

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL - UFRGS
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS - IPI

PREVISÃO DE CHEIAS EM TEMPO ATUAL COM MODELOS
EMPÍRICO E EMPÍRICO-CONCEITUAL EM SISTEMAS FLU-
VIAIS COM CONTRIBUIÇÕES LATERAIS RELEVANTES

Olavo Correa Pedrollo
Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento
Dissertação de Mestrado

Porto Alegre, RS, outubro de 1988

TRABALHO APRESENTADO COMO PARTE DOS REQUISITOS
PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Autor: Olavo Correa Pedrollo

Orientador: Antônio Eduardo Leão Lanna

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Antônio Eduardo Leão Lanna

Prof. Dr. Carlos Eduardo Morelli Tucci

Prof. Dr. Fábio Ramos

AGRADECIMENTO

S

- Ao prof. Dr. Antônio Eduardo Lanna, pela valiosa orientação;
- Ao prof. Carlos E.M. Tucci, pelas sugestões relevantes;
- Aos Setores de Biblioteca do IPH (UFRGS) e do Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (Universidade Federal do Paraná), pelo empréstimo de material bibliográfico e serviços prestados;
- Ao Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica (DNAEE), pelos dados hidrológicos utilizados;

À minha esposa, Márcia C.R. Pedrollo, pela compreensão e incentivo.

RESUMO

Este trabalho inclui basicamente o estudo comparativo de previsão de cheias em tempo atual em presença de contribuições laterais significativas, utilizando-se modelos empíricos lineares ajustados pela técnica recursiva dos mínimos quadrados, e um modelo empírico-conceitual, com o modelo conceitual de propagação de cheias representado pelo modelo Analogia de Difusão, conjugado com um modelo empírico do tipo ARIMAX para gerar as contribuições laterais. Os modelos foram aplicados à bacia do Alto Iguaçu, em União da Vitória(PR)/Porto União(SC), onde ocorrências de enchentes tem causado pesados danos à propriedade, bem como perdas de vidas.

Uma técnica de estimação conjunta foi utilizada para a calibração do modelo empírico-conceitual, sendo que o modelo conceitual teve seus parâmetros ajustados por tentativas, enquanto as estimativas dos parâmetros do modelo empírico foram ajustadas pela técnica dos mínimos quadrados recursivos.

Os resultados demonstraram que pode ser importante utilizar-se dados de chuva para a previsão em tempo atual de cheias com modelos empíricos lineares, mesmo sem informações de chuvas espacialmente distribuídas, ou mesmo dados médios de ocorrências na bacia de drenagem considerada. Além disso, foi demonstrado que o fator mais importante para melhorar as previsões, neste trabalho, foi o ajuste em tempo atual dos parâmetros.

ABSTRACT

This work includes basically the comparative study of real-time flood forecasting in the presence of high magnitude of lateral inflows, making use of empirical linear models fitted by recursive least squares technique, and a empirical-conceptual model, with a conceptual flood routing model represented by the Analogy Diffusion model, conjugated with an ARIMAX empirical model to generate the lateral inflows. The models were applied to Alto Iguaçu river basin, at União da Vitória(PR)/Porto União(SC), where past floods have caused heavy damage to property, as well as loss of life.

A joint estimation technique was used to the empirical-conceptual parameter calibration, where the conceptual model had its parameters fitted by trials, while the estimates of the empirical model parameters were found by the recursive least squares technique.

The results showed that it can be important to make use of rainfall datas to real-time flood forecasting with empirical linear models, even without informations of spacially distributed rainfalls, or mean areal rainfall. Besides, the most importante factor to improve the forecasts was shown to be, in this work, the real-time estimation of the parameters.

S U M Á R I O

	Página
SIMBOLOGIA	IX
LISTA DE TABELAS	XV
LISTA DE FIGURAS	XVIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Objetivos	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Generalidades	5
2.2 Coeficientes Práticos para Avaliação e Comparação de Modelos de Previsão	7
2.3 Modelos Conceituais	11
2.3.1 Descrição Geral	11
2.3.2 Modelos Pluvio-Hidrométricos	12
2.3.3 Propagação do Fluxo em Canais: O Modelo Analogia de Difusão.	20
2.4 Modelos Empíricos Lineares	27
2.4.1 Descrição Geral.	27
2.4.2 Não-Linearidades no Processo Chuva-Vazão	31
2.4.3 Medidas de Armazenamento de Umidade na Bacia	33

2.5	Uso Conjugado de Modelos Empíricos e Conceituais.	37
2.6	Calibração de Modelos de Previsão	40
2.6.1	Modelos Conceituais.	40
2.6.1.1	Generalidades	40
2.6.1.2	Otimização por Tentativas	41
2.6.1.3	Métodos Iterativos	42
2.6.1.4	Aplicação de Métodos Iterativos para a Atualização de Parâmetros em Modelos de Previsão	45
2.6.2	Modelos Empíricos.	48
2.6.2.1	Generalidades	48
2.6.2.2	Técnicas Básicas de Estimação	49
2.6.2.3	Mínimos Quadrados Recursivos.	53
3.	METODOLOGIA.	56
3.1	Descrição do Problema	56
3.2	Modelo Conjugado Empírico-Conceitual.	57
3.2.1	Descrição do Modelo.	57
3.2.2	Ajuste dos Parâmetros.	60
3.3	Modelos Empíricos	64
3.4	Verificação e Comparações entre os Modelos.	66
4.	APLICAÇÃO	69
4.1	Descrição do Sistema.	69
4.1.1	Generalidades	69
4.1.2	Dados Utilizados e Estudos Preliminares.	71
4.1.3	Análise das Características Físicas do Canal.	77
4.2	Modelo Conjugado Empírico-Conceitual	79

4.2.1	Aplicabilidade do Modelo Analogia de Difusão.	79
4.2.2	Cálculo Aproximado dos Parâmetros a partir das Características Físicas do Canal	80
4.2.3	Modelos de Previsão para as Vazões de Montante	83
4.2.4	Verificação da Influência dos Erros das Previsões em Fluviópolis sobre os Erros dos Modelos de Propagação	85
4.2.5	Ajuste do Modelo Empírico-Conceitual	90
4.2.5.1	Considerações Gerais	90
4.2.5.2	Ajuste do Modelo Conjugado, para Alcance de 12 horas	92
4.2.5.3	Ajuste do Modelo Conjugado, para Alcance de 24 horas	95
4.3	Identificação e Ajuste de Modelos Empíricos Lineares	98
4.3.1	Considerações Gerais	98
4.3.2	Modelos Auto-regressivos	99
4.3.3	Modelos Chuva-Vazão	101
4.3.4	Modelos Empíricos que Utilizam Vazões Observadas a Montante, como Variáveis Exógenas	104
4.3.5	Análise e Escolha do Modelo Empírico.	107
4.4	Verificação e Análise dos Resultados	113
4.4.1	Considerações Gerais.	113
4.4.2	Previsões com Alcances de 12 e 24 horas.	116
4.4.3	Previsões com Alcances de 36 e 48 horas	119

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.	147
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	154
ANEXO A: Tabelas Referentes aos Modelos Empíricos Pesquisados.	157
ANEXO B: Aplicação dos Modelos Matemáticos em uma Situação Real	173

SIMBOLOGIA

- A = área da seção transversal de um rio
- API_t = índice de precipitações antecedentes
- $API5_t$ = índice de precipitações antecedentes, truncado para cinco dias anteriores
- \tilde{a}_t ou \tilde{a}_i = vetor dos parâmetros, em modelos regressivos
- atr = atraso, relativo às variáveis do modelo ARIMAX
- B_0 = largura média da seção transversal (seção molhada, regime permanente)
- B_k = vetor resultante de: $\sum_{i=1}^k X_i^T \cdot Y_i$
- C = coeficiente de escoamento
- CD = coeficiente de determinação
- CE = coeficiente de eficiência
- C_0 = velocidade convectiva (celeridade)
- CP = coeficiente de persistência
- C_p = constante representativa das perdas iniciais, no modelo proposto por Gomide e Miriam Mine
- CR = coeficiente redutor das precipitações, para ter em conta a resposta imediata do armazenamento, segundo Demaree
- C_t = coeficiente temporal de escoamento
- CWI_t = índice de armazenamento de unidade
- D = difusividade hidráulica
- d = parâmetro correspondente ao grau de diferenciação em um modelo tipo ARIMAX

df = declividade da linha de fricção
 Do = dimensão característica (nível médio normal do rio)
 do = declividade média do fundo do canal
 $E\{ \}$ = esperança matemática do termo entre chaves
 e_{a_k} = erro na estimativa do parâmetro a_k ($e_{a_k} = \hat{a}_k - a_k$)
 Ee_t = evaporação efetiva em um instante t
 EM = erro médio de previsão
 EP = erro padrão de previsão
 Ep_t = evaporação potencial em um instante t
 ER = Coeficiente de Eficiência Relativa
 e_t = série de erros, correspondente à diferença entre valores calculados e observados, em um modelo matemático
 $EWMA_t$ = média móvel ponderada exponencialmente, das chuvas passadas
 f = coeficiente utilizado pelo critério de Fantolli
 Fd = fator de decaimento exponencial
 Fi_t = índice temporal de desconto para as chuvas no modelo de previsão baseado no hidrograma unitário
 F_q = Função-objetivo
 Fo = número de Froude
 F_t = variável de filtragem para as chuvas, no modelo de Demaree
 f_t, f_c, f_o = capacidades de infiltração em um instante t , mínima e no início de um processo, respectivamente
 g = aceleração da gravidade
 h = tirante d'água
 ho = tirante d'água, escoamento permanente
 HUI = hidrograma unitário instantâneo
 hu_t = ordenadas do hidrograma unitário
 h_z = alcance, em intervalos de tempo, das previsões

I_t = variável de entrada para o HU, instante t
k = índice referente à observação atualizada em modelos com estimação recursiva de parâmetros.
L = distância a partir de uma seção inicial, ao longo do eixo de um canal
 $L(1, \dots, k; \bar{a})$ = função de verossimilhança
M = "memória" da bacia hidrográfica, no que diz respeito a seu comportamento recente, no procedimento utilizado por Tucci e Clarke (1980)
m = número de ordenadas de um HU
mem = memória, relativo às variáveis do modelo ARIMAX
 M_t = medida de umidade do solo
n = número de parâmetros em um modelo de regressão linear
p = número de parâmetros auto-regressivos
 Pe_t = precipitação efetiva, no instante t
 $\bar{p}_k = \sum_{i=1}^k \bar{x}_i \bar{x}_1^{T-1}$
 $\bar{p}_k^* = E \{ \bar{e}_{a_k} \cdot \bar{e}_{a_k}^T \} = \sigma_e^2 \cdot \bar{p}_k$
 pl_t = função Perlog
 $\bar{p}_k^* = \text{valor inicial de } \bar{p}_k^*$
 P_t = precipitação observada, no instante t
Q = vazão de escoamento superficial
q = descarga por unidade de largura do canal, em determinada seção
qd = diferença entre vazões observadas a jusante, e vazões propagadas a partir da seção de montante
 q_L = somatório das contribuições laterais, por unidade de largura do canal (m^2/s).
 $q(L, t)$ = descarga na seção localizada à distância "L" da seção inicial em um trecho do rio, no instante t. ($q(0, t)$ refere-se à seção inicial)

q_m = vazão de jusante
 q_o = descarga por unidade de largura, em regime permanente
 q_p = vazões obtidas pelo modelo de propagação
 q_u = vazões observadas, na seção de jusante
 $R_x(k)$ = coeficiente de autocorrelação linear estimado, com defasagem k , para a variável temporal x
 $R_{xy}(k)$ = coeficiente de inter-correlação linear estimado, com defasagem k , para as variáveis temporais x e y
 R_k = amplitude da faixa de confiança, para os coeficientes de correlação
 R_{ee} = coeficiente de autocorrelação linear dos erros de previsão
 $R_{e\hat{y}}$ = coeficiente de correlação linear entre os erros de previsão e os valores previstos pelo modelo
 R_t = variável de Demaree, representativa das precipitações efetivas no instante t
 r = número de variáveis exógenas, modelo ARIMAX
 S = volume de armazenamento
 SMD = déficit de umidade do solo, do Meteorological Office (1979)
 S_0 = volume de armazenamento inicial
 t = refere-se a um determinado instante (tempo)
 t_c = tempo de concentração
 t_0 = tempo inicial
 t_p = tempo do início do evento até o pico do hidrograma
 TS = constante temporal associada ao processo físico, no modelo de Demaree
 t_r = tempo de retardo entre a ocorrência da chuva e seu efeito sobre o hidrograma
 u_t = $d^{\text{ésima}}$ diferença consecutiva de y_t
 U_t = medidas das condições de umidade do solo
 V = velocidade longitudinal em um canal

V_L = velocidade de escoamento lateral
 v_o = velocidade, escoamento permanente
 $\tilde{V}_t^T = Y'_{t-1}, \dots, Y'_{t-p}, Z_{t-1}, \dots, Z_{t-r}$ = variável instrumental
 X_t = variáveis explicativas em um modelo de regressão linear
 $W_{i,i-1}$ = pesos das chuvas no critério de cálculo da média móvel ponderada exponencialmente das chuvas passadas quando considerada como uma média móvel infinita ($W_i = \lambda(1-\lambda)^i$)
 Y_t = valor observado da variável temporal explicada por um modelo de regressão linear
 \hat{Y}_t = valor calculado, modelo empírico linear
 Z_t = variável exógena, modelo ARIMAX
 α, β = parâmetros a estimar na relação linear proposta por Moore (1980) para o coeficiente de escoamento e uma medida de armazenamento de umidade do solo
 Δ_t = intervalo de tempo entre duas realizações consecutivas de um processo
 δ = meia-vida correspondente ao número de intervalos de tempo anteriores em que a contribuição das chuvas é reduzida pela metade no cálculo da média móvel ponderada exponencialmente das chuvas passadas
 ϵ_t = erros aleatórios independentes, não autocorrelacionados, com média zero
 ϕ_1, \dots, ϕ_p = parâmetros auto-regressivos AR(p)
 $\theta_1, \dots, \theta_q$ = parâmetros média móvel MA(q)
 λ = constante temporal do modelo de média móvel ponderada exponencialmente, das chuvas passadas
 μ = média de um processo estocástico
 $\mu(t-\tau)$ = função núcleo de um modelo

ρ_t = fator de ponderação dos mínimos quadrados

$\rho_{ee}(\tau)$ = autocovariâncias dos erros, com defasagem τ

$\rho_{e\hat{y}}(\tau)$ = covariâncias entre os erros (e), e \hat{y} , com defasagem τ

σ_e^2 = variância dos erros em um processo estocástico

σ_ε^2 = variância dos erros aleatórios independentes com média zero

Γ = período de uma onda

$\omega_1, \dots, \omega_r$ = parâmetros associados às variáveis exógenas, modelos ARIMAX.

LISTA DE TABELAS

		Página
Tabela 4.1.1	Enchentes selecionadas	75
Tabela 4.2.1	Análise da influência dos erros da parcela resultante da propagação, provocados pela imprecisão nas previsões de vazões futuras em Fluviópolis	89
Tabela 4.2.2	Coefficientes de performance obtidos nos ajustes das alternativas testadas de modelos de previsão para as contribuições da bacia incremental, alcance = 12 horas . .	93
Tabela 4.2.3	Coefficientes de performance e função-objetivo, correspondentes ao início e ao final da otimização, alcance = 12 horas	94
Tabela 4.2.4	Coefficientes de performance obtidos nos ajustes das alternativas testadas de modelos de previsão para as contribuições da bacia incremental, alcance = 24 horas. . .	96
Tabela 4.2.5	Coefficientes de performance e função-objetivo, correspondentes ao início e ao final da otimização, alcance = 24 horas	97

Tabela 4.3.1	Parâmetros e coeficientes de performance encontrados ao final do ajuste dos modelos auto-regressivos selecionados para cada alcance	101
Tabela 4.3.2	Parâmetros e coeficientes de performance encontrados ao final do ajuste dos modelos chuva-vazão selecionados, para cada alcance	103
Tabela 4.3.3	Parâmetros e coeficientes de performance encontrados ao final do ajuste, para os modelos selecionados, alcances de 12, 24, 36 e 48 horas	106
Tabela 4.4.1	Parâmetros e limites de confiança dos modelos ARIMA (2,1,0)-CEHPAR, para previsão de cheias em União da Vitória	114
Tabela 4.4.2	Coefficientes de performance, por evento e totais, obtidos na verificação, para os três modelos analisados. a: alcance = 12 horas, b: alcance = 24 horas	117
Tabela 4.4.3	Coefficientes de performance, por evento e totais, obtidos na verificação, para o modelo ARIMAX (2,1,0) e o modelo empírico ajustado. a: alcance = 36 horas, b: alcance = 48 horas	133
Tabela A.1	Coefficientes de performance obtidos na aplicação dos modelos de previsão para Fluviópolis, aos eventos do grupo 2	158

Tabela A.2	Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo auto-regressivo testado, para alcances de 12(a), 24(b), 36(c) e 48(d) horas.	160
Tabela A.3	Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo do tipo chuva-vazão (primeira alternativa) testado, para alcances de 12(a), 24(b), 36(c) e 48(d) horas . . .	162
Tabela A.4	Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo do tipo chuva-vazão (segunda alternativa) testado, para alcances de 12(a), 24(b), 36(c) e 48(d) horas . . .	164
Tabela A.5	Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo testado, do tipo que utiliza, como entrada, as vazões observadas em Fluvíópolis, para alcances de 12(a), 24(b), 36(c) e 48(d) horas	166
Tabela A.6	Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo testado, do tipo que utiliza, como entrada, as vazões observadas em Rio Negro e Porto Amazonas, para alcances de 12(a), 24(b), 36(c) e 48(d) horas.	169
Tabela B.1	Coeficientes de performance obtidos para as previsões de níveis realizadas com o emprego dos modelos ARIMA(2,1,0) e ARIMAX $\left[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right) \right]$, para a cheia de maio de 1988	178

LISTA DE FIGURAS

		Página
Figura 2.3.1	Técnica da Múltipla Linearização. . . .	25
Figura 3.2.1	Algoritmo descritivo do modelo empírico-conceitual	61
Figura 3.2.2	Fluxograma do procedimento para ajuste dos parâmetros Co e D	63
Figura 4.1.1	Bacia do Rio Iguaçu, Localização e Perfil Longitudinal.	70
Figura 4.1.2	Bacia do Rio Iguaçu, Isoietas Anuais, Período 1950 a 1981 (DNAEE, 1983) . . .	72
Figura 4.1.3	Localização das estações relevantes, juntamente com as áreas de drenagem e altitudes correspondentes	73
Figura 4.1.4	Autocorrelogramas e Intercorrelogramas de vazões-Fluviópolis e União da Vitória	76
Figura 4.1.5	Seção Transversal de Fluviópolis. . . .	78
Figura 4.2.1	Celeridade e tempo de propagação da onda de cheia até União da Vitória, em função das descargas em Fluviópolis . .	80

Figura 4.2.2	Correlogramas dos erros do modelo de previsão para Fluviópolis, alcance de 12 horas.	86
Figura 4.2.3	Correlogramas dos erros do modelo de previsão para Fluviópolis, alcance de 24 horas.	87
Figura 4.2.4	Análise da sensibilidade do tempo de pico (em horas), à variação dos parâmetros Co e D	91
Figura 4.3.1	Correlogramas dos erros do modelo empírico, alcance = 12 horas	109
Figura 4.3.2	Correlogramas dos erros do modelo empírico, alcance = 24 horas	110
Figura 4.3.3	Correlogramas dos erros do modelo empírico, alcance = 36 horas	111
Figura 4.3.4	Correlogramas dos erros do modelo empírico, alcance = 48 horas	112
Figura 4.4.1	Enchente E.06. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 12 horas).	120
Figura 4.4.2	Enchente E.07. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 12 horas)	121
Figura 4.4.3	Enchente E.08. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 12 horas)	122

Figura 4.4.4	Enchente E.09. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 12 horas).	123
Figura 4.4.5	Enchente E.10. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 12 horas	124
Figura 4.4.6	Enchente E.11. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 12 horas).	125
Figura 4.4.7	Enchente E.06. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 24 horas).	126
Figura 4.4.8	Enchente E.07. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 24 horas).	127
Figura 4.4.9	Enchente E.08. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 24 horas).	128
Figura 4.4.10	Enchente E.09. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 24 horas).	129
Figura 4.4.11	Enchente E.10. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 24 horas).	130
Figura 4.4.12	Enchente E.11. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 24 horas).	131

Figura 4.4.13	Enchente E.06. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 36 horas).	135
Figura 4.4.14	Enchente E.07. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 36 horas).	136
Figura 4.4.15	Enchente E.08. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 36 horas).	137
Figura 4.4.16	Enchente E.09. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 36 horas).	138
Figura 4.4.17	Enchente E.10. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 36 horas).	139
Figura 4.4.18	Enchente E.11. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 36 horas).	140
Figura 4.4.19	Enchente E.06. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 48 horas).	141
Figura 4.4.20	Enchente E.07. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 48 horas).	142
Figura 4.4.21	Enchente E.08. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 48 horas).	143

Figura 4.4.22	Enchente E.09. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 48 horas).	144
Figura 4.4.23	Enchente E.10. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 48 horas).	145
Figura 4.4.24	Enchente E.11. Vazões observadas x vazões calculadas pelo modelo empírico (alcance = 48 horas).	146
Figura B.1	Níveis observados x níveis previstos (alcance de 12 horas), com o emprego dos modelos ARIMA(2,1,0) e ARIMAX $\left[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)\right]$, para a cheia de maio de 1988.	176
Figura B.2	Níveis observados x níveis previstos (alcance de 24 horas), com o emprego dos modelos ARIMA(2,1,0) e ARIMAX $\left[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)\right]$, para a cheia de maio de 1988.	177

1 - INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

O desenvolvimento urbano acelerado, com ocupação das regiões ribeirinhas, bem como os desmatamentos e o assoreamento dos rios vêm atuando sensivelmente como fatores agravantes do problema das enchentes, contribuindo para o incremento dos danos econômicos, sociais e ambientais decorrentes. No Brasil, tem-se tornado cada vez mais freqüente a ocorrência de inundações em sítios urbanos, sendo que são bem conhecidas as cheias dos vales do Itajaí e do Iguaçu.

As soluções ditas estruturais, que envolvem a construção de obras hidráulicas, tais como canais de desvio, reservatórios e diques, nem sempre são viáveis técnica e economicamente, especialmente em períodos de escassez de recursos. Por esta razão, tem sido dada ênfase, nos últimos tempos, à adoção de medidas chamadas não-estruturais, ou seja, que não envolvem projetos de obras hidráulicas. Exemplos dessas alternativas são a ocupação orientada do solo, com o zoneamento de áreas sujeitas à inundação, e a instalação de sistemas de previsão e alerta contra cheias. Medidas estruturais e não-estruturais podem também ser aplicadas conjuntamente, visando a proteção de vidas humanas e bens. Em muitos casos, a ocorrência de inundações exige um conjunto de alternativas para minorar os efeitos das enchentes, nem

sempre havendo uma solução completa, a curto prazo. Particularmente, a adoção de um sistema de previsão de cheias e o zoneamento de áreas inundáveis podem ser medidas complementares, uma vez que, para uma certa previsão do nível do rio, interessa saber que áreas serão inundadas. Este sistema também pode ser de grande utilidade para a operação em tempo atual de obras hidráulicas tais como comportas de diques, e operação múltipla de reservatórios.

Um sistema de previsão de cheias consiste, basicamente, de um sistema de coleta e transmissão de dados em tempo atual, provido dos meios necessários à execução de previsões de níveis em função destes dados e a transmissão a órgãos gestores, bem como, em situações críticas, a emissão de alertas à defesa civil, à qual caberá o desencadeamento das demais ações complementares. Neste contexto, a disponibilidade e a qualidade dos dados, bem como a antecedência e confiabilidade das previsões desempenham um papel fundamental. A antecedência máxima que se pode obter depende do tempo de resposta da bacia.

O projeto de um sistema de previsão de cheias (O'Connell, 1980), deve ser executado em seu conjunto, ou seja, o sistema de coleta e transmissão de dados, e as necessidades de processamento, bem como as variáveis a serem medidas, e o número de estações de telemedição a serem instaladas, além da frequência e simultaneidade das leituras, dependem das necessidades dos modelos de previsão. Por outro lado, o sistema precisa ser relativamente independente de um tipo particular de modelo, para permitir um certo grau de flexibilidade.

As características de certas bacias sugerem o emprego de metodologias de previsão de cheias em tempo atual que constem da aplicação de modelos capazes de considerarem tanto o fenômeno de propagação em canais naturais quanto o processo de transformação chuva-vazão. Além disso, devido à quantidade e qualidade dos dados e equipamentos disponíveis, bem como às características desse tipo de previsão, é importante que estes modelos possuam estruturas simplificadas, com número reduzido de parâmetros e variáveis de entrada.

Podemos classificar os modelos matemáticos de previsão em empíricos, conceituais e empírico-conceituais (Lanna e Indursky, 1983). Os modelos empíricos caracterizam-se por, ao contrário dos modelos conceituais, desconhecem preocupações com as propriedades físicas do processo que pretendam representar. Estes modelos, além de poderem ser construídos com pequeno número de parâmetros, normalmente são formulados para fazerem uso de observações anteriores da própria variável a ser prevista, de forma a prevenir erros acumulativos (por exemplo, utilizando-se parâmetros auto-regressivos), e podem facilmente ser calibrados com algoritmos que permitem o ajuste dos parâmetros em tempo atual. Os modelos conceituais, por sua vez, embora permitam o aproveitamento de conhecimentos sobre a natureza do fenômeno, e sobre as características físicas particulares do sistema estudado, apresentam certas dificuldades no que se refere ao ajuste em tempo atual dos parâmetros, e no emprego de observações anteriores para a prevenção da ocorrência de erros acumulativos. Uma das formas de se superar estas limitações é associando-se ao modelo conceitual um modelo empírico, resultando um modelo conjugado empírico-conceitual.

1.2 Objetivos

- Estudar o emprego de modelos do tipo empírico - conceitual para previsão de vazões em tempo atual, tendo as vazões provenientes de montante propagadas por um modelo do tipo conceitual, em situações em que os volumes de contribuição da bacia incremental constituem uma parcela significativa dos volumes totais.

