properties of porous media. **Hydrology Paper 3**, Colorado State University: Fort Collins, CO, 1964.

CAMPLING, P.; GOBIN, A.; BEVEN, K.J.; FEYEN, J. Rainfall-runoff modelling of a humid tropical catchment: The TOPMODEL approach. **Hydrological Processes**, Chichester, v. 16, p. 231 – 253, 2002.

CHANSON, H. **The hydraulics of open channel flow**. New York: John Wiley & Sons Inc., 1999, 495 p.

CHONG-WEI, H.; TIAN-YUAN, S. Improvements on Sloan's algorithm for constructing delaunay triangulations. **Computers & Geosciences**, Amsterdam, v. 24, n. 2, p. 193-196, 1998.

COLLISCHONN, W. **Simulação hidrológica de grandes bacias**. Porto Alegre, 2001. 270 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

COLLISCHONN, W; TUCCI, C.E.M. Ajuste multiobjetivo dos parâmetro de um modelo hidrológico. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 8, n. 3, p. 27 – 39, 2003.

DALUZ VIEIRA, J. H. Conditions governing the use of approximations for the Saint-Vénaint equations for shallow surface water flow. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 60, p. 43 – 58, 1983.

DATIN, R. **Outils opérationnels pour la prévision des crues rapides: traitements des incertitudes et intégration des la variabilité spatiale de la pluie**. Développements de TOPMODEL pour le prise en compte de la variabilité spatiale de la pluie. PhD thesis, INP Grenoble. 1998.

DOOGE, J.C.I. Linear theory of hydrology systems, **ARS**, Technical Bulletin, n. 1468, 1973.

DOORENBOS, J.; PRUIT, W.O. **Crop water requirements**. Roma: FAO, 1992. 144 p.

DUAN, J.; MILLER, N.L. A generalized power function for the subsurface transmissivity profile in TOPMODEL. **Water Resources Research**, Washington, v. 33, p. 2559 – 2562, 1997.

DUNNE, T.; BLACK, R.D. Partial-area contributions to storm runoff in a small New England watershed. **Water Resources Research**, Washington, v. 6, p. 1296 – 1311, 1970.

FRANCHINI, M.; WENDLING, J.; OBLED, C.; TODINI, E. Physical interpretation and sensitivity analysis of TOPMODEL. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 175, p. 293 – 338, 1996.

FRANKS, S. Integrating models, methods and measurements for prediction in ungauged basins. In: HUBERT, P.; SCHERTZER, D.; TAKEUCHI, K.; KOIDE, S. **PUB-Kick-off Workshop of the IAHS Decade on Prediction in Ungauged Basins**. 2002, November 20 – 22, 2002, Brasilia, Brazil.

FREER, J. Welcome to the TOPMODEL web page. University of Lancaster. 2001. Disponível em: <<http://www.es.lancs.ac.uk/hfdg/topmodel.html>> Acesso em: 02 mar. 2004.

FREER, J.; BEVEN, K.J.; AMBROISE, B. Bayesian estimation of uncertainty in runoff prediction and the value of data: An application of the GLUE approach. **Water Resources Research**, Washington, v. 32, n. 7, p. 2161 – 2173, 1996.

GUERCIO, R.; SOCCODATO, F. M. GIS procedure for automatic extraction of geomorphological attributes from TIN-DTM. In: **Hydrogis 96: application of geographic information systems in hydrology and water resources management**, Paris: IAHS, 1996. p. 175-182. (IAHS Publ. n. 235).

HEWLETT, D.; HIBBERT, A.R. Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid areas. In: SOPPER, W.E.; LULL, H.W. **Forest Hydrology**. 1 ed. Oxford: Pergamon Press, 1967, p. 275 – 290.

HILLEL, D. **Computer simulation of soil-water dynamics: A compendium of recent work**. International Development Research Center, 1977, 214 p.

HOLMGREN, P. Multiple flow direction algorithms for runoff modelling in grid-based elevation models: an empiric evaluation. **Hydrological Processes**, Chichester, v. 8, p. 327 – 334, 1994.

