

PREVISÃO EM TEMPO REAL DE VAZÕES AFLUENTES A RESERVATÓRIOS DE USINAS HIDRELÉTRICAS

Miriam Rita Moro Mine

Universidade Federal do Paraná – UFPR
Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza – CEHPAR
mrmine@cce.ufpr.br

Carlos Eduardo Morelli Tucci

Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS
Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH
tucci@if.ufrgs.br

RESUMO

A previsão em tempo real de vazões afluentes a reservatórios hidrelétricos é fundamental para garantir a sua eficácia operacional com objetivos econômicos e de segurança.

A vazão afluente é composta pela contribuição da bacia superior (seção logo a montante do reservatório) e pela bacia de contribuição lateral ao reservatório. Para a primeira, geralmente, é possível uma previsão com antecedência maior, mas para a bacia de contribuição direta, o tempo de antecedência é menor. Esta bacia é importante quando o volume de contribuição pode alterar as regras operacionais. Neste estudo, foi utilizada a combinação de um modelo empírico (concepção estocástica) para a previsão da bacia de montante, e um modelo determinístico precipitação-vazão para a previsão da bacia contribuinte direta ao lago.

Estes modelos foram utilizados para a previsão da vazão afluente da Usina de Foz do Areia no rio Iguaçu, que possui restrições operacionais tanto a montante como a jusante.

Para a previsão com o modelo determinístico foram realizadas as seguintes hipóteses quanto à precipitação: i) previsão da precipitação: chuva futura conhecida e chuva futura nula; ii) sensibilidade a diferentes densidades de estações.

Os resultados obtidos mostraram que: i) o modelo estima muito bem as vazões e volumes afluentes; ii) o modelo com chuva futura nula não comprometeu de forma significativa a previsão de volumes; iii) a menor densidade de postos também não comprometeu de forma significativa os resultados.

PREVISÃO E A OPERAÇÃO HIDRELÉTRICA

A previsão de vazão para geração de energia elétrica é realizada em dois estágios. No primeiro, é estabelecida a série histórica de vazões afluentes, utilizada para dimensionamento do reservatório e para estimar a geração de longo prazo da usina e a sua operação de médio prazo (mensal e anual). Esta série é estabelecida com base em dados históricos e que podem ser estendidos com base na precipitação através da precipitação ou vazão de outros postos na vizinhança.

A previsão de afluência a curto prazo ou em tempo real é realizada com antecedência de horas e dias. Estas previsões visam otimizar a operação, buscando a eficiência econômica, controle de enchentes e operação com base nas restrições de jusante e de montante. Nesta previsão, a vazão afluente média no intervalo de decisão é mais importante que a vazão instantânea, devido à capacidade que o reservatório tem para regularizar mesmo a curto prazo.

Buscando-se uma operação mais segura dos reservatórios durante as cheias, procurou-se, neste trabalho, aprimorar a previsão dos volumes afluentes, utilizando uma abordagem conjugada estocástica-determinística.

MODELOS

Modelo estocástico ARIMA

Em bacias hidrográficas de grande dimensão, com pouca declividade, e conseqüentemente caracterizadas por hidrogramas de cheias com uma lenta variabilidade temporal, os modelos do tipo ARIMA (Auto-Regressivos Integrados Médias Móveis) têm apresentado resultados satisfatórios.

Apresentam as vantagens de utilizar apenas informações de vazões no próprio local de interesse e utilizam para as previsões uma simples equação recursiva, conforme Equação (1). Por outro lado, estes modelos tendem a responder atrasados nas subidas dos hidrogramas, pelo fato de dependerem apenas das informações ocorridas no próprio local.

$$Z_t = \sum_{j=1}^p \phi_j Z_{t-j} + a_t - \sum_{j=1}^q \theta_j a_{t-j} \quad (1)$$

onde Z_t são os desvios em relação à média μ do processo; ϕ_j e θ_j são os parâmetros autorregressivos e de médias móveis respectivamente; a_t são os ruídos brancos e; t é o tempo em horas.

Os fundamentos dos modelos ARIMA são descritos em Box e Jenkins (1976) e Mine (1984).

Modelo determinístico chuva-vazão IPH II

O modelo IPH II (Tucci, 1987) foi desenvolvido com o objetivo de permitir seu uso para projetos de engenharia em bacias rurais e urbanas. O modelo é simples, com poucos parâmetros, baseado em métodos conhecidos, e tem a finalidade de facilitar o seu uso em bacias hidrográficas de diferentes características.

A base principal do modelo IPH II é um algoritmo de separação do escoamento desenvolvido por Berthelot (1970). O autor utiliza a equação da continuidade em combinação com a equação de Horton (1937) e uma função empírica para percolação.

O IPH II é composto dos seguintes algoritmos: i) perdas por evaporação e interceptação; ii) separação dos escoamentos; iii) propagação dos escoamentos superficial e subterrâneo; iv) otimização dos parâmetros (quando for de interesse do usuário).

Perdas por evaporação e interceptação

- A evaporação potencial é retirada da precipitação quando for inferior a esta e, em caso contrário, a evaporação potencial não satisfeita é atendida pelo reservatório de interceptação (cobertura vegetal e depressões). Quando esse último reservatório está totalmente esgotado, o déficit de evaporação potencial passa a ser atendido pela água contida no solo, através da relação linear, conforme Equação (2) e Figura 1a.

$$ES_t = \frac{EP_t S_t}{S_{max}} \quad (2)$$

onde ES_t é a evaporação do solo no tempo t ; EP_t é a evaporação potencial no tempo t ; S_t é a umidade do solo no tempo t ; S_{max} é o teor máximo de umidade do solo.

Quando a precipitação é maior que a evaporação potencial, a diferença é retida por interceptação até que sua capacidade máxima R_{max} seja satisfeita (Figura 1b). A precipitação restante é finalmente utilizada no algoritmo de infiltração para o cálculo dos volumes superficial e percolado. Uma parte da precipitação resultante, devido às áreas impermeáveis, é escoada apenas superficialmente, sem passar pelo algoritmo de infiltração. O parâmetro utilizado para definir a porcentagem de área impermeável na bacia é representado por IMP.

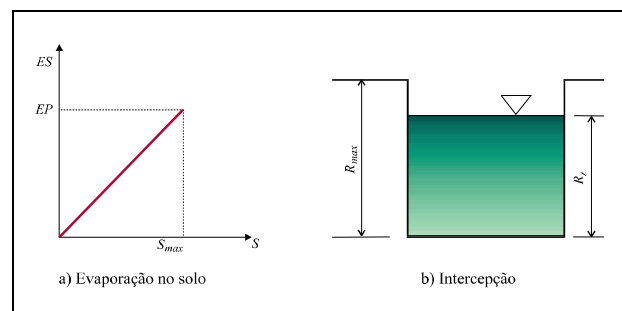


Figura 1. Perdas por evaporação no solo e interceptação.

Separação do escoamento – É realizada através do algoritmo de Horton modificado, onde os parâmetros resultantes são:

- $h = e^{-k}$
- I_b - capacidade de infiltração mínima;
- I_0 - capacidade de infiltração para $t = 0$;
- k - parâmetro empírico relacionado ao tipo de solo;
- e - base dos logaritmos neperianos.

Maiores detalhes sobre este algoritmo podem ser obtidos em Tucci et al. (1981).

Propagação superficial e subterrânea

- A propagação do volume superficial, determinado pelo algoritmo anterior, é feita até a seção principal da bacia pelo modelo Clark (1945) que utiliza o Histograma Tempo-Área (HTA) para representar o efeito de translação (Figura 2).

$$P_t = \sum_{i=1}^t V_{e_{t-i+1}} f_i \quad (3)$$

onde P_t é a precipitação efetiva; $V_{e_{t-i+1}}$ é o volume escoado superficialmente e f_i é a ordenada i do histograma tempo-área.

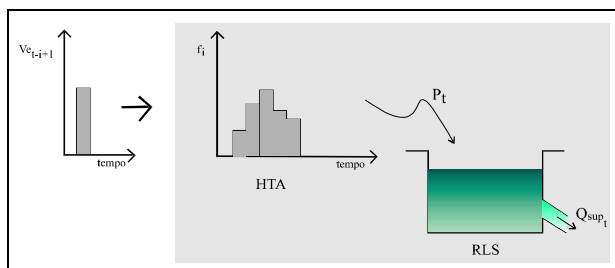


Figura 2. Ilustração do modelo Clark.

O histograma tempo-área pode ser determinado através do conhecimento detalhado da bacia hidrográfica. Quando não existem informações suficientes para tanto, pode-se utilizar o histograma tempo-área sintético (HEC, 1974), que é obtido admitindo-se que o tempo de percurso é proporcional à distância do ponto em estudo à seção principal. Considera-se a área de contribuição relacionada ao tempo de percurso pelas seguintes equações:

$$A_c = aT'^n \quad \text{para } 0 < T' < 1/2$$

$$A_c = 1 - a(1 - T')^n \quad \text{para } 1/2 < T' < 1$$

onde A_c é a área contribuinte acumulada expressa relativamente à área total; T' é o tempo em unidades do tempo de concentração t_c ; e; n é o coeficiente que varia com a forma da bacia.

O histograma tempo-área é dividido em K intervalos, onde as ordenadas são:

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

Para levar em conta o efeito do armazenamento, o hidrograma resultante do uso do histograma tempo-área é simulado através de um reservatório linear simples, conforme equação abaixo:

$$Q_{sup_t} = Q_{sup_{t-1}} e^{-\Delta t / K_{sup}} + P_t \left(1 - e^{-\Delta t / K_{sup}} \right) \quad (4)$$

onde Q_{sup_t} é a vazão de escoamento superficial no tempo t ; K_{sup} é a constante de recessão do es-

coamento superficial e; P_t é a precipitação efetiva no tempo t obtida a partir da Equação (3).

A propagação do escoamento subterrâneo é calculada pela Equação (4) com parâmetro K_{sub} (coeficiente de recessão) sendo que, neste caso, a entrada para o aquífero é o volume percolado V_{p_t} utilizado na Equação (4) em substituição a P_t .

Pode-se observar que para o caso de escoamento subterrâneo, quando V_{p_t} é muito pequeno, a Equação (4) com parâmetros e variáveis apropriadas converge para a equação de depleção do escoamento no sub-solo, conforme:

$$Q_{sub_t} = Q_{sub_{t-1}} e^{-\Delta t / K_{sub}}$$

Parâmetros - Os parâmetros utilizados no modelo estão sumariados na Tabela 1. O valor de S_{max} é obtido para $l = l_b$, ou seja, quando o solo atinge o grau de saturação, resultando, portanto:

$$S_{max} = -\frac{l_o}{\ln h} \quad (5)$$

Dos parâmetros a serem ajustados, o coeficiente de depleção do escoamento subterrâneo K_{sub} pode ser estimado a partir da recessão dos hidrogramas observados. Este parâmetro é muito pouco sensível, principalmente para simulação de cheias isoladas. O parâmetro R_{max} também é pouco sensível e pode ser facilmente ajustado através da análise dos volumes observados e simulados pelo modelo. Na realidade, restam quatro parâmetros mais sensíveis para o ajuste: l_o , l_b , h e K_{sup} . Este último representa o tempo (em número de intervalos) entre o centro do hidrograma (após a aplicação do histograma tempo-área) e o centro de massa do hidrograma. A Tabela 2 apresenta as variáveis usadas no processo de transformação chuva-vazão.

DESCRIÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

O rio Iguaçu é um dos principais afluentes do curso médio do rio Paraná. Desde suas nascentes, próximas à cidade de Curitiba, até sua foz, no rio Paraná, drena uma bacia de 66800 km², localizada entre os paralelos 25°00' e 27°00' de latitude sul e os meridianos 54°30' e 49°00' de longitude oeste. Em Foz do Areia a área da bacia drenada é de 29800 km².

Tabela 1. Parâmetros do modelo IPH II.