- Testar a aplicabilidade de uma metodologia de calibração conjunta, onde o modelo conceitual tem seus parâmetros estimados por um processo de otimização, por tentativas, enquanto que o modelo empírico é ajustado pela técnica recursiva dos mínimos quadrados, com o objetivo de minimizar as diferenças entre os valores calculados pelo modelo completo (empírico-conceitual), e as vazões observadas.

- Comparar a performance do modelo empírico-conceitual com a de modelos do tipo empírico linear, calibrados pela técnica recursiva dos mínimos quadrados.

- Verificar a importância de se utilizar informações de chuva para previsões em tempo atual com modelos empíricos lineares para o caso em que, conjuntamente com as vazões provenientes de montante, as contribuições provenientes das precipitações no trecho incremental são significativas para o processo de previsão.

- Recomendar uma sistemática de previsão de cheias com os modelos ajustados, para os alcances considerados.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Generalidades

Os modelos matemáticos do tipo conceitual procuram reproduzir os principais processos envolvidos nos fenômenos hidrológicos estudados, lançando mão de simplificações que dependem do objetivo e dos dados disponíveis. Por exemplo, quando o objetivo do modelo é simular hidrogramas de cheia isolados, a evapotranspiração pode ser desprezada, o mesmo não acontecendo com a infiltração e o escoamento superficial (Tucci, 1985).

Dentro desta linha, uma simplificação aceitável das equações uni-dimensionais para o escoamento em canais (equações de Saint-Venant), é o modelo Analogia de Difusão. Este modelo conceitual gera uma função de transferência, de cuja operação com as vazões de entrada do sistema (seção de montante) resultam as descargas de saída, na seção de jusante, sem necessidade do conhecimento do que ocorre entre as duas seções, o que representa uma considerável diminuição dos custos envolvidos, quando comparado com modelos mais completos. Outras características ponderáveis do modelo Analogia de Difusão são a aplicabilidade a uma grande variedade de casos, a propriedade de conservação dos volumes propagados e a possibilidade de se realizar uma primeira estimativa dos parâmetros a partir de características facilmente

mensuráveis do rio. Somam-se a isso a carência, comum em bacias brasileiras, de informações disponíveis, a importância de se contar com poucos parâmetros para o ajuste, e a natureza aproximadamente linear do fenômeno de propagação, notadamente para pequenos alcances de previsão.

Uma maneira de se incluir as contribuições de percurso no modelo, é considerá-las proporcionais a um escoamento tributário. Tucci (1985), aplicou um modelo hidrodinâmico ao trecho Itaúba - Fandango, no rio Jacuí, onde a contribuição lateral é de 19.970 km², enquanto que a bacia de contribuição de Itaúba é de apenas 10.000 km². A solução adotada foi considerar as contribuições laterais proporcionais às vazões diárias observadas no posto Passo das Tunas, responsável pela drenagem de 6.790 km² da bacia do rio Vacacaí, tributário deste trecho.

O método, porém, que permite um maior alcance de previsão (Harpin e Cluckie, 1982), desde que haja um retardo significativo entre a ocorrência da chuva e o seu efeito sobre o hidrograma, é o de se empregar uma relação entre as chuvas nas áreas não controladas e as vazões de contribuição lateral. No caso de se utilizar um modelo chuva-vazão para os volumes da bacia incremental, surge a questão de como separar estas contribuições daquelas oriundas de montante, para o ajuste dos parâmetros. Este é, também, o maior problema para a calibração de modelos de propagação de vazões ao longo do rio. Uma alternativa possível para esta questão, é a utilizada neste trabalho, de estimativa conjunta dos parâmetros.

Uma vez que passa-se a contar com informações sobre a estrutura física da bacia e sobre a natureza do fenômeno de trans-

formação, é vantajoso utilizar-se um modelo chuva-vazão do tipo conceitual, ou com componentes conceituais, para as contribuições da bacia incremental. Porém, a viabilidade de seu uso depende da existência e confiabilidade das leituras de dados em tempo atual e da densidade e distribuição das estações pluviométricas disponíveis. À medida que estas condições não são satisfeitas, vai se tornando mais interessante a utilização de modelos mais simples, uma vez que diminuem as informações capazes de influir no processo.

Os modelos empíricos, por sua vez, compensam a simplicidade de formulação lançando mão de artifícios para ter em conta as não-linearidades do processo chuva-vazão, tais como estimar empiricamente o estado de umidade do solo a partir de chuvas passadas, evaporação e vazões. Devido, porém, à necessidade, para previsão de cheias em tempo atual, dos modelos serem capazes de trabalhar com séries interrompidas de dados, fica limitada a alternativa de se fazer estimativas de umidade durante a ocorrência de enchentes, que dependam da disponibilidade destas séries.

2.2 Coeficientes Práticos para Avaliação e Comparação de Modelos de Previsão

Considerando o caso de previsão com horizonte temporal h_z , feitas usando dados disponíveis no tempo t , (\hat{y}_{t+h_z}/t) , teremos um erro de previsão representado por:

$$e_{t+h_z} = (\hat{y}_{t+h_z}/t - y_{t+h_z}) \quad (2.2.1)$$

Claramente, uma medida da grandeza desse erro será também uma medida da confiabilidade do modelo. Moore e O'Connell (1978) sugerem a variância dos erros (σ_e^2) como uma medida de sua magnitude. Esta irá depender do modelo empregado, do algoritmo de estimação dos parâmetros adotado e da presença de erros nos dados. Para qualquer sistema de previsão, portanto, o objetivo deve ser minimizar uma estimativa da magnitude dos erros de previsão entre os modelos utilizáveis e algoritmos de estimação de parâmetros e de previsão. Alguns desses algoritmos possuem facilidades para essa estimativa, de modo recursivo.

Lanna e Indurski (1983) relacionaram os testes para análise da qualidade dos modelos de previsão em dois grupos. O primeiro grupo de testes procura verificar a propriedade do modelo de prever com precisão e sem erros sistemáticos as vazões a ocorrerem no futuro. O segundo tipo compara a qualidade das previsões do modelo com as que podem ser obtidas com um modelo alternativo, mais simples.

Como exemplo de testes do primeiro grupo, temos o erro médio de previsão:

$$EM = \frac{1}{K} \cdot \sum_{t=1}^k \{\hat{y}_t - y_t\}, \quad (2.2.2)$$

o erro padrão de previsão:

$$EP = \left\{ \frac{1}{K} \cdot \sum_{t=1}^k \{\hat{y}_t - y_t\}^2 \right\}^{1/2} \quad (2.2.3)$$

o coeficiente de eficiência:

$$CE = 1 - \frac{\sum_{t=1}^k \{\hat{y}_t - y_t\}^2}{\sum_{t=1}^k \{y_t - \bar{y}\}^2} \quad (2.2.4)$$

e o coeficiente de determinação:

$$CD = 1 - \frac{\sum_{t=1}^k \{y_t - \hat{\hat{y}}_t\}^2}{k \{y_t - \bar{y}\}^2}, \quad (2.2.5)$$

onde:

y_t = valor observado, no intervalo de tempo t , da variável a ser prevista

\bar{y} = média dos valores observados de y

\hat{y}_t = valor previsto de y para o intervalo de tempo t

$\hat{\hat{y}}_t$ = estimativa dos valores observados, obtida pela regressão linear entre y_t e \hat{y}_t

k = número de observações.

O erro médio verifica se o modelo utilizado subestima ou superestima, em média, os valores observados. O erro padrão mede a dispersão das previsões em torno das observações. O coeficiente de eficiência, introduzido por Nash e Sutcliff (1970), é a proporção com que o modelo explica a variância das vazões observadas. O coeficiente de determinação, apresentado por Aitken (1973) analisado em conjunto com o coeficiente de eficiência, identifica a presença de erros sistemáticos de previsão que podem ser detectados por regressão linear.

Os testes do segundo grupo envolvem a determinação do coeficiente de eficiência relativa entre dois modelos:

$$ER(k) = 1 - \frac{\sum_{t=1}^k \{\hat{y}_t - y_t\}^2}{\sum_{t=1}^k \{\hat{y}_{a_t} - y_t\}^2}, \quad (2.2.6)$$

o qual calcula a fração adicional da variância das observações que é explicada pelo modelo testado (previsões \hat{y}_t), além da variância explicada pelo modelo alternativo (previsões \hat{y}_{a_t}). Quando o valor da eficiência relativa for positivo em dado instante, isso significa que, no período desde o instante inicial até então, o modelo testado supera o alternativo. Além disso, quando a função definida pelos valores calculados do coeficiente de eficiência relativa ao longo do tempo for crescente em dado período, independentemente de seu valor absoluto, pode-se concluir que durante aquele período o modelo testado foi superior ao alternativo, o contrário ocorrendo quando a função for decrescente (Lanna, 1987).

Kitanidis e Bras (1978), utilizaram dois tipos de coeficientes de eficiência relativa, denominados coeficiente de persistência e coeficiente de extrapolação. O primeiro compara o modelo proposto com o modelo que sistematicamente previria a variável como o seu valor anteriormente observado. O segundo com o modelo que previria a variável como a extrapolação linear da tendência observada nos dois intervalos anteriores. O coeficiente de persistência, juntamente com a variância residual, foi utilizado por Lanna e Valença (1985), para avaliar modelos de previsão de cheias do tipo empírico, para a cidade de Blumenau/SC, e por Cruz (1987), para a comparação entre modelos empíricos e semi-conceitual de previsão em tempo atual para a cidade de Ibirama/SC.

2.3 Modelos Conceituais

2.3.1 Descrição Geral

O ciclo hidrológico pode ser representado matematicamente, em modelos do tipo conceitual, através de dois tipos de funções (Dujardin e Jouhet, 1971):

- funções de produção ou redução: atuam sobre uma certa quantidade inicial de água repartindo-a pelos diversos tipos de escoamento. A chuva, por exemplo, é repartida em escoamento superficial, evapotranspiração e infiltração.

- funções de retardamento ou modulação: conservam os volumes de água disponíveis para o escoamento em certo intervalo de tempo, alterando porém sua distribuição ao longo do tempo.

Exemplos dessa classe de funções são os modelos conceituais tipo reservatório linear, ou os modelos de propagação de ondas de cheia, em canais.

A estrutura de um modelo de simulação é composta de combinações desses dois tipos de funções, de forma a considerar todo o ciclo hidrológico ou apenas parte dele.

Um exemplo típico de como essas funções são empregadas em modelos matemáticos é o modelo IPH-II (Tucci et alii, 1979), baseado principalmente num algoritmo de separação de escoamentos desenvolvido por Berthelot (1970). O modelo é composto dos algoritmos:

a) Perdas por evaporação e interceptação

- b) Algoritmo de separação do escoamento
- c) Propagação na superfície do solo e subterrânea

Neste modelo, podemos identificar nos dois primeiros algoritmos, funções de redução, e no terceiro, funções de retardamento.

2.3.2 Modelos Pluvio-hidrométricos

Pode-se definir a chuva efetiva como sendo a parcela da precipitação resultante, após descontadas as perdas por interceptação, evaporação e infiltração, a qual irá se transformar em escoamento superficial. Diversos autores têm proposto metodologias para a determinação desta parcela em função da chuva realmente precipitada sobre a bacia hidrográfica, em modelos matemáticos. Gomide e Mine (1981), sugerem um modelo para determinar o coeficiente de escoamento superficial, baseado em três idéias clássicas: o conceito do Índice de Precipitações Antecedentes; a noção de abstrações iniciais da precipitação, como perdas por interceptação e armazenamento em depressões; e o critério de Fantolli, para a avaliação do coeficiente de escoamento superficial.

Este modelo tem apenas três parâmetros, um para cada conceito enumerado acima.

O índice de precipitações antecedentes (API), enunciado por Linsley, Kohler e Paulhus (1949), estima a umidade do solo com base no decaimento exponencial das chuvas passadas,

$$API_t = F_d \cdot API_{t-1} + P_t \quad (2.3.1)$$

sendo f um parâmetro a ser estimado. Substituindo iterativamente o API_{t-1} , obtemos:

$$API_t = P_t + Fd \cdot p_{t-1} + Fd^2 \cdot P_{t-2} + Fd^3 \cdot P_{t-3} + \dots \quad (2.3.2)$$

o que nos permite visualizar mais facilmente o decréscimo da influência das chuvas passadas com o tempo.

O critério de Fantolli original (Pinto, Holtz e Massucci, 1970) avalia o coeficiente de escoamento (c), em função de características da bacia hidrográfica, representadas pelo parâmetro "f", e da chuva total "p", segundo a equação:

$$C = f \cdot p^{1/3} \quad (2.3.3)$$

não levando em conta, portanto, as perdas iniciais nem o estado de umidade da bacia.

No modelo proposto, a chuva efetiva correspondente à precipitação P_t , medida no instante t , é fornecida por:

$$Pe_t = C_t \cdot P_t, \quad (2.3.4)$$

sendo C_t o coeficiente de escoamento superficial, determinado pelo critério de Fantolli, levando em conta as abstrações iniciais e as condições de umidade na bacia:

$$C_t = f \cdot (API_t - C_p)^{1/3} \quad \text{para } API_t > C_p \quad (2.3.5)$$

$$C_t = 0 \quad \text{para } API_t \leq C_p \quad (2.3.6)$$

sendo as perdas iniciais representadas pela constante C_p , e o API_t calculado pela equação do decaimento exponencial.

Segundo os autores, é razoável estimar um valor constante, típico da bacia em questão, para as perdas iniciais, já que podemos interpretar o Índice de Precipitações Antecedentes (API_t) como a chuva ideal que, precipitada sobre a bacia ao fim de uma longa estiagem, conduziria ao estado geral de umidade realmente estabelecido pela verdadeira história dos eventos pluviais ocorridos nessa bacia.

Esta técnica foi testada em sub-bacias do Alto e Médio Iguaçu, como alternativa para a avaliação de chuvas efetivas, visando principalmente o problema de previsão de vazões, tendo ficado alguma dúvida sobre a capacidade do modelo de simular a realidade física. Conseqüentemente, os autores o recomendaram apenas como uma técnica equivalente à da "Curva de Projeto", com a vantagem de dispensar o conhecimento prévio da duração da chuva.

Na parcela conceitual do modelo de Demaree (1982), os dados de chuva P_t , são reduzidos por um fator CR, para levar em conta a resposta imediata de armazenamento. Os dados de evaporação potencial calculados segundo Bultot e Dupriez (1974), são subtraídos dessas chuvas reduzidas. Dessa forma, a variável R_t , que poderia ser chamada de precipitação efetiva, é calculada como:

$$R_t = \text{Max} \{0; 0,01 \cdot CR \cdot P_t - Ep_t\} \quad (2.3.7)$$

A variável Z_t , a ser introduzida como variável "independente" em um modelo empírico, é obtida pela ponderação da chuva

modificada R_t por uma variável de filtragem F_t , obtida de um filtro de primeira ordem da forma:

$$F_t = F_{t-1} + \frac{1}{TS} \cdot (R_t - F_{t-1}), \quad (2.3.8)$$

onde um parâmetro adicional TS, tendo o significado de constante temporal associada ao processo físico que caracteriza o comportamento da bacia é introduzido (Whitehead e Young, 1976), para levar em conta o processo de esvaziamento do solo.

A maior dificuldade do modelo é a determinação da evapotranspiração potencial. O método de Bultot e Dupriez (1974) é baseado no balanço de energia, e parte do princípio de que a função de transferência entre a evaporação de uma superfície livre da água e a evapotranspiração de uma cobertura vegetal pode ser determinada como uma função de variáveis meteorológicas por meio de uma expressão analítica precisa. Comporta três etapas:

- 1) Cálculo, pelo método de Penman, da evaporação de uma superfície livre de água.

- 2) Cálculo da evapotranspiração potencial de diversas coberturas naturais pela utilização de um fator de transferência determinado a cada dia em função das variáveis meteorológicas.

- 3) Ponderação das evapotranspirações potenciais das diversas coberturas, proporcionalmente às superfícies ocupadas por cada uma na bacia hidrográfica.

A evaporação pode, porém, ser considerada irrelevante durante a ocorrência de uma cheia, podendo-se nesse caso arbitrar E_{p_t} como nulo.

Esta metodologia foi aplicada por Demaree, no rio Dijle (308 km²), na Bélgica, para obter variáveis de entrada para um modelo empírico de previsão. As séries de dados diários obtidas revelaram-se melhor correlacionadas com as séries de vazões, para os períodos testados (anos de 1974 e 1977), do que as séries originais de precipitações observadas.

O modelo plúvio-hidrométrico IPH-II foi desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sendo recomendado para bacias onde a propagação no leito do rio não é importante no processo. A versão descrita por Tucci (1979) compõe-se, principalmente, de algoritmos de perdas por evaporação e intercepção, separação dos escoamentos e propagação dos escoamentos superficial e subterrâneo.

No algoritmo de perdas, a evapotranspiração potencial (E_p) é retirada da precipitação quando l_{he} é inferior, sendo que a diferença é retida num reservatório correspondente à intercepção pela cobertura vegetal e depressões, até que a capacidade máxima (R_{max}) seja atingida. Os volumes excedentes são utilizados no algoritmo de infiltração para o cálculo dos valores superficial e percolado, com excessão da parte correspondente às superfícies impermeáveis, proporcional à magnitude dessas superfícies, a qual é escoada superficialmente, sem passar pelo algoritmo de separação dos escoamentos. Quando a evapotranspiração potencial é maior que a precipitação, a diferença é retirada do reservatório de intercepção. Caso esse reservatório seja esgotado, o déficit passa a ser atendido pela água contida no solo, através de uma relação empírica:

$$E_s = E_p \cdot S_t / S_{max} \quad (2.3.9)$$

onde E_s é a evaporação proveniente do solo, S_t o armazenamento de umidade do solo e S_{max} um parâmetro representativo do armazenamento máximo.

A infiltração é calculada pela equação de Horton:

$$I_t = I_b + (I_o - I_b) \cdot h^{(t-t_o)}, \quad (2.3.10)$$

onde I_o é a capacidade de infiltração no início do intervalo de tempo $(t-t_o)$, I_b a capacidade de infiltração mínima, I_t a capacidade de infiltração no instante t , e $h = e^{-k}$, sendo K um parâmetro empírico relacionado ao tipo de solo, e e a base dos logaritmos neperianos. Esta equação é válida quando a taxa de infiltração é menor que a precipitação. Combinando esta relação com a equação da continuidade aplicada à zona superior do solo:

$$\frac{dS}{dt} = I_t - T_t, \quad (2.3.11)$$

sendo T_t a percolação a partir do reservatório de umidade do solo no instante t , calculada por uma relação empírica:

$$T_t = I_b (1 - h^{(t-t_o)}), \quad (2.3.12)$$

Berthelot (1970) obteve um algoritmo de separação dos escoamentos do qual resultam, a cada intervalo, os volumes escoados superficialmente, em função da capacidade de infiltração e da precipitação resultante do algoritmo de perdas, bem como os volumes de escoamento de base, em função do armazenamento nas camadas superiores do solo e da percolação T .

Os volumes armazenados no solo, bem como a capacidade de infiltração e a percolação são atualizados a cada intervalo de tempo, e vão depender das chuvas precipitadas sobre a bacia, da evaporação potencial e das condições anteriores do solo.

A propagação dos volumes de escoamento superficial (V_e) é feita pelo método de Clark (1954), que procura levar em conta os efeitos de translação e armazenamento pelo uso combinado do histograma tempo-área e do modelo do reservatório linear. O modelo do reservatório linear, por sua vez, é utilizado também para a propagação do escoamento subterrâneo, onde a entrada do aquífero são os volumes percolados (V_p).

Como o valor máximo para o armazenamento de umidade no solo pode ser obtido por

$$S_{max} = \frac{-I_0}{\ln h} \quad , \quad (2.3.13)$$

correspondendo à situação em que a capacidade de infiltração é igual à capacidade de infiltração mínima, restam seis parâmetros a serem ajustados dos quais K_{sub} (parâmetro do modelo de reservatório linear simples, correspondente ao escoamento subterrâneo) e R_{max} , são pouco sensíveis, podendo ser obtidos, respectivamente, das curvas de recessão e pela análise dos volumes observados e sintetizados pelo modelo. Os demais parâmetros a serem ajustados são o I_0 , I_b , h e K_{sup} . O parâmetro K_{sup} representa a diferença temporal, em número de intervalos, entre o centro de massa do hietograma, após a aplicação do histograma tempo-área, e o centro de massa do hidrograma.

Tucci e Clarke (1980) utilizaram o modelo IPH-II para previsão de vazões em tempo atual na bacia do rio Capivarí (SC), para a seção de Armazém Capivarí (810 km²). Foram utilizadas cinco estações pluviométricas, para a estimativa dos totais diários médios de chuva, sendo que apenas uma destas situa-se no interior da bacia. Não havendo séries de medições meteorológicas mais próximas, foram aproveitadas as observações de evaporação de Laguna, 35 km fora da bacia. Detalhes a respeito do processo de calibração em tempo atual utilizado neste trabalho podem ser encontrados no item 2.6.1.4. O modelo, quando aplicado a uma série contínua de dados, conseguiu reproduzir razoavelmente bem a ocorrência dos maiores picos, porém geralmente apresentou falhas para o ajuste das vazões aos picos menores. Embora o procedimento de calibração em tempo atual tenha melhorado a performance do modelo, obtendo um Coeficiente de Determinação (R^2) de 0,745, muito das potencialidades, tanto do modelo como do processo de calibração adotado, ficam difíceis de serem avaliadas devido às deficiências dos dados utilizados.

O modelo testado por Gomide e Mine, embora não tenha apresentado os resultados esperados pelos autores, no contexto de previsões, parece ter como principal limitação a necessidade de se trabalhar com séries contínuas de dados, para a obtenção do API atualizado. Dificuldade semelhante é apresentada, para a estimativa da variável de filtragem F_t , pelo modelo de Demaree, cujo maior inconveniente é a determinação da evapotranspiração potencial, a qual, porém, pode ser arbitrada como nula, por ser irrelevante em uma situação de enchente. O modelo IPH-II é relativamente simples, tendo-se em conta o nível de representatividade apresentado para os fenômenos envolvidos, porém exige dados

de chuva de boa qualidade, distribuídos e com densidade suficiente para representarem a chuva média da região. Caso não se satisfaça esta condição, o modelo pode não apresentar melhoras substanciais em relação a modelos simplificados, com menor número de parâmetros.

2.3.3 Propagação do Fluxo em Canais:

O Modelo Analogia de Difusão

O comportamento do movimento da água em rios e canais pode ser descrito matematicamente por duas equações diferenciais parciais (Equações de Saint Venant), que representam a conservação da massa (Equação da Continuidade) e a quantidade de movimento (Equação da Quantidade de Movimento) do escoamento.

As simplificações básicas normalmente utilizadas na dedução das equações uni-dimensionais da continuidade e da quantidade de movimento são (Tucci, 1985):

- fluido incompressível e homogêneo;
- a pressão varia hidrostaticamente na vertical;
- escoamento uni-dimensional, com a velocidade uniformemente distribuída na seção transversal;
- aproximação na adoção da declividade de fundo;
- variação gradual nas seções transversais;
- a declividade da linha de fricção é obtida pelo uso das fórmulas de escoamento uniforme e permanente, como Chézy e Manning.

Equação da Continuidade:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial L} = q_L \quad , \quad (2.3.14)$$

sendo:

t = unidade de tempo

A = área de seção transversal

Q = vazão numa determinada seção

L = distância, a partir de uma seção de montante, ao longo do canal

q_L = vazão lateral, por unidade de comprimento do canal.

Equação da Quantidade de Movimento:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial L} + g \frac{\partial h}{\partial L} + g \cdot df = g \cdot do - v_L q_L / A, \quad (2.3.15)$$

onde:

v = velocidade do escoamento, no sentido horizontal

h = profundidade do escoamento

v_L = componente longitudinal da velocidade do escoamento lateral

g = aceleração da gravidade

do = declividade do fundo do canal

df = declividade da linha de fricção

O escoamento produz atenuação e deslocamento da onda de cheia devido ao armazenamento, tanto na calha normal como nas áreas adjacentes do canal, a fricção com as superfícies e as variações das características do trecho de rio. Nas equações esses efeitos são representados pela continuidade de massa (Equação da Continuidade) e pelos termos de inércia, pressão e fricção (Equação da Quantidade de Movimento).

As equações de Saint-Venant podem ser modificadas, considerando-se um canal retangular semi-infinito, e desprezando - se as contribuições laterais, resultando em uma equação diferencial linearizável. Considerando-se uma pequena faixa de flutuações em torno da descarga q_0 (regime permanente), esta equação pode ser reduzida a uma equação linear de segunda ordem, a equação de Daymie-Massô:

$$\begin{aligned} & (g \cdot h_0 - v_0^2) \frac{\partial^2 q}{\partial L^2} - 2 v_0 \frac{\partial^2 q}{\partial L \partial t} - \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} \\ & = 3g d_0 \frac{\partial q}{\partial L} + 2g \frac{d_0}{v_0} \frac{\partial q}{\partial t} \quad , \end{aligned} \quad (2.3.16)$$

sendo:

h_0 = profundidade média, escoamento permanente

v_0 = velocidade de escoamento longitudinal, escoamento permanente

q = descarga por unidade de largura do canal, ou descarga unitária

Desprezando-se os dois últimos termos do lado esquerdo desta equação, multiplicando por $v_0/2gd_0$, e considerando o número de Froude ($Fo = v_0/\sqrt{gh_0}$), resulta no modelo Analogia de Difusão:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 q}{\partial L^2} - C_0 \cdot \frac{\partial q}{\partial L} \quad , \quad (2.3.17)$$

onde:

$$D = \frac{q_0}{2d_0} \cdot (1 - Fo^2) \quad (\text{Coeficiente de Dispersão da onda}) \quad (2.3.18)$$

e

$$C_0 = \frac{3}{2} v_0 \quad \text{(Velocidade de propagação da onda)} \quad (2.3.19)$$

cuja solução para uma entrada unitária instantânea é:

$$\mu(t) = \frac{L}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot D} \cdot t^{(3/2)}} \cdot \text{Exp} \left[\frac{-(c_0 \cdot t - L)^2}{4 \cdot D \cdot t} \right] \quad (2.3.20)$$

Os parâmetros do modelo (atenuação e velocidade da onda) podem, portanto, ser obtidos a partir de características físicas facilmente mensuráveis do canal.

A vazão é obtida pela convolução dessa função núcleo com as entradas a montante. Assim:

$$Q_t = \int_0^t \mu(t-\tau) \cdot I_t \cdot d\tau, \quad (2.3.21)$$

sendo $\mu(t)$ a função núcleo, I_t as entradas, e Q_t as vazões da seção de jusante para o instante t .

