

---

## MODELOS DE PREVISÃO DE ENCHENTES EM TEMPO REAL PARA O MUNICÍPIO DE NOVA ERA – MG

João Batista Lopes da Silva<sup>1</sup>, Paulo Afonso Ferreira<sup>2</sup>, Márcio Mota Ramos<sup>3</sup>, Humberto Paulo Euclides<sup>4</sup> e  
Vicente Paulo Soares<sup>5</sup>

### RESUMO

Neste trabalho objetivou-se aumentar o tempo de antecedência na previsão de enchentes no município de Nova Era (Minas Gerais – Brasil), em virtude do baixo tempo de antecedência da atual metodologia de previsão do Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce no município. Assim construíram-se três modelos hidrológicos: o primeiro baseado apenas na transformação chuva-vazão, utilizando o modelo IPH II; o segundo baseado na transformação chuva-vazão (modelo IPH II) e na propagação das ondas de cheias nos canais, utilizando o modelo de Muskingum-Cunge; e o terceiro baseado na transformação chuva-vazão (modelo IPH II) e na propagação das ondas de cheias, utilizando o modelo atual do sistema de previsão. Os resultados das simulações com os dois primeiros modelos foram similares da atual metodologia do sistema de alerta, enquanto o terceiro modelo apresentou desempenho melhor do que da atual metodologia. Conclui-se que, o terceiro modelo tem potencial para auxiliar a atual metodologia do sistema de alerta no município.

**Palavras-chave:** modelos chuva-vazão, modelagem hidrológica, modelos hidráulicos.

### ABSTRACT

#### FORECASTING MODELS FOR FLOODS IN REAL TIME AT NOVA ERA COUNTY - MG

Considering the short forecasting time of the present system of alert against floods in the Rio Doce basin, this study was done to increase the antecedence time for flood forecasting in Nova Era County. The first hydrological model was based on rainfall-runoff transformation only, by the use of the IPH II model; the second was based on the IPH II and the propagation of the flood waves, by the use of Muskingum-Cunge hydraulic model and the third model was based on the IPH II and the propagation of the flood waves, by use of the current alert system model. The results from simulation with the first and second model were similar to that of the present alert system, while the performance of the third model was better. Thus, the data indicate the potential of the third model to improve the current alert system.

**Keywords:** rainfall-runoff models, hydrologic modeling, hydraulic models.

---

Recebido para publicação em 09/10/2008. Aprovado em 20/03/2009

1 Mestre em Engenharia Agrícola, silvajbl@yahoo.com.br.

2 Ph. D. em Engenharia de Água e Solo, pafonso@ufv.br.

3 Doutor em Engenharia Agrícola, mmramos@ufv.br.

4 Mestre em Engenharia Agrícola, hpeuclyd@ufv.br.

5 Ph. D. em Ciência Florestal, vicente@ufv.br.

## INTRODUÇÃO

A bacia do rio Doce é frequentemente atingida por enchentes, causando grandes prejuízos sociais e econômicos. Somente no período de dezembro de 2004 a março de 2005, foram registradas pela defesa civil do Estado de Minas Gerais 88 ocorrências de inundações na bacia, correspondendo a 43 % de um total de 203 registradas em todo Estado (CPRM, 2005). Em decorrência desses fatos, a CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais) de Belo Horizonte criou, em 1997, o Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce, no intuito de minimizar os impactos oriundos das enchentes nesta bacia. Entre as cidades beneficiadas pelo sistema está Nova Era – MG, em que a atual metodologia do sistema de alerta na previsão de vazões em tempo real (modelo das diferenças), baseia-se nas vazões de montante do Rio Piracicaba e seu afluente, o Rio Santa Bárbara. Os resultados dessas previsões nos períodos 2002/2003, 2003/2004 e 2004/2005 foram considerados satisfatórios, com *CE* (coeficiente de eficiência) superior a 0,97 (CPRM, 2003), 0,79 (CPRM, 2004) e 0,81 (CPRM, 2005), respectivamente. Porém, infelizmente a estimativa da antecedência dos eventos de cheia foi de apenas três horas, a partir das medições de vazões das estações das usinas hidrelétricas de Peti, operada pela Cemig (Companhia Energética de Minas Gerais) e de Piracicaba, operada pela Belgo Mineira, assim como da estação Nova Era Telemétrica, operada pela própria CPRM.

Em decorrência do curto tempo de antecedência, CPRM (2004) e CPRM (2005) sugerem a busca de um novo modelo ou de novas metodologias, que possibilitem aumentar esse tempo das previsões para o município de Nova Era.

Tendo em vista a necessidade de determinar, com maior antecedência, os eventos de cheia

para o Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce no município de Nova Era, objetivou-se neste trabalho: (i) construir e calibrar um modelo hidrológico de transformação chuva-vazão na bacia do rio Piracicaba, à montante da cidade; (ii) construir e calibrar um modelo hidrológico de transformação chuva-vazão acoplado a um modelo hidráulico de propagação de ondas de cheias na bacia do Rio Piracicaba, à montante da cidade; (iii) unir as duas metodologias: os modelos chuva-vazão acoplados aos modelos das diferenças (metodologia atual do sistema de alerta); e (iv) realizar teste de sensibilidade nos modelos construídos.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O município de Nova Era está localizado a leste do estado de Minas Gerais, entre as latitudes 19°33'29"S e 19°49'55"S e longitudes 42°54'25"W e 43°06'38"W, com população de 17.785 habitantes (ATLAS, 2005). O principal curso de água do município é o Rio Piracicaba, afluente do Rio Doce. A bacia do Rio Piracicaba, a montante da cidade, apresenta área de drenagem de 3063 km<sup>2</sup> e tem como principal afluente o Rio Santa Bárbara. Seu relevo é bastante acidentado, com altitudes variando de 523 até 2075 m e declividade média de 13,8 %, atingindo 238,6 % na área do Parque Natural do Caraça. No município, a vazão média de longo período do rio Piracicaba é de 51,62 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>, sendo que, no período de outubro a março, esta média eleva-se a 76,21 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>. As vazões de alerta e inundação do rio no município, definidas pela CPRM (2000), são 376 e 602 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>, respectivamente.

As séries de dados das estações fluviográficas e pluviográficas (Quadro 1) necessárias à realização deste trabalho foram obtidas junto a CPRM, Cemig (Companhia Energética de Minas Gerais) e Belgo-Mineira (Companhia Siderúrgica Mineira).