Parâmetro	Descrição	Unidades
R_{max}	capacidade máx. do reservatório de interceptção	mm
S_{max}	teor máximo de umidade no solo	mm
I_o	capacidade de infiltração para $t = 0$	$mm\ h^{-1}$
I_b	capacidade de infiltração mínima	$mm\ h^{-1}$
k ou h	parâmetro empírico função do tipo de solo	h^{-1} ou adimen.
t_p	tempo de percurso	h
K_{sup}	coef. de recessão do escoamento superficial	h
K_{sub}	coef. de recessão do escoamento subterrâneo	h
IMP	percentagem de área impermeável	%

Tabela 2. Variáveis usadas no processo chuva-vazão.

Variáveis	Descrição	Unidades
P	precipitação	mm
E	evaporação	mm
R	intercepção	mm
a_i^*	$-a_i / b_i$	$mm\ h^{-1}$
b_i^*	$1 / b_i$	adimensional
a_i	definido no texto	$mm\ h^{-1}$
b_i	definido no texto	adimensional
b_t	definido no texto	adimensional
A	$1 / b_t$	adimensional
I	capacidade de infiltração	$mm\ h^{-1}$
S	armazenamento	mm
T	percolação	$mm\ h^{-1}$
V_e	volume superficial	mm
V_p	volume percolado	mm
V_i	volume infiltrado	mm
Δt	intervalo de tempo	h
Q_{sup}	vazão superficial	$mm\ h^{-1}$
Q_{sub}	vazão subterrânea	$mm\ h^{-1}$
Q_t	vazão total	$mm\ h^{-1}$
f_i	ordenada i do histograma tempo-área	adimensional
P_{V_i}	chuva efetiva	$mm\ h^{-1}$

O relevo é bastante irregular, e uma característica interessante do rio Iguaçu é a existência, no seu trecho superior, de vales amplos e de baixa declividade, proporcionando boas possibilidades de armazenamento, seguindo-se no seu trecho médio e inferior, vales rochosos estreitos e declividades mais acentuadas, com quedas concentradas, propiciando bons locais para barramento (Figuras 3 e 4). Estes aspectos tornam o rio Iguaçu particularmente atraente para a implantação de aproveitamentos hidrelétricos.

Em Foz do Areia, no trecho médio do rio Iguaçu, a topografia caracteriza-se pela existência de um vale encaixado e profundo, onde a largura do rio é pequena, variando de 80 m a 150 m, e os taludes das margens são bastante íngremes.

A geologia de Foz do Areia consiste de um substrato de rochas basálticas recoberto por solos coluviais e residuais. O local dista, aproximadamente, 80 km de Porto Vitória (Figura 3) onde o rio Iguaçu secciona a escarpa da Serra Geral e penetra na região das rochas basálticas. Dessa forma, o

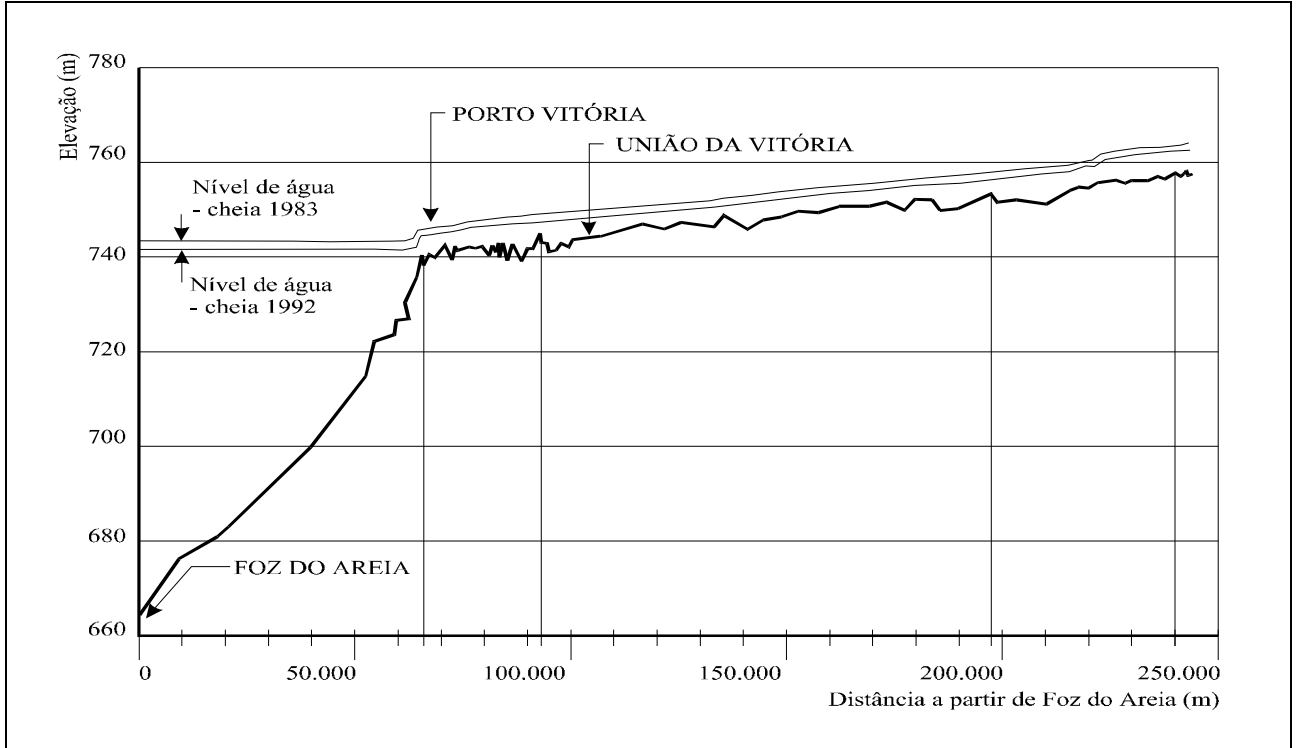


Figura 3. Perfil do rio Iguçu no local do estudo.

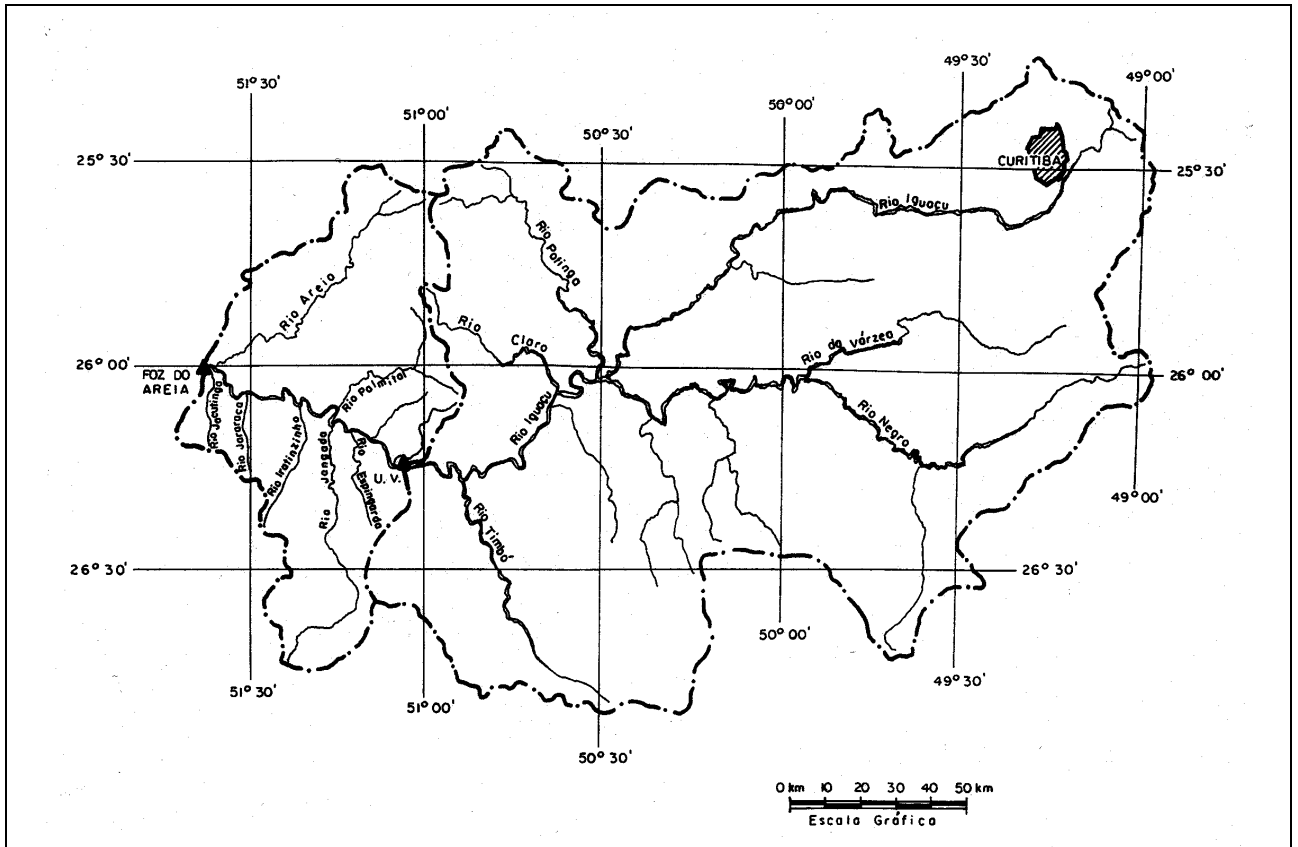


Figura 4. Mapa da bacia hidrográfica.

reservatório está situado sobre basaltos até este local e sobre arenitos finos da formação Botucatu na maior parte do trecho a montante.

As condições climáticas da Região Sul do Brasil, que inclui a bacia do rio Iguaçu, são de um modo geral determinadas pelo movimento relativo das massas de ar que circulam sobre a região.

Esses movimentos são influenciados pela posição relativa dos anti-ciclones sobre os oceanos Pacífico e Atlântico e do centro de baixa pressão localizado sobre o continente. Esses centros variam de posição e intensidade ao longo do ano de maneira irregular, acarretando como consequência, uma distribuição errática, ao longo do ano, das principais características climáticas da região, tais como condições de temperatura, pressão, umidade do ar e precipitação. A temperatura média anual é da ordem de 16°C em União da Vitória. A evaporação e evapotranspiração também devem apresentar variações apreciáveis. A falta de observações diretas limita o conhecimento desses parâmetros. Os poucos dados disponíveis indicam, para a bacia do rio Iguaçu, a ocorrência de valores entre 750 mm.ano⁻¹ e 800 mm.ano⁻¹ para evaporação do lago e evapotranspiração média da ordem de 800 mm.ano⁻¹ (COPEL, 1995).

A precipitação pluvial é a variável hidrológica melhor conhecida na bacia, sendo muito importante a contribuição pluviométrica na bacia incremental entre União da Vitória e Foz do Areia. A precipitação média anual sobre a bacia do rio Iguaçu é da ordem de 1500 mm.ano⁻¹ e a distribuição da chuva é bastante irregular. Consequentemente não há um período úmido bem definido.

AJUSTE DOS MODELOS DE PREVISÃO

Modelo estocástico

Um modelo estocástico do tipo ARIMA foi usado para prever as vazões em União da Vitória. As previsões de vazão, na bacia incremental, foram feitas através do modelo de transformação chuva-vazão IPH II. Neste caso duas categorias de previsões de chuva foram analisadas: i) a chuva cessa a partir do instante em que se faz a previsão, chamada de *chuva zero*; ii) a previsão de chuva é igual à chuva observada, chamada de *chuva conhecida*.

O estudo tem o mérito de implantar um modelo de previsão de aflúncias na bacia incremental, que não havia sido avaliada de forma adequada em estudos anteriores, conforme Mine (1998). A contribuição da bacia incremental entre União da Vitória e Foz do Areia é muito significativa. Como exemplo, destaca-se a enchente de julho

de 1983, quando observaram-se em Foz do Areia 7780 m³s⁻¹ e em União da Vitória 2530 m³s⁻¹, registrando-se uma vazão incremental de 5000 m³s⁻¹ para uma área de 5874,7 km², além da grande variação da vazão incremental em um pequeno intervalo de tempo, conforme ocorreu entre os dias 6 e 7 (3400 m³s⁻¹), enquanto que em União da Vitória houve um acréscimo de apenas 300 m³s⁻¹.