Segundo Ponce et alii (1978), que estudaram a aplicabilidade dos modelos cinemáticos e de difusão utilizando as equações de Saint Vénant linearizadas, para que seja aplicável a onda de difusão (Hayami, 1951), deve se verificar a seguinte inequação:

$$\Gamma \cdot \frac{d_0 \cdot \sqrt{g}}{h_0} \geq 30, \quad (2.3.22)$$

onde:

Γ = período da onda

h_0 = profundidade média.

Este critério deve ser encarado como uma estimativa, pois foi deduzido baseado em condições médias e equações simplificadas. No entanto, é um valioso indicador, que considera não só as características físicas do canal, como também o período da onda (Tucci, 1985).

Ao analisar a aplicabilidade do modelo Analogia de Difusão, é preciso ter em conta, também, as simplificações adotadas em sua dedução. Assim, à medida que as vazões de entrada não variem bruscamente, ou se mantenham numa faixa de grandeza na qual a Difusividade Hidráulica e a Celeridade da Onda não variem significativamente, este pode ser um modelo de propagação satisfatório.

A maior limitação deste modelo é a incapacidade de levar em conta as mudanças de Celeridade e Dispersão da onda de cheia em função das variações de descargas. Com o objetivo de eliminar esta limitação, Keefer e Mcquivey (1974) propuseram uma técnica de múltipla linearização, onde a faixa de grandeza das vazões na qual o modelo irá operar é dividida, sendo que cada sub-faixa passa a contar com uma função de transferência particular, de modo a minimizar as não-linearidades. Assim, temos uma família de funções de transferência, cada qual com sua própria celeridade e coeficiente de dispersão, correspondentes aos subsistemas lineares considerados. Após a propagação, utilizando as técnicas convencionais, os resultados obtidos em cada sub-sistema são somados, resultando desta composição a descarga de saída do modelo (figura 2.3.1).

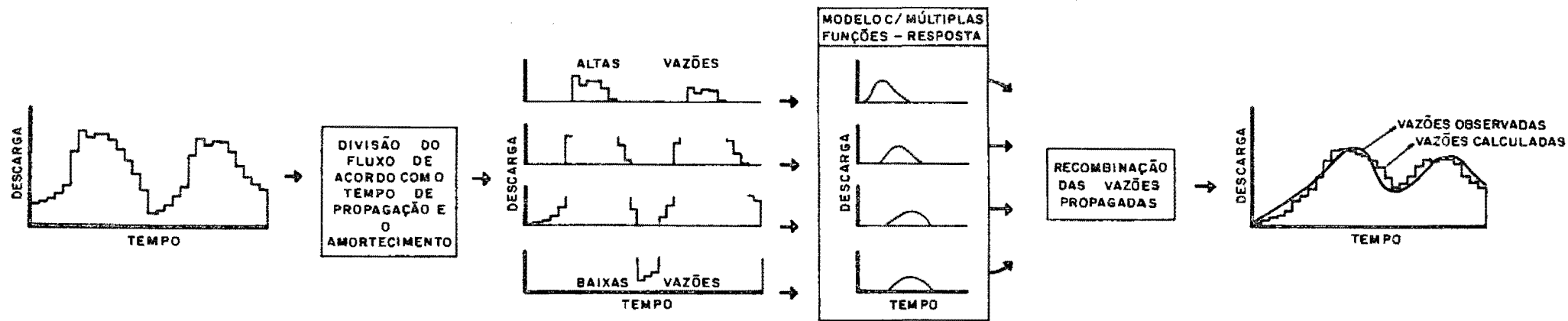


Fig. 2.3.1 - TÉCNICA DA MÚLTIPLA LINEARIZAÇÃO.
 (Kefer e Mc Quivey, 1974)

Esta técnica foi confrontada com a de simples linearização, através de aplicações em alguns rios dos Estados Unidos com relativamente grandes variações de descargas, tendo-se revelado vantajosa para propagações com dados horários (rios Clinch, Catawba e Chatahoochee), porém sem melhoras mensuráveis para as propagações de vazões diárias (rios Clinch e Kentucky).

As equações utilizadas para o cálculo dos parâmetros foram:

$$C_0 = \frac{1}{B_0} \cdot \frac{dQ}{dh} \quad (2.3.23)$$

e

$$D = \frac{q_0}{2 \cdot S_0} \quad (2.3.24)$$

desprezando-se, portanto, o número de Froude, por ser pequeno em todos os casos analisados.

Os autores concluíram que o ganho mais significativo de se utilizar o processo da múltipla linearização ocorre quando se trabalha com baixas vazões, sugerindo ainda que a escolha entre as técnicas de simples e múltipla linearização pode ser feita pelo exame da relação entre a celeridade e a descarga, seguida do cálculo da diferença do tempo de propagação entre as maiores e menores vazões da faixa de interesse. Se a variação no tempo de propagação for maior do que um ou dois intervalos de tempo, então a técnica de múltipla linearização poderá melhorar os resultados.

2.4 Modelos Empíricos Lineares

2.4.1 Descrição Geral

As dificuldades inerentes à aplicação, principalmente no que diz respeito à determinação de seus parâmetros em tempo atual, dos modelos convencionais, tem provocado o uso de modelos alternativos do tipo empírico.

Um modelo empírico de previsão em tempo atual é, basicamente, uma equação de recorrência onde os valores previstos são obtidos a partir de valores anteriores das variáveis intervenientes no processo (Braga, 1982). Estes modelos não se preocupam em explicar o fenômeno através de leis físicas, sendo os seus parâmetros obtidos apenas em função de realizações passadas do fenômeno. Em última análise, consistem de simples equações matemáticas. Possuem, porém, algumas vantagens importantes, tais como poder associar probabilidades de ocorrência aos eventos futuros, e a simplicidade de cálculo.

Alguns desses modelos utilizados na simulação de séries temporais, são os Auto-regressivos (AR), Médias Móveis (MA), e os Auto-regressivos-Médias Móveis (ARMA).

Modelos auto-regressivos têm sido aplicados com sucesso para representar séries temporais, e mesmo para previsão. As baixas vazões, nas estações secas principalmente, resultam de contribuições subterrâneas, as quais têm relativamente pequena variação. Durante os períodos de recessão, as vazões em um certo intervalo são frações das vazões nos intervalos precedentes, o

que pode ser representado por um esquema auto-regressivo AR(p) (Salas et alii, 1978):

$$Y_t = \mu + \phi_1 (Y_{t-1} - \mu) + \dots + \phi_p (Y_{t-p} - \mu) + \varepsilon_t \quad (2.4.1)$$

onde Y_t representa uma série temporal dependente com média μ , ε_t uma série temporal independente com média zero e variância constante, e ϕ_1, \dots, ϕ_p um número finito p de parâmetros auto-regressivos.

As ascensões nas vazões são consequência das chuvas, principalmente. Este comportamento pode ser representado pela adição de uma componente de média móvel (MA(q)):

$$Y_t = \mu + \varepsilon_t - \theta_1 \varepsilon_{t-1} - \dots - \theta_q \varepsilon_{t-q}, \quad (2.4.2)$$

sendo que Y_t depende apenas de um número finito q de variáveis aleatórias independentes, resultando nos chamados modelos mistos auto-regressivos com média móvel ARMA(p,q):

$$Y_t = \mu + \sum_{j=1}^p \phi_j (Y_{t-j} - \mu) + \varepsilon_t - \sum_{i=1}^q \theta_i \varepsilon_{t-i} \quad (2.4.3)$$

Tomando-se a equação anterior, e considerando o valor observado um intervalo de tempo à frente, resulta:

$$Y_{t+1} = \mu + \sum_{j=1}^p \phi_j (Y_{t-j+1} - \mu) + \varepsilon_{t+1} + \sum_{i=1}^q \theta_i \varepsilon_{t-i+1} \quad (2.4.4)$$

onde os únicos valores desconhecidos, num instante t , são o próprio Y_{t+1} e a variável aleatória ε_{t+1} . Adotando-se para ε_{t+1} sua esperança condicional, que é zero, obtem-se o valor esperado para a variável dependente:

$$\hat{Y}_{t+1} = \mu + \sum_{j=1}^p \phi_j (Y_{t-j+1} - \mu) - \sum_{i=1}^q \theta_i \varepsilon_{t-i+1} \quad (2.4.5)$$

Subtraindo-se as equações anteriores, conclui-se:

$$Y_{t+1} - \hat{Y}_{t+1} = \varepsilon_{t+1} \quad (2.4.6)$$

Conforme Salas et alii (1978), um procedimento semelhante, considerando um número genérico de intervalos à frente, comprova que a média móvel é o próprio erro em modelos de previsão.

Como em geral as séries hidrológicas apresentam características não-estacionárias, é importante transformá-las em séries temporais estacionárias as quais conduzem a modelos com menor número de parâmetros. Pode-se, com esse objetivo, executar diferenciações das séries temporais. Este procedimento, quando combinado com os modelos ARMA(p,q) constitui-se na técnica dos modelos Auto-regressivos com Médias Móveis Integrados (ARIMA(p;d,q), os quais, embora não possam ser usados para gerar séries sintéticas, servem para realizar previsões dos desvios do processo (Mine, 1984). Sua formulação pode ser a seguinte:

$$u_t = \sum_{J=1}^p \phi_J Y_{t-J} - \sum_{J=0}^q \theta_J \varepsilon_{t-J}, \quad (2.4.7)$$

com $\theta_0 = -1$ e $u_t = d^{\text{ésima}}$ diferença consecutiva do processo Y_t .

Uma generalização possível dos modelos ARIMA(p,d,q) é obtida pela introdução de um terceiro tipo de variável, dita exógena. Esta variável pode ser qualquer informação que possa ser introduzida para incrementar a qualidade das previsões. Estes modelos têm sido denominados, na literatura, de modelos ARIMAX (p, d,q,r), onde X representa a existência de um número r de variáveis exógenas. Considerando diferenciações de primeira ordem (d=1), e uma variável exógena (r=1), a formulação dos modelos pode ser:

$$\begin{aligned} \hat{Y}_{t+h_z} = & Y_t + \sum_{i=0}^p \phi_i \cdot (Y_{t-i} - Y_{t-i-1}) \\ & + \sum_{J=0}^q \theta_J \cdot (Y_{t-J} - Y_{t-J}) \\ & + \sum_{k=0}^n a_k \cdot Z_{t-k} \end{aligned} \quad (2.4.8)$$

Apesar da aparente simplicidade deste modelo, pode-se verificar que ele representa um caso geral de modelos lineares no qual se pode especificar um modelo precipitação-vazão do tipo hidrograma unitário, ou um modelo de propagação do tipo Muskingun (Lanna e Valença, 1985). Uma vantagem importante, devido à simplicidade da formulação destes modelos, é a facilidade de operação com algoritmos de calibração dos parâmetros em tempo atual.

Ganendra (1980), considerando que o processo chuva-vazão pode ser representado por um modelo linear, especialmente devido às observações em tempo atual de vazões para prevenir erros acumulativos, utilizou um modelo empírico, autocalibrável pela técnica dos mínimos quadrados recursivos, ao rio Brosna (Irlanda),

com 1.180 km² de área, fazendo uso de dezoito estações de medição de chuvas distribuídas sobre a bacia, além de componentes auto-regressivas, com leituras de três em três horas. Segundo o autor, o modelo apresentou bons resultados para previsões de vazões, em várias aplicações a que foi submetido, especialmente para alcances de um intervalo de tempo.

Lanna e Valença (1985) apresentaram aplicações de modelos do tipo ARIMAX ao rio Itajaí-Açu, para previsões de níveis em Blumenau (11.803 km²). A variável exógena empregada foi a série de vazões observadas na estação de Apiúna (9.242 km²), a montante. Os dados foram discretizados em intervalos de duas horas, e o tempo de passagem da onda de cheia entre as duas estações foi estimado entre duas e cinco horas. O modelo apresentou previsões confiáveis para até 12 horas de alcance, demonstrando as potencialidades dos modelos ARIMAX, com a técnica de atualização dos parâmetros com estimação pelos mínimos quadrados recursivos, mesmo em situações de relativa carência de dados e infraestrutura computacional, tendo em conta a rápida convergência obtida já nas primeiras fases de operação.

2.4.2 Não-Linearidades no Processo Chuva-Vazão

É importante distinguir entre dois tipos de não-linearidades. O primeiro afeta a entrada do Sistema, podendo ser observado na ascensão do hidrograma, e dominado pelas condições de umidade do solo prevaescentes na bacia. O segundo afeta o deslocamento da água a partir do armazenamento, podendo ser observado na recessão do hidrograma, e influenciado também pela evapotranspiração e infiltração.

Moore (1980) sugere um modelo de perdas do tipo:

$$Z_t = C_t P_t, \quad (2.4.9)$$

onde C_t é o coeficiente de escoamento, o qual é relacionado linearmente a alguma medida de condições antecedentes de umidade do solo,

$$C_t = \alpha + \beta U_t, \quad (2.4.10)$$

sendo α e β parâmetros a estimar.

As formas simples, multiplicativas e aditivas destas equações são tais que os parâmetros podem ser estimados diretamente pelos procedimentos usados para os modelos lineares.

Ex.:

$$\text{para } q_t = -\phi_1 q_{t-1} + a_0 Z_{t-1} + \varepsilon_t, \text{ fica:} \quad (2.4.11)$$

$$q_t = -\phi_1 q_{t-1} + a_0 (\alpha + \beta U_{t-1}) P_{t-1} + \varepsilon_t, \quad (2.4.12)$$

então:

$$q_t = -\phi_1 q_{t-1} + a_1 P_{t-1} + a_2 U_{t-1} P_{t-1} + \varepsilon_t \quad (2.4.13)$$

Numerosas medidas de umidade da bacia poderiam ser desenvolvidas. No entanto, um índice muito simples é a própria vazão do rio. Assim, quanto menor a vazão, menor o armazenamento de

umidade do solo. A menor vazão no rio antes do início da cheia poderia ser empregada como o valor U_t , no modelo de transformação da entrada visto no exemplo anterior. Esta definição, para aplicações em tempo atual, é problemática, especialmente para eventos com múltiplos picos, e não reflete mudanças do estado de umidade da bacia durante a ocorrência das chuvas. Uma alternativa interessante é a utilização da própria vazão observada na seção de controle como uma medida do estado de umidade, ou seja:

$$q_t = -\phi_1 q_{t-1} + a_1 P_{t-1} + a_2 q_{t-1} \cdot P_{t-1} + \varepsilon_t \quad (2.4.14)$$

ou então utilizar uma média móvel das vazões passadas, constantemente atualizadas, para evitar que subidas repentinas dos níveis dos rios reflitam erroneamente o estado de umidade do solo.

2.4.3 Medidas do Armazenamento de Água na Bacia

Estas medidas usualmente não são disponíveis. O que se faz é estimar empiricamente o estado de umidade, U_t , a partir de chuvas passadas, evaporação e vazões.

a) Média móvel ponderada exponencialmente, das chuvas passadas (EWMA):

Proposta por Moore (1980), pode ser definida por:

$$EWMA_t = (1-\lambda) EWMA_{t-1} + \lambda P_t, \quad (2.4.15)$$

onde $EWMA_t$ e P_t tem a mesma média.

A constante temporal λ^{-1} está relacionada à meia-vida δ , por:

$$\lambda = 1 - (1/2)^{\Delta t/\delta} \quad (2.4.16)$$

onde Δt é o intervalo de tempo entre medidas de chuva.

Escolher λ para ter a meia-vida de δ dias significa que a contribuição das chuvas δ dias anteriores para o atual valor de $EWMA_t$ é reduzida pela metade. A equação pode ser reescrita como uma média móvel infinita:

$$EWMA_t = \sum_{i=0}^{\infty} W_i P_{t-i}, \quad (2.4.17)$$

onde $W_i = \lambda(1-\lambda)^i$, tal que para a constante temporal $\lambda^{-1}=2$, W_i forma a seqüência de pesos 0,5; 0,25; 0,125; ...; A meia-vida é um dia.

b) Índice do armazenamento de umidade (CWI):

Embora o Déficit de Umidade do Solo (SMD), computado pelo Meteorological Office (1979) forneça uma medida de umidade da bacia, ele é apenas obtido para o intervalo de tempo diário. Segundo "The Flood Study at IH", do Nerc (1975), o SMD quando combinado com o API (Índice de Precipitações Antecedentes, usado por Linsley, Kohler e Palhus (1949), truncado para cinco dias, resulta uma medida prática, chamada CWI, e calculada como segue:

$$CWI_t = 125 + API5_t - SMD_t, \quad (2.4.18)$$

sendo o API5 obtido de:

$$\text{API5}_t = \sum_{i=0}^4 (0,5)^i \cdot P_{t-i}, \quad (2.4.19)$$

onde P_t é a chuva diária medida às 9:00 horas do dia. O decaimento do API5 antes do início da chuva é então calculado a cada intervalo de tempo amostral, Δ_t horas, usando

$$\text{API5}_{t+1} = 0,5^{(\Delta t/48)} \cdot P_{t+1} + 0,5^{(\Delta t/24)} \cdot \text{API5}_t. \quad (2.4.20)$$

O SMD pode ser recalculado durante a tempestade pela subtração da chuva apenas, isto é:

$$\text{SMD}_{t+1} = \text{SMD}_t - P_{t+1}, \quad (2.4.21)$$

já que perdas por evapotranspiração antes e durante o evento são consideradas negligenciáveis.

c) Função Perlog:

A função de estabilidade Perlog (Perturbação logarítmica), introduzida por Appleby (1965), embora não exatamente uma medida do estado de umidade do solo, pode ser empregada como uma entrada adicional em modelos tipo função de transferência para refletir mudanças nas condições da bacia, sendo definido como a diferencial do logaritmo da vazão,

$$\text{Pl}_t = \frac{d(\log q_t)}{dt} = \frac{1}{q_t} \cdot \frac{d(q_t)}{dt} \quad (2.4.22)$$

O Perlog, conseqüentemente, é uma função a qual varia diretamente com a taxa de mudança da vazão e inversamente com sua magnitude. Ganendra, segundo Moore e O'Connel (1978) introduziu a função para modelos de previsão em tempo atual para resolver o problema, comum em modelos de previsão, de subestimar os níveis ascendentes e superestimar os níveis descendentes e o pico do hidrograma. O Perlog é positivo no ramo ascendente, zero no pico e negativo no ramo descendente.

Moore (1980) testou a aplicabilidade dos índices EWMA (média móvel ponderada exponencialmente, das chuvas passadas), CWI (índice de armazenamento de umidade), da função perlog e das próprias vazões observadas, como estimativas das condições de umidade do solo, em modelos empíricos lineares do tipo da equação 2.4.13, utilizando dados discretos de uma hora e de meia hora, respectivamente, para os rios Eden (69,4 km²) e Frome (206 km²). Para cada uma dessas bacias, foram aproveitados registros de chuva de duas estações medidoras.

As estimativas dos parâmetros destes modelos foram feitas com o emprego da técnica dos mínimos quadrados recursivos, com a abordagem da variável instrumental (Young, 1974).

Foram obtidas previsões aceitáveis para alcances de até três horas, para o rio Frome, e seis horas para o rio Eden. Segundo o autor, o pouco ganho obtido com o uso das transformações utilizadas, em relação à alternativa mais simples, sem transformação alguma das chuvas, deve-se, em parte, à pobre representação das condições de umidade do solo destas bacias pelas estimativas efetuadas, e em parte à variabilidade espacial das chuvas,

especialmente no caso do rio Frome, onde as leituras de chuva utilizadas foram de duas estações situadas fora da bacia. Além disso, há que ter-se em conta que muito das não-linearidades do processo chuva-vazão não são muito aparentes para pequenos alcances de previsão.

2.5 Uso Conjugado de Modelos Empíricos e Conceituais:

Demaree (1982), utilizou um modelo híbrido empírico - conceitual de previsão de vazões, no qual as variáveis de entrada do modelo empírico são obtidas a partir da aplicação de um modelo dito conceitual, cujas entradas, por sua vez, são as precipitações e a evapotranspiração potencial. O modelo conceitual é descrito no item 2.3.2. O modelo empírico é do tipo linear, e se enquadra na definição dos modelos ARIMAX, porém sem a utilização de médias móveis.

A determinação dos parâmetros do modelo completo foi feita por um processo integrado de otimização, onde a cada iteração para a pesquisa dos parâmetros do modelo conceitual, é realizada uma estimativa dos parâmetros do modelo empírico, com a técnica dos mínimos quadrados recursivos, utilizando a abordagem da variável instrumental. Um processo de tentativa-e-erro foi empregado para a estimativa do valor inicial para a variável F_t , tendo sido observado que esta estimativa pouco influencia a qualidade das previsões, embora provoque modificações nos parâmetros do modelo dito conceitual, e, conseqüentemente, nos parâmetros do modelo empírico. Não foi possível, portanto, atribuir um significado físico aos valores assumidos pelos parâmetros encontrados.

Este modelo híbrido foi aplicado pelo autor ao rio Dijle (308 km²), Bélgica, para previsão em tempo atual de vazões diárias, utilizando-se dos períodos anuais de 1974 e 1977, tendo-se revelado superior à alternativa de emprego de um modelo empírico linear, sem qualquer transformação prévia das chuvas, para previsões em tempo atual.

Harpin e Cluckie (1982), utilizaram o modelo Analogia de Difusão para propagação de ondas de cheia através de trechos de rios os quais recebem contribuição lateral significativa. Estas contribuições laterais, bem como os erros do modelo, foram reproduzidos por um modelo empírico linear. As não linearidades do processo de propagação foram consideradas pelo emprego da técnica de múltipla linearização (Keefer e McQuivey, 1974), descrita no item 2.3.3.

Os parâmetros do modelo conceitual (Co e D) foram calibrados por tentativas, buscando-se ajustar a forma dos hidrogramas correspondentes às contribuições laterais e erros ao conceito que os autores possuem do comportamento do sistema, o que pressupõe uma certa correlação entre estes hidrogramas e as precipitações observadas sobre a bacia de contribuição incremental. Foram testadas três técnicas para a estimativa dos parâmetros do modelo empírico, ou seja, a técnica dos mínimos quadrados recursivos, ordinária e com a abordagem da variável instrumental, e o filtro de Kalman.

Foram escolhidos para a aplicação deste modelo empírico-conceitual, diversos trechos do rio Trent, Inglaterra, entre Drakelow e Colwick, sendo que o comprimento do maior desses tre-

chos mede cerca de 32 km. As duas estações medidoras de chuvas utilizadas possuem séries de dados horários. As previsões obtidas revelaram-se aceitáveis para alcances de até seis horas. Os autores não julgaram possível, com base nos resultados obtidos, a escolha definitiva por uma das três abordagens testadas para o ajuste dos parâmetros do modelo empírico.

Cruz et alii (1987), apresentaram uma combinação do modelo IPH-II, com parâmetros fixos, com um modelo empírico linear (ARIMAX), para a previsão dos erros do primeiro, com parâmetros estimados recursivamente. A versão utilizada do modelo IPH-II foi apresentada por Tucci, Simões Lopes e Sanches (1983), resultando um modelo simplificado com cinco parâmetros. A estimativa dos parâmetros do modelo de erros (empírico) foi feita pela técnica dos mínimos quadrados recursivos.

Este modelo foi aplicado para previsões de cheias na seção de Ibirama (3.314 km²), na bacia do rio Itajaí-Açu, com dados de precipitações discretizados a intervalos de duas horas, a partir de registros obtidos dos pluviógrafos de Dr. Pedrinho e Barra do Prata.

A comparação da performance deste modelo com as alternativas dos modelos empíricos (ARIMAX) e conceitual (IPH-II), aplicados separadamente, revelou a superioridade do modelo conjugado para alcances maiores do que um intervalo de tempo. Para alcance de duas horas, o modelo empírico, aplicado isoladamente, apresentou performance semelhante. Atribui-se, o aprimoramento dos resultados, obtido pelo uso conjugado dos modelos, ao fato dos erros das previsões com o modelo IPH-II, apresentarem dependência

temporal, dependência esta devida à heterogeneidade das precipitações, em uma bacia, cuja rede pluviométrica, apresenta-se pouco densa. Os autores sugerem que previsões com modelos conjugados podem não piorar significativamente se modelos conceituais ainda mais simples que o IPH-II forem utilizados, na medida em que produzam hidrogramas que assinalem com relativa precisão a localização temporal dos picos de cheias.

2.6 Calibração de Modelos de Previsão

2.6.1 Modelos Conceituais

2.6.1.1 Generalidades

Normalmente os parâmetros de modelos conceituais possuem um significado físico, o que permite pelo menos uma estimativa preliminar em função das características do sistema ou das observações hidrológicas. Porém, frequentemente se torna necessário o emprego da otimização dos parâmetros, a qual consiste em se procurar o conjunto de valores para os parâmetros do modelo, os quais minimizem ou maximizem uma função-objetivo, representativa do grau de ajuste obtido. No caso de modelos de previsão hidrológica, a função-objetivo deve ser uma medida da magnitude dos erros de previsão. A função-objetivo mais utilizada para o ajuste de modelos de previsão de cheias têm sido o desvio quadrático,

$$F_q = \sum_{t=1}^k (\hat{q}_t - q_t)^2 \quad (2.6.1)$$

o qual favorece o ajuste às maiores vazões.

Esta equação é dependente do número de observações utilizadas no ajuste (k). Com a finalidade de comparar os métodos de otimização, utilizados com conjuntos diferentes de dados e com modelos diferentes, Ibbitt e O'Donnell (1971), empregaram a relação:

$$F_p = \frac{\left\{ \frac{F_q}{K} \right\}^{1/2}}{S_{q/K}} = \frac{(K \cdot F_q)^{1/2}}{S_q} \quad (2.6.2)$$

onde:

K = número de observações

S_q = soma das observações de vazões utilizadas

2.6.1.2 Otimização por Tentativas

Como, em geral, não é possível obter-se funções - objetivo explicitamente dependentes dos parâmetros, em modelos do tipo conceitual, uma alternativa muito empregada têm sido os processos de procura por tentativas, quando vários parâmetros ou conjuntos de parâmetros são testados, optando-se pelo que apresente um valor mais favorável para a função-objetivo. A sistematização dessas tentativas é quase intuitiva, e normalmente consiste em modificar-se um dos parâmetros, em um sentido que vai depender dos resultados das tentativas anteriores, enquanto os demais permanecem constantes, até que uma certa precisão seja atingida. O mesmo procedimento é efetuado com cada um dos outros parâmetros.