**Quadro 1** – Estações fluviográficas e pluviográficas utilizadas no trabalho

Código	Estação	Latitude	Longitude	Responsável	Tipo de dado
01943010	Caeté	19°53'54" S	43°39'55" W	Ana/CPRM	pluviográfico
01943100	Nova Era Telemétrica	19°46'00" S	43°01'34" W	Ana/CPRM	pluviográfico
02043009	Acaiaca	20°21'57" S	43°08'33" W	Ana/CPRM	pluviográfico
01943076	UHE Peti	19°48'00" S	43°14'00" W	Cemig	pluviográfico
02043063	São Gonçalo do Rio Acima	20°04'28" S	43°34'59" W	Cemig	pluviográfico
56661000	Nova Era Telemétrica	19°46'00" S	43°01'34" W	Ana/CPRM	fluviográfico
56650080	UHE Peti	19°48'00" S	43°14'00" W	Cemig	fluviográfico
56610100	UHE Piracicaba	19°56'00" S	43°10'00" W	Belgo	fluviográfico

6

A seleção dos eventos de cheia, utilizados na calibração do modelo, foi feita a partir das vazões, que ultrapassaram a cota de alerta e de inundação do município – detectados na estação fluviográfica Nova Era Telemétrica.

Os dados fisiográficos da bacia de interesse foram adquiridos a partir do modelo digital de elevação (MDE). A imagem “raster” contendo as informações de elevação, ou Modelo Digital de Elevação (MDE), com resolução espacial de 90 m, foi importada da plataforma do “United States Geological Survey” (USGS, 2005). Este MDE passou por tratamentos para melhor representação dos fenômenos hidrológicos superficiais da bacia. Também foram utilizados no levantamento dos dados fisiográficos, imagens do satélite Landsat 5, obtidas pelo sensor TM com resolução espacial de 30 m. As imagens Landsat-TM foram utilizadas na digitalização da hidrografia e das áreas impermeáveis da bacia. Nas áreas impermeáveis utilizaram-se os coeficientes de Wilken (1978), citado por Pruski *et al.* (2004), para determinar a porcentagem de impermeabilização. Para as cidades, o valor foi 0,38, correspondente ao valor de edificações com muitas áreas livres, enquanto o parque Natural do Caraça, o valor foi 0,12, correspondente ao valor de matas, parques e campo de esportes.

Os dois cursos de água principais da bacia (Rios Piracicaba e Santa Bárbara) foram fotografados, com trajeto iniciando-se no município de Nova Era e terminado nas estações fluviográficas de UHE Piracicaba e UHE Peti. As fotografias foram utilizadas para obtenção do coeficiente de rugosidade de Manning ( $n$ ), por comparação aos coeficientes apresentados por Chow (1959) e USGS (2006).

Os três modelos hidrológicos foram construídos no sistema IPHS1 versão 2.2 (IPHS1, 2004). O primeiro modelo construído apresenta somente a transformação chuva-vazão na bacia integral, utilizando o modelo IPH II (TUCCI, 2005), onde o hidrograma resultante é apresentado somente na seção de interesse, no caso, Nova Era. Já no segundo modelo construído, a bacia foi discretizada em três sub-bacias menores, em que primeiramente é realizada a transformação chuva-vazão em cada sub-bacia (modelo IPH II), após esta etapa, o hidrograma é transferido para o modelo hidráulico (modelo Muskingum-Cunge, CHOW, 1959), que o propaga no canal até uma seção de confluência, ou até à seção de interesse (Nova Era). Para este modelo os Rios Piracicaba e Santa Bárbara também foram divididos em trechos, para que o modelo hidráulico representasse melhor o escoamento dos rios. O terceiro modelo realiza os

mesmos procedimentos que o segundo, porém a transformação chuva vazão ocorre somente nas sub-bacias a montante das estações fluviográficas da UHE Peti e UHE Piracicaba e, também, a propagação das ondas de cheias são realizadas pelo modelo das diferenças.

Em todos os modelos foram utilizados a metodologia dos polígonos de Thiessen (BERTONI & TUCCI, 1993), para representar a espacialização da precipitação na bacia a partir das estações pluviográficas. Os modelos foram calibrados por iteração, com os parâmetros iniciais do modelo IPH II baseados nos trabalhos de Germano *et al.*

(1998), Brun e Tucci (2001), Santos *et al.* (2001), Favoreto *et al.* (2003) e Tucci (2005).

Na Figura 1, são apresentados o esquema do segundo modelo com as sub-bacias discretizadas e os trechos dos rios, a distribuição espacial das estações do Quadro 1, os Rios Piracicaba e Santa Bárbara, e o sistema de anotação para as sub-bacias usado neste trabalho: a sub-bacia A encontra-se à montante da estação Nova Era Telemétrica e à jusante das estações UHE Peti e UHE Piracicaba; a sub-bacia B à montante da estação UHE Piracicaba; e a sub-bacia C à montante da estação UHE Peti.



**Figura 1** – Esquema do segundo modelo hidrológico, sub-bacias discretizadas, estações utilizadas no trabalho e rios Piracicaba e Santa Bárbara.

A base do modelo IPH II é o algoritmo de separação do escoamento, desenvolvido por Berthelot (1970), que utiliza a equação da continuidade em combinação com a equação de Horton, bem como uma função empírica de percolação, sendo composto pelos seguintes algoritmos: perdas por interceptação; separação do escoamento; e propagação dos escoamentos superficiais e subterrâneos (IPHS1, 2004).

A precipitação é, inicialmente, retida pelo

reservatório de interceptação (cobertura vegetal e depressões), representado pela variável  $R_i$ , até que sua capacidade máxima,  $R_{max}$ , seja atingida. Em seguida, a precipitação restante é utilizada no algoritmo de infiltração para o cálculo dos volumes superficiais e percolados.

A precipitação resultante do algoritmo de interceptação pode gerar escoamento superficial ou infiltrar-se no solo, podendo, neste último caso, percolar-se para o aquífero. Parte desta precipitação,

quando ocorre em áreas impermeáveis, é apenas escoada. Considerando a camada superior do solo, que pode ficar ou não saturada, os processos de percolação e infiltração podem ser expressos pela equação de continuidade:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - T(t) \quad (1)$$

em que

$dS / dt$  = variação do teor de água na camada superior, no intervalo de tempo  $dt$ , mm;

$I(t)$  = taxa de infiltração no tempo  $t$ , mm/h; e

$T(t)$  = taxa de percolação no tempo  $t$ , mm/h.

A infiltração, neste caso, pode ser obtida pela equação de Horton (Equação 2) e a percolação na camada superior do solo por uma equação empírica (Equação 3).

$$I(t) = I_b + (I_0 - I_b) H^t \quad (2)$$

$$T(t) = I_b (1 - H^t) \quad (3)$$

em que

$I_b$  = taxa de infiltração quando o solo está saturado, mm/h;

$I_0$  = taxa de infiltração em condições iniciais, mm/h;

$t$  = tempo, h; e

$H = e^{-k}$ , sendo  $k$  ( $h^{-1}$ ) um parâmetro que caracteriza o decaimento exponencial da curva de infiltração e depende das características do solo.

Três situações distintas podem ocorrer no cálculo dos volumes superficiais e percolados, as quais são representadas na Figura 2.