Note-se que o sistema de previsão de aflúncias à Foz do Areia poderá ser aprimorado, tendo em vista melhorias recentes realizadas na rede de postos para coleta de dados hidrometeorológicos na bacia do rio Iguaçu. A montante de União da Vitória há o posto fluviométrico de Fluiópolis, a partir do qual foi levantado um número razoável de seções transversais. Além destas informações, há um grande número de pluviômetros instalados em toda a bacia hidrográfica e, recentemente, foram instaladas estações automáticas para medida da chuva e nível de água no rio, o que permitirá melhorar em muito a desagregação temporal das informações hidrológicas, além de um radar meteorológico que, cobrindo a bacia num raio de 200 km², fornecerá uma excelente distribuição espacial da chuva. Dessa forma, é possível estender o estudo apresentado neste trabalho para implementar um sistema de previsão de aflúncias ao reservatório de Foz do Areia, com uma antecedência de 1 a 2 dias (ampliando-se este horizonte para 3 a 4 dias, caso seja possível incorporar previsões meteorológicas de chuva).

Neste trabalho, as previsões de aflúncias ao reservatório de Foz do Areia foram obtidas somando-se as vazões previstas em União da Vitória com as vazões previstas na bacia incremental entre União da Vitória e Foz do Areia. Neste caso, esta simplificação pôde ser adotada, porque a propagação dos hidrogramas de União da Vitória é praticamente instantânea e por causa da rápida resposta da bacia incremental.

Modelo ARIMA (2,1,0) - As previsões de vazões em União da Vitória foram feitas pelos modelos auto-regressivos de segunda ordem nas primeiras diferenças, estimados por Mine (1986), com base em enchentes ocorridas no período de 1939 a 1982, e representados pelas equações abaixo, para horizontes de 12 horas a 48 horas.

$$\hat{Q}_{UV,t+1} = 1,42Q_{UV,t} - 0,25Q_{UV,t-1} - 0,17Q_{UV,t-2}$$

$$\hat{Q}_{UV,t+2} = 1,76Q_{UV,t} - 0,53Q_{UV,t-1} - 0,24Q_{UV,t-2}$$

$$\hat{Q}_{UV,t+3} = 1,97Q_{UV,t} - 0,68Q_{UV,t-1} - 0,29Q_{UV,t-2}$$

$$\hat{Q}_{UV,t+4} = 2,12Q_{UV,t} - 0,79Q_{UV,t-1} - 0,32Q_{UV,t-2}$$

onde $\hat{Q}_{UV,t+1}$ é a previsão em União da Vitória para 12 horas à frente e $Q_{UV,t}$ é a vazão observada em União da Vitória no instante de tempo t .

Na época, a autora utilizou para verificação do resultado apresentado pelos modelos acima, as cheias ocorridas em janeiro de 1971, julho de 1978, janeiro de 1981 e julho de 1983. A Tabela 3 apresenta a qualidade das previsões em termos do coeficiente de correlação (ρ) e do erro padrão da estimativa (m^3s^{-1}), este último calculado tanto para os hidrogramas completos (σ_1) como considerando apenas o trecho de ascensão (σ_2). Percebe-se que o erro padrão é maior na subida dos hidrogramas, devido ao fato das previsões feitas com modelos ARIMA estarem sempre um pouco atrasadas, uma vez que esses modelos utilizam informações passadas no próprio local de interesse. Por outro lado, para o trecho do rio Iguazu em União da Vitória, cujos hidrogramas têm uma variabilidade temporal muito lenta, esse erro é admissível. Evidentemente, a qualidade das previsões decresce com o aumento do alcance para o qual são realizadas, fato este refletido no decaimento do coeficiente de correlação, conforme a Tabela 3.

O intervalo de discretização das vazões em União da Vitória é de aproximadamente 12 horas, uma vez que as observações usadas para o ajuste do modelo foram realizadas duas vezes por dia, às 7 h e às 17 h. Como os modelos ARIMA trabalham com intervalos discretos de tempo e equidistantes, considerou-se, para efeito deste estudo, que as vazões em União da Vitória correspondem às 6 h e

às 18 h respectivamente, adiantando-se e atrasando-se em apenas uma hora o tempo da observação. Tendo em vista que nunca se tem certeza da hora exata em que o observador faz a leitura da régua e devido ao pequeno intervalo de tempo, esta simplificação não resulta em erro significativo que não possa ser aceito.

O modelo ARIMA (2,1,0) foi aplicado para as sete cheias estudadas e para os quatro horizontes de previsão. Para se obter as previsões para horizontes de tempo de 1 h até 11 h à frente, as vazões foram interpoladas usando-se uma função *spline* cúbica. Os modelos não foram reestimados usando-se informações horárias, uma vez que estas também foram obtidas em União da Vitória por interpolação e, provavelmente o ganho seria muito pequeno. Caso se dispusesse de observações horárias de níveis em União da Vitória, esse ganho poderia ter sido avaliado e o estado do sistema atualizado em tempo real para esta seção. Por outro lado, devido às características da bacia a montante de União da Vitória, a variação temporal da vazões para um intervalo de tempo horário é muito pequena, dispensando este refinamento, que já não pode deixar de ser levado em conta na bacia incremental entre União da Vitória e Foz do Areia.

Apesar do modelo acima ter sido estimado com base em enchentes ocorridas de 1939 a 1982, apresentou-se eficiente para as previsões posteriores a este período, conforme hidrogramas observados e previstos na Figura 5, para os quatro horizontes de previsão, para a cheia de 1983. Discussões mais detalhadas da aplicação do modelo ARIMA (2,1,0) em União da Vitória o leitor encontrará em Mine (1984) e Mine (1986).

Tabela 3. Verificação do ajuste do modelo ARIMA (2,1,0).

Evento	Estatísticas	Horizonte de previsão (h)			
		12	24	36	48
Jan/1971	σ_1	35,71	61,16	99,05	128,65
	σ_2	40,38	72,19	115,91	159,03
	ρ	0,9989	0,9980	0,9941	0,9903
Jul/1978	σ_1	21,60	38,80	63,30	87,50
	σ_2	29,80	54,40	84,90	114,40
	ρ	0,9958	0,9865	0,9640	0,9320
Jan/1981	σ_1	53,54	104,30	165,90	226,70
	σ_2	103,06	205,70	329,10	453,50
	ρ	0,9930	0,9733	0,9295	0,8646
Jul/1983	σ_1	115,07	235,04	370,26	510,36
	σ_2	236,11	492,99	779,78	1058,32
	ρ	0,9930	0,9760	0,9430	0,8980

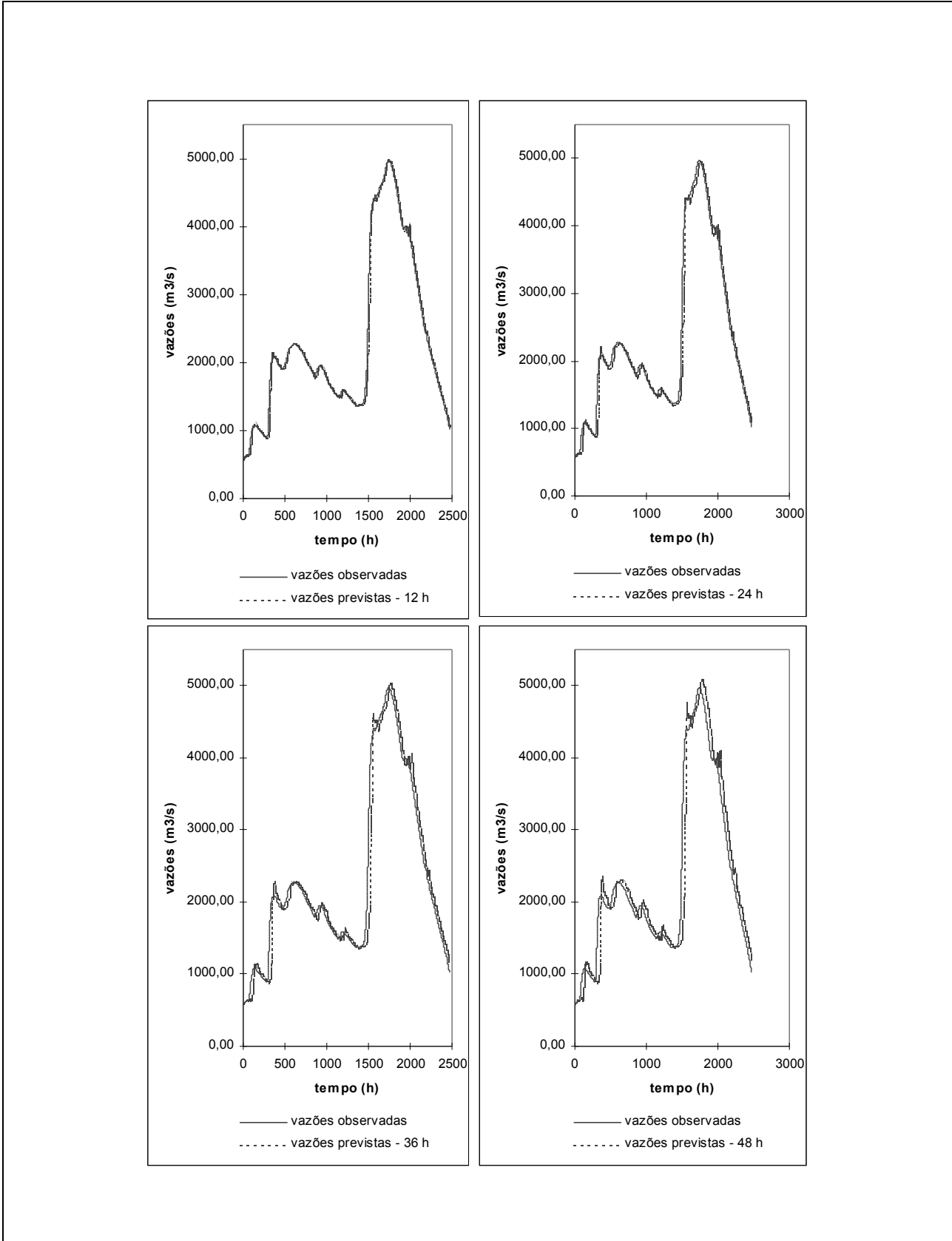


Figura 5. Vazões observadas e previstas - União da Vitória, 1983.

Modelo IPH II

Selecionaram-se para o estudo as sete maiores cheias ocorridas na bacia hidrográfica, após a implantação do reservatório de Foz do Areia, conforme apresentadas na Tabela 4, juntamente com a data de início do evento, a duração em horas e o tempo de retorno aproximado. Foram selecionados somente eventos que ocorreram após a implantação do reservatório, procurando-se levar em conta a homogeneidade da série, e também, porque os eventos extremos ocorreram nas décadas de 1980 e 1990. Para ajuste do modelo, o evento de 1983 foi considerado: total (*maio a julho de 1983*) e desmembrado em dois: *maio de 1983* e *julho de 1983*.

Pluviometria - Para estudo dos eventos selecionados utilizou-se como estação principal o pluviógrafo e o pluviômetro de Jangada (Figura 6), devido à boa qualidade dos dados. O pluviógrafo (único na bacia) apresentou algumas falhas apenas durante o evento de 1983, que puderam ser preenchidas com dados do pluviômetro. Utilizou-se o intervalo de tempo de uma hora para a discretização dos dados, isto devido à rápida resposta da bacia hidrográfica entre União da Vitória e Foz do Areia (tempo de resposta estimado em 12 horas). Consideraram-se, ainda, precipitações observadas em outros 27 pluviômetros distribuídos na bacia, conforme Figura 6, alguns com um registro diário (7 h da manhã) e outros com duas leituras por dia (7 h e 17 h).

Uma análise de consistência desses dados permitiu observar uma certa homogeneidade nos totais observados em quase todas as estações. Traçaram-se os mapas de isoietas dos totais precipitados de cada um dos eventos analisados. A escassez de dados, fora da bacia hidrográfica em estudo, prejudicou um pouco o traçado das isoietas próximas ao divisor de águas. No entanto, os mapas permitiram visualizar a distribuição espacial

das chuvas para todos os eventos. Da análise destes mapas observou-se que, em geral, as maiores precipitações concentram-se ao norte da bacia hidrográfica intermediária, sendo que no restante percebeu-se uma certa uniformidade para quase todos os eventos estudados.