O ciclo é repetido sucessivamente, buscando-se aproximar as estimativas dos parâmetros dos valores ótimos. O processo é interrompido ao se atingir uma precisão considerada aceitável.

O processo de ajuste por tentativas pode ser exaustivo e dispendioso, pois exige do hidrólogo, a cada iteração, um tempo de espera, ao qual vem a se somar o tempo necessário para a análise dos resultados e decisão sobre que alterações devem ser feitas na tentativa seguinte. A falta de experiência do hidrólogo nesta etapa pode aumentar consideravelmente o tempo de ajuste, vindo a onerar ainda mais os custos associados à utilização do computador e, principalmente, ao tempo dispendido pelo profissional (Tucci, 1985).

Uma forma de se diminuir estes problemas, é o emprego de um método iterativo de otimização, o qual procure automaticamente, através de um programa de computador, os valores mais adequados para os parâmetros.

2.6.1.3 Métodos Iterativos

Os métodos iterativos distinguem-se, principalmente, pelo critério adotado para a determinação da direção das pesquisas, pelas hipóteses acerca da forma da superfície definida pela função-objetivo, pelo comprimento dos passos em cada direção e pelo critério adotado para interromper as pesquisas.

O mais simples dos métodos iterativos é o univariacional, apresentado por Friedman e Savage (1947), e utilizado, primeiramente, para a determinação dos parâmetros de um modelo hidrológico, por Beard (1966). Este procedimento de procura modifica a-

penas um dos parâmetros de cada vez, até que o valor ótimo para este seja encontrado. Após completado o procedimento para todos os parâmetros, repete-se o ciclo, até que o nível desejado de convergência na função-objetivo tenha sido atingido. Este procedimento resulta em direções de pesquisa que são sempre paralelas aos eixos ortogonais correspondentes aos parâmetros pesquisados. A maior dificuldade deste método é que ele não funciona satisfatoriamente em problemas onde o contorno da função-objetivo forma um "vale", inclinado em relação aos eixos ortogonais. Isto é comum sempre que existe dependência entre os parâmetros. O método, neste caso, progride vagarosamente. Além disso, para aplicações com número relativamente grande de parâmetros, este método torna-se impraticável, devido ao número de avaliações necessárias da função-objetivo.

Existe uma grande variedade de métodos iterativos de otimização, atualmente. Ibbitt e O'Donnell (1971) testaram nove diferentes técnicas para a determinação dos parâmetros de um modelo matemático apresentado por Dawdy e O'Donnell (1965). Adotando como critério a eficácia dos procedimentos, ou seja, considerando que o melhor método é aquele que obtém a melhor solução, independentemente do custo, os autores concluíram pela técnica de Rotação das Coordenadas (Rosembrock, 1960), modificada por Ibbitt (1970), para a calibração do modelo hidrológico testado.

O primeiro ciclo do método de rotação das coordenadas é semelhante ao método univariacional. Após o primeiro ciclo, no entanto, os eixos originais correspondentes aos parâmetros pesquisados são modificados, de modo que uma das novas direções passa a ser a direção em que as pesquisas evoluíram, do ponto de par-

tida ao ponto de chegada do ciclo. As outras direções são modificadas, permanecendo ortogonais à primeira. Dessa forma, a rotação das direções de pesquisa, para cada novo ciclo, é determinada pelos resultados obtidos no ciclo anterior. Este método progride rapidamente, mesmo em situações onde a direção que conduz ao ponto ótimo apresenta-se inclinada em relação aos eixos originais, superando, portanto, a maior dificuldade do modelo univariacional. Na versão original de Rosembrock, o comprimento dos passos em cada direção depende dos resultados apresentados pela função-objetivo. Se esta tende a melhorar, o comprimento dos passos é majorado, ocorrendo o inverso, com alteração do sentido da pesquisa, em caso contrário. Ibbitt modificou o procedimento anterior, utilizando a interpolação quadrática ao longo da direção de pesquisa, resultando um processo eficiente, dependendo da forma da função-objetivo.

Johnston e Pilgrim (1976), procuraram ajustar o modelo de Boughton (1965), utilizando processos iterativos, e identificaram as principais dificuldades normalmente encontradas no ajuste dos modelos hidrológicos, tais como a interdependência entre os parâmetros, a indiferença da função-objetivo à variação dos parâmetros, em certos casos, e o risco de se aceitar um ótimo aparente. Além disso, os autores observaram que, quando séries de dados que não foram empregadas no processo de otimização são utilizadas, a concordância entre as vazões geradas pelo modelo e as observadas é muito menos satisfatória, o que pode ser em parte devido a diferenças entre as condições de ajuste e verificação e a inadequacidade do modelo aplicado, e em parte devido à interferência dos erros dos dados no processo de otimização.

Entre os critérios normalmente utilizados para se interromper a pesquisa, temos, dependendo do método adotado, o número máximo de iterações ou de ciclos, e a variação da função-objetivo. No trabalho de Johnston e Pilgrin (1976), o critério adotado foi o de prosseguir a pesquisa até que apenas modificações muito pequenas pudessem ocorrer nos valores dos parâmetros, próximo aos valores ótimos procurados.

São inegáveis as vantagens de se empregar os métodos iterativos de otimização, sendo que estes têm sido cada vez mais utilizados. No entanto, em alguns casos têm sido preferido o método das tentativas, porque dispensa maiores esforços de elaboração de programas, que, dependendo do número de variáveis envolvidas, da dificuldade, no que tange ao número de tentativas, prevista para se atingir o ótimo, e da complexidade já implícita no modelo, podem não ser compensadores. Além disso, é possível ocorrerem situações em que o julgamento pessoal, durante o processo de pesquisa, desempenhe um papel importante para acelerar a procura ou melhorar a confiabilidade dos resultados.

2.6.1.4 Aplicação de Métodos Iterativos para Atualização de Parâmetros em Modelos de Previsão

Tucci e Clarke (1980), ressaltaram a necessidade de procedimentos pelos quais as informações mais recentes de vazões e precipitações possam ser utilizadas para melhorar continuamente as estimativas dos parâmetros dos modelos matemáticos conceituais, e, conseqüentemente, a precisão das futuras previsões de descargas. A questão central é qual a frequência com que o modelo deve ser recalibrado, uma vez que, teoricamente, quanto maior a fre-

quência na atualização das estimativas, melhor a capacidade do modelo de fornecer boas previsões. Algumas características desejáveis deste procedimento são: que tenha baixo custo de operação, em termos computacionais, que possa fazer uso de novas informações hidrológicas assim que estas se tornem disponíveis, e que não necessite armazenar todos os registros de precipitações, descargas e variáveis meteorológicas, desde o início do ajuste.

Utilizando-se do modelo IPH-II, Tucci e Clarke (1980) apresentaram um procedimento de calibração dos parâmetros em tempo atual, aplicável a modelos conceituais pluvio-hidrométricos constituídos de reservatórios hipotéticos representativos do comportamento hidrológico da bacia de drenagem. Supõe-se que as informações do conteúdo desses reservatórios, em um determinado instante, substituem o conhecimento do passado hidrológico da bacia, do qual estes conteúdos resultam.

Este procedimento estabelece que, a cada nova informação, uma função-objetivo (função quadrática), representativa dos erros de previsão, é minimizada, fazendo uso de um número M dos últimos valores de precipitação, evaporação e vazões observadas, ou seja, dos valores correspondentes aos intervalos $t-M, \dots, t$. Neste contexto, M pode ser associado à "memória" da bacia, no que diz respeito a seu comportamento recente. Além destas informações, necessita-se dos últimos valores assumidos pelos parâmetros (no intervalo $t-1$), os quais são aproveitados como pontos de partida do processo de otimização, e dos volumes dos reservatórios de acumulação do modelo no intervalo $t-M$. Após cada recalibração dos parâmetros, é executada a previsão de vazão para o instante $t+1$. Os valores que precisam ser armazenados pelo com-

putador, e atualizados a cada otimização, são os novos parâmetros, os volumes dos reservatórios hipotéticos, calculados para o intervalo $t-M+1$, com o emprego destes parâmetros, e os valores de precipitação, evaporação e vazões observadas, nos intervalos $t-M, \dots, t$.

Com a finalidade de testar esta metodologia, o modelo IPH-II foi aplicado (item 2.3.2) para previsão em tempo atual no rio Capivarí (SC). Foram selecionados seis meses de dados diários (de 01/08/1965 a 31/01/1966), com o objetivo de obter as estimativas iniciais dos parâmetros. Após esta primeira estimativa, o modelo foi aplicado, para efeito de comparação, ao período de 01/02/1966 a 31/03/1966, segundo duas alternativas: A primeira considera fixos os parâmetros obtidos na aplicação anterior, enquanto que a segunda lança mão do procedimento proposto de calibração em tempo atual. Foram testados dois algoritmos para as otimizações dos parâmetros do modelo (I_o, I_b, h, K_s e K_{sub}), sendo que o que apresentou melhor performance foi uma variante do método de Rotação das Coordenadas (Rosebrock, 1960). Das alternativas experimentadas para a extensão da "memória" M , concluiu-se, para esta bacia, pelo valor de dez intervalos de tempo.

A análise da qualidade das previsões obtidas nas duas alternativas testadas, pelo Coeficiente de Determinação (R^2), revelou ser relativamente pequeno o ganho obtido pelo procedimento de calibração em tempo atual proposto, sobre a alternativa de manter-se constantes os parâmetros, porém deve-se levar em conta as deficiências do modelo e, principalmente, dos dados utilizados.

2.6.2 Modelos Empíricos

2.6.2.1 Generalidades

O ajuste dos parâmetros de modelos empíricos lineares é, tradicionalmente, feito a partir de técnicas de inferência de origem estatística, devido à relativa simplicidade das fórmulas empregadas.

Considerando-se que as estimativas dos parâmetros representativos de um processo são variáveis aleatórias, torna-se necessário a definição de características desejáveis para estas estimativas que permitam, não apenas decidir se estas são estimativas razoáveis, como realizar comparações para escolher a "melhor" estimativa, uma vez que, estatisticamente, não faz muito sentido buscar uma estimativa que seja absolutamente "correta". Normalmente, duas propriedades são utilizadas para avaliar a qualidade dos estimadores, ou seja, a tendenciosidade e a variância dos parâmetros. Tomando-se um certo número de amostras de mesmo tamanho, de um fenômeno que se deseja representar, se a média das estimativas dos parâmetros for estatisticamente igual aos verdadeiros valores destes, então, tem-se estimativas não-tendenciosas dos parâmetros. É possível se encontrar mais de uma estimativa não-tendenciosa. Além disso, embora seja desejável que uma estimativa seja não-tendenciosa, podem ocorrer situações em que seja preferível uma estimativa tendenciosa, dependendo da amplitude de variação dos parâmetros em torno do valor esperado. A variância das estimativas proporciona uma medida dessa amplitude. Se a estimativa de um parâmetro é não-tendenciosa e tem variância mínima, então esta é uma estimativa eficiente (Salas et alii, 1980).

2.6.2.2 Técnicas Básicas de Estimação

Os processos mais comuns de ajuste de modelos empíricos lineares são o método dos momentos, o método da máxima verossimilhança e o método dos mínimos quadrados.

O método dos momentos consiste em se igualar os momentos populacionais ($E\{y^r\}$, sendo y uma variável aleatória e r a ordem dos momentos) aos momentos amostrais ($m_r = (1/K) \cdot \sum_{i=1}^k y_i^r$). Se a variável aleatória y representa uma série temporal dada por um modelo com parâmetros a_1, \dots, a_n , os modelos populacionais são funções destes parâmetros, enquanto que os momentos amostrais são simplesmente valores numéricos estimados a partir de uma amostra. Considerando-se tantos momentos quantos forem os parâmetros a estimar, resolve-se um sistema de n equações e n incógnitas, dando-se preferência, evidentemente, aos momentos de menor ordem. A estimação de parâmetros pelo método dos momentos é, normalmente, mais simples do que outros processos, sendo frequentemente utilizada como uma primeira aproximação. Os momentos amostrais, com exceção da média, são em geral tendenciosos, embora possam ser aplicados ajustes para torná-los não-tendenciosos. As estimativas dos parâmetros pelo método dos momentos geralmente não são assintoticamente eficientes, a menos que a distribuição das variáveis seja normal.

Considerando-se a série $\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_k$ de valores aleatórios amostrais, cuja distribuição de probabilidade depende dos parâmetros a_1, \dots, a_n , representados pelo vetor \vec{a} , define-se a função de verossimilhança como a seguinte função da amostra e dos parâmetros:

$$L(\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_k; \tilde{a}) = L(\varepsilon_1; \tilde{a}) \cdot L(\varepsilon_2; \tilde{a}) \dots \cdot L(\varepsilon_k; \tilde{a}) \quad (2.6.3)$$

a qual representa a probabilidade conjunta de ocorrência de $\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_k$. A estimativa de máxima verossimilhança do conjunto de parâmetros \tilde{a} , com base em uma amostra $\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_k$, é obtida pela maximização da função de verossimilhança (equação 2.6.3). Portanto, considerando-se a série $\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_k$, como os erros de um modelo matemático, o processo de determinação das estimativas de máxima verossimilhança dos parâmetros a_1, \dots, a_n começa pelo estabelecimento de hipóteses a respeito da distribuição de probabilidade dos erros do modelo. Pode-se obter as mesmas estimativas, maximizando o logaritmo natural da função de verossimilhança, uma vez que o logaritmo é uma função crescente. Portanto, sob condições bastante gerais, admitindo-se que \tilde{a} seja formado por números reais, e que $L(\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_k; \tilde{a})$ seja uma função derivável, a resolução simultânea do sistema:

$$\frac{\partial \text{Ln}L(\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_k; \tilde{a})}{\partial a_1} = 0; \dots; \frac{\partial \text{Ln}L(\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_k; \tilde{a})}{\partial a_n} = 0 \quad (2.6.4)$$

cujas equações são conhecidas como equações de verossimilhança, resulta nas estimativas de máxima verossimilhança dos parâmetros a_1, \dots, a_n . As estimativas de máxima verossimilhança são assintoticamente eficientes (Salas et alii, 1980).

Considerando-se um problema de regressão, o qual é dado pela relação:

$$y = a_1 x_1 + \dots + a_n x_n + \epsilon, \text{ ou} \quad (2.6.5)$$

$$y = \tilde{x}^T \cdot \tilde{a} + \epsilon. \quad (2.6.6)$$

Suponhamos que as variáveis linearmente independentes, \tilde{x} , sejam quantidades medidas sem erro, enquanto que a variável dependente (y) esteja sujeita à interferência da perturbação, cuja seqüência forma uma série de valores aleatórios independentes das variáveis explicativas, não autocorrelacionados, com valor esperado nulo e variância constante.

A técnica dos mínimos quadrados tem por objetivo a estimativa dos parâmetros (\tilde{a}) pela minimização da soma dos quadrados dos erros. Considerando-se n variáveis explicativas e um número K de observações, temos:

$$F_q = \sum_{i=1}^k \sum_{J=1}^n \{X_{Ji} \cdot a_J - y_i\}^2, \quad (2.6.7)$$

cujo valor deve ser minimizado. Em notação matricial, fica:

$$F_q = \sum_{i=1}^k \{\tilde{X}_i^T \cdot \tilde{a} - y_i\}^2, \quad (2.6.8)$$

onde:

$$\begin{aligned} \tilde{X}^T &= \{x_1 x_2 \dots x_n\}, \\ \tilde{a} &= \{a_1, a_2 \dots a_n\}^T, \text{ e} \\ y_i &= \tilde{x}_i^T \cdot \tilde{a} + \epsilon_i; \quad i=1, \dots, k \end{aligned}$$

Derivando -se essa equação em relação a \tilde{a} , e igualando a zero, obtém-se as equações normais:

$$\left\{ \sum_{i=1}^k \tilde{x}_i \cdot \tilde{x}_i^T \right\} \cdot \tilde{a} - \sum_{i=1}^k \tilde{x}_i \cdot y_i = \tilde{o} \quad (2.6.9)$$

Desde que a matriz $\tilde{x}_i \tilde{x}_i^T$ seja não-singular, a solução para essa equação passa a ser:

$$\tilde{a}_K = \tilde{p}_K \cdot \tilde{b}_K, \text{ onde} \quad (2.6.10)$$

$$\tilde{p}_K = \left\{ \sum_{i=1}^k \tilde{x}_i \tilde{x}_i^T \right\}^{-1}; \quad \tilde{b}_K = \sum_{i=1}^k \tilde{x}_i \cdot y_i \quad (2.6.11)$$

Independentemente de qual seja a distribuição de probabilidade dos erros, as estimativas de mínimos quadrados dos parâmetros resultam, para um modelo adequado, estimativas não-tendenciosas com mínima variância (Draper et alii, 1966).

Para erros independentes, com distribuição normal, média zero e variância constante (σ^2), então os valores obtidos (\tilde{a}) são estimativas de máxima verossimilhança dos parâmetros do modelo. Isso pode ser verificado a partir da função de verossimilhança, para este caso:

$$L(\epsilon_1, \dots, \epsilon_k; \tilde{a}) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{\left\{ \frac{-1}{2\sigma^2} \cdot \sum_{i=1}^k (\epsilon_i)^2 \right\}} \quad (2.6.12)$$

então, para σ constante, minimizar a função de verossimilhança é equivalente a minimizar o quadrado dos erros (ϵ_i^2). Considerando-se que é muito comum, em muitos problemas práticos, a aceitação da hipótese da distribuição normal para os erros, esta pode ser uma justificativa adicional para o emprego do ajuste por mínimos quadrados.

2.6.2.3 Mínimos Quadrados Recursivos

Pela forma de somatório que adquirem as equações 2.6.13, verifica-se que seus valores podem ser atualizados a partir dos resultados anteriores, para cada nova observação. Sendo assim, temos:

$$\mathbf{P}_k^{-1} = \mathbf{P}_{k-1}^{-1} + \tilde{\mathbf{x}}_k \tilde{\mathbf{x}}_k^T, \text{ e} \quad (2.6.14)$$

$$\tilde{\mathbf{b}}_k = \tilde{\mathbf{b}}_{k-1} + \tilde{\mathbf{x}}_k y_k, \quad (2.6.15)$$

as quais constituem uma solução recursiva para os mínimos quadrados, e para facilidade de manipulação, podem ser transformadas, algebricamente, nas equações:

$$\mathbf{P}_k = \mathbf{P}_{k-1} - \mathbf{P}_{k-1} \mathbf{x}_k \{1 + \mathbf{x}_k^T \mathbf{P}_{k-1} \tilde{\mathbf{x}}_k\}^{-1} \tilde{\mathbf{x}}_k^T \mathbf{P}_{k-1}, \text{ e} \quad (2.6.16)$$

$$\tilde{\mathbf{a}}_k = \tilde{\mathbf{a}}_{k-1} - \mathbf{P}_k \{\tilde{\mathbf{x}}_k \tilde{\mathbf{x}}_k^T \tilde{\mathbf{a}}_{k-1} - \tilde{\mathbf{x}}_k y_k\}, \quad (2.6.17)$$

constituindo um algoritmo de cálculo onde k representa a última atualização realizada e $k-1$ a anterior.

Este algoritmo possui vantagens significativas em relação às equações anteriores, especialmente devido à natureza escalar da expressão:

$$\{1 + \tilde{\mathbf{x}}_k^T \cdot \mathbf{P}_{k-1} \cdot \tilde{\mathbf{x}}_k\}^{-1},$$

cujo termo entre parênteses pode ser invertido sem maiores problemas computacionais. Além disso, este algoritmo dispensa o armazenamento dos valores das variáveis \tilde{x} e y , já que a cada nova atualização dos parâmetros, necessitamos apenas de seus valores anteriores e da matriz P_{k-1} , que será também atualizada para P_k .

Na forma como foi apresentado até então, o algoritmo é completamente determinístico, uma vez que não faz uso das hipóteses estatísticas sobre a natureza dos erros observados. Considerando que as hipóteses básicas da formulação do problema da regressão linear sejam satisfeitas, as estimativas de \tilde{a}_k serão não-tendenciosas e o vetor que representa o erro na estimativa de \tilde{a} ($\tilde{e}_{a_k} = \hat{\tilde{a}}_k - \tilde{a}$) terá as seguintes propriedades estatísticas (Lanna, 1985):

$$i) E\{\tilde{e}_{a_k}\} = 0$$

ii) A matriz de variância-covariância dos erros da estimativa de \tilde{a} (P_k^*) está relacionada com a matriz P_k pela equação $P_k^* = \sigma_\epsilon^2 P_k$, sendo σ_ϵ^2 a variância dos erros, e $P_k^* = E\{\tilde{e}_{a_k} \tilde{e}_{a_k}^T\}$

Substituindo-se, nas equações do algoritmo, P_k por $\frac{P_k^*}{\sigma_\epsilon^2}$, obtem-se:

$$P_k^* = P_{k-1}^* - P_{k-1}^* \tilde{x}_k \{ \sigma_\epsilon^2 + \tilde{x}_k^T P_{k-1}^* \tilde{x}_k \}^{-1} \tilde{x}_k^T \cdot P_{k-1}^* \quad (2.6.18)$$

$$\hat{\tilde{a}}_k = \hat{\tilde{a}}_{k-1} - \frac{P_k^*}{\sigma_\epsilon^2} \{ \tilde{x}_k \tilde{x}_k^T \} \hat{\tilde{a}}_{k-1} - \tilde{x}_k y_k \quad (2.6.19)$$

A interpretação da matriz P^*_k proporciona agora uma orientação para a inicialização de \tilde{a}_i e P^*_0 . Assim, em total ausência de informações, podemos considerar \tilde{a}_0 nulo. Como esta avaliação inicial merece muito pouca confiança, os elementos de diagonal da matriz P^*_0 seriam valores muito grandes. Os demais elementos podem ser avaliados como zero, indicando total desconhecimento sobre a covariância. A prática demonstra que em poucas iterações (cerca de dez) os valores dos elementos de P^*_k tornam-se da ordem de grandeza dos valores correspondentes de \tilde{a}_k (Lanna e Valença, 1985).

Lanna (1987), comparou a técnica dos mínimos quadrados recursivos com algumas alternativas de utilização do Filtro de Kalman para a calibração em tempo atual de parâmetros de um modelo matemático aplicado para previsões de cheia em Blumenau (11.803 km²), em função das vazões de Apiúna (9.242 km²), empregando dados discretos de duas horas.

A comparação das performances dos algoritmos utilizados foi feita através do coeficiente de eficiência relativa (ER). Observou-se que, para as previsões realizadas, com alcances de 2 e 8 horas, a técnica recursiva dos mínimos quadrados revelou-se superior aos esquemas alternativos nas fases iniciais da ascensão e nas imediações do pico das cheias, sendo que teve performance equivalente, ou pelo menos não foi muito pior, nas outras fases. Estes resultados conduzem à conclusão de não haver muita justificativa, para o caso testado, na utilização de técnicas mais sofisticadas que os mínimos quadrados recursivos.

3 - METODOLOGIA

3.1 Descrição do Problema

A propagação de uma onda de cheia ao longo de um trecho simples de rio, com contribuição lateral pouco significativa é um problema relativamente simples. No entanto, muitas vezes essa contribuição lateral constitui uma proporção alta do volume de cheia. Além disso, há que considerar os erros inerentes aos processos de medição de vazão, e a interpretação das estimativas de chuva no que diz respeito à sua distribuição espacial e temporal, numa situação em que essa configuração espacial e temporal torna-se difícil pela carência de dados. Tecidas estas considerações, torna-se interessante a idéia de se testar, para previsão em tempo atual, modelos que associem à sua estrutura informações a respeito do processo físico associado às transformações do sistema, e a interpretação empírica de algumas estimativas que irão constituir variáveis de entrada, tais como as chuvas da bacia incremental. É o caso, portanto, de aplicação de modelos do tipo empírico-conceitual.

Foram consideradas, neste trabalho, duas alternativas de solução: Modelos Empíricos Lineares e um Modelo Conjugado Empírico-Conceitual.

3.2 Modelo Conjugado Empírico-Conceitual

3.2.1 Descrição do Modelo

Nesta alternativa, utiliza-se um modelo conceitual para a propagação de ondas de cheia, tendo as contribuições da bacia incremental e os erros, estimados por um modelo empírico linear do tipo ARIMAX. O modelo adotado para a propagação foi o modelo Analogia de Difusão. Para o emprego deste modelo, resolve-se a equação:

$$hu_t = \int_0^1 \mu(t-\tau) \cdot d\tau \quad (3.2.1)$$

onde $\mu(t)$, é a função núcleo do modelo, dada pela equação 2.3.20, tendo-se utilizado neste trabalho, o método de integração de Simpson, com espaçamento 0,01. O resultado é um hidrograma unitário (Hu), cuja convolução com as entradas (vazões de montante) nos permite obter as descargas a jusante. Assim:

$$Q_t = \sum_{i=1}^m hu_i \cdot I_{t-i+1} \quad (3.2.2)$$

sendo hu_i a ordenada do hidrograma unitário, I_{t-i+1} a entrada correspondente, Q_t a vazão calculada em um instante t , e m o número de ordenadas do hidrograma unitário.

No entanto, sendo o Hu uma função de transferência do tipo

$$I_{t-m+1}, \dots, I_t \xrightarrow{Hu} Q_t \quad (3.2.3)$$

torna-se necessário tecer algumas considerações para que se possa empregá-lo na previsão de vazões no instante $t+h_z$, sendo que h_z não deve ultrapassar a antecipação permitida pela translação da onda de cheia ao longo do trecho considerado do canal. Reescrevendo-se a equação acima, temos:

$$I_{t-m+1+h_z}, \dots, I_t, \dots, I_{t+h_z} \xrightarrow{Hu} Q_{t+h_z} \quad (3.2.4)$$

onde o termo I_t refere-se ao momento presente, e os termos posteriores, ao futuro. Através desta equação, podemos visualizar uma das formas de se resolver o problema de realizar previsões com modelos matemáticos do tipo do Analogia de Difusão, ou seja, pelo emprego de um modelo capaz de prever, com suficiente precisão, as vazões na estação de montante, até o instante $t+h_z$.

A geração do hidrograma unitário correspondente ao par de parâmetros C_0 e D , bem como a convolução desse hidrograma com as vazões de montante foi feita com o programa ADF, desenvolvido para este fim, em linguagem Turbo-Pascal.