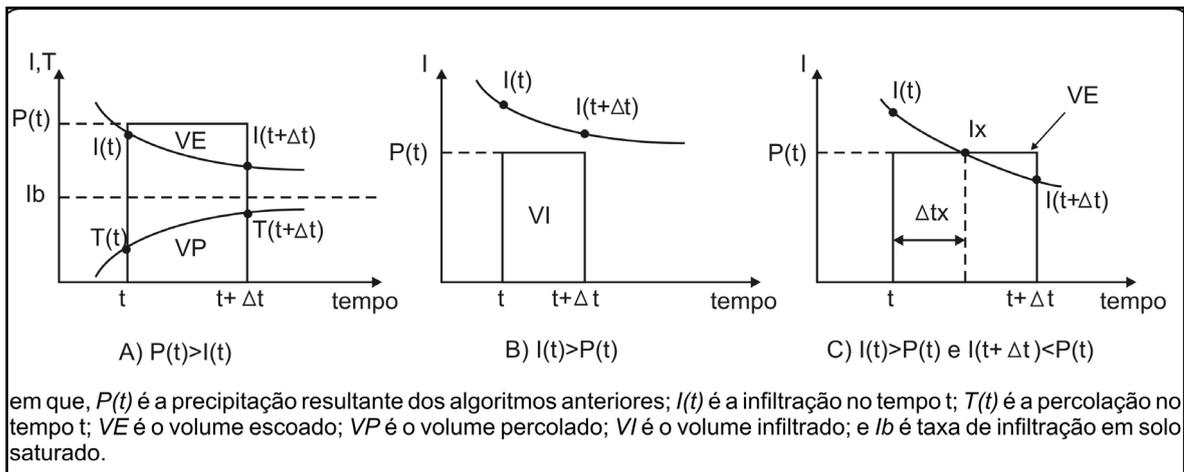


Figura 2 – Situações contempladas no algoritmo de infiltração (Adaptado de IPHS1, 2004).

A primeira situação (Figura 2A) ocorre quando a precipitação  $P(t)$  é maior que a taxa de infiltração  $I(t)$ . Nesta situação, a equação de Horton (Equação 2) pode ser utilizada para calcular a taxa de infiltração. O volume infiltrado ( $VI$ ) é a integral no intervalo de tempo  $[0, \Delta t]$  da equação de Horton.

$$VI = I_b \Delta t + \frac{I(t) - I_b}{\ln H} (H^{\Delta t} - 1) \quad (4)$$

O volume superficial escoado ( $VE$ ) neste é dado por:

$$VE = P(t) \Delta t - VI \quad (5)$$

Enquanto o volume percolado ( $VP$ ) é:

$$VP = S(t) - S(t + \Delta t) + VI \quad (6)$$

A segunda situação (Figura 2B) ocorre quando a precipitação,  $P(t)$ , é menor que a taxa de infiltração,  $I(t)$ . Neste caso, considerando todo volume de água infiltra no solo, o valor da infiltração pode ser substituída pela da precipitação na equação da continuidade (Equação 1). Assim, o teor de água no solo ( $S$ ) pode ser obtido por meio da equação:

$$S(t + \Delta t) = S(t) e^{-\frac{\Delta t}{b_r}} + \frac{P(t)}{b_t} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{b_r}}) \quad (7)$$

Neste caso o escoamento superficial,  $VE$ , será nulo e o volume percolado,  $VP$ , determinado pela Equação 6.

A terceira situação (Figura 2C) é a ocorrência sucessiva das duas anteriores, ou seja, no início a taxa de infiltração é superior a precipitação. Contudo, devido ao decaimento da taxa de infiltração, esta passa a ser menor que a precipitação, ocasionando, conseqüentemente, escoamento superficial. O ponto em que a taxa de infiltração passa a ser menor que a precipitação é o fator-chave para o cálculo dos volumes. Para encontrar o ponto  $x$  da Figura 2C, utiliza-se a Equação 10. Após a determinação do ponto  $x$ , divide-se o intervalo em duas partes. Na primeira parte, faz-se a estimativa dos volumes de modo similar à segunda situação (Figura 2B) e na segunda parte, faz-se a estimativa tal como na primeira situação (Figura 2A).

$$\Delta x = 2b_T \frac{[S(x) - S(t)]}{2b_T P(t) - S(x) - S(t)} \quad (8)$$

A propagação do escoamento superficial ( $VE$ ), determinado no algoritmo anterior, é calculada com base no método de Clark, o qual é uma combinação do histograma tempo-área (HTA) com o reservatório linear simples (RLS). O HTA representa o transporte do escoamento sobre a superfície da bacia, enquanto o RLS representa os efeitos de armazenamento da água em seu percurso.

Para obter o HTA, estima-se o tempo de concentração da sub-bacia ( $t_c$ ) e a posição das isócronas, que representam pontos com igual tempo de transporte até a seção de controle. Contudo, Germano *et al.* (1998) afirmam que a determinação do HTA pode ser substituída, sem muito erro, pelo uso de um histograma tempo-área sintético, quando não se dispõe das informações necessárias para utilizar o HTA.

O histograma sintético é obtido, admitindo-se que o tempo de percurso é proporcional à distância do ponto em estudo até a seção principal. No sistema IPHS1, foi incluída a representação

do histograma sintético, a partir das diretrizes do "Hydrologic Engineering Center" (Hec), em que a área acumulada de contribuição ( $A_c$ ) pode ser relacionada ao tempo de percurso, empregando-se as seguintes equações:

$$A_c = \left(\frac{1}{2}\right)^{XN} t^{XN} \quad \text{para} \quad 0 < t < \frac{t_c}{2} \quad (9)$$

$$A_c = 1 - \left(\frac{1}{2}\right)^{XN} (t_c - t)^{XN} \quad \text{para} \quad \frac{t_c}{2} < t < t_c \quad (10)$$

em que,

- $A_c$  = área contribuinte acumulada, expressa relativamente à área total;
- $t$  = tempo proporcional ao tempo de concentração;
- $t_c$  = tempo de concentração da bacia; e
- $XN$  = coeficiente, que varia com a forma da bacia.

Desta maneira, o histograma tempo-área sintético é dividido em  $z$  intervalos, em que as ordenadas,  $f$ , são obtidas por:

$$f(i) = (A_{c_i} - A_{c_{i-1}}) \quad \text{para} \quad i = 1, 2, 3, \dots, z \quad (11)$$

em que,

- $A_{c_i}$  = área contribuinte no intervalo  $i$ ; e
- $A_{c_{i-1}}$  = área contribuinte no intervalo  $i-1$ .

Considerando que a parcela urbanizada representa uma parte da área  $A_{c_i}$ , aqui denominada de  $a_{c_i}$ , pode-se definir a variável:  $\alpha_i = a_{c_i} / A_{c_i}$ . Assim, a precipitação que chega ao solo encontra superfícies permeáveis e impermeáveis.