Os totais precipitados foram discretizados para o intervalo de tempo horário em função das observações do pluviógrafo de Jangada, levando-se em conta que, quando não havia registro de chuva neste último, a chuva na estação era considerada uniformemente distribuída no intervalo.

Sempre que o número de falhas de observação era pequeno, as mesmas foram preenchidas com base em informações de estações vizinhas. Observou-se que houve a extinção de algumas estações no período mais recente (eventos de 1993 e 1995).

Fluviometria - Disponha-se de duas leituras diárias (7 h e 17 h) nas estações de Madeireira Gavazzoni (MG) e Jangada (JG) e vazões médias diárias nas estações de Fazenda Maracanã (FM) e Porto Vitória (PV). Os hidrogramas horários foram obtidos usando-se uma função *spline* cúbica para interpolação horária (Stoer, 1980).

A Tabela 5 apresenta os picos observados para cada cheia estudada (valor antes da barra) e respectivos tempos de ocorrência, em horas, contados a partir do início da cheia (valor depois da barra). Nota-se que as cheias de 1982, 1990, 1992 e 1995 apresentaram apenas um pico; as cheias de 1983 e 1993 apresentaram dois picos e a cheia de 1987 apresentou três picos. A Tabela 5 apresenta também, as vazões médias por cheia (último valor). A Tabela 6 mostra que, em média (para as cheias estudadas), o volume afluente ao reservatório proveniente da seção de montante (UV) corresponde a 74,7% do volume total e a contribuição lateral proveniente das quatro sub-bacias corresponde em média, a 9,7% desse volume.

Tabela 4. Eventos selecionados.

Cheia	Data de início	Duração (h)	Tr (anos)
1) novembro 1982	05/11/82	960	6
2) maio - julho 1983	07/05/83	2472	200
3) maio 1983	07/05/83	700	20
4) julho 1983	01/06/83	1772	200
5) maio 1987	04/05/87	937	8
6) janeiro 1990	21/12/89	1200	3
7) junho 1992	06/05/92	1201	150
8) setembro 1993	11/09/93	1067	7
9) janeiro 1995	21/12/94	1225	5

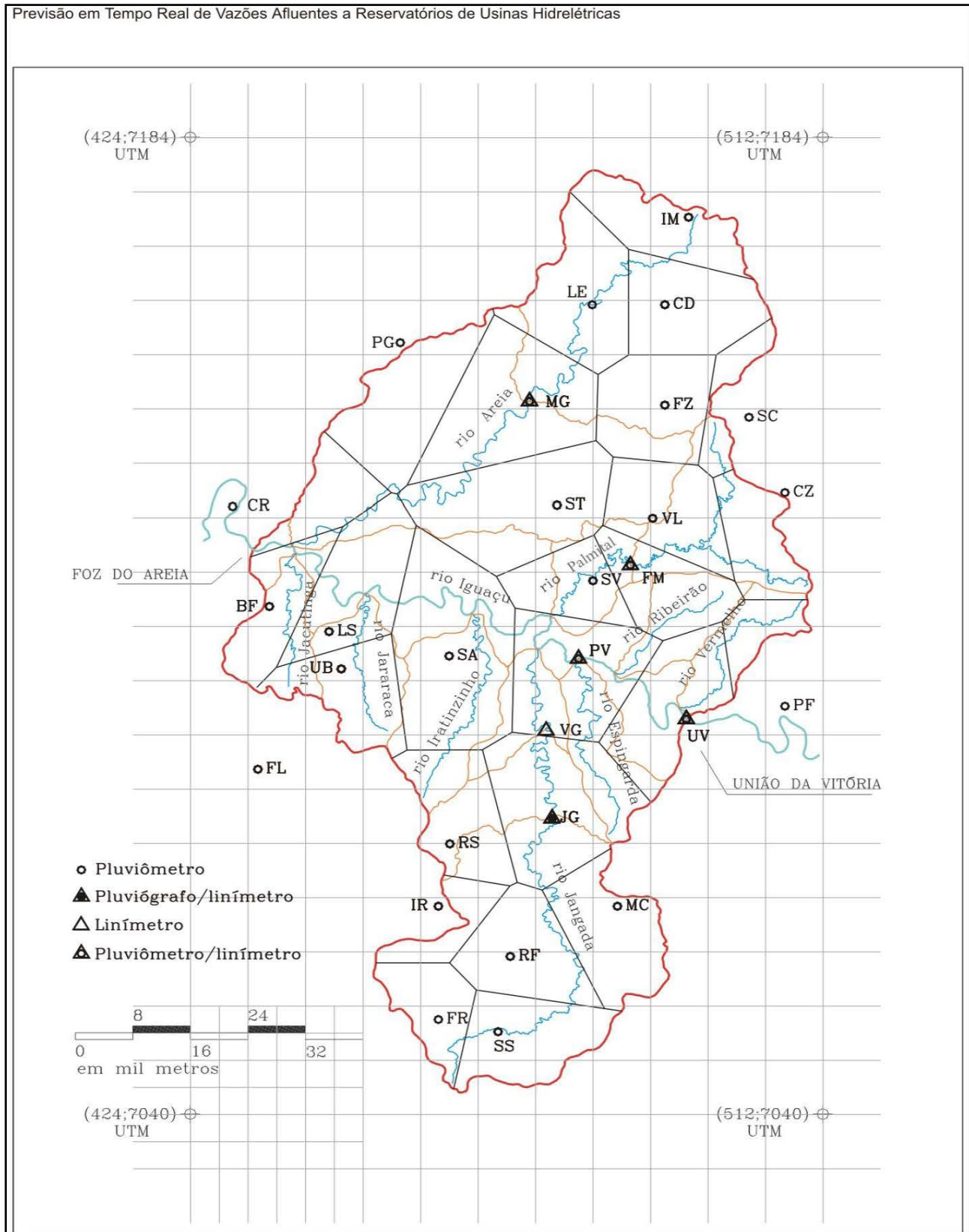


Figura 6. Estações hidrométricas utilizadas no estudo.

Tabela 5. Vazões máximas e médias observadas em m³s⁻¹.

Estação	1982	1983	1987	1990	1992	1993	1995
MG	505,3/231	1007,6/315 948,4/1487	502,7/113 137,9/268 587,5/409	206,9/794	1443,5/557	208,4/323 266,5/475	349,6/513
	121,7	144,3	96,3	31,5	110,2	73,7	81,7
VG	432,6/157 396,03/220	falha	299,5/94 427,4/290 518,1/407	464,7/773	1661,2/557	536,6/297 610,0/610	721,3/496
	140,4		128,5	42,6	137,0	192,8	121,9
JG	194,9/228	430,4/315 935,3/1488	166,7/98 246,9/260 251,5/404	231,3/781	515,6/557	190,5/287 262,4/551	237,3/444
	81,02	116,0	66,4	28,3	71,2	61,3	54,8
FM	100,7/245	157,8/327 250,0/1521	50,5/123 51,9/283 90,0/417	62,0/803	238,9/556	83,6/332 79,0/487	126,3/526
	35,3	43,0	23,8	13,9	33,0	24,0	12,4
PV	37,5/226	65,1/313 50,38/1529	13,6/94 20,5/265 25,5/378	17,5/776	64,0/549	29,2/310 26,5/467	23,9/553
	16,4	14,2	8,8	3,8	10,0	8,5	8,0
FA	3487,6/227	5203,7/290 8364/1488	1738,0/116 2406,2/276 3695,5/396	2608/767	7969,9/523	2659,6/331 3590,1/622	3332,4/564
	2221,5	3144,6	1831,1	1002,4	2160,8	1941,3	1605,9
UV	2152,4/535	4967/1735	2069,6/582	2101,1/895	3779,8/837	2655,6/614	2344,7/791
	1631,3	2312,8	1374,1	1003,8	1816,1	1466,7	1231,3

Tabela 6. Vazões afluentes médias em m³s⁻¹ em locais de estações fluviométricas.

Evento	Vazões afluentes FA	Vazão afluente		Vazão afluente média das sub-bacias					
		UV	% FA	PV	JG	FM	MG	Total	% FA
1982	7681	5640	73,4	57	280	122	421	880	11,5
1983	28061	20582	73,3	132	1032	383	1284	2831	10,1
1987	6177	4613	74,7	30	224	80	325	659	10,7
1990	5456	4375	80,2	21	154	61	171	407	7,5
1992	10408	7828	75,2	43	308	143	476	970	9,3
1993	7540	5585	74,1	33	235	93	285	646	8,6
1995	7528	5430	72,1	35	242	124	360	761	10,1

Chuva média na bacia - Determinou-se a chuva média pelo método de Thiessen.

Evapotranspiração potencial - A evapotranspiração mensal calculada pelos métodos de Penman e Hargreaves (Müller, 1995) foi dividida pelo número de dias do mês e, a seguir, proporcio-

nalmente a coeficientes de ponderação, de tal forma a concentrá-las nas horas de maior insolação do dia (7 h às 17 h) e em função da variação da radiação solar média em dia claro. Os coeficientes de ponderação para evapotranspirações horárias foram obtidos dos arquivos de dados usados por Beven et al. (1994) no modelo semi-distribuído de simulação do ciclo hidrológico, TOPMODEL versão

TOPT9401. Segundo recomendações de Müller (1995), utilizaram-se as evapotranspirações calculadas por Penman. Ocorreram falhas em alguns meses e o procedimento adotado foi o seguinte: i) dezembro de 1989 foi substituído por dezembro de 1990; ii) janeiro de 1990 por janeiro de 1991; iii) setembro de 1993 por setembro de 1994; iv) outubro de 1993 por outubro de 1993, mas pelo método de Hargreaves; v) dezembro de 1995 por dezembro de 1991; vi) janeiro e fevereiro de 1995 substituídos por janeiro e fevereiro de 1990.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS SUB-BACIAS

A Tabela 7 apresenta as seguintes características físicas das sub-bacias: área de drenagem A (km^2), comprimento do talvegue L (km), diferença de nível entre o ponto mais afastado da bacia e o ponto considerado H (m), declividade S (m/10000) e os tempos de concentração t_c que estão apresentados em duas colunas e foram calculados respectivamente pelas fórmulas de Kirpich, Tucci (1993) e Dooge (1973) definidas a seguir:

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (\text{Kirpich})$$

onde t_c é o tempo de concentração em min; L é a extensão do talvegue em km e H é a diferença de nível entre o ponto mais afastado e o ponto considerado, em m.

$$t_c = 1,75 \frac{A^{0,41}}{S^{0,17}} \quad (\text{Dooge})$$

onde t_c é o tempo de concentração em h; A é a área da bacia em km^2 e S é a declividade da bacia em m/10000.

O modelo hidrológico utiliza também o parâmetro k de amortecimento linear, que está relacionado com as características físicas e de escoamento da bacia hidrográfica. Dooge (1973) apresentou a seguinte fórmula empírica para o valor de k , onde as dimensões das variáveis são as mesmas apresentadas anteriormente.

$$k = 80,75 \frac{A^{0,23}}{S^{0,70}}$$

Ajuste dos parâmetros - O modelo IPH II foi calibrado para as sub-bacias dos rios Espingarda em Porto Vitória (PV), Jangada em Jangada (JG), Palmital em Fazenda Maracanã (FM) e Areia em Madeireira Gavazzoni (MG) com base nos sete eventos selecionados.

Procedimentos do ajuste - Os parâmetros foram inicialmente obtidos por tentativa e erro, estabelecendo-se um conjunto razoável que foi então submetido à otimização para ajuste final. Para todos os casos estudados são válidas as seguintes observações:

- *Condições iniciais* – A percolação foi feita igual à vazão de base no início do evento e vazão superficial nula sempre que a calibração iniciou em um período de recessão, caso contrário, a vazão de base foi adotada aproximadamente igual à menor vazão após o escoamento superficial ter cessado e a vazão superficial foi obtida pela diferença entre a vazão total e a de base.

Tabela 7. Características físicas das bacias hidrográficas.