Este modelo empírico-conceitual pode ser descrito pela equação:

$$\hat{q}_{t+h_z} = \hat{q}_{t+h_z}^d + \hat{q}_{t+h_z}^p \quad (3.2.5)$$

onde $\hat{q}u_{t+h_z}$ são as vazões previstas em União da Vitória, para o alcance h_z , $\hat{q}d_{t+h_z}$ representa as contribuições da bacia incremental, e $\hat{q}p_{t+h_z}$ as vazões propagadas de montante, com o modelo Analogia de Difusão.

O modelo proposto para as contribuições de percurso, do tipo ARIMAX, pode ser representado por:

$$\hat{q}d_{t+h_z} = f(qd_{t-i}, i=0, \dots, p; P_{t-j}, J=0, \dots, n) \quad (3.2.6)$$

onde P_t representa as chuvas ocorridas em Timbó Grande no intervalo entre os instantes $t-1$ e t . As vazões correspondentes à bacia incremental (qd), são obtidas por:

$$qd_t = qu_t - qp_t \quad (3.2.7)$$

sendo qp_t as vazões obtidas pela propagação das contribuições de montante (qm), pelo modelo conceitual:

$$qp_t \leftarrow \frac{Hu}{\quad} qm_{t-m+1}, \dots, qm_t \quad (3.2.8)$$

A parcela correspondente às previsões de vazões propagadas de montante, é obtida pela convolução do hidrograma unitário (Hu), resultante dos parâmetros (Co e D) adotados para o modelo Analogia de Difusão:

$$\hat{q}p_{t+h_z} \leftarrow \frac{Hu}{\quad} qm_{t-m+h_z+1}, \dots, \hat{q}m_{t+h_z} \quad (3.2.9)$$

onde $\hat{q}_{m_{t+1}}, \dots, \hat{q}_{m_{t+h_z}}$ são as vazões previstas na estação de montante (Fluviópolis), por modelos empíricos lineares.

Uma forma de se representar este modelo, com o emprego das equações vistas anteriormente, e dos modelos de previsões antecedentes para Fluviópolis, é através do algoritmo descrito na figura 3.2.1.

3.2.2 Ajuste dos Parâmetros

A estimativa dos parâmetros do modelo Analogia de Difusão foi feita inicialmente, com base na declividade média do leito do rio no trecho considerado, em características físicas da seção de montante tais como a área da seção transversal e a largura do rio, correspondentes a uma vazão previamente escolhida, e nas equações 2.3.18 e 2.3.19. Segundo Tucci, 1985, costuma-se adotar $Q_0 = 2/3 Q_m$, sendo Q_m a vazão máxima de montante.

O próximo passo foi o ajuste, por mínimos quadrados recursivos, de um modelo do tipo ARIMAX, utilizando as contribuições de chuva da bacia incremental, às diferenças entre as vazões observadas e as propagadas pelo modelo Analogia de Difusão (equação 3.2.7).

Passou-se, então, a uma segunda etapa da determinação dos parâmetros do modelo conceitual de propagação. Trata-se de um processo de otimização do tipo univariacional, por tentativas, onde busca-se minimizar uma função-objetivo (F_q) representativa dos erros do modelo conjugado. Assim, o processo de escolha dos parâmetros compõe-se das etapas:

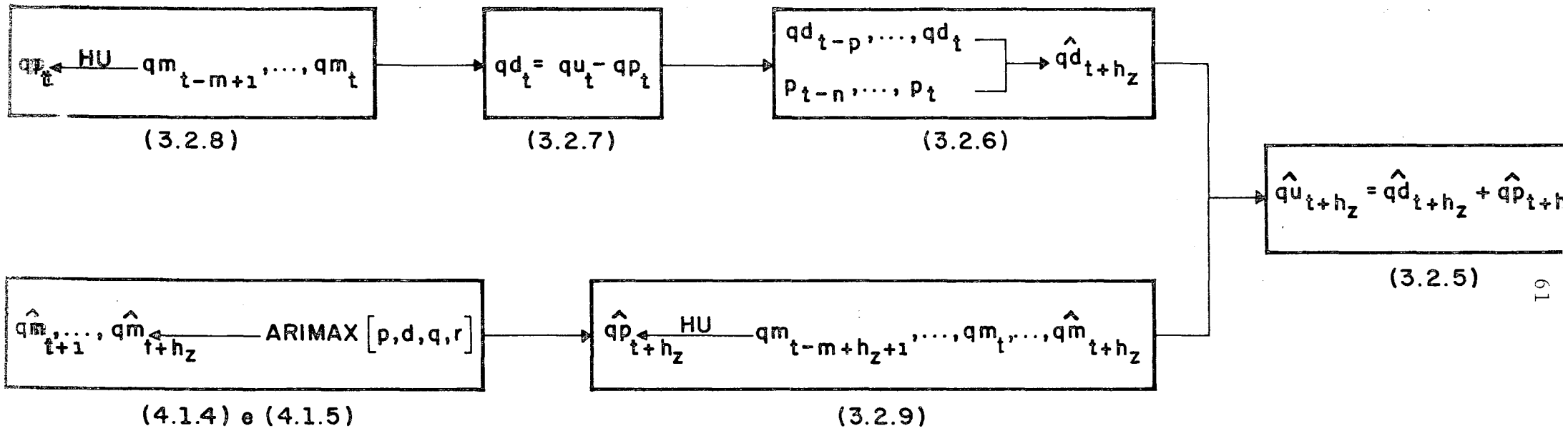


Fig. 3.2.1 - ALGORÍTMO DESCRITIVO DO MODELO EMPÍRICO - CONCEITUAL

- 1) Escolha dos parâmetros C_0 , D
- 2) Cálculo do H_u (equação 3.2.1), e propagação das vazões observadas a montante (equação 3.2.8)
- 3) Determinação das diferenças entre as vazões observadas na estação de jusante e as vazões propagadas a partir de montante (equação 3.2.7)
- 4) Ajuste de um modelo empírico de previsão que melhor represente estas diferenças, as quais constituem as contribuições de percurso (equação 3.2.6)
- 5) Propagação das descargas observadas a montante, considerando uma situação de previsão (equação 3.2.9)
- 6) Composição do modelo conjugado (equação 3.2.5), e cálculo da função-objetivo (F_q), a partir dos valores observados e calculados pelo modelo conjugado, na estação de jusante (equação 2.6.1)
- 7) Teste e retorno à primeira etapa, até a obtenção do mínimo para F_q .

A função-objetivo (F_q) adotada foi o somatório do quadrado dos erros, considerada adequada para o caso do ajuste de modelos de previsão de vazões de cheia.

O processo iterativo é descrito na figura 3.2.2. O ponto de partida foram os parâmetros calculados a partir das características físicas do canal. O comprimento do passo em cada direção de pesquisa foi decidido intuitivamente, a cada nova tentativa, já que o procedimento de trabalho escolhido pressupôs a participação pessoal em cada iteração. O critério para o final da otimização foi a minimização, em termos absolutos, da função quadrática, considerando uma precisão para os parâmetros que vai

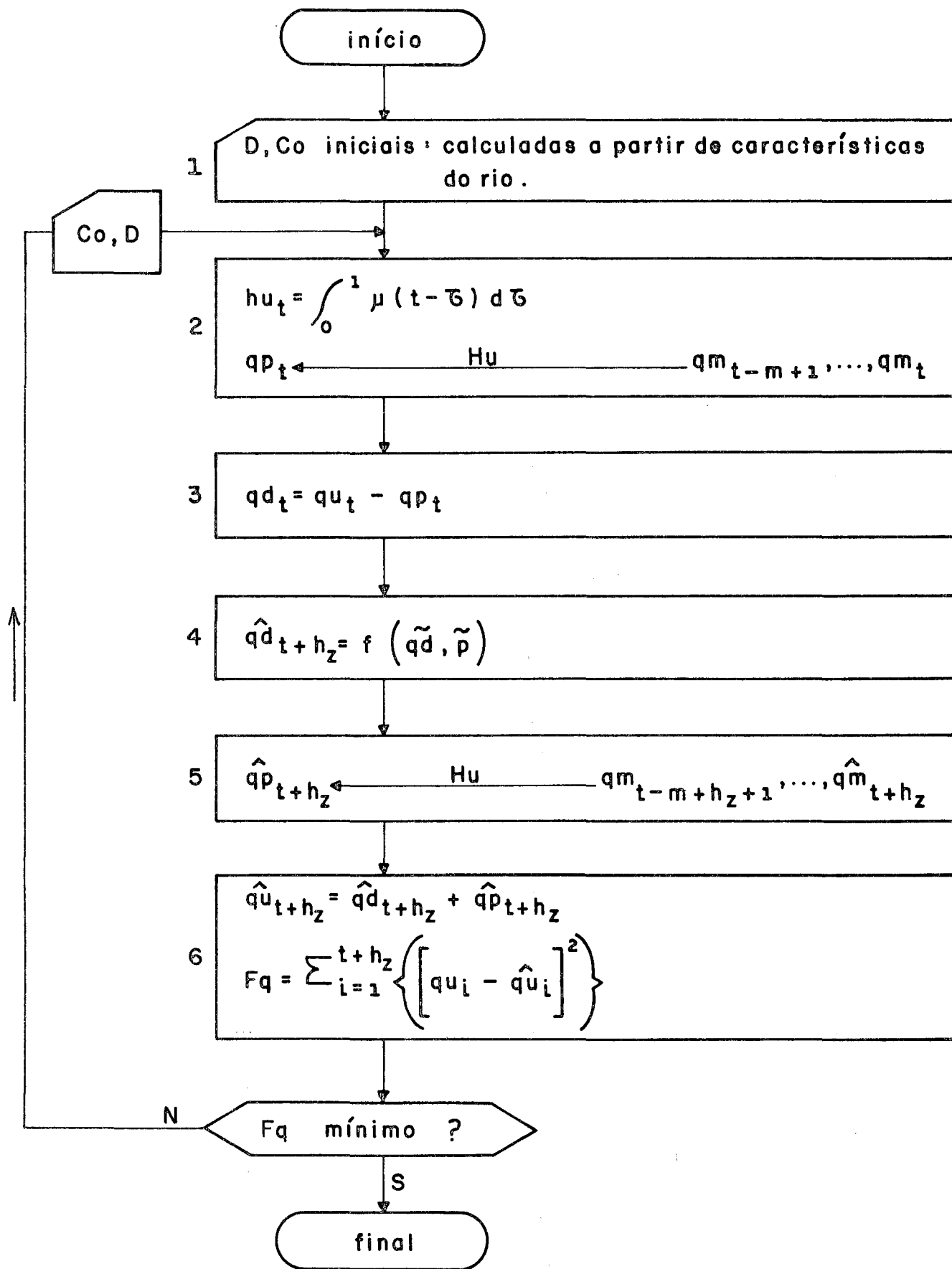


Fig. 3.2.2 - FLUXOGRAMA DO PROCEDIMENTO PARA AJUSTE DOS PARÂMETROS Co e D .

depender da sensibilidade do H_u à variação destes.

O procedimento de otimização por tentativas foi escolhido por ser o mais simples e por se tratar de um modelo com apenas dois parâmetros, com relativamente pequena margem de variação em torno da velocidade média de propagação da onda, e menor sensibilidade para o parâmetro de difusividade hidráulica.

Para cada par de parâmetros (C_0 , D), temos um valor para F_q , que é o somatório do quadrado dos erros do modelo conjugado para todos os eventos empregados no ajuste, os quais foram escolhidos visando-se a que fossem, tanto quanto possível, representativos dos eventos de enchente nos quais o modelo poderá ser empregado no futuro.

3.3 Modelos Empíricos

Esta abordagem constitui-se da aplicação de modelos empíricos lineares do tipo ARIMAX, para previsão em tempo atual de vazões, com a finalidade de avaliar a importância das contribuições de percurso no processo de previsão, bem como selecionar um modelo a ser comparado com o modelo empírico-conceitual. Para a regressão linear de chuvas, foi testada, entre outras, a alternativa de se ponderar as chuvas pelas vazões observadas, como tentativa de simular as variações das condições de umidade do solo.

O ajuste dos modelos empíricos, neste trabalho (incluindo o modelo previsor das entradas futuras do Hu e a porção empírica do modelo conjugado empírico-conceitual), foi feito pela técnica recursiva dos mínimos quadrados. Para tanto, foi utilizada uma versão em linguagem Turbo-Pascal do programa Prevrec (Lanna,1985).

A notação utilizada para estes modelos, foi:

$$\text{ARIMAX} \left[p, d, q, r \begin{pmatrix} \text{mem}(1), \text{atr}(1) \\ \vdots \\ \text{mem}(r), \text{atr}(r) \end{pmatrix} \right]$$

sendo:

p = número de termos auto-regressivos

d = número de diferenciações do processo

q = número de termos tipo média móvel

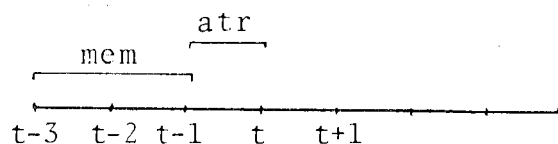
r = número de variáveis exógenas empregadas

mem = memória (relativa a cada variável exógena)

atr = atraso (relativo a cada variável exógena)

onde memória e atraso significam, respectivamente, o número de termos da variável empregados, e o número de intervalos de tempo, contando do presente para o passado, a partir do qual estão os termos utilizados.

exemplo:



onde:

mem = 3

atr = 1,

e os termos utilizados são: t-3, t-2 e t-1.

As aplicações de modelos empíricos com o programa Prevrec, neste trabalho, foram feitas, tanto no ajuste como na verificação, de maneira sucessiva, em ordem cronológica de ocorrência das enchentes, de forma que os valores iniciais dos parâmetros e dos elementos da matriz \bar{P} para uma determinada cheia foram adotados sempre como sendo os valores finais encontrados na ocorrência anterior. A alternativa de não se efetuar a calibração em tempo atual, mantendo os parâmetros fixos, foi feita mediante o artifício de se atribuir zeros aos elementos da matriz \bar{P} , no início das aplicações dos modelos aos eventos da fase de verificação.

3.4 Verificação e Comparações entre os Modelos

Após o ajuste, os modelos investigados foram submetidos a um processo de verificação, com a finalidade de investigar se os modelos, com os parâmetros obtidos na fase de calibração, podem ser empregados em eventos diferentes daqueles utilizados para o ajuste. As cheias utilizadas na verificação, sendo as mesmas para todos os modelos testados, permitiram a comparação da performance, através de coeficientes calculados conjuntamente para todos os eventos. Estes coeficientes foram o coeficiente de eficiência (CE), de persistência (CP), de eficiência relativa (ER), e o erro padrão (EP), definidos no item 2.2. Como estes valores dependem de somatórios, a estimativa conjunta dos mesmos para todos os eventos de verificação, para cada modelo analisado, torna-se simples, pois basta acrescentar as novas parcelas aos somatórios, a cada novo evento calculado. A determinação dessas grandezas é feita automaticamente pelo "Prevrec".

A investigação da independência entre os erros e as séries que representam as variáveis ditas dependentes foi feita pelo cálculo dos intercorrelogramas, para cada evento de verificação. Da mesma forma, foi verificada a presença de autocorrelação nas séries de erros, pelo cálculo dos autocorrelogramas correspondentes. Os intercorrelogramas e autocorrelogramas utilizados neste trabalho foram calculados, respectivamente, pelas fórmulas (Jenkins e Watts, 1969):

$$R_{xy}(k) = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i Y_{i+k} - \bar{X} \cdot \bar{Y}}{\frac{1}{N} \left\{ \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2 \right\}^{1/2} \cdot \frac{1}{N} \left\{ \sum_{i=1}^N (Y_i - \bar{Y})^2 \right\}^{1/2}} \quad (3.4.1)$$

e

$$R_x(K) = \frac{\sum_{i=1}^{N-K} (X_i - \bar{X})(X_{i+K} - \bar{X})}{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2} \quad (3.4.2)$$

$$K = 1, \dots, m$$

onde N é o total e \bar{X} e \bar{Y} são as médias amostrais dos valores das séries X_i e Y_i . Os limites de confiança utilizados (com probabilidade de 95%) foram calculados, segundo Jenkins e Watts (1969), pela fórmula:

$$R_{K,\alpha} = \pm u_{\alpha/2} / \sqrt{N} \quad (3.4.3)$$

sendo $u_{\alpha/2}$ a variável normal reduzida correspondente à probabilidade $\alpha/2$.

Para os modelos empíricos, foram testadas duas hipóteses de ajuste e verificação: Na primeira, considera-se que a estimativa dos parâmetros está concluída na fase de ajuste propriamente dita. Assim, na verificação, os parâmetros permanecem constantes ao longo de todo o processo. Na segunda hipótese, permite-se que os parâmetros continuem se adaptando, recursivamente, ao longo das aplicações do período chamado de verificação, num ajuste contínuo, para analisarmos se estes parâmetros sofrem modificações detectáveis, ao longo do tempo. Para tanto, os eventos utilizados na fase de ajuste devem ser, também, eventos mais antigos do que os empregados na verificação, os quais são aplicados em ordem cronológica.

Portanto, nesta etapa, os modelos empíricos foram aplicados com três finalidades:

- 1) Verificação da qualidade do ajuste dos parâmetros, e dos modelos escolhidos, para os alcances considerados.

- 2) Investigar se há um ganho significativo ao se optar pela hipótese de atualização em tempo atual dos parâmetros.

- 3) Comparar com outros modelos, com base na aplicação aos mesmos eventos.

4 - APLICAÇÃO

4.1 Descrição do Sistema

4.1.1 Generalidades

Para fins deste trabalho, optou-se pelo estudo das enchentes que ocorrem, com certa regularidade, nas cidades gêmeas de Porto União(SC)/União da Vitória(PR), localizadas na bacia do Rio Iguaçu.

A bacia hidrográfica do Rio Iguaçu conta com 69.373 km^2 de área de drenagem, sendo 80,4% dessa no Estado do Paraná, 66,6% no Estado de Santa Catarina, e 3% na República Argentina.

Desde suas cabeceiras na encosta ocidental da Serra do Mar o Rio Iguaçu percorre cerca de 350 km no Estado do Paraná até Porto Vitória, no sentido nordeste-sudoeste, para então servir de limite com o Estado de Santa Catarina e tomar o rumo oeste, em direção ao Rio Paraná. O trecho a montante de Porto Vitória, chamado Alto Iguaçu, desenvolve-se com pouca declividade, tendo apresentado intensa navegação na primeira metade do século (fig. 4.1.1).

A circulação atmosférica, através do mecanismo das massas de ar polar e subtropical, regula os regimes térmico e pluviométrico do clima regional. Por seu turno, as condições fisiográficas

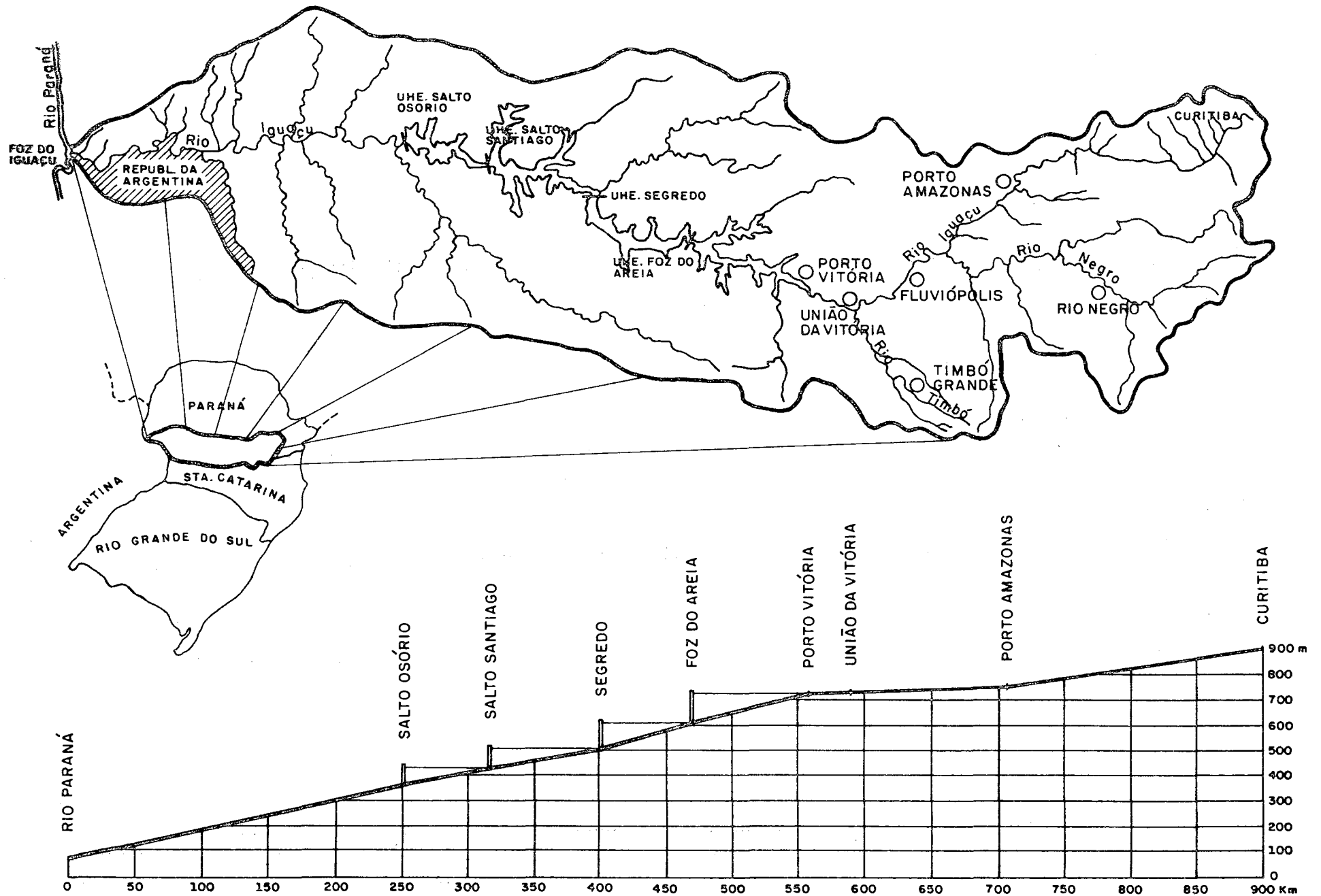


Fig. 4.1.1 - BACIA DO RIO IGUAÇU . LOCALIZAÇÃO e PERFIL LONGITUDINAL .

cas contribuem para variações locais dos valores de precipitação e temperatura. As chuvas são abundantes e distribuídas uniformemente ao longo do ano.

A pluviosidade média anual, à exceção das cabeceiras, cresce de montante para jusante (fig. 4.1.2). A vegetação é constituída de florestas subtropicais, com a ocorrência de campos, os quais são caracterizados por uma cobertura de gramíneas e herbáceas quase sempre contínua, que pode ser entremeada de subarbustos isolados ou em tufos. Estes campos aparecem notadamente no Alto Iguaçu, ao longo das várzeas do rio, constituindo uma larga faixa no trecho entre Fluviópolis e União da Vitória/Porto União.

4.1.2 Dados Utilizados e Estudos Preliminares

As estações fluviométricas escolhidas para este trabalho foram as de Porto Amazonas, Rio Negro, Fluviópolis e União da Vitória, devido à disponibilidade de longa série de informações, bem como fazerem parte do Centro de Operações do Sistema de Alerta contra Cheias de Curitiba, possuindo acesso por rádio, telefone e equipamentos de telemedição. A única estação pluviográfica com extensão razoável da série histórica, na bacia incremental entre Fluviópolis e União da Vitória é a de Timbó Grande (instalada em 19/07/1980), em Santa Cecília (SC), na sub-bacia do Rio Timbó, responsável por 45% da área de drenagem deste trecho. O período de existência desta estação condicionou, portanto, a escolha dos eventos de cheia analisados. A localização destas estações, bem como as áreas de drenagem e altitudes correspondentes podem ser vistas na figura 4.1.3.