Na separação do escoamento, o algoritmo é utilizado somente para a parcela permeável da bacia. A altura lâmina de água resultante deste algoritmo é  $VE(t)$ . A altura lâmina de água nas superfícies impermeáveis é  $P(t)$ , calculada após o algoritmo de interceptação. Desta maneira, a vazão do escoamento superficial ( $Q_e$ ) das superfícies permeáveis e impermeáveis pode ser calculada por:



$$Q_e(t) = \sum_{i=r}^t VE_{(t-i+1)} fp(i) + \sum_{i=r}^t P_{(t-i+1)} fm(i) \quad (12)$$

em que,

$r = 1$  para  $t < z$ ;  $r = t - z + 1$  para  $t > z$ ;

$fp(i)$  = fator de ponderação do volume de escoamento superficial na parcela permeável; e  $fm(i)$  = fator de ponderação do volume de escoamento superficial na parcela impermeável, estimados por

$$fp(i) = f(i)(1 - \alpha_j) \quad (13)$$

$$fm(i) = \alpha_j f(i) \quad (14)$$

Para considerar o efeito de armazenamento, o histograma resultante do uso do histograma tempo-área sintético é simulado por meio do método do RLS. Assim, cada lâmina de chuva efetiva é distribuída no tempo pelo histograma tempo-área sintético e filtrada pelo RLS. A vazão de saída é calculada para cada intervalo de tempo, como:

$$Q_{s(t+1)} = Q_{s(t)} e^{-\frac{\Delta t}{k_s}} + Q_{e(t+1)} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{k_s}}) \quad (15)$$

em que,

$Q_s$  = vazão de saída do escoamento superficial,  $m^3 s^{-1}$ ;

$Q_e$  = vazão de entrada do escoamento superficial,  $m^3 s^{-1}$ ; e

$k_s$  = tempo médio de esvaziamento do reservatório superficial, h.

A propagação do escoamento subterrâneo é calculada por meio de equação semelhante à 15, em que  $k_s$  é substituído por  $k_b$  e  $Q_e$  por  $VP$ .

$$Q_{b(t+1)} = Q_{b(t)} e^{-\frac{\Delta t}{k_b}} + VP_{(t+1)} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{k_b}}) \quad (16)$$

em que,

$Q_b$  é a vazão de saída do escoamento subterrâneo,  $m^3 s^{-1}$ ; e

$k_b$  é o tempo médio de esvaziamento do reservatório subterrâneo, h.

Assim, a vazão total de saída da seção da bacia será a soma da vazão do escoamento superficial (Equação 15) mais a vazão do escoamento subterrâneo (Equação 16).

O modelo original de Muskingum baseia-se na equação da continuidade concentrada (Equação 17) e em uma função empírica (Equação 18), que relaciona o armazenamento ( $Q_a$ ) com as vazões de entrada ( $Q_i$ ) e saída ( $Q_o$ ) do trecho de propagação.

$$\frac{dQ_a}{dt} = Q_i - Q_o \quad (17)$$

$$Q_a = K[XQ_i + (1 - X)Q_o] \quad (18)$$

em que,

$K$  = parâmetro representativo do tempo de deslocamento da onda no trecho de propagação, adimensional; e

$X$  = parâmetro que pondera a influência das vazões de entrada e saída do trecho na função de armazenamento, adimensional.

Porém, nas ondas de cheia, o escoamento em rios e canais pode sofrer amortecimento das ondas devido à variação na capacidade de armazenamento dos rios e canais e do efeito da força dinâmica da água. Cunge, citado por IPHS1 (2004), demonstrou que não existe este amortecimento dinâmico no modelo original de Muskingum. Este, ainda, relacionou a difusão numérica, produzida pelo modelo de original de Muskingum, ao coeficiente de difusão hidráulica da equação de difusão numérica linearizada. Desta maneira, Cunge igualou a difusão numérica do modelo original de Muskingum à difusão real, transformando o modelo original de Muskingum em um modelo de difusão, que representa o amortecimento da onda de cheia no canal.

Assim, os parâmetros  $K$  e  $X$  para o modelo de

Muskingum-Cunge podem ser estimados com base nas características físicas do trecho de propagação e com base na discretização, diferentemente do modelo original de Muskingum, em que estes eram definidos por soluções estatísticas, isto é:

$$X = 0,5 - \frac{q}{2dL} \quad (19)$$

$$K = \frac{L}{c} \quad (20)$$

em que,  
 $q$  = vazão específica por unidade de largura do canal,  $m^3 s^{-1} m^{-1}$ ;  
 $d$  = declividade do fundo do canal,  $m m^{-1}$ ;  
 $L$  = comprimento do trecho de propagação,  $m$ ; e  
 $c$  = celeridade da onda de cheia,  $m s^{-1}$ .

A celeridade da onda pode ser obtida pela expressão:

$$c = \frac{5}{3} \frac{d^{0,3} q^{0,4}}{n^{0,6}} \quad (21)$$

em que  
 $n$  = coeficiente de rugosidade de Manning, adimensional.

O atual modelo de previsão de enchentes no município de Nova Era é o modelo das diferenças, um modelo empírico ajustado a dados observados na localidade. Este modelo utiliza dados de vazão de estações à montante do trecho de interesse, no caso Nova Era. O modelo ajustado é apresentado abaixo.

$$Q_{NE+3} = 0,21(Q_{PI} - Q_{PI-9}) + 0,19(Q_{PE} - Q_{PE-12}) + 0,37(Q_{NE} - Q_{NE-3}) + Q_{NE} \quad (22)$$

em que  
 $Q_{NE+3}$  = vazão prevista com três horas de antecedência na estação Nova Era Telemétrica,  $m^3 s^{-1}$ ;  
 $Q_{PI}$  = vazão atual na estação UHE Piracicaba,  $m^3 s^{-1}$ ;  
 $Q_{PI-9}$  = vazão à nove horas atrás da atual na estação UHE Piracicaba,  $m^3 s^{-1}$ ;  
 $Q_{PE}$  = vazão atual na estação de UHE Peti,  $m^3 s^{-1}$ ;  
 $Q_{PE-12}$  = vazão à doze horas atrás da atual na estação UHE Peti,  $m^3 s^{-1}$ ;  
 $Q_{NE}$  = vazão atual na estação Nova Era Telemétrica,  $m^3 s^{-1}$ ; e  
 $Q_{NE-3}$  = vazão à três horas atrás da atual na estação Nova Era Telemétrica,  $m^3 s^{-1}$ .