Rio	A (km^2)	L (km)	H (m)	S (m 10000 ⁻¹)	t_c (h)	k (h)
Areia	2094,69	138,03	601,00	43,54	24	21
Areia-MG	972,79	65,70	391,00	59,51	12	15
Palmital	475,74	85,71	489,00	57,05	15	11
Palmital-FM	328,46	53,23	349,00	65,56	10	9
Ribeirão	154,22	23,14	360,00	155,57	4	6
Espingarda	174,58	42,75	300,00	70,17	8	7
Vermelho	151,81	34,55	400,00	115,77	6	6
Jangada	1402,90	134,24	600,00	44,70	23	18
Jangada-JG	1047,27	82,38	450,00	54,62	15	15
Iratinzinho	248,52	44,78	420,00	93,79	7	8
Jararaca	204,44	31,43	420,00	133,63	5	7
Jacutinga	170,58	29,42	410,00	139,36	5	6

- *Escoamento superficial* - Os histogramas tempo-área sintéticos foram obtidos com coeficientes igual a 1,5 para todas as sub-bacias, exceto para o rio Espingarda, onde foi adotado o valor 1,0 devido à forma mais retangular dessa bacia hidrográfica.
- *Tempo de deslocamento* - Inicialmente os tempos de percurso t_p foram feitos iguais aos tempos de concentração, que foram estimados pelas fórmulas de Kirpich e Dooge; posteriormente, percebeu-se a necessidade de ajustá-los, baseando-se na diferença, em horas, entre os picos observados e calculados.
- *Escoamento subterrâneo* - Para o parâmetro K_{sub} , da equação de recessão do escoamento subterrâneo, foi adotado o valor 100 horas, obtido aproximadamente da relação entre Q_t/Q_{t-1} .
- *Discretização temporal* - O intervalo de tempo da simulação foi igual a 60 minutos, escolhido em função do tempo de concentração das sub-bacias.
- *Impermeabilização* - Pelo fato de se tratar de bacias rurais a taxa de impermeabilização foi desconsiderada.

Resultados do ajuste - A seguir apresenta-se as Tabelas 8 a 11 com uma seqüência de resultados do ajuste para todos os eventos e sub-bacias. As Tabelas 8 a 11 apresentam, além dos valores obtidos para os parâmetros, o coeficiente de determinação R^2 , dado pela expressão abaixo, representando uma medida da eficiência do modelo, e a relação entre volumes observados e calculados V_o / V_c .

$$R^2 = 1 - \frac{\sum(Q_o - Q_c)^2}{\sum(Q_o - \bar{Q})^2}$$

onde Q_o são as vazões observadas; Q_c as vazões calculadas e; \bar{Q} a vazão média.

A observação das Tabelas 8 a 11 permite tirar as seguintes conclusões:

- O parâmetro I_o (capacidade de infiltração inicial) apresentou grande variabilidade para todas as sub-bacias, retratando, como era esperado, uma forte dependência do estado de umidade do solo no início dos eventos pluviais.
- O parâmetro I_b (capacidade de infiltração mínima) é o menos sensível entre os parâmetros de infiltração, tendo apresentado, também, um certo grau de variabilidade na otimização final. Notou-se que a influência de I_o é muito maior que a de I_b no volume escoado.
- O parâmetro h (função do tipo de solo) é o mais sensível dos três parâmetros da equação de Horton e apresentou valores altos para todas as sub-bacias, resultado este que pode ser explicado devido às bacias hidrográficas estudadas serem rurais, com solos de permeabilidade alta.
- O parâmetro K_{sup} (tempo de retardo do escoamento superficial) apresentou valores muito altos para os rios Espingarda e Palmital, traduzindo o maior amortecimento na onda de cheia, uma vez que a calibração foi feita com base em vazões médias diárias. Já para os rios Jangada e Areia, os valores foram coerentes, ficando em uma relação aceitável com o parâmetro K_{sub} (coeficiente de recessão do escoamento subterrâneo) que foi estimado e adotado igual a 100 horas para todas as sub-bacias.
- O parâmetro R_{max} (volume do reservatório de perdas iniciais) tendeu muitas vezes a valores negativos na otimização final, assumindo em consequência, o valor nulo, indicando que nestas situações, o reservatório de perdas iniciais, que corresponde à interceptação vegetal e depressões, já foi atendido pelas chuvas anteriores ao início da simulação.
- O tempo de percurso da onda foi estimado, inicialmente, pelo tempo de concentração e ajustado para cada evento, de tal forma a se obter a melhor coincidência de picos. Observa-se que os tempos de concentração do rio Palmital são, em média, mais altos que dos demais rios.
- O coeficiente de determinação R^2 indica ajuste satisfatório para as sub-bacias dos rios Jangada, Palmital e Areia, com valores médios respectivamente iguais a 0,91, 0,89 e 0,90, tendo caído para 0,78 no rio Espingarda. Nota-se que os coeficientes de determinação são mais baixos onde se dispunha apenas de vazões médias diárias para calibração.
- A relação média entre volumes observados e calculados ficou igual a 1,03 para os rios Espingarda e Areia e 0,996 para os rios Jangada e Palmital (praticamente $V_o / V_c = 1$), retratando, nos dois casos, uma boa avaliação dos volumes das cheias.

Tabela 8. Resumo da calibração - rio Espingarda em Porto Vitória.

Evento	I_0 (mmh ⁻¹)	I_b (mmh ⁻¹)	h	K_{sup} (h)	K_{sub} (h)	R_{max} (mm)	t_p (h)	R^2	V_o/V_c
1982	5,46	0,26	0,98	67,46	100,00	0,00	10,00	0,81	1,02
1983	12,79	0,23	0,99	73,00	100,00	0,79	12,00	0,51	1,10
1983m	8,91	0,23	0,99	73,17	100,00	0,00	14,00	0,64	1,07
1983j	12,93	0,28	0,99	70,74	100,00	10,81	15,00	0,68	0,99
1987	8,77	0,13	0,97	71,07	100,00	0,00	8,00	0,85	1,03
1990	7,70	0,13	0,97	34,58	100,00	0,00	12,00	0,88	1,00
1992	12,60	0,13	0,97	65,17	100,00	6,32	23,00	0,93	1,05
1993	8,71	0,14	0,97	58,24	100,00	6,85	7,00	0,92	1,00
1995	9,29	0,13	0,97	121,90	100,00	14,87	8,00	0,80	1,02

Tabela 9. Resumo da calibração - rio Jangada em Jangada.

Evento	I_0 (mmh ⁻¹)	I_b (mmh ⁻¹)	h	K_{sup} (h)	K_{sub} (h)	R_{max} (mm)	t_p (h)	R^2	V_o/V_c
1982	4,61	0,18	0,95	74,02	100,00	4,90	15,00	0,87	1,01
1983	5,49	0,79	0,95	22,84	100,00	2,26	15,00	0,90	0,98
1983m	5,36	0,43	0,97	35,06	100,00	0,00	15,00	0,92	1,01
1983j	3,65	0,85	0,97	21,17	100,00	8,61	22,00	0,90	1,02
1987	8,34	0,16	0,95	38,19	100,00	10,35	17,00	0,86	0,93
1990	7,99	0,13	0,96	28,57	100,00	1,26	17,00	0,93	1,05
1992	14,65	0,11	0,93	57,76	100,00	15,18	15,00	0,94	1,00
1993	8,43	0,18	0,95	49,52	100,00	9,21	15,00	0,91	0,96
1995	7,11	0,28	0,92	37,00	100,00	8,00	30,00	0,93	1,00

Tabela 10. Resumo da calibração - rio Palmital em Fazenda Maracanã.

Evento	I_0 (mmh ⁻¹)	I_b (mmh ⁻¹)	h	K_{sup} (h)	K_{sub} (h)	R_{max} (mm)	t_p (h)	R^2	V_o/V_c
1982	2,17	0,45	0,99	76,46	100,00	0,00	33,00	0,82	1,03
1983	10,67	0,20	0,93	98,38	100,00	0,92	28,00	0,86	0,99
1983m	16,94	0,20	0,96	42,56	100,00	7,43	33,00	0,95	1,00
1983j	11,59	1,58	0,91	64,54	100,00	0,00	28,00	0,89	1,01
1987	10,81	0,08	0,95	58,40	100,00	0,00	33,00	0,90	1,01
1990	26,75	0,40	0,71	37,16	100,00	0,23	37,00	0,70	0,89
1992	4,72	0,11	0,93	78,07	100,00	0,00	35,00	0,99	1,00
1993	7,36	0,12	0,95	57,70	100,00	5,50	28,00	0,98	1,03
1995	6,79	0,28	0,96	63,33	100,00	1,60	46,00	0,95	1,00

Tabela 11. Resumo da calibração - rio Areia em Madeira Gavazzoni.

Evento	I_0 (mmh ⁻¹)	I_b (mmh ⁻¹)	h	K_{sup} (h)	K_{sub} (h)	R_{max} (mm)	t_p (h)	R^2	V_o/V_c
1982	20,43	0,22	0,82	33,01	100,00	2,23	15,00	0,92	1,07
1983	24,47	0,33	0,65	21,77	100,00	1,65	15,00	0,85	1,08
1983m	3,08	0,28	0,93	17,03	100,00	0,95	23,00	0,82	1,07
1983j	14,47	0,22	0,82	26,20	100,00	20,54	15,00	0,88	1,14
1987	8,44	0,35	0,96	28,87	100,00	0,30	18,00	0,90	0,91
1990	12,62	0,14	0,71	48,76	100,00	12,11	26,00	0,90	0,98
1992	3,00	0,28	0,92	22,80	100,00	0,00	15,00	0,93	1,03
1993	7,50	0,28	0,92	43,93	100,00	9,40	15,00	0,96	0,98
1995	7,11	0,28	0,92	51,70	100,00	8,00	15,00	0,94	1,01

as. As Figuras 7 a 10 apresentam a comparação entre volumes observados e volumes calculados para as quatro sub-bacias em questão. A observação destas figuras confirma a boa estimativa de volumes para a maioria dos eventos analisados.

- Quanto às vazões de pico, houve 34 sub-estimativas contra 18 superestimativas, apresentadas nas Figuras 11 a 14, incluindo os diversos picos de todos os eventos simulados.

Representatividade da rede telemétrica - Com a finalidade de verificar a importância da distribuição espacial da chuva nos resultados apresentados pelo modelo IPH II e considerar a sua aplicação futura, levando em conta somente dados provenientes das estações automáticas recentemente instaladas na bacia, executou-se o

modelo com a chuva média calculada com dados obtidos em quatro estações, situadas próximas aos locais de instalação dessas estações automáticas.

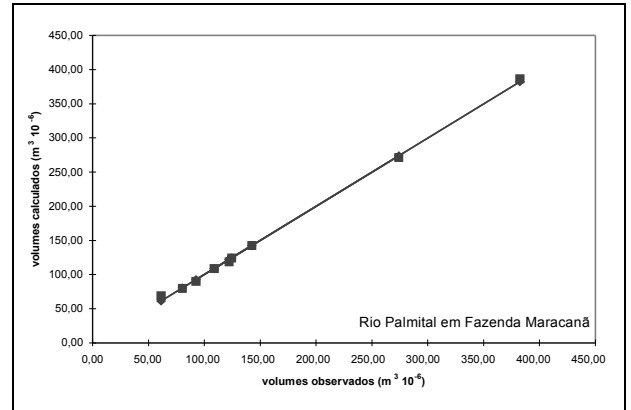


Figura 9. Relação entre volumes observados e calculados - FM.

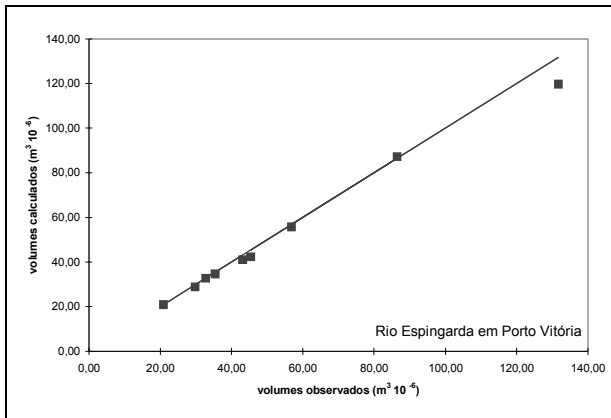


Figura 7. Relação entre volumes observados e calculados - PV.