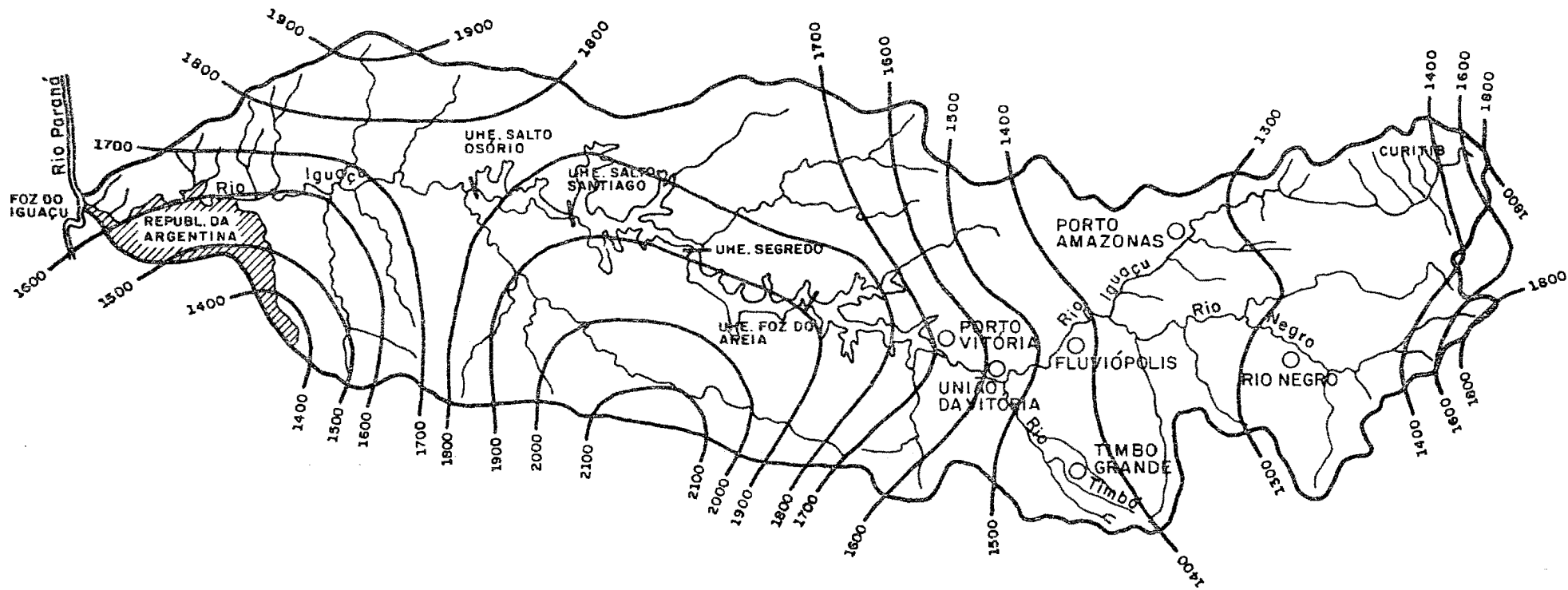


Fig. 4.1.2 - BACIA DO RIO IGUAÇU. ISOIETAS ANUAIS, PERÍODO 1950 a 1981. (DNAEE, 1983)

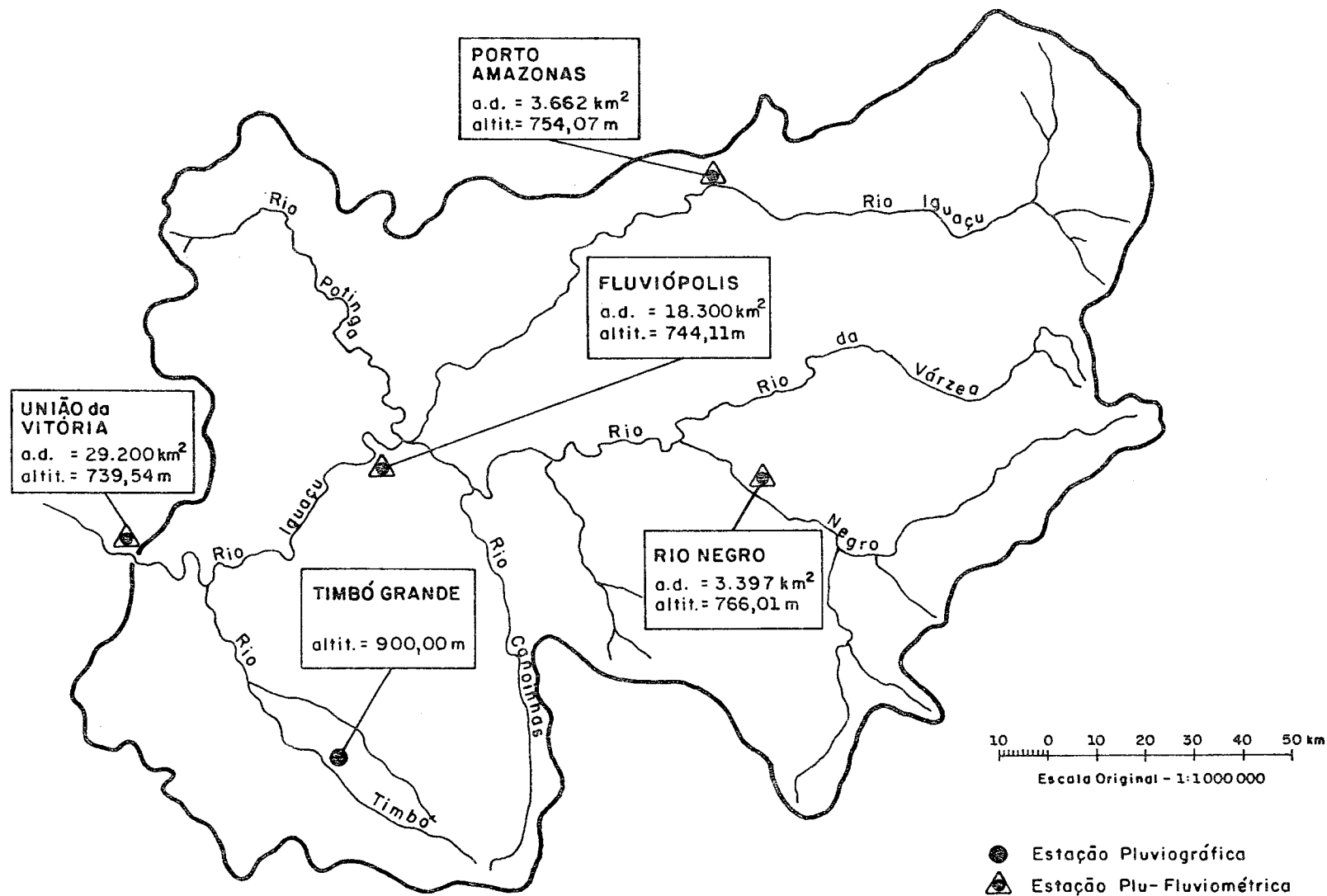


Fig. 4.1.3 - LOCALIZAÇÃO DAS ESTAÇÕES RELEVANTES, JUNTAMENTE COM AS ÁREAS DE DRENAGEM E ALTITUDES CORRESPONDENTES.

As enchentes selecionadas foram divididas, para efeito deste estudo, em dois grupos: O grupo 1 constituiu-se de cheias utilizadas para o ajuste do modelo empírico-conceitual e dos modelos empíricos. O grupo 2 contém as enchentes utilizadas para verificação e comparações entre esses modelos. As cheias são referidas, a partir daqui, pelo seu número (tabela 4.1.1). Assim, a enchente de Agosto/Setembro de 1984 foi chamada de E.09.

O tempo de concentração da sub-bacia do Rio Timbó foi estimado através da fórmula do Califórnia Highways and Public Works:

$$t_c = 57 \{L^3/H\}^{0,385} \quad (4.1.1)$$

onde t_c é o tempo de concentração em minutos, L o comprimento do rio principal em quilômetros e H o desnível da bacia até a seção de referência, em metros. A partir de cartas do IBGE, na escala 1:100.000, foram obtidos os valores:

$$L = 144 \text{ km}$$

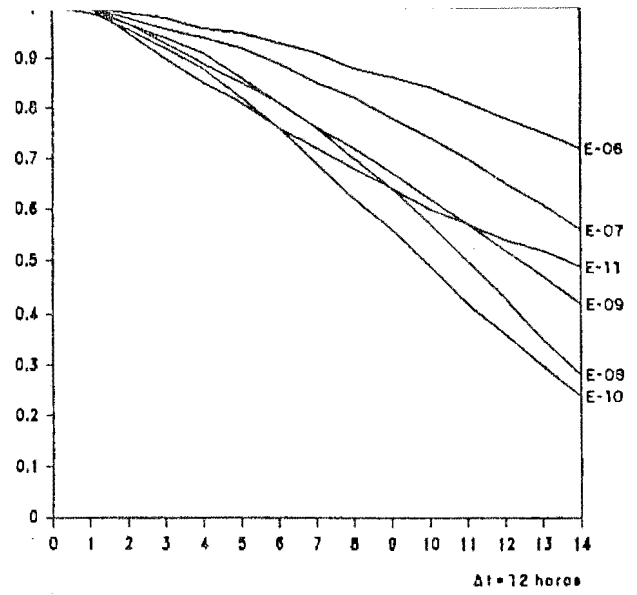
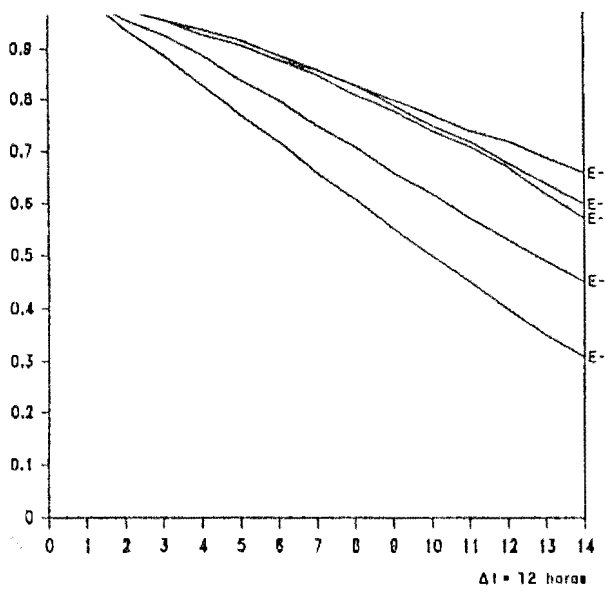
$$H = 525 \text{ m}$$

aos quais corresponde o tempo de concentração de 26,50 horas.

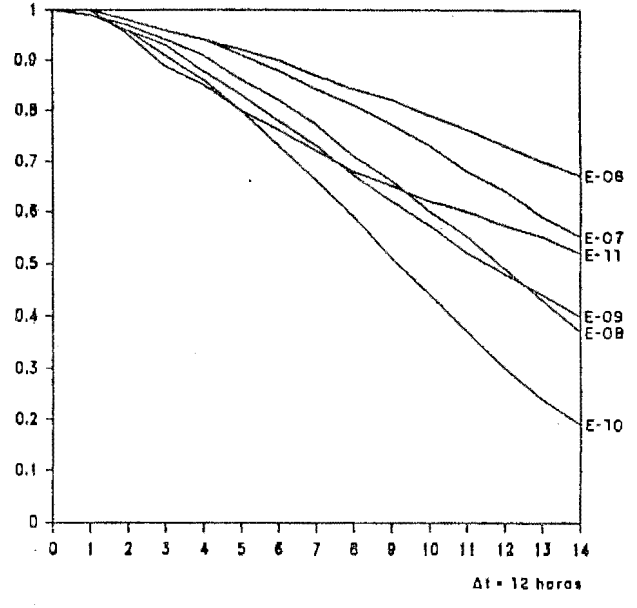
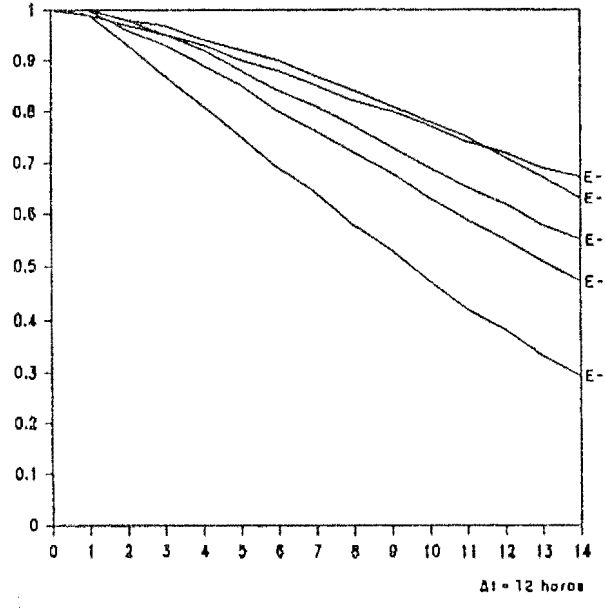
Tendo-se em conta este valor, e as persistências apresentadas pelas vazões (autocorrelogramas e intercorrelogramas de União da Vitória e Fluvópolis, para as cheias em estudo, figura 4.1.4), concluiu-se pelo uso dos dados disponíveis em intervalos discretos de doze horas. Os Intercorrelogramas parecem sugerir um tempo médio de propagação inferior a vinte e quatro horas, o

Tabela 4.1.1 Enchentes Seleccionadas

GRUPO	EVENTOS	DATA INICIAL	DATA FINAL	NÍVEL MÁX (cm)	VAZÃO MÁX (m ³ /s)
1	E-01	01/08/80	10/10/80	549	1.694,5
	E-02	01/12/80	31/01/81	562	1.859,5
	E-03	01/06/82	31/07/82	566	1.788,0
	E-04	01/10/82	31/12/82	645	2.233,5
	E-05	01/02/83	31/03/83	504	1.447,0
2	E-06	01/05/83	31/08/83	1.047	4.965,0
	E-07	01/09/83	10/11/83	550	1.700,0
	E-08	01/06/84	31/07/84	493	1.370,0
	E-09	01/08/84	30/09/84	594	1.925,5
	E-10	01/12/86	31/01/87	460	1.243,0
	E-11	01/05/87	10/07/87	628	2.136,4



b.



c.

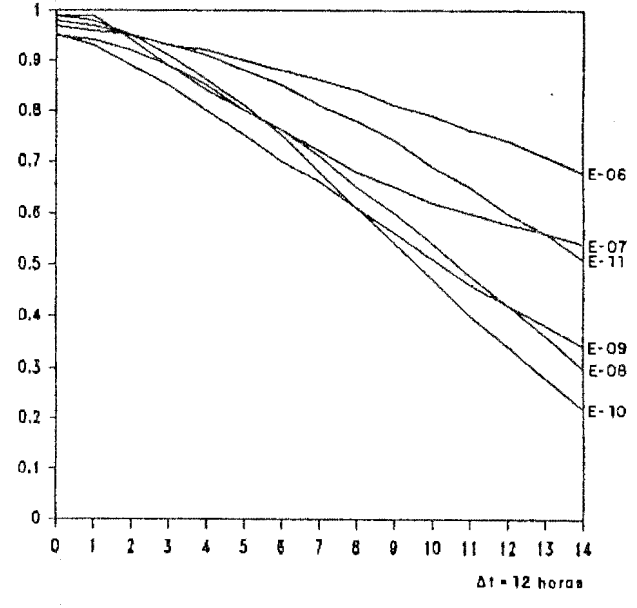
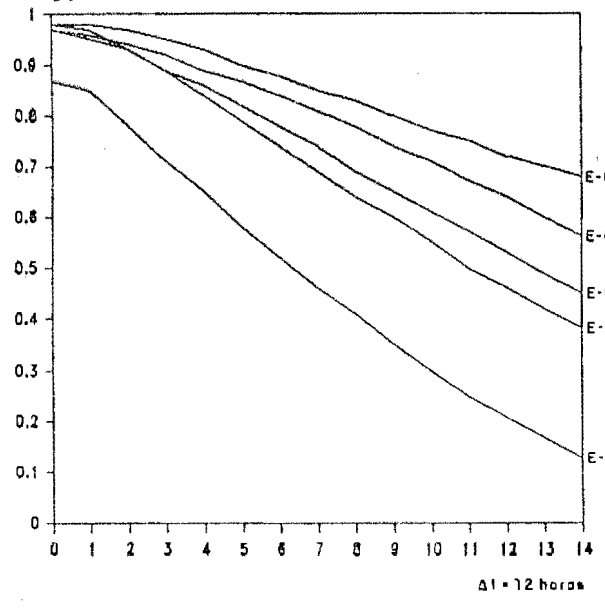


Fig. 4.1.4: a. Autocorrelogramas em Fluvópolis
b. Autocorrelogramas em União da Vitória
c. Intercorrelogramas Fluvópolis X União da Vitória

que é discutível, tendo-se em conta a magnitude das contribuições incrementais, além do que as vazões, tanto a montante quanto a jusante, são consequência de uma causa comum, a chuva, a qual conduz os hidrogramas analisados à variação conjunta.

As leituras de cotas fluviométricas (de 7:00 e 17:00 horas) foram discretizadas, por interpolação linear, em cotas de 7:00 e 19:00 horas, portanto, intervalos de 12 horas. Posteriormente, estas cotas foram convertidas, com o uso das respectivas curvas de descarga, para gerar as vazões. Os totais de chuvas correspondentes, em Timbó Grande, foram obtidos a partir dos pluviogramas.

4.1.3 Análise das Características Físicas do Canal

Para o cálculo dos parâmetros do modelo Analogia de Difusão a partir de características do trecho do rio, é necessário que estas sejam conhecidas. Como decorrência da forma de seção transversal do rio, temos a variação da área (A), da largura (B_0) e, conseqüentemente, da profundidade média ($h_0 = A/B_0$) da seção (figura 4.1.5). Outras informações necessárias são a distância entre as seções extremas do canal ($L = 114.200$ m), obtida a partir de cartas do IBGE, escala 1:100.000, e a declividade média do rio no trecho considerado ($d_0 = 0,00004$ m/m). A declividade média foi determinada pela equação:

$$d_0 = (H_m - H_J) / L \quad (4.1.2)$$

sendo $(H_m - H_J)$ o desnível entre as seções de montante e de jusante. Os níveis médios do fundo do rio das seções (H_m, H_J) foram

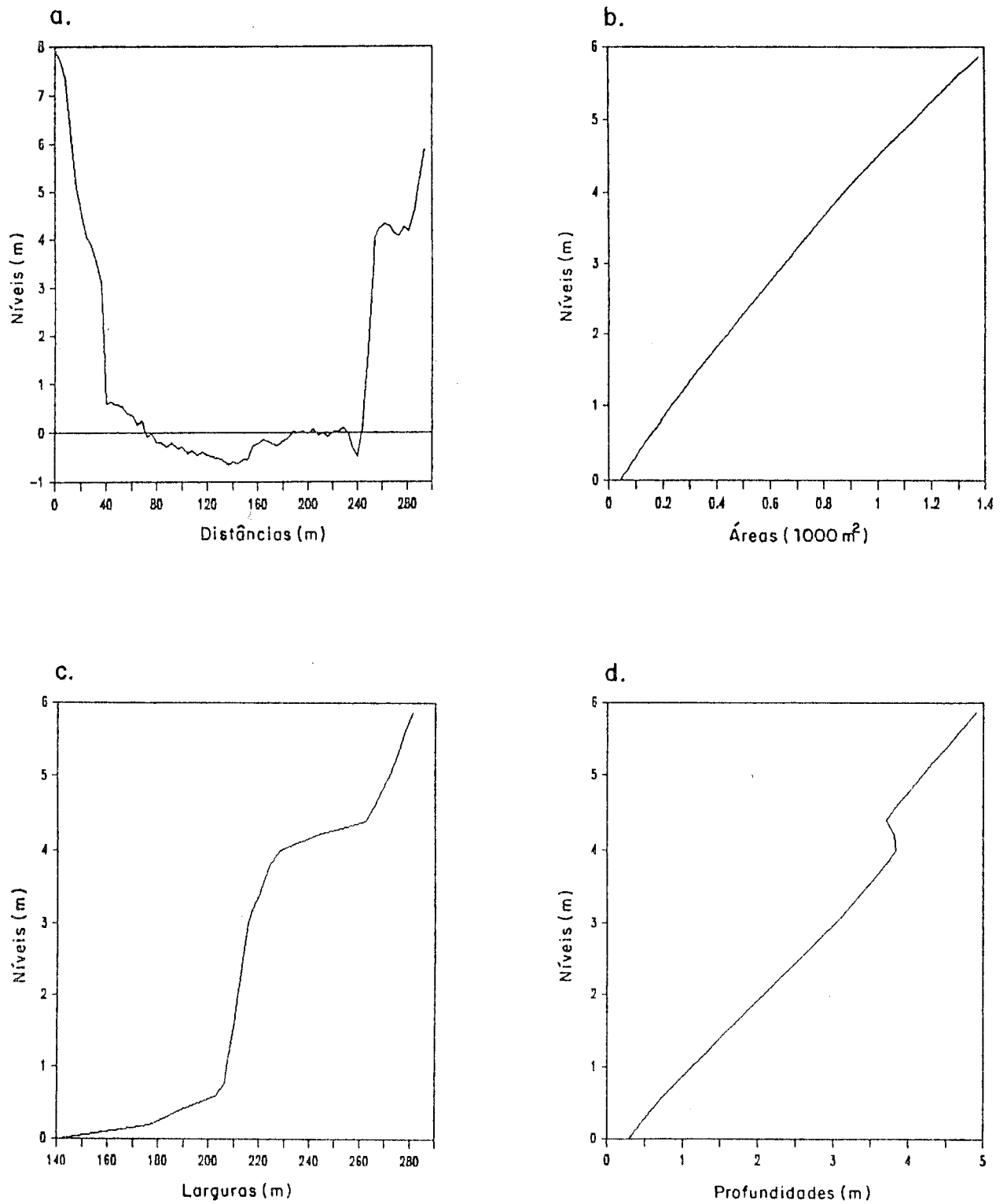


Fig.4.1.5 : a. Seção Transversal de Fluvioópolis
 b. Nível x Área da Seção Transversal
 c. Nível x Largura da Seção Transversal
 d. Nível x Profundidade Média da Seção Transversal

obtidos a partir do conhecimento dos níveis das cotas zero das réguas linimétricas em relação ao nível do mar, e das profundidades médias correspondentes a estas cotas.

4.2 Modelo Conjugado Empírico-Conceitual

4.2.1 Aplicabilidade do Modelo Analogia de Difusão

A aplicabilidade do modelo Analogia de Difusão pode ser verificada, em termos médios, pela equação 2.3.22 (Ponce et alii, 1978), Isolando o Γ (período da onda), e considerando:

$$h_0 = 3,36 \text{ m,}$$

temos:

$$\Gamma >= 30 / (do \sqrt{g/h_0}) \quad (s) \quad (4.2.1)$$

$$\Gamma >= 5,08 \text{ dias}$$

Portanto, o modelo parece ser indicado para o caso do rio Iguaçu, no trecho entre União da Vitória/Porto União e Fluviópolis, levando-se em conta as dimensões do rio e o período da onda das enchentes observadas.

Calculando-se a celeridade da onda de cheia em função da vazão, através da equação 2.3.23, e a seguir os termos de propagação (L/C_0), correspondentes (figura 4.2.1), foi possível con-

cluir, com base no critério sugerido por Keefer e McQuivey (1974), descrito no item 2.3.3, que pouco se pode esperar, neste caso, da aplicação da técnica da múltipla linearização para ter em conta as modificações das condições de escoamento com as variações de vazões.

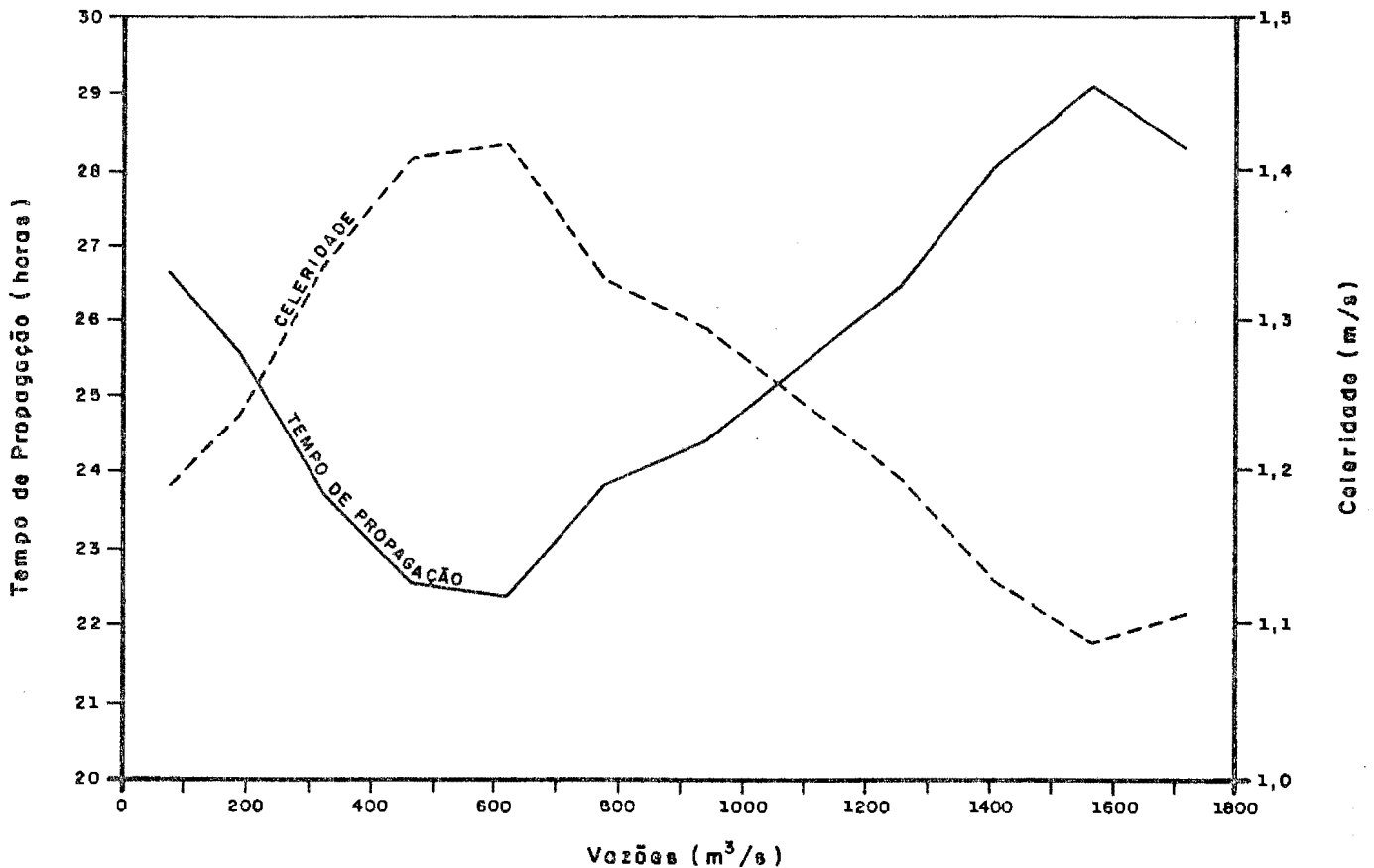


Fig. 4.2.1 - CELERIDADE E TEMPO DE PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA ATÉ UNIÃO DA VITÓRIA, EM FUNÇÃO DAS DESCARGAS OBSERVADAS-EM FLUVIÓPOLIS.