A quantificação da qualidade da calibração foi verificada com base nos valores obtidos do

coeficiente de eficiência ( $CE$ ), proposto por Nash e Sutcliffe (1970), citado por Wang *et al.* (2006). Valores de  $CE$  próximos à 1 indicam que a vazão simulada pelo modelo esta próxima do comportamento e valores da vazão observada, de modo contrário são os valores de  $CE$  próximos à 0.

$$CE = 1 - \frac{\sum (Q_{ob}(t) - Q_{cal}(t))^2}{\sum (Q_{ob}(t) - Q_m)^2} \quad (23)$$

em que,  
 $Q_{ob}(t)$  = vazão observada no tempo  $t$  nas estações fluviográficas,  $m^3 s^{-1}$ ;  
 $Q_{cal}(t)$  = vazão calculada no tempo  $t$  pelo modelo,  $m^3 s^{-1}$ ; e  
 $Q_m$  = vazão média observada,  $m^3 s^{-1}$ .



Para determinar a antecedência dos eventos de cheia, estando os modelos calibrados, fez-se a simulação dos eventos com a inserção gradativa da precipitação. Os intervalos foram acrescentados, gradativamente, até que a vazão do hidrograma gerado com os modelos atingisse a vazão de alerta ou inundação. Assim, a antecedência foi igual ao intervalo de tempo, entre o último intervalo de precipitação inserido e a vazão de alerta ou inundação do hidrograma.

A análise de sensibilidade do modelo foi realizada somente para o modelo IPH II, pois, os modelos Muskingum-Cunge e das diferenças, uma vez calibrados, não necessitam alterar os dados de entrada. Para realizar esta análise de sensibilidade, procurou-se o evento melhor simulado com o primeiro modelo, variando um a um os parâmetros de entrada. Nestas variações, os valores de entrada dos parâmetros foram alterados de 10 em 10% do valor calibrado, chegando até uma alteração de 50% do valor do parâmetro, tanto para positivo quanto para negativo.

Foi calculado também o índice de sensibilidade ( $IS$ ) para cada parâmetro, no intuito de quantificar a sensibilidade dos parâmetros do modelo IPH II. Este índice foi proposto por McCuen e Snyder (1986) citado por Evangelista (2003), em que maiores valores de  $IS$  indicam maior sensibilidade do parâmetro analisado às mudanças de valores.

$$IS = \frac{\frac{R_1 - R_2}{R_{12}}}{\frac{I_1 - I_2}{I_{12}}} \quad (24)$$

em que,

$IS$  = índice de sensibilidade do modelo aos parâmetros de entrada, adimensional;

$R_1$  = volume total escoado com o valor do parâmetro a -50 % do calibrado, m<sup>3</sup>;

$R_2$  = volume total escoado com o valor do parâmetro a 50 % do calibrado, m<sup>3</sup>;

$R_{12}$  = volume total escoado com o valor do parâmetro calibrado, m<sup>3</sup>;

$I_1$  = valor do parâmetro a -50 % do calibrado;

$I_2$  = valor do parâmetro a 50 % do calibrado;

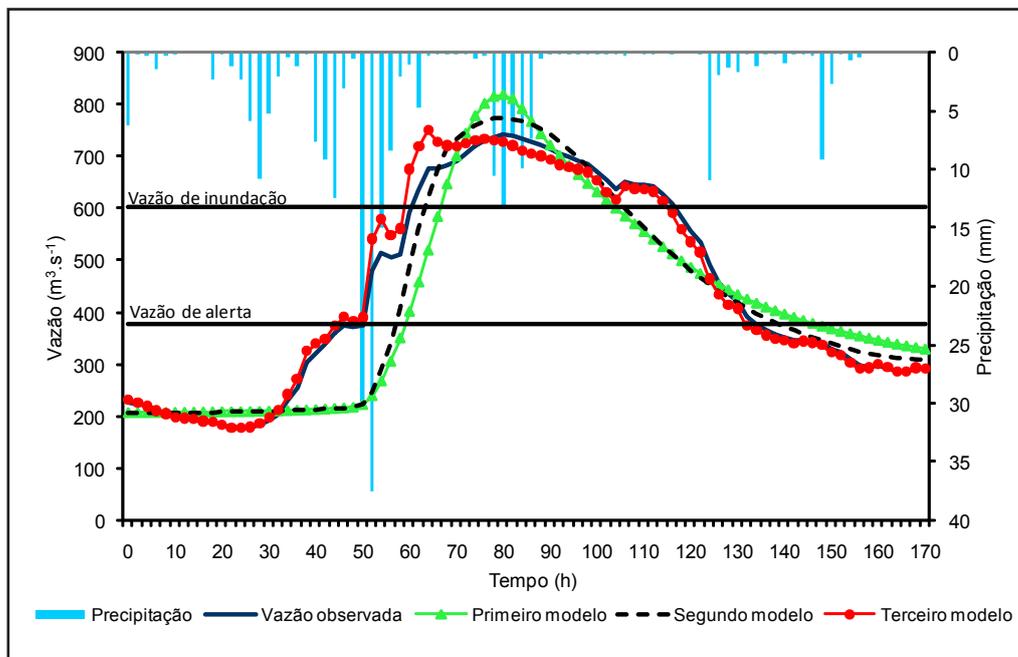
e

$I_{12}$  = valor do parâmetro calibrado.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nas figuras 3 e 4, são apresentados, respectivamente, os hidrogramas observados nos dias 17/01/2003 e 10/01/2004 na estação Nova Era Telemétrica. Também são apresentados os hidrogramas simulados dos três modelos desenvolvidos, assim como a precipitação média ocorrida na bacia, obtida pela metodologia dos polígonos de Thiessen.

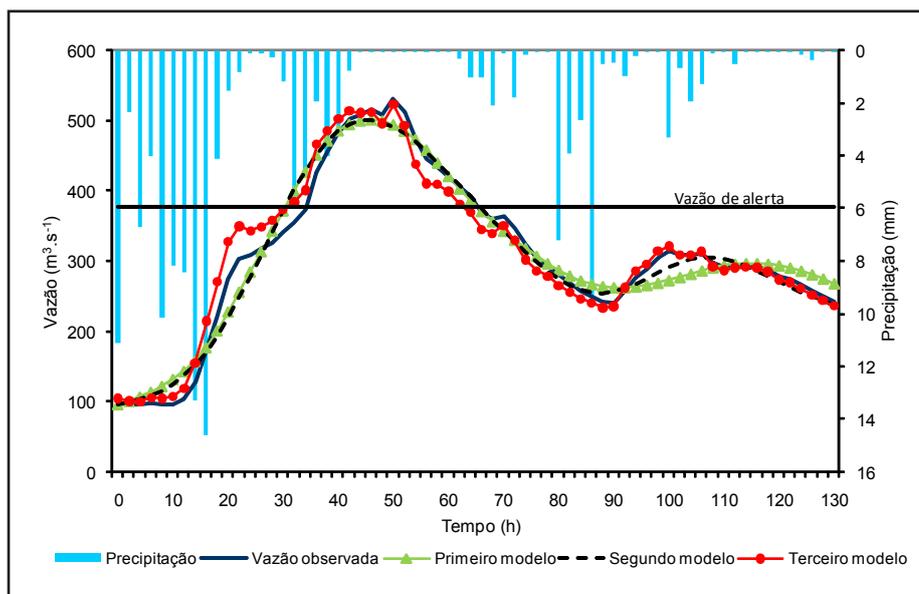
Observar-se pela Figura 3, que o terceiro modelo simulou de forma mais adequada o hidrograma em relação aos outros dois modelos. Porém, o terceiro modelo antecedeu a vazão de pico, fato não observado nos outros dois modelos, que representaram a vazão de pico no mesmo instante da vazão observada. Em contrapartida, o primeiro e segundo modelos atrasaram o início do aumento da vazão em suas simulações, pois, só a indicaram cerca de 16 horas após a vazão observada. Em razão deste atraso, no início da simulação da vazão de cheia, o primeiro e segundo modelos não previram a vazão de alerta, enquanto o terceiro modelo conseguiu realizar esta previsão com 12 horas de antecedência. Já para a vazão de inundação o primeiro e segundo modelos conseguiram realizar a previsão com 10 horas de antecedência, enquanto o terceiro modelo realizou esta previsão com 18 horas de antecedência.