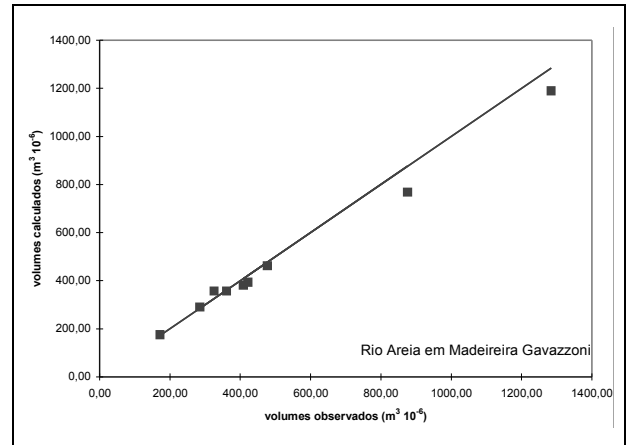


Figura 10. Relação entre volumes observados e calculados - MG.

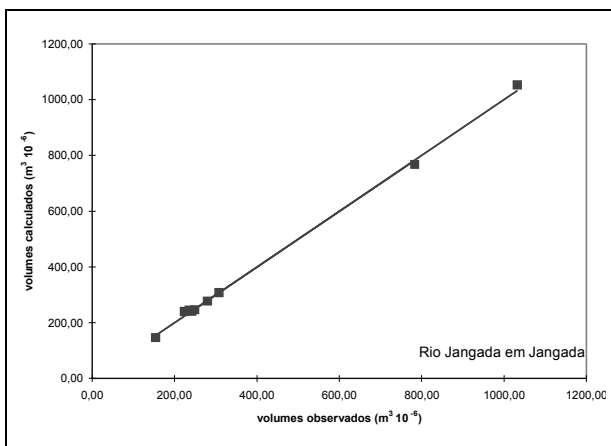


Figura 8. Relação entre volumes observados e calculados - JG.

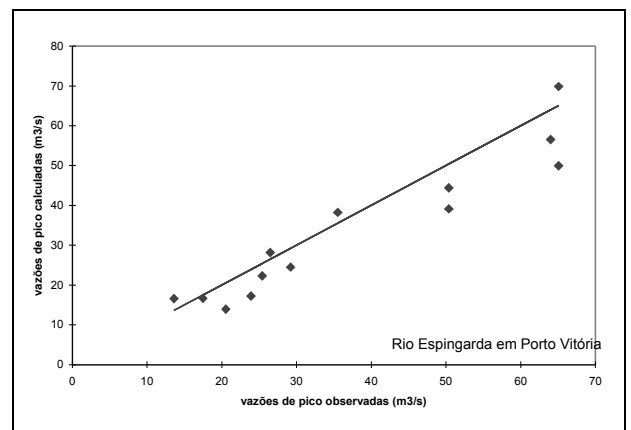


Figura 11. Relação entre vazões de pico observadas e simuladas - PV.

Os resultados da simulação estão resumidos na Tabela 12, em termos de coeficientes de determinação e da relação entre volumes observa-

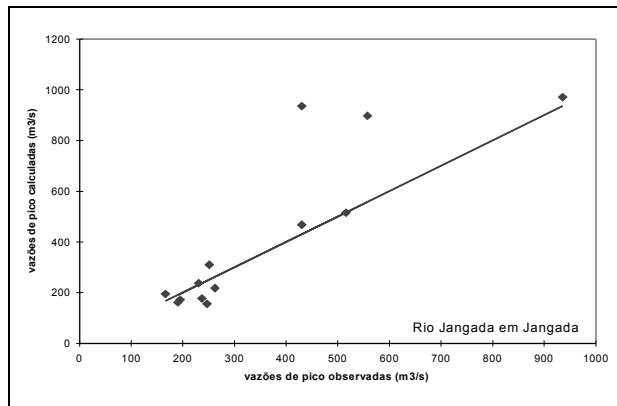


Figura 12. Relação entre vazões de pico observadas e simuladas - JG.

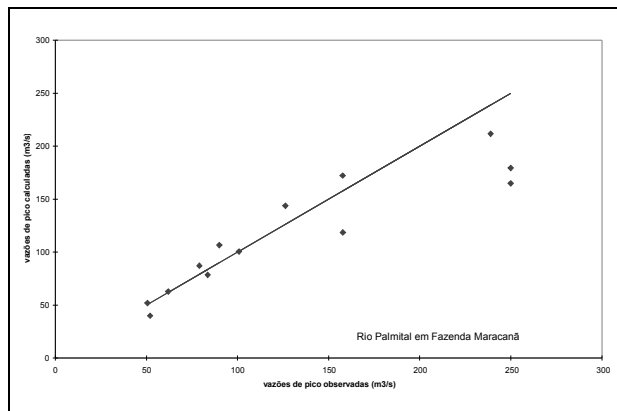


Figura 13. Relação entre vazões de pico observadas e simuladas - FM.

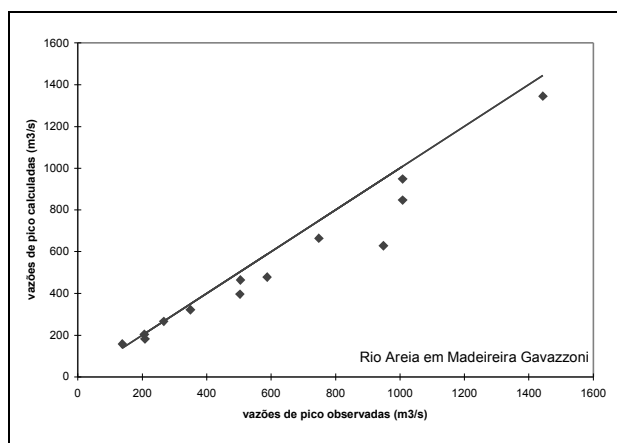


Figura 14. Relação entre vazões de pico observadas e simuladas - MG.

dos e calculados. A comparação destes resultados com os obtidos nas Tabelas 8 a 11 mostra uma redução no coeficiente de determinação para a maioria dos eventos analisados (esta observação fica mais clara nas Figuras 15 e 16).

Verificou-se a possibilidade de que uma nova calibração do modelo pudesse melhorar as simulações. Comparando-se agora os resultados das Tabelas 12 e 13 percebe-se um leve aumento nos coeficientes de determinação para alguns eventos. A relação de volumes é praticamente a mesma nos dois casos, não justificando que os parâmetros do modelo devam ser reajustados, caso venha a ser usado com a chuva média, determinada somente com base em dados da rede telemétrica.

Note-se que há o inconveniente de que agora a chuva média passa a ser representada apenas por quatro pluviômetros, sendo que dois deles (MG e JG) estão situados exatamente nas seções dos rios Areia e Jangada justamente na saída das sub-bacias. Estes locais são impróprios para reproduzir os hidrogramas e provavelmente dão resultados satisfatórios apenas quando toda a bacia estiver contribuindo.

Percebeu-se que os eventos maiores (julho de 1983 e junho de 1992) apresentaram uma menor variação dos coeficientes de determinação quer tenham sido simulados com 28 ou 4 pluviômetros. Por outro lado, os eventos menores (janeiro de 1990, setembro de 1993 e janeiro de 1995) apresentaram grandes decréscimos nesses coeficientes quando a densidade da rede diminuiu, conforme Figuras 15 e 16. Os eventos maiores são resultado de sistemas frontais (frentes frias) e nessas situações toda a bacia hidrográfica está contribuindo, fazendo com que o fato de não se representar bem a distribuição espacial da chuva deixe de ser fator relevante. Nos eventos menores, não há homogeneidade quanto à distribuição espacial das precipitações, uma vez que são resultado de linhas de instabilidade (intensa atividade convectiva) associadas a sistemas frontais (Duquia, 1994).

Simulação da afluência na bacia incremental - O sistema do rio Iguaçu compreendido entre União da Vitória e Foz do Areia é composto pela margem direita pelos principais afluentes: Vermelho, Ribeirão, Palmital e Areia; e pela margem esquerda pelos rios Espingarda, Jangada, Iratinzinho, Jararaca e Jacutinga, mais as sub-bacias incrementais entre afluentes (Figura 6).

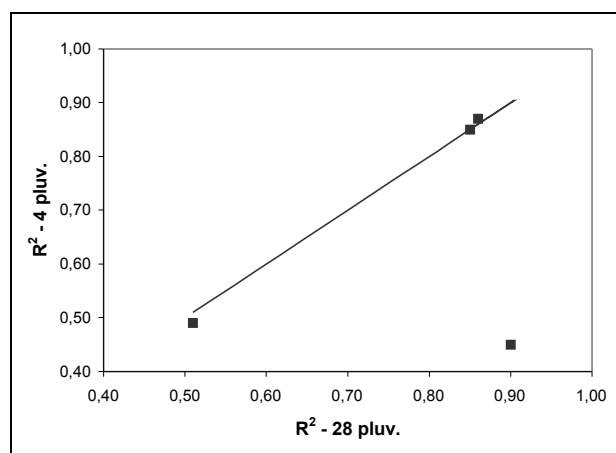
A área total da bacia hidrográfica neste trecho é de 5874,7 km² e o modelo IPH II para determinação da contribuição lateral pôde ser calibrado

Tabela 12. Distribuição espacial da chuva - sem recalibração.

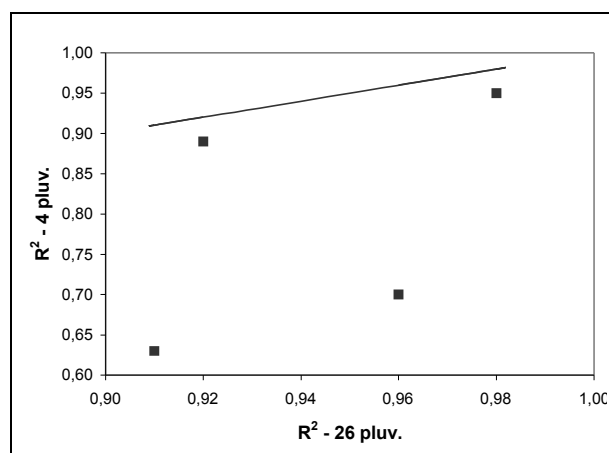
Evento	Rio							
	Espingarda		Jangada		Palmital		Areia	
	R ²	V _o /V _c	R ²	V _o /V _c	R ²	V _o /V _c	R ²	V _o /V _c
1982	0,76	1,02	0,64	0,85	0,87	0,99	0,72	0,93
1983	0,49	1,08	0,45	0,81	0,87	0,91	0,85	1,11
1987	0,82	0,99	0,79	0,86	0,95	1,03	0,18	1,67
1990	0,84	1,06	0,78	1,11	0,57	0,98	0,59	0,98
1992	0,93	1,06	0,88	0,81	0,99	1,01	0,78	1,05
1993	0,89	1,08	0,63	0,96	0,95	1,02	0,70	0,85
1995	0,69	1,11	-0,85	0,64	0,87	1,04	0,80	0,95

Tabela 13. Distribuição espacial da chuva - com recalibração.

Evento	Rio							
	Espingarda		Jangada		Palmital		Areia	
	R ²	V _o /V _c	R ²	V _o /V _c	R ²	V _o /V _c	R ²	V _o /V _c
1982	0,77	1,02	0,80	0,98	0,86	1,00	0,76	0,93
1983	0,49	1,08	0,77	0,93	0,86	0,87	0,87	1,12
1987	0,84	0,98	0,93	0,94	0,93	1,12	0,47	1,29
1990	0,85	1,01	0,82	1,10	0,48	1,03	0,68	1,26
1992	0,93	1,06	0,96	0,94	0,99	1,01	0,80	1,12
1993	0,92	1,04	0,70	1,03	0,90	0,98	0,95	0,98
1995	0,76	1,03	0,48	0,92	0,71	1,24	0,90	0,97

**Figura 15. Relação entre coeficientes de determinação - 1983.**

em 42,8% da área. Os restantes 57,2% da contribuição lateral foi estimada aplicando-se o modelo IPH II com parâmetros adotados em função da área de drenagem e através de equações definidas com os parâmetros obtidos durante a fase de ajuste. A porcentagem da área tratada como concentrada foi de 86,4% restando apenas 13,6% para ser tratada de forma distribuída em dois trechos do rio Iguaçu, o primeiro compreendido entre União da

**Figura 16. Relação entre coeficientes de determinação - 1993.**

Vitória e a confluência com o rio Jangada, e o segundo, desta seção com a barragem de Foz do Areia. Não houve portanto, necessidade de propagação em canal nos afluentes. A Tabela 14 resume as diversas sub-bacias e respectivas áreas de drenagem usadas na estimativa da contribuição lateral.