4.2.2 Cálculo Aproximado dos Parâmetros a Partir das Características Físicas do Canal

Partindo-se de:

$$Q_0 = 900 \text{ m}^3/\text{s}$$

onde $Q_0 \cong 2/3 Q_m$, sendo Q_m a vazão máxima de montante, entre os eventos de cheia analisados, chegou-se, através da curva - chave de Fluviópolis, ao nível de 3,37 m. A este nível, correspondem os valores (item 4.1.3):

$$A = 735,29 \text{ m}^2$$

$$B_0 = 219,39 \text{ m}$$

Com estes valores, calculou-se

$$h_0 = A/B_0; \quad h_0 = 3,35 \text{ m} \quad (4.2.2)$$

$$v_0 = Q_0/A; \quad v_0 = 1,22 \text{ m/s} \quad (4.2.3)$$

$$F_0 = v_0/\sqrt{g \cdot h_0}; \quad F_0 = 0,2128 \quad (4.2.4)$$

e, finalmente:

$$C_0 = \frac{3}{2} \cdot v_0; \quad C_0 = 1,83 \text{ m/s} \quad (4.2.5)$$

$$D = Q_0 \cdot (1-F_0^2)/(2 \cdot B_0 \cdot d_0); \quad (4.2.6)$$

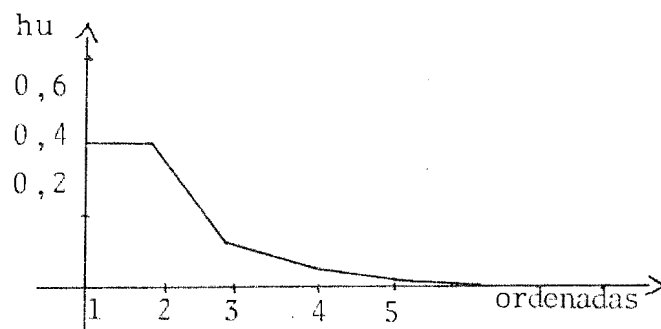
$$D = 48.956,46 \text{ m}^2/$$

A esta solução, corresponde o tempo de pico:

$$t_p = -\frac{3 \cdot D}{C_o^2} + \sqrt{\left[\frac{3 \cdot D}{C_o^2}\right]^2 + \left[\frac{L}{C_o}\right]^2}; \quad (s)$$

$$t_p = 9:00 \text{ horas} \quad (4.2.7)$$

Ao valor 1,83 m/s para a velocidade média de propagação da onda de cheia (C_o), corresponde um tempo médio de propagação de 17,33 horas. Com base nesta estimativa, e no tempo de concentração ($t_c = 26,50$ horas) calculado para a sub-bacia do rio Timbó (item 4.1.2), optou-se por tentar realizar previsões apenas para 12 e 24 horas. Integrando-se a equação 3.2.1 pelo método de Simpson, com espaçamento 0,01, adotando-se um intervalo discreto de 12 horas, e desprezando-se os termos muito pequenos, resultou no hidrograma unitário:



$$hu(1) = 0,402$$

$$(2) = 0,394$$

$$(3) = 0,135$$

$$(4) = 0,046$$

$$(5) = 0,017$$

$$(6) = 0,006$$

4.2.3 Modelos de Previsão para as Vazões de Montante

Os modelos de previsão para Fluvioópolis, cujas previsões irão constituir parte das entradas do Modelo Analogia de Difusão, foram pesquisados por tentativas, com o uso do programa Prevrec, para antecedências de 12 e 24 horas. Os eventos E-01, E-02, E-03, E-04 e E-05 (eventos do grupo 1), foram utilizados para o ajuste, sendo as enchentes do grupo 2 empregadas na verificação.

Foram testadas, basicamente, duas alternativas. Na primeira, tentou-se apenas modelos auto-regressivos. Na segunda, verificou-se se modelos com variáveis exógenas são capazes de fornecer previsões significativamente melhores, fazendo-se uso, para tanto, dos dados fluviométricos das estações de Porto Amazonas e Rio Negro, a montante.

Na tabela A.1.a (ver, Anexo A), temos os valores do erro padrão, do coeficiente de eficiência, e do coeficiente de persistência para a totalidade dos eventos do grupo 2, obtidos com os modelos auto-regressivos. Destes, foi escolhido o modelo ARIMAX $[3,0,0,0]$ com parâmetros constantes, para as previsões com 12 horas de antecedência, e o modelo ARIMAX $[2,1,0,0]$ com parâmetros constantes, para as previsões com 24 horas de antecedência. Para que um modelo da 2^a abordagem seja considerado mais viável que este, sua performance deve ser significativamente superior.

Temos, na tabela A.1.b (Anexo A), os valores do erro padrão e dos coeficientes de eficiência e de eficiência relativa, resultantes da aplicação conjunta dos modelos que utilizam variáveis exógenas, aos mesmos eventos anteriores. O coeficiente

de eficiência relativa compara os modelos testados com o autoregressivo escolhido na etapa anterior.

Mediante a análise dos parâmetros de performance, concluiu-se pela utilização dos modelos ARIMAX $\left[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{smallmatrix}\right)\right]$ e ARIMAX $\left[3,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{smallmatrix}\right)\right]$ com parâmetros constantes, para previsões, respectivamente, com alcances (h_z) de 1(12 horas) e 2(24 horas). A pequena melhora obtida para o primeiro modelo ($h_z = 1$), com a adição de uma componente MA, e para o segundo ($h_z = 2$), com a adaptividade dos parâmetros em tempo atual, não foram consideradas suficientes para justificar as complicações adicionais para o seu uso posterior.

Os parâmetros ajustados para estes modelos foram:

alcance (h_z) = 1 (12 horas):

$$\hat{Y}_{t+h_z} = \phi_1 Y_t + \phi_2 Y_{t-1} + \omega_1 X_t + \omega_2 Z_t \quad (4.2.8)$$

$$\phi_1 = 1,47334$$

$$\phi_2 = -0,50038$$

$$\omega_1 = 0,10359$$

$$\omega_2 = 0,04840$$

alcance (h_z) = 2 (24 horas):

$$\hat{Y}_{t+h_z} = \phi_1 Y_t + \phi_2 Y_{t-1} + \phi_3 Y_{t-2} + \omega_1 X_t + \omega_2 Z_t \quad (4.2.9)$$

$$\phi_1 = 1,97863$$

$$\phi_2 = 0,41788$$

$$\phi_3 = 0,57798$$

$$\omega_1 = 0,06592$$

$$\omega_2 = 0,01551$$

onde Y_t corresponde às vazões em Fluvioópolis, e X_t e Z_t são, respectivamente, as vazões de Rio Negro e Porto Amazonas, no instante t .

A análise dos correlogramas obtidos com os erros destes modelos, figuras 4.2.2 e 4.2.3, revelou um comportamento diferente para cada evento do grupo 2, sendo que, tendo em conta os intervalos com 95% de confiança nos quais os coeficientes de correlação linear podem ser considerados como zero, pode-se concluir serem praticamente irrelevantes, para os objetivos deste estudo, as possíveis informações presentes nas séries de erros ou nos dados, que não foram aproveitadas pelos modelos.

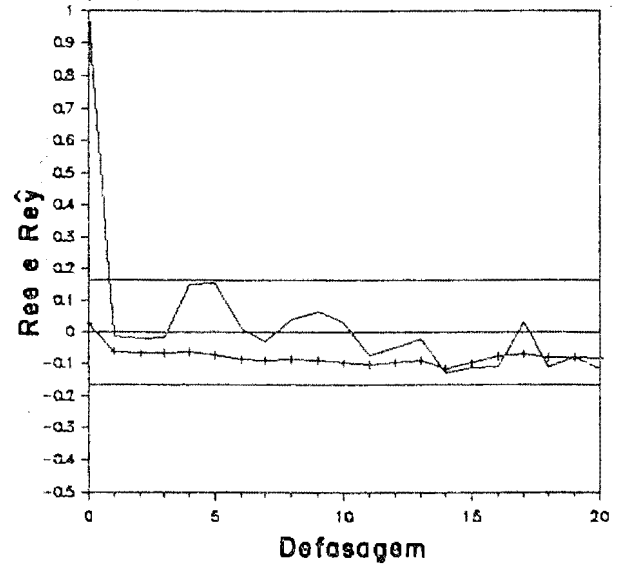
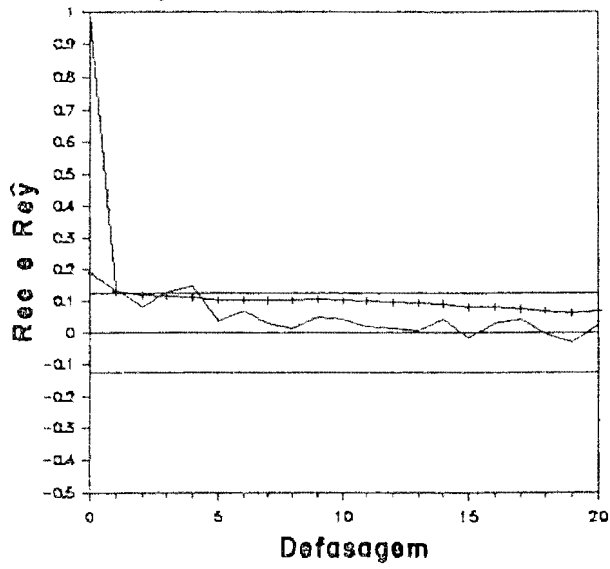
4.2.4 Verificação da Influência dos Erros das Previsões em Fluvioópolis sobre os Erros dos Modelos de Propagação

Podemos representar, conforme o item 3.2.1, o fenômeno de propagação de vazões, por (equação 3.2.8):

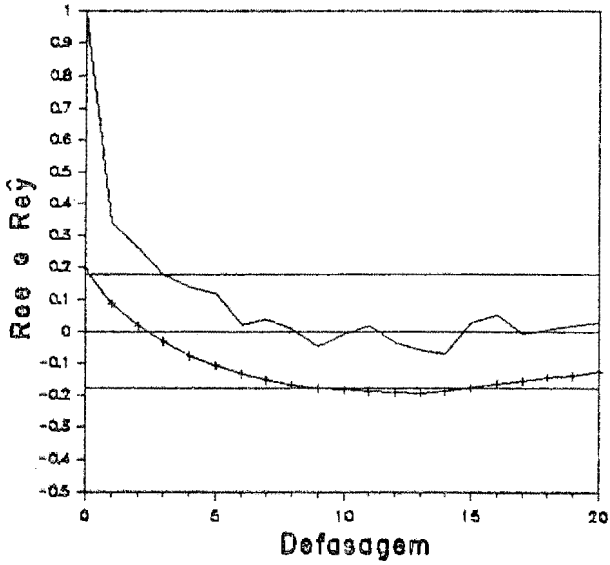
$$q_{p_t} \xleftarrow{Hu} q_{m_{t-m+1}}, \dots, q_{m_t}$$

Para que um modelo do tipo Hu possa ser utilizado para previsões, uma alternativa possível é o emprego da fórmula (equação 3.2.9):

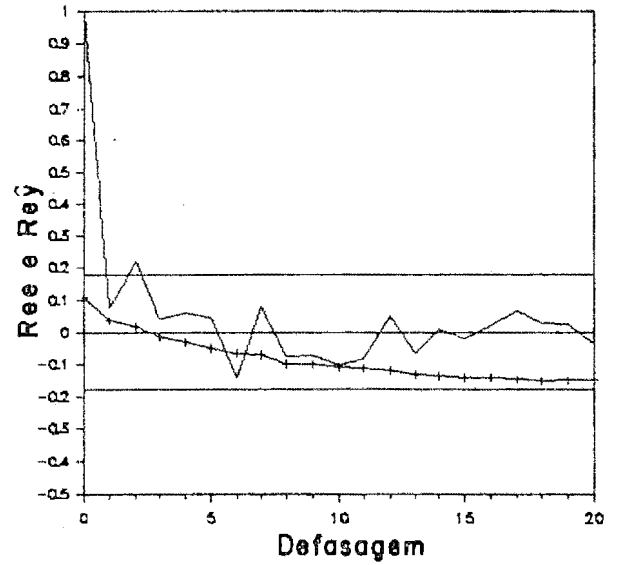
$$\hat{q}_{p_{t+h_z}} \xleftarrow{Hu} q_{m_{t-m+h_z+1}}, \dots, \hat{q}_{m_{t+h_z}}$$



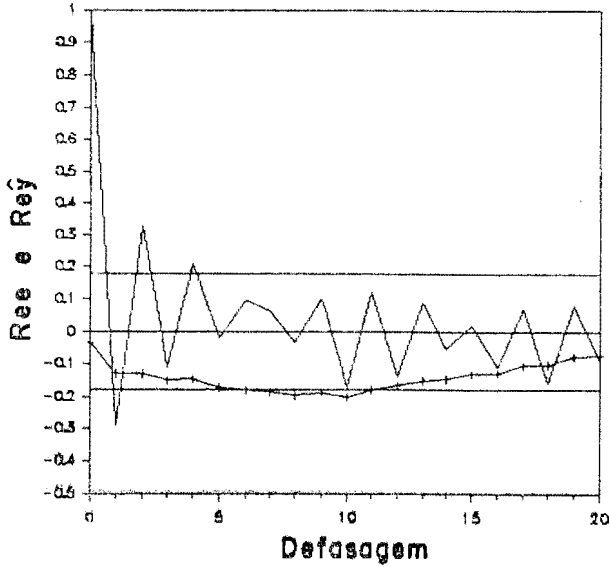
E-08



E-09



E-10



E-11

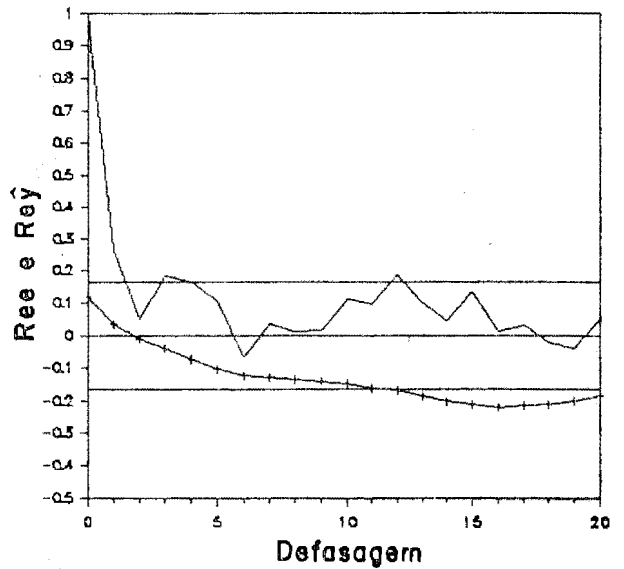


Fig. 4.2.2 - CORRELOGRAMAS DOS ERROS DO MODELO DE PREVISÃO PARA FLUVIÓPOLIS, ALCANCE DE 12 HORAS.

— Autocorrelogramas (Ree).
 +++ Intercorrelogramas (Rey).

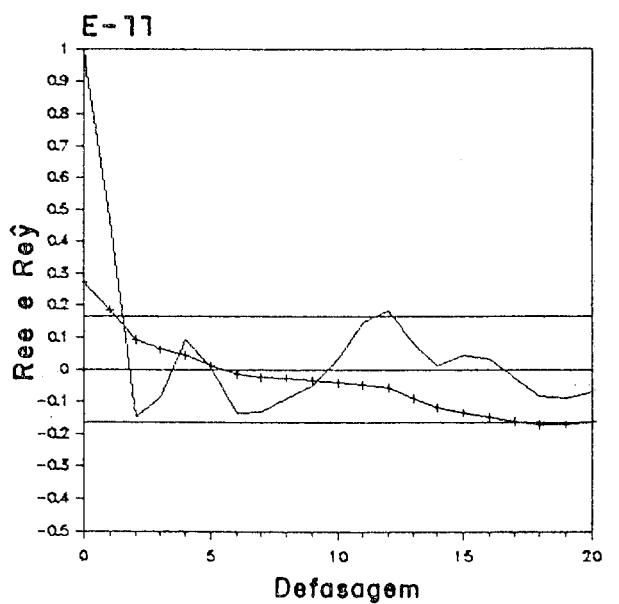
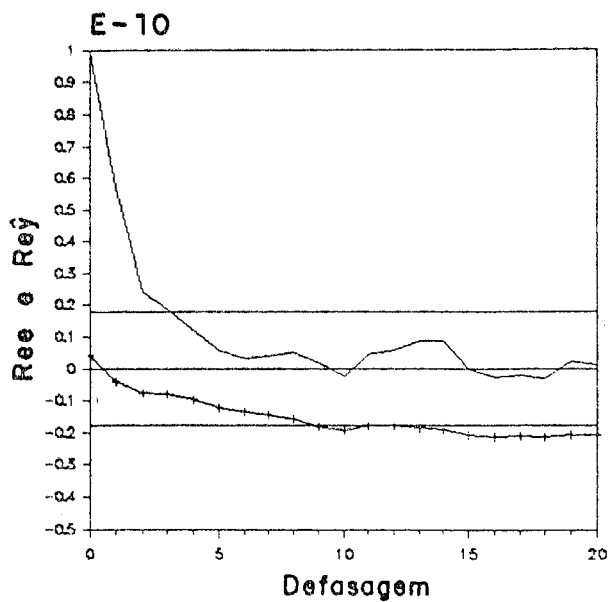
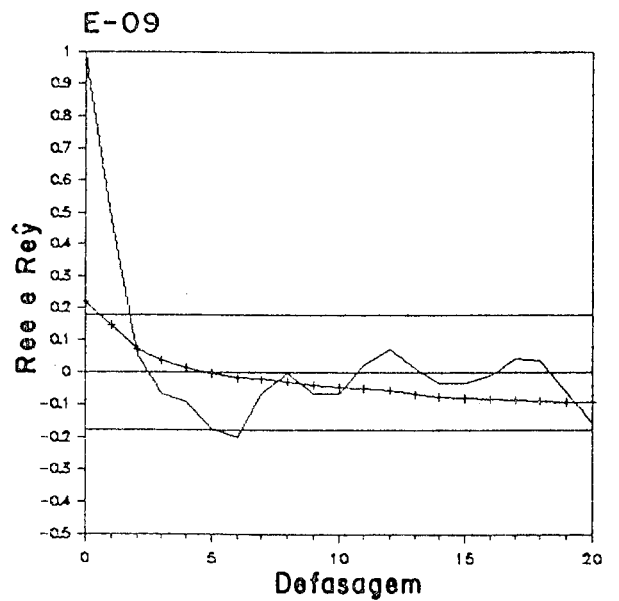
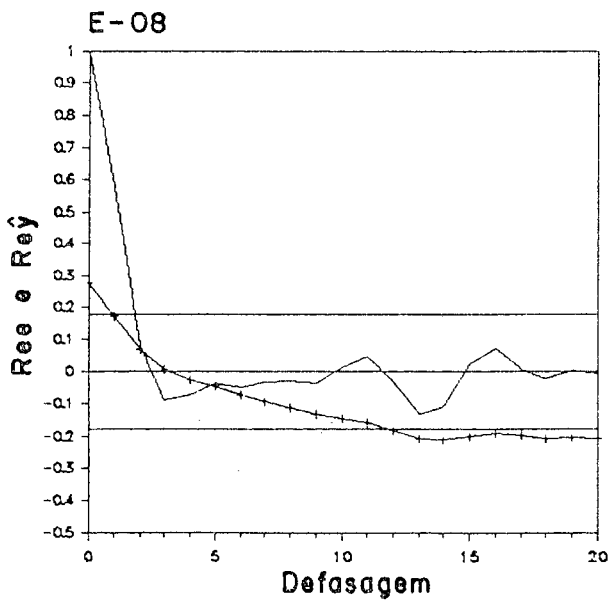
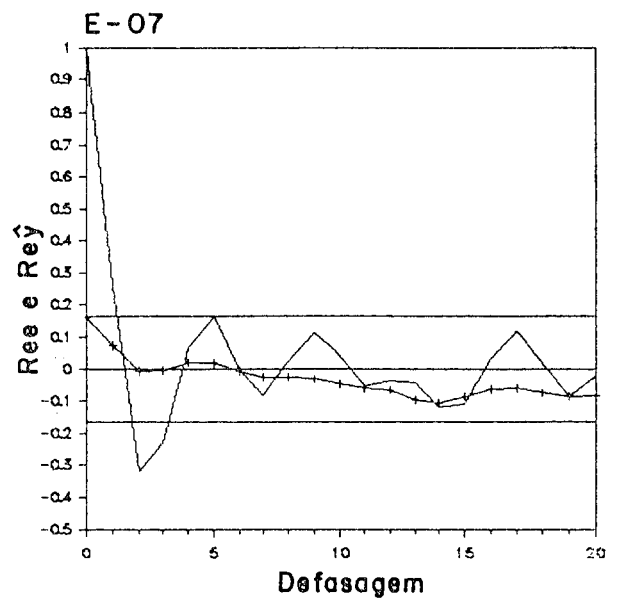
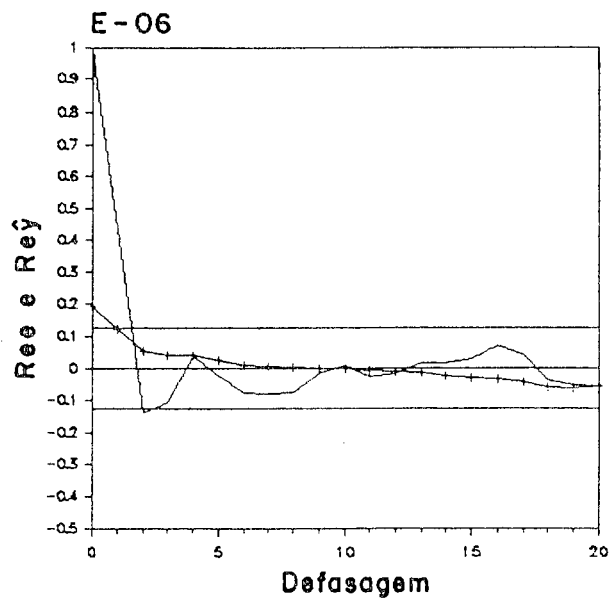


Fig. 4.23 - CORRELOGRAMAS DOS ERROS DO MODELO DE PREVISÃO PARA FLUVIÓPOLIS, ALCANCE DE 24 HORAS.

— Autocorrelogramas (Ree).
 + Intercorrelogramas (Rey).

Uma maneira de se mensurar a influência que os erros das previsões de vazões de montante ($q_{\hat{m}_{t+1}}, \dots, q_{\hat{m}_{t+h_z}}$) terá sobre os erros das previsões $q_{\hat{p}_{t+h_z}}$, é pela confrontação dos valores das séries obtidas pelas equações 3.2.8 e 3.2.9. Nesse caso, estamos supondo que os erros do modelo de previsão de vazões são unicamente devidos aos erros das estimativas efetuadas para as vazões futuras na seção de montante. Ou seja, os valores propagados pelo modelo Analogia de Difusão corresponderiam exatamente aos valores que seriam realmente observados, se isso fosse possível, com o desconto das contribuições de percurso. Porém, numa situação de previsão, teríamos perturbações provenientes dos erros nas estimativas das vazões futuras de Fluviópolis.

Considerando-se as equações 2.2.3 e 2.2.4:

$$EP = \left[\frac{1}{K} \cdot \sum_{t=1}^K \{Y_t - y_t\}^2 \right]^{1/2},$$

$$CE = 1 - \frac{\sum_{t=1}^K \{Y_t - y_t\}^2}{\sum_{t=1}^K \{Y_t - \bar{y}\}^2},$$

que calculam, respectivamente, o erro padrão e o coeficiente de eficiência. Substituindo-se o Y_t pelos valores das vazões obtidas pela equação 3.2.8, e \hat{y} pelos valores obtidos pela equação 3.2.9, utilizando-se, nessas equações, o H_u obtido no item 4.2.2, obteve-se, para o erro padrão e o coeficiente de eficiência, os valores da tabela 4.2.1.

Observa-se que os resultados obtidos para o erro padrão (EP) e para o coeficiente de eficiência (CE) sugerem ter havido uma diluição dos erros dos modelos de previsão de vazões para

Fluviópolis (tabela A.1.b), sendo pequena a sua influência nos resultados do modelo Analogia de Difusão, quando aplicado para previsão (equação 3.2.9).

Tabela 4.2.1 Análise da influência dos erros da parcela resultante da propagação, provocados pela imprecisão nas previsões de vazões futuras em Fluviópolis

a. $h_z = 1$ (12 horas)

b. $h_z = 2$ (24 horas)

a.

EVENTOS	E-06	E-07	E-08	E-09	E-10	E-11	TOTAL
EP(m ³ /s)	13,54	8,52	6,50	6,93	5,66	8,16	9,44
CE (%)	99,96	99,95	99,95	99,96	99,94	99,96	99,96

b.

EVENTOS	E-06	E-07	E-08	E-09	E-10	E-11	TOTAL
EP(m ³ /s)	34,27	23,28	18,13	18,32	12,60	23,68	24,69
CE (%)	99,72	99,63	99,59	99,75	99,69	99,73	99,71

4.2.5 Ajuste do Modelo Empírico-Conceitual

4.2.5.1 Considerações Gerais

As precisões utilizadas, no processo iterativo, para os parâmetros representativos da Celeridade da Onda (C_o) e da Difusividade Hidráulica (D), foram, respectivamente, de 0,01 m/s e 100 m²/s. Estes valores foram adotados com base na análise da figura 4.2.4, onde a variação de uma característica do H_u , dependente da magnitude de ambos os parâmetros, no caso o tempo de pico (t_p), foi confrontada com a variação conjunta de C_o e D .