**Figura 3** – Hidrograma observado e simulado com os modelos para o evento ocorrido no dia 17 de janeiro de 2003 e as vazões de alerta e de inundação.

De modo similar ao primeiro evento simulado (Figura 3), o evento representado na Figura 4 apresenta melhor desempenho na simulação com o terceiro modelo em comparação aos outros dois modelos. Para as vazões de pico, os três modelos apresentaram pequena sub-estimativa, com melhor desempenho do terceiro modelo em razão de sua maior sensibilidade. Quanto à antecedência da vazão de alerta, o primeiro e segundo modelos

realizaram esta previsão, respectivamente, com 16 e 18 horas de antecedência, enquanto o terceiro modelo realizou esta previsão com 22 horas de antecedência. Outro fato a ser observado na Figura 4 é o atrasado na simulação do segundo pico de vazão, com uso do primeiro e segundo modelo, ressaltando a dificuldade destes modelos em simular picos de vazões contínuos, fato não observado com o terceiro modelo.



**Figura 4** – Hidrograma observado e simulado com os modelos para o evento ocorrido no dia 10 de janeiro de 2004 e a vazão de alerta.

Os valores dos parâmetros, referentes ao modelo de transformação chuva-vazão IPH II, para os modelos construídos, são apresentados nos quadros 2 e 3. No Quadro 2, são apresentados

os parâmetros do primeiro modelo, enquanto o Quadro 3 apresenta os parâmetros do segundo e terceiro modelo, em que para o terceiro modelo é somente os parâmetros das sub-bacias A e B.

**Quadro 2** – Parâmetros calibrados do primeiro modelo para os eventos simulados

Eventos	$I_o$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$H$ (h <sup>-1</sup> )	$R_{max}$ (mm)	$ks$ (h)	$kb$ (h)	$t_c$ (h)	$XN$	$\alpha$ (%)
17/01/03	29,00	1,5	0,93	5	39	510	34	1,7	1,41
10/01/04	11,55	1,5	0,93	5	30	510	44	1,7	1,41

7

**Quadro 3** – Parâmetros calibrados do modelo chuva-vazão para as sub-bacias do segundo modelo (sub-bacias A, B e C) e terceiro modelo (sub-bacias A e B) para os eventos simulados

Evento do dia 17 de janeiro de 2003										
Sub-bacia	$I_o$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$H$ (h <sup>-1</sup> )	$R_{max}$ (mm)	$ks$ (h)	$kb$ (h)	$t_c$ (h)	$XN$	$\alpha$ (%)	
A	30,00	1,5	0,93	5	30	320	20	1,7	0,91	
B	30,00	1,5	0,97	5	33	450	26	1,5	1,16	
C	23,00	1,5	0,99	5	28	320	18	2,0	2,63	
Evento do dia 10 de janeiro de 2004										
Sub-bacia	$I_o$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$H$ (h <sup>-1</sup> )	$R_{max}$ (mm)	$ks$ (h)	$kb$ (h)	$t_c$ (h)	$XN$	$\alpha$ (%)	
A	10,75	1,5	0,93	5	23	320	32	1,7	0,91	
B	12,75	1,5	0,97	5	22	450	35	1,5	1,16	
C	10,50	1,5	0,99	5	18	320	32	2,0	2,63	

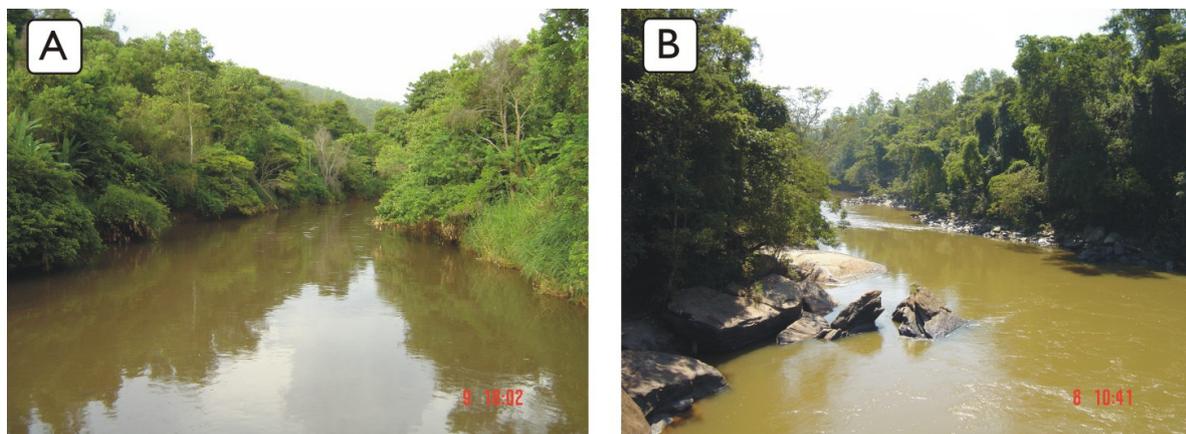
Os parâmetros, que não variaram de um evento para o outro, foram:  $I_b$ ,  $H$ ,  $R_{max}$ ,  $kb$ ,  $XN$ , e  $\alpha$ . Estes não variaram em razão de serem função das características fisiográficas da bacia, diferentemente daqueles que dependem também das características das precipitações,  $I_o$ ,  $ks$  e  $t_c$ . Estas observações também foram feitas por Germano *et al.* (1998), Favoreto *et al.* (2003) e Tucci (2005), ao afirmarem que  $H$ ,  $I_b$  e  $kb$  estão relacionados à bacia de forma geral, enquanto  $I_o$  e  $ks$  são ligados a eventos em particular. Destas observações somente o  $t_c$ , entre os parâmetros que variaram, não foi mencionado; contudo, este também é fortemente ligado às características da bacia e da precipitação.