HORNBERGER, G.M.; BEVEN, K.J.; COSBY, B.J.; SAPPINGTON, D.E. Shenandoah watershed study: Calibration of a topography-based, variable contributing area hydrological model to a small forested catchment. **Water Resources Research**, Washington, v. 21, p. 1841-1850, 1985.

HORNBERGER, G.M.; RAFFENSPERGER, J. P.; WIBERG, P. L. **Elements of Physical Hydrology**. Baltimore: The Johns Hopkins University Press, 1998. 302 p.

HORTON, R. E. The role of infiltration in the hydrologic cycle. **Transactions of the American Geophysical Union**, v. 14, p. 446 – 460, 1933.

IORGULESCU, I.; JORDAN, J.P. Validation of TOPMODEL on a small Swiss catchment. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 159, p. 255 – 273, 1994.

JONES, N. L.; WRIGHT, S. G.; MAIDMENT, D. R. Watershed delineation with triangle-based terrain models. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 116, n. 10, pp. 1232-1250, 1990.

JØRGENSEN, S.E. **Fundamental of ecological modelling**. New York: Elsevier, 1988. 391p.

KLEPPER, O.; SCHOLTEN, H.; VAN DE KAMER, J.P.L.G. Prediction uncertainty in an ecological model of the Oosterschelde Estuary. **Journal of Forecasting**, Amsterdam, v. 10, p. 191 – 209, 1991.

KUCZERA, G.; FRANKS, S.W. Testing hydrologic models: Fortification or falsification? In: SINGH, V.P. **Mathematical models of large watershed hydrology**. 1 ed. Colorado: Water Resource Publications, 2002, p. 141 – 186.

LAMB, R.; BEVEN, K.J.; MYRABØ, S. Discharge and water table predictions using a generalised TOPMODEL formulation. **Hydrological Processes**, Chichester, v. 11, p. 1145 – 1168, 1997.

LIGHTHILL, M. J.; WHITHAM, G. B. On kinematic waves: 1. **Flood movement in long rivers**. Proceedings of the Royal Society London, Series A 229, p. 281 – 316, 1955.

MINE, M. R.M.; CLARKE, R. T. O uso do TOPMODEL em condições brasileiras: Resultado preliminar. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 1, p. 89 – 115, 1996.

MONTEITH, J.L. Evaporation and environment. In: **The state and movement of water in living organisms**. Proceedings of the 19th Symposium, society of Experimental Biology, Cambridge University Press, London, 1965.

MONTGOMERY, D.R.; DIETRICH, W.E. Source areas, drainage density, and channel initiation. **Water Resources Research**, Washington, v. 25, n. 8, p. 1907 - 1918, 1989.

MONTGOMERY, D.R.; DIETRICH, W. E. Channel initiation and the problem of landscape scale. **Science**, Washington, v. 255, p. 826-830, 1992.

MOORE, I. D.; GRAYSON, R. B. and LADSON, A. R.. Digital terrain modeling: A review of hydrological, geomorphological, and biological applications. **Hydrological Processes**, Chichester, v. 5, p. 3 – 30, 1991.

MORRIS, D.M.; HEERDEGEN, R.G. Automatically derived catchment boundaries and channel networks and their hydrological applications. **Geomorphology**, Stillwater, v. 1, p. 131 – 141, 1988.

NASH, J.E.; SUTCLIFFE, J.V. River flow forecasting through conceptual models I: A discussion of principles. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 10, p. 282 – 290, 1970.

NETO, A.; ALVAREZ, G.A. **Manual de hidráulica**. 7 ed. Volume 1. São Paulo: Edgard Blücher, 1973, 335 p.

NEVES, E.T. **Curso de hidráulica**. 9 ed. São Paulo: Globo, 1989, 577 p.

PALACIOS-VÉLEZ, O. L.; CUEVAS-RENAUD, B. Automated river-course, ridge and basin delineation from digital elevation data. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 86, p. 299-314, 1986.

PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K.J.; HORRITT, M.; BLAZKOVA, S. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, p. 1 – 24, 2004. (No prelo).

PETERS, N.E.; FREER, J.; BEVEN, K.J. Modelling hydrologic responses in a small forested catchment (Panola Mountain, Georgia, USA): a comparison of the original and a new dynamic TOPMODEL. **Hydrological Processes**, Chichester, v. 17, p. 345 – 362, 2003.

QUINN, P.F.; BEVEN, K.J.; CHEVALLIER, P.; PLANCHON, O. The prediction of hillslope flow paths for distributed hydrological modelling using digital terrain models, **Hydrological Processes**, Chichester, v. 5, p. 59 – 79, 1991.

QUINN, P.F.; BEVEN, K.J.; LAMB, R. The $\ln(a/\tan\beta)$ index: how to calculate it and how to use it within the TOPMODEL framework, **Hydrological Processes**, Chichester, v. 9, p. 161 – 182, 1995.

RENNÓ, C.R.; SOARES, J.V. Modelos hidrológicos para gestão ambiental. **Relatório técnico parcial**. INPE, 2001, p. 65.

RIGHETTO, A.M. **Hidrologia e recursos hídricos**. 1 ed. São Carlos: EESC-USP, 1998, 840 p.

RODRÍGUES-ITURBE, I.; RINALDO, A. **Fractal river basins: Chance and self-organization**. Cambridge, Cambridge University Press, 1997, 547 p.

SANTOS, I. **Modelagem geobiohidrológica como ferramenta no planejamento ambiental: Estudo da bacia hidrográfica do Rio Pequeno, São José dos Pinhais – PR**. Paraná, 2001. 93 f. Dissertação (Mestrado em Agronomia) – Setor de Ciências Agrárias, Universidade Federal do Paraná.

SAULNIER, G; BEVEN, K.J.; OBLED, C. Including spatially variable effective soil depths in TOPMODEL. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 202, p. 158 – 172, 1997.

SCHALLER, G.; MEYER-HERMANN, M. Kinetic and dynamic Delaunay tetrahedralizations in three dimensions. **Computer Physics Communications**, Belfast, v. 162, p. 9 – 23, 2004.

SCHEIDEGGER, A. E. Effect of map scale on stream orders. **Bulletin IASH**, v. 11, p. 56 – 60, 1966.

SEMINÁRIO DE HIDROLOGIA FLORESTAL, 1, 2003, Alfredo Wagner. **Anais...** Florianópolis: PPGEA, 2003. p. 148.

SHANNON, C.E. A Mathematical Theory of Communication, **Bell Syst. Tech. J.**, v. 27, p. 379-423, 1948.

SILVA, R.V. **Caracterização físico-morfológica de bacias hidrográficas por meio de elementos finitos**. Florianópolis, 1998. 42 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) - Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina.

SINGH, V.P. Watershed modeling. In:_____. **Computer Models of Watershed Hydrology**. 1 ed. Colorado: Water Resource Publications, 1995, p. 1 – 22.

SINGH, V. P. Is hydrology kinematic? **Hydrological Processes**, Chichester, v. 16, p. 667 – 716, 2002.

SINGH, V.P.; FREVERT, D.K. Mathematical modeling of watershed hydrology. In: SINGH, V.P. **Mathematical models of large watershed hydrology**. 1 ed. Colorado: Water Resource Publications, 2002, p. 1 – 22.

SKLASH, M.G.; FARVOLDEN, R.N. The role of groundwater in storm runoff. **Journal of Hydrology**, Amsterdam, v. 43, p. 43 – 65, 1979.

SLOAN, S. W. A fast algorithm for constructing Delaunay triangulations in the plane. **Advances in Engineering Software and Workstations**, v. 9, n. 1, p. 34 – 55, 1987.