Precipitação nas sub-bacias - A chuva média em todas as sub-bacias foi calculada pelo método de Thiessen.

Tabela 14. Bacias concentradas e distribuídas.

Número	Sub-bacia	Área (km ²)
1	rio Vermelho	151,81
2	rio Ribeirão	154,22
3	rio Espingarda	174,58
4	rio Jangada	1400,24
5	distribuída 1	260,52
6	rio Palmital	475,62
7	rio Iratinzinho	248,52
8	rio Jararaca	204,44
9	rio Jacutinga	170,58
10	rio Areia	2094,69
11	distribuída 2	539,47
		total = 5874,69

Condições iniciais - As condições de escoamentos subterrâneo Q_{sub} e superficial Q_{sup} foram estabelecidas por relação de áreas com as sub-bacias vizinhas em que o modelo IPH II pôde ser calibrado e a percolação T_o foi feita igual ao escoamento subterrâneo no início da simulação. O estado inicial do reservatório de perdas R (em mm) foi estimado em 30% de R_{max} .

Parâmetros do modelo IPH II para as sub-bacias - Apresenta-se a seguir, os critérios utilizados para adoção de parâmetros. Os valores resultantes para as sub-bacias são apresentados na Tabela 15.

Parâmetros da equação de Horton - Os parâmetros foram obtidos por regressão múltipla, considerando-se todos os valores provenientes da fase de calibração do modelo IPH II. Os ajustes não foram bons, retratados por baixos coeficientes de determinação ($\bar{R} = 0,013$) para todas as quatro sub-bacias. Este fato deve-se à grande variabilidade do parâmetro l_o da equação de Horton, que depende das condições de umidade antecedentes aos eventos pluviais.

Tempo de percurso da onda de cheia - Para todas as sub-bacias o tempo de percurso da onda de cheia foi feito igual ao tempo de concentração ($t_p = t_c$) estimado pela fórmula de Dooge, por apresentar valores menores para t_c , tendo em vista a resposta rápida das sub-bacias em questão. Para as sub-bacias distribuídas (Dist1 e Dist2, na Tabela 15) adotou-se $t_p = 2$ h.

Tempo de retardo do escoamento superficial - O parâmetro K_{sup} representa o tempo de retardo do escoamento superficial, ou seja, é o tempo (em número de intervalos), contado entre o centro de massa do hietograma (após a aplicação do

HTA) e o centro de massa do hidrograma. Este parâmetro depende de características físicas da bacia hidrográfica e também do armazenamento e da celeridade da onda. Para as sub-bacias em estudo, aplicou-se a fórmula de Dooge para determinação de k , conforme dado pela Tabela 7, tal que:

$$K_{sup} = \left(\frac{t_c}{2} + k \right)$$

O procedimento para determinação de K_{sup} para todas as sub-bacias foi o seguinte:

- consideraram-se apenas os valores obtidos para as sub-bacias dos rios Jangada e Areia, tendo em vista que para os rios Espingarda e Palmital os K_{sup} foram muito altos (Tabelas 8 e 11), uma vez que a calibração foi feita com vazões médias diárias, tendo-se traduzido no valor deste parâmetro o maior amortecimento na onda de cheia;
- calcularam-se os valores médios do parâmetro para os rios Jangada e Areia tendo-se obtido 36 h e 33 h respectivamente (Tabelas 9 e 11);
- calcularam-se os valores pela fórmula de Dooge, acima, resultando em 32 h e 30 h respectivamente;
- em virtude dos resultados acima, considerou-se para K_{sup} , 10% do valor obtido pela fórmula de Dooge para todas as sub-bacias, conforme apresentado na Tabela 15.

Tempo de retardo do escoamento subterrâneo - O parâmetro K_{sub} representa o tempo de retardo do escoamento subterrâneo e foi determinado considerando-se as recessões dos hidrogramas estudados.

Reservatório de perdas iniciais - O parâmetro R_{max} representa o volume do reservatório de perdas iniciais, e para fins deste estudo, adotou-se um valor médio, calculado em função dos valores obtidos na fase de ajuste do modelo IPH II. A Tabela 15 resume os parâmetros finais adotados para o modelo IPH II.

Como a resposta das sub-bacias entre União da Vitória e Foz do Areia é muito rápida e a propagação das vazões de União da Vitória é praticamente instantânea (constatado com base em estudos anteriores e verificado durante o desenvolvimento deste trabalho) foi possível comparar o *hidrograma de contribuição lateral observado*, obti-

Tabela 15. Parâmetros do modelo IPH II para as sub-bacias.

Sub-bacia	I_o	I_b	h	K_{sup}	K_{sub}	R_{max}	t_p
1-Ver	8,41	0,12	0,92	13,00	100,00	4,50	6,00
2-Rib	8,41	0,12	0,92	12,00	100,00	4,50	6,00
3-Esp	8,41	0,12	0,92	19,00	100,00	4,50	7,00
4-Jan	5,79	0,12	0,92	43,00	100,00	4,40	18,00
5-Dist1	8,41	0,12	0,92	6,00	100,00	1,70	2,00
6-Pal	8,41	0,12	0,92	28,00	100,00	1,70	11,00
7-Ira	5,79	0,12	0,95	18,00	100,00	4,40	8,00
8-Jar	5,79	0,12	0,95	14,00	100,00	4,40	7,00
9-Jac	5,79	0,12	0,95	12,00	100,00	4,40	6,00
10-Are	7,32	0,26	0,90	48,00	100,00	4,00	21,00
11-Dist2	7,32	0,26	0,90	6,00	100,00	4,00	2,00

do pela soma das vazões nas quatro sub-bacias onde são feitas leituras de régua, com o *hidrograma de contribuição lateral simulado* para estes mesmos locais de observação e ainda com a *contribuição lateral total*, obtida pela soma das vazões resultantes da aplicação do modelo IPH II para todas as sub-bacias concentradas e distribuídas. Esta contribuição lateral total foi somada às vazões observadas em União da Vitória e comparada com as vazões em Foz do Areia, permitindo verificar o comportamento da contribuição lateral em termos de volume, pico e tempo de pico, tendo-se obtido bons resultados para os eventos de 1982, 1983 e 1992.

PREVISÃO DE VAZÕES NA BACIA INCREMENTAL

As previsões de vazões na bacia incremental foram feitas pelo modelo IPH II, aplicado de forma semi-distribuída, considerando-se as seguintes hipóteses:

- a chuva futura é conhecida dentro do horizonte de previsão;
- pára de chover durante o horizonte de previsão.

Conforme mencionado, a previsão de afluências ao reservatório foi feita, para cada horizonte de previsão (HP = 12 h, 24 h, 36 h e 48 h), pela soma das vazões previstas em União da Vitória, por modelos ARIMA, com as previsões na bacia incremental, obtidas com o modelo IPH II.

Com o objetivo de verificar a futura utilização do modelo de previsão de vazões na bacia incremental, alimentado apenas com dados provenientes de estações automáticas recentemente

instaladas, a chuva média foi calculada com base em observações realizadas em 28 pluviômetros (exceto no caso de falhas) ou em 4 pluviômetros localizados próximos dessas estações automáticas.

A Figura 17 apresenta as previsões de afluências para o evento de 1983, supondo que a chuva pare após o tempo em que se faz a previsão, chamada de *chuva zero*. Aqui, a chuva média foi calculada com uma densidade de 28 pluviômetros (exceto quando há falhas). Para todos os eventos as previsões não foram atualizadas à medida que novas informações tornavam-se disponíveis, permitindo, desta forma, avaliar melhor a qualidade destas previsões para os quatro horizontes considerados e as duas hipóteses adotadas para as previsões de chuva.

A Tabela 16 apresenta a relação entre volumes observados e volumes previstos para os diversos horizontes de previsão. Da sua análise podem ser feitas as observações que seguem:

- O fato de se usar uma densidade menor de pluviômetros, para avaliar a chuva média nas sub-bacias, resultou apenas em uma leve alteração na forma dos hidrogramas para todos os quatro horizontes de previsão e as sete cheias estudadas.
- Em termos de *timing* não se constatou nenhum defasamento entre os picos previstos para todas as cheias, quer tenham sido usados 4 ou 28 pluviômetros.
- Em termos de magnitude dos picos, percebeu-se um pequeno aumento para as cheias de 1982, 1983, 1993 e 1995 com 4 pluviômetros, o mesmo não tendo ocorrido para os eventos de 1987 e 1992, cujas alterações ocorreram, mas foram quase imperceptíveis.

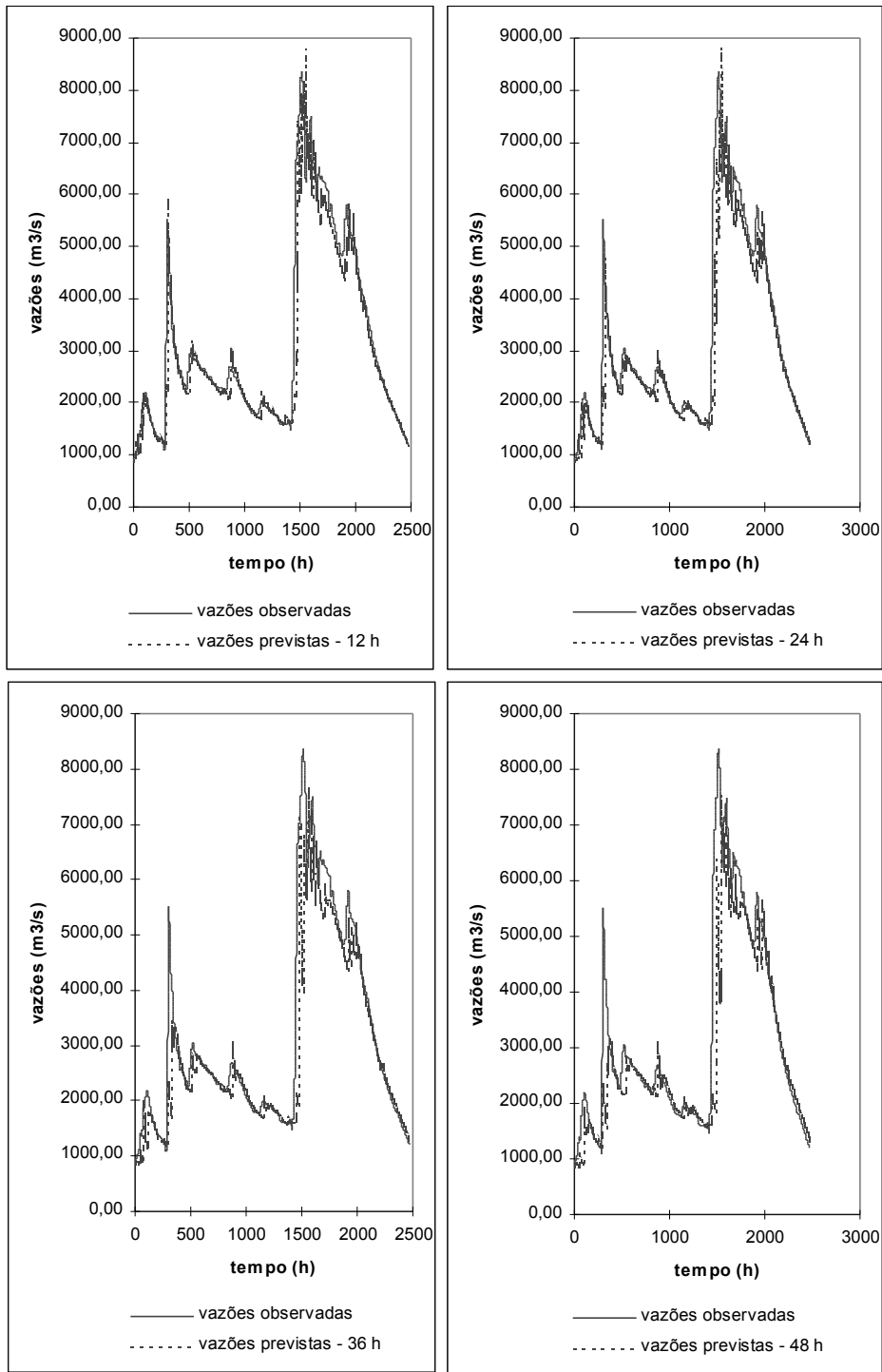


Figura 17. Previsão de afluências à Foz do Areia - chuva zero, 1983.