No tocante aos parâmetros que variaram entre os eventos, as diferenças do  $I_o$  foram causadas pelos diferentes teores iniciais de água no solo, oriundo das

precipitações anteriores e iniciais do evento, enquanto as diferenças de  $t_c$  e  $ks$  foram causadas pelas diferentes intensidades de precipitação dos eventos. Maiores intensidades de precipitação resultam em menores valores de  $t_c$ , devido às maiores velocidades do escoamento de água no canal, enquanto, para  $ks$ , maiores intensidades resultam em maiores volumes de água, causando, assim, um aumento no tempo de esvaziamento do reservatório.

Para o modelo hidráulico Muskingum-Cunge, utilizado no segundo modelo, foi realizada somente a classificação e calibração do coeficiente de rugosidade de Manning ( $n$ ), em vista de que os outros parâmetros de entrada deste modelo são as características fisiográficas dos cursos de água. Na Figura 5, apresentam-se as fotografias do terceiro trecho do Rio Piracicaba e do quinto trecho do rio Santa Bárbara.

7 -  $I_o$  é a taxa de infiltração inicial;  $I_b$  é a taxa de infiltração com o solo saturado;  $H$  é  $H = e^{-k}$  sendo que  $k$  caracteriza o decaimento da curva exponencial de infiltração;  $R_{max}$  é a capacidade máxima do reservatório de perdas iniciais;  $ks$  é o tempo médio de esvaziamento do reservatório superficial;  $kb$  é o tempo médio de esvaziamento do reservatório subterrâneo;  $t_c$  é o tempo de concentração;  $XN$  é o coeficiente de forma da bacia; e  $\alpha$  é a porcentagem de área impermeável.



**Figura 5** – A: Fotografia do 3º trecho do rio Piracicaba, onde o valor de  $n$  é 0,035; e B: Fotografia do 5º trecho do rio Santa Bárbara, com valor de  $n$  igual a 0,045.

No Quadro 4, é apresentado a sinopse dos resultados em relação ao  $CE$  e antecedência dos modelos quanto a vazão de inundação. Neste mesmo quadro é também apresentado os resultados obtidos pela atual metodologia da CPRM (CPRM, 2004 e 2005). Assim torna-se possível a comparação dos resultados dos

modelos construídos quanto a metodologia atual; com melhor desempenho ( $CE$ ) e maiores antecedências do terceiro modelo em relação aos demais. Há de se ressaltar que o primeiro e segundo modelos apresentaram, também, maiores antecedências e desempenhos similares ao da atual metodologia.

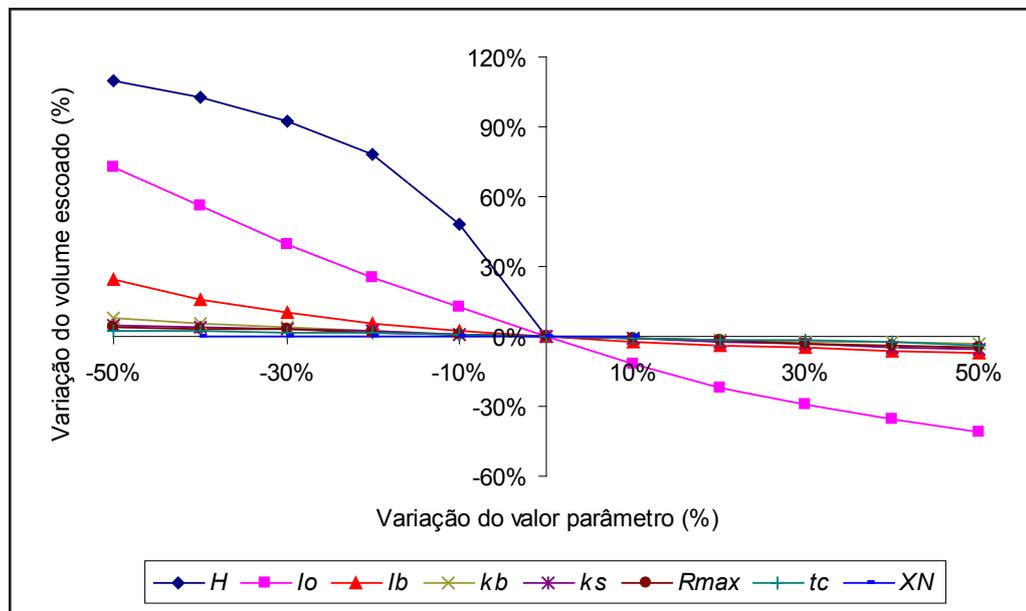
Quadro 4 – Resultados das simulações com os três modelos em comparação com a CPRM

	$CE$ (adimensional)		Antecedência (h)		
			Alerta		Inundação
	17/01/03	10/01/04	17/01/03	10/01/04	17/01/03
Primeiro modelo	0,84	0,97	-	10	10
Segundo modelo	0,89	0,98	-	10	10
Terceiro modelo	0,98	0,97	12	22	18
CPRM (2005)	0,97	0,84	3	3	3

Para realização da análise de sensibilidade foi selecionado o evento ocorrido no dia 10/01/04. A Figura 6 ilustra o gráfico das variações dos parâmetros de entrada, em que a abscissa mostra os parâmetros variando de -50 a 50 % do valor calibrado e, na ordenada, a variação do volume escoado. O índice de sensibilidade dos parâmetros ( $IS$ ), é apresentado no Quadro 5.

Pela Figura 6 e Quadro 5, observa-se que os parâmetros  $H$ ,  $I_o$  e  $I_b$  apresentaram maior sensibilidade, determinando, assim, que na calibração do modelo IPH II, o algoritmo de separação do escoamento é a “peça chave”, pois,

determina a quantidade do volume total escoado. Por outro lado, a maior sensibilidade apresentada pelo parâmetro  $H$  está relacionada ao decaimento, mais ou menos acentuado, da taxa de infiltração inicial à infiltração estável, determinando, assim, a quantidade de água infiltrada das condições iniciais ( $I_o$ ) até à saturação do solo ( $I_b$ ). Já os parâmetros  $ks$  e  $t_c$ , embora tenham apresentado pouca sensibilidade quanto à variação do volume total escoado, influenciam muito a forma do hidrograma gerado e o instante de tempo da vazão máxima, merecendo também, atenção especial na calibração do modelo.



**Figura 6** – Análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo chuva-vazão IPH II.

**Quadro 5** – Índice de sensibilidade (*IS*) dos parâmetros do modelo chuva-vazão IPH II

	<i>H</i>	<i>I<sub>0</sub></i>	<i>I<sub>b</sub></i>	<i>ks</i>	<i>kb</i>	<i>R<sub>max</sub></i>	<i>t<sub>c</sub></i>	<i>XN</i>
<i>IS</i>	2,19	1,14	0,32	0,11	0,11	0,09	0,06	0,01

Com base nas calibrações realizadas nos modelos construídos, na análise de sensibilidade e nos hidrogramas gerados nesta análise, é apresentada, no Quadro 6, uma síntese das observações feitas a cada parâmetro.