TACHIKAWA, Y; TAKASAO, T; SHIIBA, M.S. Procedure for automatic extraction of geomorphological attributes from TIN-DTM. In: **Hydrogis 96: application of geographic information systems in hydrology and water resources management**, Paris: IAHS, 1996. p. 175-182. (IAHS Publ. n. 235).

TAKEUCHI, K.; TIANQI, A.; ISHIDAIRA, H., Introduction of block-wise of TOPMODEL and Muskingum - Cunge method for hydro- environmental simulation of large ungauged basins. **Special Issue of Hydrological Science Journal**, v. 44, n. 4, 1999.

THIEMANN, M.; TROSSET, M.; GUPTA, H.; SOROOSHIAN, S. Bayesian recursive parameter estimation for hydrologic models. **Water Resources Research.**, Washington, v. 37, n. 10, p. 2521 – 2535, 2001.

TOKATY, G. A. **A history and philosophy of fluid mechanics**. 2 ed. Mineola: Dover Publications, Inc, 1994, 241 p.

TSUKAMOTO, Y. An experiment on subsurface flow, **Journal of Japanese Society Forestry**, Tokio, v. 43, p. 61 – 68, 1961.

TSUKAMOTO, Y. Study on the growth of stream channel (I). Relationship between stream channel growth and landslides occurring during heavy storm. **Journal of Japan Erosion Control Society**, Tokio, v. 25, n. 4. p. 4-13, 1973.

TSUKAMOTO, Y; MINEMATSU, H. Hydrogeomorphological characteristics of a zero-order basin. In: **Erosion and Sedimentation in the Pacific Rim**, Paris: IAHS, 1987. p. 27-37. (IAHS Publ. n. 165).

TUCCI, C.E.M. Modelos matemáticos de previsão em tempo atual. In: PESSOA, M.L.; MINE, M.R.M.; LEITE, E.A. **Meteorologia e Hidrologia: Aspectos e considerações no contexto brasileiro**. 1 ed. Curitiba: FINEP, 1994, p. 221 – 242.

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. 1 ed. Porto Alegre: Vozes, 1998. 669 p.

TUCKER, G.E.; LANCASTER, S.T.; GASPARINI, N.M.; BRÁS, R.L.; RYBARCZYK, S.M. An object-oriented framework for distributed hydrologic and geomorphic modeling using triangulated irregular networks. **Computers & Geosciences**, Ottawa, v. 27, p. 959 – 973, 2001.

UHLENBROOK, S.; SIEBER, A. On the value of experimental data to reduce the prediction uncertainty of a process-oriented catchment model. **Environmental Modelling & Software**, Camberra, v. 20, p. 19 -32, 2005. (No prelo).

VAN STRATEN, G.; KEESMAN, K.J. Uncertainty propagation and speculation in projective forecasts of environmental change: A lake-eutrophication example. **Journal of Forecasting**, Amsterdam, v. 10, p. 163 – 190, 1991.

VARELLA, R.F.; CAMPANA, N.A. Simulação matemática do processo de transformação de chuva em vazão: Estudo do modelo TOPMODEL. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 5, p. 121 – 139, 2000.

WAGENER, T.; LEES, M.J.; WHEATER, H.S. A toolkit for the development and applications of parsimonious hydrological models. In: SINGH, V.P. **Mathematical models of large watershed hydrology**. 1 ed. Colorado: Water Resource Publications, 2002, p. 91 – 140.

WARE, J. M. A procedure for automatically correcting invalid flat triangles occurring in triangulated contour data. **Computers & Geosciences**, Ottawa, v. 24, n. 2, p. 141-150, 1998.

WILSON, A.G.; KIRKBY, M.J. Mathematics for geographers and planners. 2 ed. Oxford: Clarendon Press, 1980, 408 p.

WOLOCK, D.; PRICE, C.V. Topography-based watershed model. **Water Resources Research**, Washington, v. 30, p. 3041 – 3052, 1998.

YANG, C. T.; STALL, J. B. Note on the map scale effect in the study stream morphology. **Water Resources Research**, Washington, v. 7, p. 709 – 712, 1971.