Tabela 16. Relação entre volumes observados e previstos para horizontes de 12 a 48 h.

Cheia	Chuva conhecida								Chuva zero			
	28 pluviômetros				4 pluviômetros				28 pluviômetros			
	12h	24h	36h	48h	12h	24h	36h	48h	12h	24h	36h	48h
1982	1,00	1,01	0,99	0,99	0,97	0,97	0,96	0,96	1,02	1,06	1,06	1,07
1983	1,02	1,03	1,02	1,01	1,01	1,01	1,01	0,99	1,05	1,08	1,10	1,11
1987	0,99	1,01	1,00	1,00	1,06	1,07	1,07	1,07	1,02	1,05	1,06	1,09
1990	1,04	1,05	1,05	1,04	1,03	1,05	1,04	1,04	1,05	1,07	1,08	1,08
1992	0,98	0,98	0,98	0,97	0,99	0,99	0,99	0,98	1,01	1,05	1,06	1,06
1993	1,01	1,02	1,01	1,01	0,99	0,99	0,99	0,99	1,03	1,06	1,08	1,09
1995	1,02	1,03	1,02	1,02	0,99	1,01	1,00	0,99	1,04	1,07	1,09	1,11

- Em termos de volumes, em geral, a relação entre volumes observados e previstos é muito próxima da unidade para todos os eventos e horizontes de previsão, quando se considera *chuva conhecida* e diferentes densidades de pluviômetros. As maiores diferenças, que não ultrapassaram 7%, foram encontradas para os eventos de 1987 e 1990. Houve uma leve subestimativa de volumes para as cheias de 1982, 1983, 1993 e 1995, quando a simulação foi feita com 4 pluviômetros.
- Comparando as colunas referentes à *chuva conhecida* e 28 pluviômetros com *chuva zero*, observa-se uma subestimativa de volumes previstos para todas as cheias e todos os horizontes de previsão, o que é esperado, uma vez que se supõe que a chuva cessa no tempo da previsão. Evidentemente, as subestimativas aumentam de acordo com o aumento dos horizontes de previsão.
- Perceberam-se sérias subestimativas de picos para horizontes superiores à 24 horas (cheias de 1992 e 1995) e problemas de defasamento no tempo desses picos (*timing*) para todas as cheias.
- Os resultados das previsões com *chuva zero* e horizonte de previsão de 12 horas não diferem muito daqueles com *chuva conhecida*, tendo em vista o tempo de resposta da bacia incremental entre União da Vitória e Foz do Areia (estimado em torno de 12 horas).
- Em nenhuma das previsões realizadas foram feitas atualizações do estado do sistema à medida que novas informações tornam-se disponíveis.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Para determinar a contribuição lateral na bacia em estudo, utilizou-se o modelo IPH II, que foi aplicado de forma semi-distribuída em onze sub-bacias, procurando-se com isto levar em conta a diversidade de características físicas e a variabilidade espacial da chuva.

Foram consideradas duas diferentes densidades de pluviômetros: 28 pluviômetros (exceto no caso de falhas) e 4 pluviômetros, escolhidos próximos de locais onde foram instaladas recentemente estações automáticas de dados, visando analisar o comportamento do modelo com a utilização somente destas informações. Percebeu-se que o uso de uma rede mais densa, conduziu, na *fase de simulação*, a vazões instantâneas melhores, no entanto, a perda de qualidade, em termos de volumes afluentes *previstos* em um intervalo de tempo não foi significativa com o uso de uma densidade menor.

Os resultados sugerem, no entanto, um novo ajuste dos parâmetros do modelo para diferentes densidades de estações, caso o interesse esteja centrado no valor da previsão pontual da vazão.

Ressalta-se que esses resultados podem ser válidos somente para a região em estudo, por tratar-se de aplicação em uma bacia rural de tamanho médio (bacia intermediária) em clima subtropical úmido, onde percebe-se uma certa uniformidade na distribuição espacial da chuva, para os eventos maiores, podendo estas conclusões não permanecerem para outras regiões.

Quando o modelo foi aplicado para *previsão* de aflúncias ao reservatório, usando-se diferentes densidades, percebeu-se, em geral, picos mais altos para baixa densidade de pluviômetros e mesmo conjunto de parâmetros; mas a relação entre volumes observados e previstos foi praticamente a mesma, e muito próxima da unidade, quando se supõe conhecer a chuva futura.

As conclusões acima permitem dizer que as previsões de aflúncias a Foz do Areia podem ser feitas utilizando-se somente chuvas provenientes da rede automática de dados, apesar de se saber que, a estimativa da chuva média na bacia, através de um número pequeno de estações, tem uma variância maior que quando estimada a partir de um número *infinito* de pontos dentro da bacia. Logo, é ideal que o sistema de alerta tenha diversas calibrações do modelo, que atendam a todos os possíveis cenários de disponibilidade de dados, inclusive informações provenientes do radar meteorológico.

A variabilidade temporal da chuva foi levada em conta, desagregando-se todas as informações disponíveis para a escala horária de tempo, em função de um único pluviômetro existente na bacia. Claramente, este procedimento é muito aproximado, mas foi preciso, devido à necessidade de se trabalhar com curtos intervalos de tempo, conseqüência da resposta rápida da bacia incremental em estudo. Esta questão poderá ser resolvida, incorporando-se ao modelo a variabilidade temporal fornecida pelas estações com transmissão automática de dados.

A atualização dos parâmetros em tempo real do modelo pode ser utilizada sobre os parâmetros mais sensíveis, através de otimização. O modelo IPH II permite a atualização do *teor de umidade do solo*, o que se traduz em um aumento da precisão nas previsões realizadas para os intervalos seguintes. Este é um procedimento ideal para simulação contínua, uma vez que, no início do evento o estado de umidade do solo está atualizado adequadamente. Aqui, este recurso não foi usado, porque o modelo foi calibrado e aplicado por eventos, o que inviabilizou a verificação da efetividade deste procedimento de atualização do estado do sistema.

Em termos globais, o desempenho do modelo IPH II em simular a contribuição lateral da bacia incremental, e em conseqüência, prever volumes afluentes ao reservatório foi *muito bom*. Destacam-se alguns resultados insatisfatórios: i) caso *chuva zero*, justificado pelo fato de que esta hipótese tende a subestimar fortemente a aflúncia; ii) eventos de 1987 e 1990, justificados pela tendência à baixa capacidade da rede pluviométrica em registrar as variações espaciais da chuva em eventos de pequeno porte; iii) baixo coeficiente de determinação no ajuste para o rio Espingarda, justificado pela inadequação do critério de desagregação temporal. Adicionou-se às previsões de aflúncias na bacia intermediária as previsões de vazões na seção de montante, feitas através de modelos ARIMA, justificáveis, neste caso, devido

ao amortecimento lento da onda de cheia até esta seção do rio. Esta abordagem combinada foi muito conveniente neste caso, uma vez que a aplicação do modelo IPH II de forma semi-distribuída, desde a cabeceira até a seção da barragem, demandaria mão-de-obra excessiva. No entanto, possivelmente, poder-se-ia melhorar o alcance das previsões de aflúncias, caso a modelagem hidrológica determinística tivesse sido aplicada à toda bacia hidrográfica, a montante da seção da barragem.

REFERÊNCIAS

- BERTHELOT, R. (1970). *Curso de hidrologia sintética*. Porto Alegre. IPH, UFRGS.
- BEVEN, K. J. et al. (1994). *TOPMODEL and GRIDATB: a users guide to the distribution versions (94.01)*. Lancastre: Lancastre University, paginação irregular.
- BOX, G. P., JENKINS, G. M. (1976). *Time series analysis forecasting and control*. Oakland: Holden-Day, p575.
- COMPANHIA PARANAENSE DE ENERGIA (1995). *Usina Hidrelétrica Foz do Areia, rio Iguaçu, Paraná, Brasil: memória técnica*. Curitiba: COPEL, p280.
- DOOGE, J. C. I. (1973). *Linear theory of hydrologic systems*, Washington: US Department of Agriculture, p327.
- DUQUIA, C. G. (1994). *Aspectos meteorológicos dos eventos ocorridos nos anos de 1983, 1992 e 1993*. Curitiba: COPEL, abr.
- HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER (HEC) (1974). *Training course on urban hydrology*. Davis: U. S. Army Hydrologic Engineering Center.
- HORTON, R. E. (1937). Determination of infiltration capacity for large drainage basins. *Transactions of the American Geophysical Union*, v. 8: p371.
- MINE, M. R. M. (1984). *Modelos estocásticos lineares para previsão de cheias em tempo-real*. São Paulo: USP, p127. Dissertação (Mestrado), USP.
- MINE, M. R. M. (1986). *Projeto HG-51. Análise hidrológica e matemática de operação de reservatórios: previsão de vazões de cheias em União da Vitória*. Relatório nº 2. Curitiba, Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza.
- MINE, M. R. M. (1998). *Método determinístico para minimizar o conflito entre gerar energia e controlar cheias*. Porto Alegre: UFRGS-IPH, p132. Tese (Doutorado), UFRGS.

- MÜLLER, I. I. (1995). *Métodos de avaliação da evaporação e evapotranspiração: análise comparativa para o Estado do Paraná*. Curitiba: UFPR, CEHPAR, p171. Dissertação (Mestrado), UFPR.
- STOER, J. BULIRSCH, R. (1980). *Introduction to numerical analysis*. New York: Springer, Verlag, Chapter 7.
- TUCCI, C. A. M. (1979). Análise de sensibilidade dos parâmetros do algoritmo de infiltração. In: Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, 3: Brasília. *Anais*. Brasília: ABRH, v.2, p553-570.
- TUCCI, C. E. M., SÁNCHEZ, J., LOPES, M. O. S. (1981). Modelo IPH II de simulação precipitação-vazão na bacia: alguns resultados. In: Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, 4: Fortaleza. *Anais*. São Paulo: ABRH, v. 4, p83-103.
- TUCCI, C. E. M. (1987). Simulação no gerenciamento dos recursos hídricos. In: Barth, F. T. et al. *Modelos para gerenciamento de recursos hídricos*. São Paulo: Nobel: ABRH, cap. 3. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 1).
- TUCCI, C. E. M. (1993). *Hidrologia: ciência e aplicação*. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH, p943 (Coleção ABRH de Recursos Hídricos; 4).

Real-Time Forecasting of Inflows to Hydropower Plant Reservoirs

ABSTRACT

This paper describes a real time streamflow forecasting system, based on a combined approach using both stochastic and deterministic concepts.

Real time streamflow forecasts are very useful in short term decision making. These forecasts allow anticipation of extreme events, continuously correcting the reservoir levels, without violating operational restrictions, producing benefits in terms of increased power generation and more effective flood control.

Two alternatives for rainfall prediction were considered for different lead times: i) rainfall ceases immediately after the moment when streamflow is forecasted. This alternative is called "zero rainfall". ii) The rainfall forecast is perfect and this alternative is called "known rainfall".

A case study was performed using data of the Foz do Areia Hydropower Plant in the Iguazu River in the southern Brazilian state of Paraná and a drainage area of 30.000 km².

The results of the proposed forecasting system were considered satisfactory, and simulated/predictions very close to the actual flood volumes for several floods observed in the past.