**Quadro 6** – Síntese das observações feitas a cada parâmetro do modelo chuva-vazão IPH II

Parâmetro	Observação
<i>H</i>	Parâmetro que mais altera o volume total escoado, contudo, esta influência é maior na vazão máxima simulada. A redução de seu valor aumenta o volume escoado, pois, deixa o solo com menores taxas de absorção de água.
<i>I<sub>0</sub></i>	Segundo parâmetro que mais altera o volume total escoado, influenciando mais a elevação do hidrograma.
<i>I<sub>b</sub></i>	Último parâmetro que altera expressivamente o volume total escoado, influenciando mais na fase de recessão do hidrograma.
<i>ks</i>	Não afeta muito o volume escoado, mas altera, significativamente, forma do hidrograma. A redução de seu valor acentua tanto a elevação do hidrograma à vazão máxima, quanto a diminuição da vazão na fase de recessão.
<i>kb</i>	Altera o volume escoado, na fase de recessão do hidrograma.
<i>R<sub>max</sub></i>	Altera um pouco o volume escoado, no início do evento.
<i>t<sub>c</sub></i>	Altera pouco o volume escoado, mas determina o instante da vazão da máxima do evento, influenciando também sua magnitude.
<i>XN</i>	Tem pouca influência na sensibilidade do hidrograma gerado.

## CONCLUSÕES

- Os três modelos construídos simularam os eventos de cheia de modo satisfatório. Entretanto, o terceiro modelo apresentou melhor desempenho que os demais;
- Todos os três modelos construídos apresentaram, no mínimo, três vezes maior tempo de antecedência na previsão de eventos de cheia que a atual metodologia. Porém, o terceiro modelo apresentou no mínimo seis vezes maiores antecedências do que a atual metodologia;
- A análise de sensibilidade mostrou que os parâmetros  $H$ ,  $I_0$  e  $I_b$  do modelo chuva-vazão IPH II são os mais sensíveis, determinando o volume total escoado. Enquanto, os parâmetros  $ks$  e  $t_c$ , apesar das baixas sensibilidades, determinam a forma e o instante da vazão máxima do hidrograma, respectivamente; e
- Apesar dos melhores resultados com o terceiro modelo, em virtude da má qualidade das séries de dados pluviográficos, torna-se temerário afirmar que o modelo deve substituir imediatamente a atual metodologia. Assim, o modelo deve ser utilizado em conjunto com a atual metodologia nas previsões de cheias. Todavia, à medida que as séries de dados forem enriquecendo, a metodologia proposta, apresenta potencialidade para substituir a atual do sistema de alerta.

## AGRADECIMENTOS

Ao CTHIDRO/CNPq pelo apoio financeiro à realização do trabalho, e, também, a CPRM, superintendência de Belo Horizonte, por disponibilizar as séries históricas hidrológicas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ATLAS Escolar de Nova Era MG. *Projeto Agenda 21 Nova Era*, Belo Horizonte, 2005, 72p.

BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. Precipitação. In: TUCCI, C. E. M. *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. ABRH, Editora da Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS,

1993, p. 177 – 241.

BRUN, G. W.; TUCCI, C. E. M. Previsão em tempo real do volume afluente ao reservatório de Ernestina. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, Vol. 6, nº 2, p. 73 – 79, Abr./Jun. 2001.

CHOW, V. T. *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, New York, 1959, 680p.

CPRM. *Sistema de Alerta contra Enchentes da Bacia do Rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – no período de dezembro de 1999 a março de 2000*, CPRM, Belo Horizonte, MG, 2000.

CPRM. *Sistema de Alerta contra Enchentes da Bacia do Rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – no período de dezembro de 2002 a março de 2003*, CPRM, Belo Horizonte, MG, 2003, 59p.

CPRM. *Sistema de Alerta contra Enchentes da Bacia do Rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – no período de dezembro de 2003 a março de 2004*, CPRM, Belo Horizonte, MG, 2004, 76p.

CPRM. *Sistema de Alerta contra Enchentes da Bacia do Rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – no período de dezembro de 2004 a março de 2005*, CPRM, Belo Horizonte, MG, 2005, 89p.

EVANGELISTA, A. W. P. *Metodologia para dimensionamento e manejo de sistemas de drenagem agrícola*. Viçosa, MG: UFV, 2003, 102f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2003.

FAVORETO, R. S.; PEREIRA FILHO, D. L. B.; BURMASTER, C. L.; HILU, A.; SILVA, S. B.; MINE, M. R. M. Modelagem de eventos de vazão máxima natural no reservatório de Vossoroça utilizando o modelo IPH II. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15, 2003, Curitiba. *Anais...* Sociedade Brasileira de Recursos Hídricos, Curitiba, PR, 2003. CD-ROM.

GERMANO, A.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. Estimativa dos parâmetros do modelo IPH II para algumas bacias urbanas brasileiras. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 3, nº 4, p. 103 – 120, Out./Dez. 1998.

IPHS1. *Manual de Fundamentos – versão preliminar*, IPH, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2004, 42p. Disponível em: <<http://www.iph.ufrgs.br>>. Acesso em: 25 ago. 2005.

PRUSKI, F. F.; BRANDÃO, V. S.; SILVA, D. D. *Escoamento Superficial*, UFV, Viçosa, 2004, 87p.

SANTOS, R.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A.; FILHO, A. S. M. Estimativa do hidrograma de projeto com base na incerteza dos parâmetros do modelo. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, RS, vol. 6, nº 1, p. 29 – 41, Jan./Mar. 2001.

SILVA, J. B. L. *Modelos de previsão de enchentes em tempo real para o município de Nova Era – MG*. Viçosa, MG: UFV, 2006, 99f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2006.

TUCCI, C. E. M. *Modelos Hidrológicos*. ABRH, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2005, 678p.

USGS – United States Geological Survey. *Seamless data distribution system*, *Earth Resources Observation and Science*. 2005. Disponível em: <<http://seamless.usgs.gov>>. Acesso em: 21 set. 2005.

USGS – United States Geological Survey. *Estimating Manning's Roughness Coefficients for Natural and Man-Made Streams in Illinois*. 2006. Disponível em: <<http://il.water.usgs.gov/proj/nvalues>>. Acesso em: 10 abr. 2006.

WANG, W.; VAN GELDER, P. H. A. J. M.; VRIJLING, J.K.; MA, J. Forecasting daily stream flow using hybrid ANN models. *Journal of Hydrology*, vol. 324, p. 383 – 399, Jun. 2006. Disponível em: <<http://www.periodicos.capes.gov.br>>. Acesso em: 20 jun. 2006.