O ponto de partida para o processo iterativo no ajuste do modelo para alcance de 12 horas ($h_z = 1$), foram os valores de C_o e D obtidos pelas fórmulas 4.2.5 e 4.2.6. Antes, porém, de passar-se ao ajuste pelo processo iterativo, foi necessário escolher o modelo empírico que representaria as contribuições de percurso, o que foi feito admitindo-se estarem corretos os valores iniciais estimados para os parâmetros do modelo Analogia de Difusão. Para o ajuste do modelo considerando o alcance de 24 horas ($h_z = 2$), foram utilizados como ponto de partida os valores obtidos no ajuste anterior, os quais serviram também como parâmetros para a escolha do modelo empírico agregado. Após o processo de ajuste, observou-se uma modificação sensível dos parâmetros, de forma que a primeira ordenada do H_u , tanto para 12 como para 24 horas de alcance reduziu-se a praticamente zero, o que torna irrelevante os erros de previsão causados pela imprecisão das estimativas futuras de vazões em Fluvioópolis, especialmente para o alcance de 12 horas, quando a influência das va-

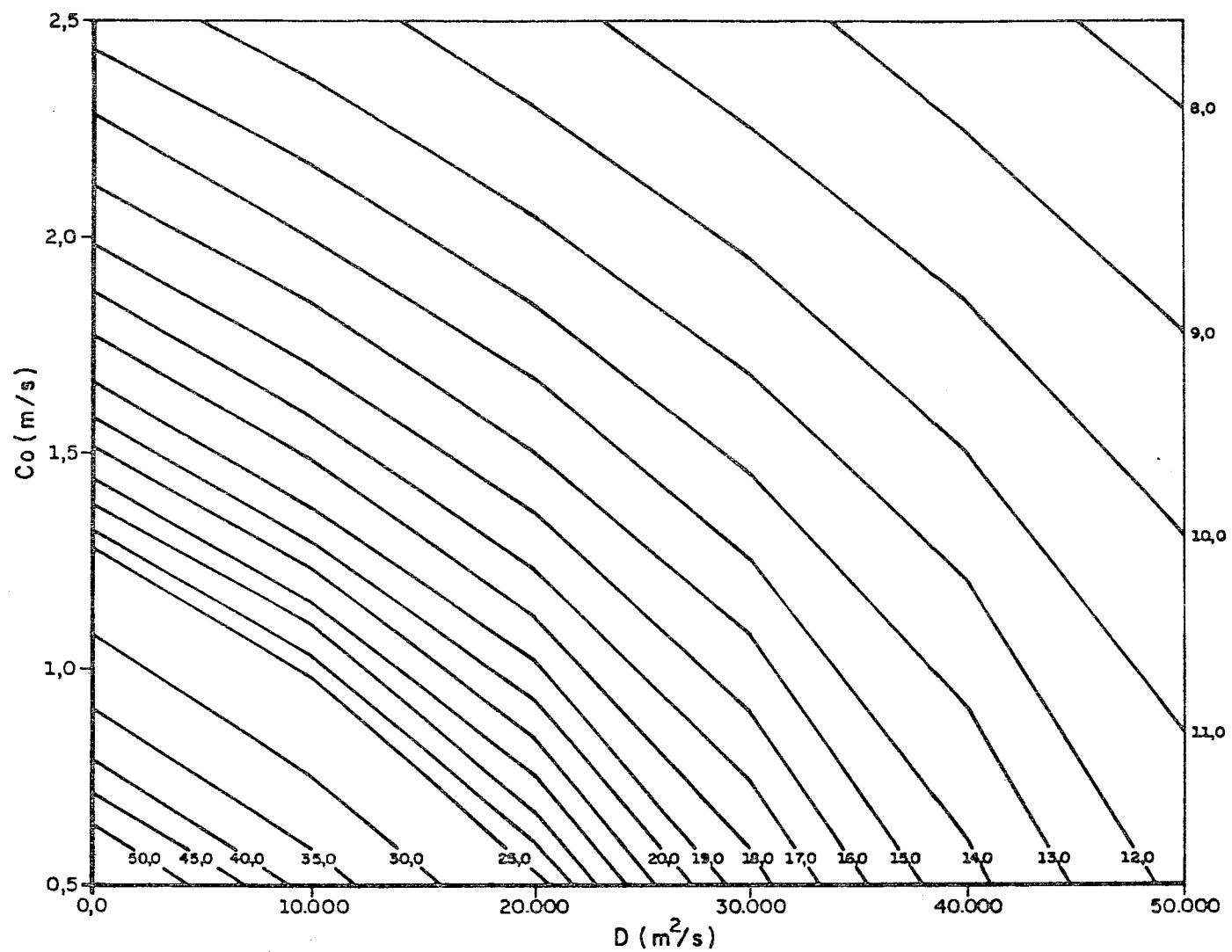


Fig.4.2.4 - ANÁLISE DA SENSIBILIDADE DO TEMPO DE PICO (em horas)
 , À VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS Co e D .

zões futuras nesta estação, para a aplicação deste modelo, revelou-se nula.

A Difusividade Hidráulica reduziu-se drasticamente, e a Celeridade da onda, tanto no primeiro ajuste ($h_z = 1$), como no segundo ($h_z = 2$), manteve-se em torno dos valores médios da curva da figura 4.2.1. O tempo médio de propagação da onda de cheia encontrado nos ajustes foi em torno de um dia, compatível, portanto, com os intervalos de discretização dos dados e com os alcances adotados.

4.2.5.2 Ajuste do Modelo Conjugado, para Alcance de 12 horas

Escolha do modelo empírico a ser utilizado no processo de otimização:

Antes de se passar ao ajuste dos parâmetros do modelo Analogia de Difusão, foi preciso definir que modelo seria utilizado para representar as contribuições da bacia incremental, levando-se em conta as chuvas observadas em Timbó Grande. Para tanto, partiu-se do hidrograma unitário determinado anteriormente, com o qual foi feita a propagação das vazões de Fluviópolis. Então, para as diferenças entre as vazões observadas em União da Vitória e os resultados da propagação, foram ajustados diversos modelos, para o alcance de 12 horas (tabela 4.2.2). Destes, concluiu-se pelo modelo ARIMAX $[1, 1, 0, 1(2, 0)]$, cuja equação é:

$$qd_{t+1} = qd_t + \phi [qd_t - qd_{t-1}] + \omega_1 P_t + \omega_2 P_{t-1} + \varepsilon_t \quad (4.2.10)$$

sendo que os parâmetros deste modelo, ao final do ajuste (grupo 1), foram:

$$\phi = 0,46954$$

$$\omega_1 = 1,07104$$

$$\omega_2 = 0,39744$$

Tabela 4.2.2 Coeficientes de Performance obtidos nos ajustes das alternativas testadas de modelos de previsão para as contribuições da bacia incremental, alcance de 12 horas

Modelos testados \ Coeficientes	EP (m ³ /s)	CE (%)	CP (%)
ARIMAX [1,1,0,1(1,0)]	23,50	98,30	42,48
ARIMAX [1,1,0,1(2,0)]	23,42	98,31	43,30
ARIMAX [1,1,0,1(3,0)]	23,66	98,28	42,46
ARIMAX [1,1,0,1(2,1)]	24,39	98,17	38,47
ARIMAX [2,1,0,1(1,0)]	24,15	98,21	36,69
ARIMAX [2,1,0,1(2,0)]	23,98	98,23	40,56
ARIMAX [1,1,1,1(2,0)]	23,42	98,31	43,27
ARIMAX [1,1,2,1(2,0)]	23,42	98,31	43,29

Fazendo-se uso deste modelo no algoritmo descrito na figura 3.2.2, considerando-se previsões com antecedência de 12 horas, obteve-se os valores constantes na tabela 4.2.3, para o início ($C_0=1,83$ m/s e $D=48,956,46$ m²/s) e o final ($C_0=1,26$ m/s e $D=3.500$ m²/s) do processo, utilizando-se os eventos de ajuste.

Tabela 4.2.3 Coeficientes de Performance e função-objetivo, correspondentes ao início e ao final da otimização, alcance de 12 horas

	EP (m ³ /s)	CE (%)	CP (%)	Fq
$C_0=1,83$ m/s $D=48.956$ m ² /s	25,43	99,72	63,32	426.958,9
$C_0=1,26$ m/s $D=3.500$ m ² /s	24,05	99,75	67,20	381.847,8

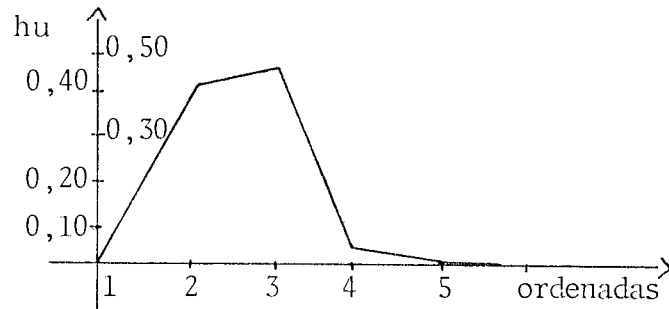
Os parâmetros do modelo empírico, após o ajuste do modelo conjugado, ficaram sendo:

$$\begin{aligned}\phi &= 0,47366 \\ \omega_1 &= 1,07290 \\ \omega_2 &= 0,39384 \quad ,\end{aligned}$$

e a matriz \tilde{P} :

$$\begin{bmatrix} 1,438628 \cdot 10^{-6} & -4,83742 \cdot 10^{-7} & -2,18828 \cdot 10^{-6} \\ & 1,483785 \cdot 10^{-5} & -4,90646 \cdot 10^{-6} \\ & & 1,787519 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

O hidrograma unitário correspondente aos parâmetros C_0 e D finais, foi:



$$hu(1) = 0,0004$$

$$(2) = 0,4562$$

$$(3) = 0,5032$$

$$(4) = 0,0392$$

$$(5) = 0,0010$$

O tempo médio de propagação da onda de cheia, bem como o tempo de pico do H_u foram, respectivamente, de 26,88 e 25,54 horas.

4.2.5.3 Ajuste do Modelo Conjugado, para Alcance de 24 horas

Escolha do modelo empírico a ser utilizado no processo de otimização:

Da mesma forma como se procedeu no caso do ajuste do modelo empírico-conceitual para previsões com 12 horas de antecedência, foi feita a escolha de um modelo para representar as contribuições da bacia incremental. Utilizando-se o hidrograma uni-

tário obtido no ajuste anterior (12 horas), realizou-se a propagação das vazões observadas em Fluviópolis, com a conseqüente obtenção das vazões correspondentes às contribuições de percurso, pelas diferenças entre as vazões observadas em União da Vitória e as resultantes da aplicação do modelo conceitual. Então, com estes valores e as chuvas observadas em Timbó Grande, foram ajustados diversos modelos, para o alcance de 24 horas (tabela 4.2.4), concluindo-se pelo modelo:

$$qd_{t+2} = qd_t + \phi [qd_t - qd_{t-1}] + \omega P_t + \epsilon_t \quad (4.2.8)$$

sendo que os parâmetros finais do ajuste (grupo 1), foram:

$$\phi = 0,76946$$

$$\omega = 2,53179$$

Tabela 4.2.4 Coeficientes de Performance obtidos nos ajustes das alternativas testadas de modelos de previsão para as contribuições da bacia incremental, alcance de 24 horas

Modelos testados \ Coeficientes Obtidos	EP (m ³ /s)	CE (%)	CP (%)
ARIMAX [1,1,0,1(1,0)]	46,13	93,82	36,49
ARIMAX [2,1,0,1(1,0)]	46,32	93,77	36,40
ARIMAX [3,1,0,1(1,0)]	46,53	93,73	36,21
ARIMAX [1,1,0,1(2,0)]	46,42	93,75	36,12
ARIMAX [1,1,1,1(1,0)]	46,29	93,77	36,03
ARIMAX [1,1,2,1(1,0)]	46,15	93,81	36,43

Fazendo-se uso deste modelo no algoritmo descrito na figura 3.2.2, considerando-se previsões com antecedência de 24 horas, obteve-se os valores da tabela 4.2.5, para o início ($Co=1,26$ m/s e $D = 3.500,0$ m²/s) e o final ($Co=1,18$ m/s e $D = 2.300,0$ m²/s) do processo, considerando-se os eventos de ajuste.

Tabela 4.2.5 Coeficiente de Performance e função - objetivo, correspondentes ao início e ao final da otimização, alcance de 24 horas

	EP (m ³ /s)	CE (%)	CP (%)	Fq
Co=1,26 m/s D=3.500 m ² /s	47,81	99,03	63,44	1.508.686,6
Co=1,18 m/s D=2.300 m ² /s	47,58	99,04	63,79	1.494.084,9

Os parâmetros do modelo empírico, após o ajuste, ficaram sendo:

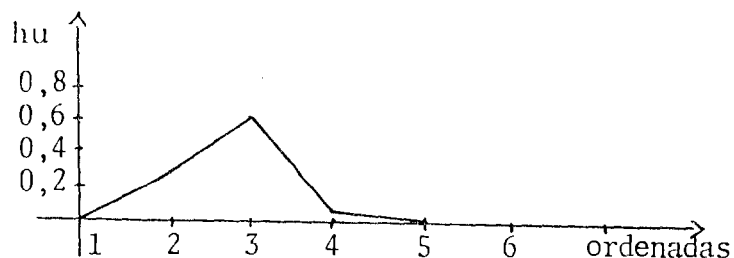
$$\phi = 0,77678$$

$$\omega = 2,51836 ,$$

e a matriz \tilde{P} :

$$\begin{bmatrix} 1,160718 \cdot 10^{-6} & - 1,11192 \cdot 10^{-6} \\ & 1,344245 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

O hidrograma unitário correspondente aos parâmetros C_0 e D finais, foi:



$$hu(1) = 0,0$$

$$(2) = 0,2997$$

$$(3) = 0,6542$$

$$(4) = 0,0456$$

$$(5) = 0,0005$$

$$(6) = 0,0$$

O tempo médio de propagação da onda de cheia e o tempo de pico do Hu foram, respectivamente, de 26,88 e 25,54 horas.

4.3 Identificação e Ajuste de Modelos Empíricos Lineares

4.3.1 Considerações Gerais

Neste item, foram pesquisados, por tentativas, modelos do tipo chamado ARIMAX $[p,d,q,r (\text{mem}, \text{atr})]$, considerando três possibilidades de solução para o problema das previsões em tempo atual em União da Vitória:

1. Modelos Auto-regressivos
2. Modelos chuva-vazão, com componentes auto-regressivas, que fazem uso das chuvas observadas na estação de Timbó Grande.
3. Modelos que utilizam, além das componentes auto - regressivas, as vazões de montante, bem como as chuvas observadas em Timbó Grande.

Cada uma dessas possibilidades foi analisada, por tentativas, e elegeu um modelo, com base no erro padrão (EP) apresentado pelo conjunto dos eventos de ajuste, ao final das aplicações. Foram considerados, para os modelos pesquisados das três alternativas, a possibilidade de melhorá-los com o uso de componentes do tipo "média móvel". Sempre que se testava modelos do tipo que considera diferenciações sucessivas, estas foram empregadas em todas as séries de dados envolvidas, à exceção das séries de chuvas. As tabelas correspondentes, contendo os coeficientes de performance obtidos pela aplicação de todos os modelos testados, para cada alternativa, aos eventos do grupo 2, estão no Anexo A.

4.3.2 Modelos Empíricos Lineares do Tipo Auto-regressivo

Os modelos testados neste item utilizam apenas componentes auto-regressivos, com ou sem diferenciações de variáveis (tabela A.2).

Os modelos que apresentaram os menores valores para o erro padrão (EP), para alcances de 12($h_z=1$), 24($h_z=2$), 36($h_z=3$) e 48($h_z=4$) horas, possuem a seguinte formulação:

$$\hat{q}u_{t+h_z} = \phi_1 qu_t + \phi_2 qu_{t-1} \quad (4.3.1)$$

sendo qu_t a vazão observada em União da Vitória no tempo t .

Na tabela 4.3.1, temos os valores dos parâmetros dos modelos, bem como os coeficientes de performance encontrados, para os respectivos alcances, ao final do ajuste.

A seguir, as matrizes \hat{P} correspondentes, para 12, 24, 36 e 48 horas:

$$12 \text{ horas: } \begin{bmatrix} 7,4750 \cdot 10^{-7} & -7,4762 \cdot 10^{-7} \\ & 7,4872 \cdot 10^{-7} \end{bmatrix}$$

$$24 \text{ horas: } \begin{bmatrix} 7,4951 \cdot 10^{-7} & -7,4971 \cdot 10^{-7} \\ & 7,5088 \cdot 10^{-7} \end{bmatrix}$$

$$36 \text{ horas: } \begin{bmatrix} 7,5098 \cdot 10^{-7} & -7,5124 \cdot 10^{-7} \\ & 7,5247 \cdot 10^{-7} \end{bmatrix}$$

$$48 \text{ horas: } \begin{bmatrix} 7,5265 \cdot 10^{-7} & -7,5296 \cdot 10^{-7} \\ & 7,5426 \cdot 10^{-7} \end{bmatrix}$$

Tabela 4.3.1 Parâmetros e coeficientes de Performance encontrados ao final do ajuste dos modelos auto-regressivos selecionados para cada alcance.

ALCANCE	12 horas	24 horas	36 horas	48 horas
ϕ_1	1,77901	2,37850	2,81063	3,12999
ϕ_2	-0,78008	-1,38150	-1,81606	-2,13825
EP (m ³ /s)	27,20	55,53	85,92	115,82
CE (%)	99,67	98,63	96,70	93,97
CP (%)	57,83	50,78	42,82	36,59

4.3.3 Modelos Empíricos Lineares do Tipo Chuva-Vazão

Estes modelos utilizam, além dos termos auto-regressivos, as informações de chuvas ocorridas, até o instante atual, na estação de Timbõ Grande. Foram testadas duas alternativas: A primeira considera que, durante a cheia, o solo já se encontre plenamente saturado e a evapotranspiração é desprezável. Portanto, admite-se que o fenômeno de transformação chuva-vazão, no horizonte da previsão, pode ser considerado como uma função linear (tabela A.3). Na segunda alternativa, admite-se a existência de não linearidades no processo. Para se tentar simular possíveis alterações no comportamento do sistema, durante a evolução das enchentes, testou-se a possibilidade da ponderação das chuvas pe-

las vazões observadas, sendo que as formulações utilizadas para os modelos testados são do tipo da fórmula 2.5.14, portanto, com duas variáveis exógenas (tabela A.4). Não foi considerada a hipótese de emprego das médias móveis das vazões observadas para realizar essa ponderação, (o que seria útil para se evitar que subidas repentinas dos níveis refletissem erroneamente as mudanças das condições de umidade do solo), em face das altas persistências apresentadas pelas vazões em União da Vitória (figura 4.1.4).

Todos os modelos escolhidos, para alcances de 12($h_z=1$), 24 ($h_z=2$), 36($h_z=3$) e 48($h_z=4$) horas, da segunda alternativa, mostraram-se melhores que os correspondentes da primeira, embora não utilizem informações adicionais, tendo a seguinte formulação:

$$\begin{aligned} \tilde{q}u_{t+h_z} = & \phi_1 qu_t + \phi_2 qu_{t-1} + \omega_1 qu_t \cdot P_t \\ & + \omega_2 P_t \end{aligned} \quad (4.3.2)$$

onde P_t são as chuvas observadas em Timbó Grande no tempo t .

Na tabela 4.3.2, temos os parâmetros dos modelos, bem como os coeficientes de performance encontrados, ao final do ajuste. A seguir, as matrizes \tilde{P} correspondentes, para 12, 24, 36 e 48 horas de alcance para as previsões:

$$12 \text{ horas: } \begin{bmatrix} 8,2589 \cdot 10^{-7} & -8,2326 \cdot 10^{-7} & 1,3045 \cdot 10^{-10} & -1,3156 \cdot 10^{-6} \\ & 8,2173 \cdot 10^{-7} & -1,6760 \cdot 10^{-10} & 1,3112 \cdot 10^{-6} \\ & & 7,5141 \cdot 10^{-11} & -7,7138 \cdot 10^{-8} \\ & & & 9,7072 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

24 horas:	$8,2796 \cdot 10^{-7}$	$-8,2540 \cdot 10^{-7}$	$1,3334 \cdot 10^{-10}$	$-1,3190 \cdot 10^{-6}$
	$8,2394 \cdot 10^{-7}$	$-1,7064 \cdot 10^{-10}$	$1,3147 \cdot 10^{-6}$	$-7,7142 \cdot 10^{-8}$
			$7,5147 \cdot 10^{-11}$	$9,7078 \cdot 10^{-5}$
36 horas:	$8,2979 \cdot 10^{-7}$	$-8,2728 \cdot 10^{-7}$	$1,4066 \cdot 10^{-10}$	$-1,3296 \cdot 10^{-6}$
	$8,2587 \cdot 10^{-7}$	$-1,7821 \cdot 10^{-10}$	$1,3255 \cdot 10^{-6}$	$-7,7228 \cdot 10^{-8}$
			$7,5206 \cdot 10^{-11}$	$9,7209 \cdot 10^{-5}$
48 horas:	$8,3273 \cdot 10^{-7}$	$-8,3030 \cdot 10^{-7}$	$1,5749 \cdot 10^{-10}$	$-1,3594 \cdot 10^{-6}$
	$8,2897 \cdot 10^{-7}$	$-1,9546 \cdot 10^{-10}$	$1,3560 \cdot 10^{-6}$	$-7,7653 \cdot 10^{-8}$
			$7,5475 \cdot 10^{-11}$	$9,7889 \cdot 10^{-5}$

Tabela 4.3.2 Parâmetros e coeficientes de performance encontrados ao final do ajuste dos modelos chuva-vazão selecionados, para cada alcance

ALCANCES	12 horas	24 horas	36 horas	48 horas
ϕ_1	1,68692	2,16880	2,50917	2,76319
ϕ_2	-0,69054	-1,17754	-1,52310	-1,78146
ω_1	-0,0014	-0,00325	-0,00415	-0,00519
ω_2	2,79424	6,41838	8,70110	10,68702
EP(m3/s)	24,60	48,68	77,01	106,10
CE (%)	99,73	98,95	97,35	94,94
CP (%)	65,51	62,18	54,06	46,78

4.3.4 Modelos Empíricos que Utilizam Vazões Observadas a Montante, como Variáveis Exógenas

Estes modelos consideram, além das componentes auto - regressivas, o efeito das vazões provenientes das estações de Fluviópolis (tabela A.5), e de Porto Amazonas e Rio Negro (tabela A.6), as quais foram acrescentadas ao modelo como variáveis exógenas. Nesta abordagem, também foi considerada a alternativa do uso adicional dos dados de chuva em Timbó Grande. Os modelos que utilizam dados de chuva (sempre a última variável exógena), estão assinalados com asterisco, nas tabelas A.5 e A.6.

Os modelos de previsão que contam com informações de vazões observadas em Fluviópolis são geralmente melhores, para os alcances considerados, do que os que se utilizam de vazões observadas em Porto Amazonas e Rio Negro, mesmo com a adição de variáveis exógenas representativas das chuvas da bacia incremental.

Os modelos que apresentaram os menores valores para o erro padrão (EP), para alcances de 12($h_z=10$), 24($h_z=2$), 36($h_z=3$) e 48 ($h_z=4$) horas, foram do tipo:

$$\begin{aligned} \hat{q}_{t+h_z} = & \phi_1 q_{u_t} + \phi_2 q_{u_{t-1}} \\ & + \omega_1 q_{m_t} + \omega_2 q_{m_{t-1}} \\ & + \omega_3 P_t + \omega_4 P_{t-1} \end{aligned} \quad (4.3.3)$$

sendo que qm_t representa as vazões observadas em Fluviópolis, no instante t .

Na tabela 4.3.3, temos os valores dos parâmetros dos modelos, bem como os coeficientes de performance encontrados, ao final do ajuste.

A seguir, as matrizes P correspondentes, para 12, 24, 36 e 48 horas de alcance de previsão:

12 horas:

$$\begin{bmatrix} 1,8825 \cdot 10^{-6} & -1,8407 \cdot 10^{-6} & -2,0846 \cdot 10^{-6} & 2,0419 \cdot 10^{-6} & -7,6024 \cdot 10^{-7} & -2,6538 \cdot 10^{-6} \\ & 1,8868 \cdot 10^{-6} & 1,8746 \cdot 10^{-6} & -1,9519 \cdot 10^{-6} & 7,6697 \cdot 10^{-7} & 2,5773 \cdot 10^{-6} \\ & & 5,2969 \cdot 10^{-6} & -5,0192 \cdot 10^{-6} & -3,1611 \cdot 10^{-7} & 1,2858 \cdot 10^{-6} \\ & & & 4,9070 \cdot 10^{-6} & 2,5805 \cdot 10^{-7} & -1,2480 \cdot 10^{-6} \\ & & & & 1,8312 \cdot 10^{-5} & -3,3065 \cdot 10^{-6} \\ & & & & & 2,2352 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

24 horas:

$$\begin{bmatrix} 1,8835 \cdot 10^{-6} & -1,8417 \cdot 10^{-6} & -2,0846 \cdot 10^{-6} & 2,0421 \cdot 10^{-6} & -7,6066 \cdot 10^{-7} & -2,6584 \cdot 10^{-6} \\ & 1,8884 \cdot 10^{-6} & 1,8744 \cdot 10^{-6} & -1,9523 \cdot 10^{-6} & 7,6836 \cdot 10^{-7} & 2,5814 \cdot 10^{-6} \\ & & 5,3122 \cdot 10^{-6} & -5,0344 \cdot 10^{-6} & -3,1590 \cdot 10^{-7} & 1,2798 \cdot 10^{-6} \\ & & & 4,9229 \cdot 10^{-6} & 2,5641 \cdot 10^{-7} & -1,2413 \cdot 10^{-6} \\ & & & & 1,8315 \cdot 10^{-5} & -3,3079 \cdot 10^{-6} \\ & & & & & 2,2383 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

36 horas:

$$\begin{bmatrix} 1,8854 \cdot 10^{-6} & -1,84401 \cdot 10^{-6} & -2,0846 \cdot 10^{-6} & 2,0426 \cdot 10^{-6} & -7,6176 \cdot 10^{-7} & -2,6658 \cdot 10^{-6} \\ & 1,8914 \cdot 10^{-6} & 1,8757 \cdot 10^{-6} & -1,9547 \cdot 10^{-6} & 7,7012 \cdot 10^{-7} & 2,5846 \cdot 10^{-6} \\ & & 5,3271 \cdot 10^{-6} & -5,0513 \cdot 10^{-6} & -3,1739 \cdot 10^{-7} & 1,2520 \cdot 10^{-6} \\ & & & 4,9427 \cdot 10^{-6} & 2,5686 \cdot 10^{-7} & -1,2074 \cdot 10^{-6} \\ & & & & & 1,8331 \cdot 10^{-5} \\ & & & & & & -3,3135 \cdot 10^{-6} \\ & & & & & & & 2,2512 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

48 horas:

$$\begin{bmatrix} 1,8866 \cdot 10^{-6} & -1,8447 \cdot 10^{-6} & -2,0867 \cdot 10^{-6} & 2,0439 \cdot 10^{-6} & -7,69 \cdot 10^{-7} & -2,6686 \cdot 10^{-6} \\ & 1,8921 \cdot 10^{-6} & 1,8768 \cdot 10^{-6} & -1,9559 \cdot 10^{-6} & 7,7336 \cdot 10^{-7} & 2,5857 \cdot 10^{-6} \\ & & 5,3487 \cdot 10^{-6} & -5,0718 \cdot 10^{-6} & -3,2911 \cdot 10^{-7} & 1,2536 \cdot 10^{-6} \\ & & & 4,9633 \cdot 10^{-6} & 2,7435 \cdot 10^{-7} & -1,2066 \cdot 10^{-6} \\ & & & & & 1,8410 \cdot 10^{-5} \\ & & & & & & -3,2893 \cdot 10^{-6} \\ & & & & & & & 2,2532 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

Tabela 4.3.3 Parâmetros e coeficientes de performance encontrados ao final do ajuste, para os modelos selecionados, alcances de 12, 24, 36 e 48 horas

ALCANCE	12 horas	24 horas	36 horas	48 horas
ϕ_1	1,44276	1,56424	1,54584	1,42063
ϕ_2	-0,48085	-0,65638	-0,68612	-0,60210
ω_1	0,50866	1,38623	2,29503	3,27460
ω_2	-0,46473	-1,27884	-2,13139	-3,06333
ω_3	1,23224	2,85552	4,12918	4,97632
ω_4	0,68328	1,17423	1,48678	1,72829
EP(m ³ /s)	23,98	45,42	70,18	96,00
CE (%)	99,75	99,08	97,80	95,85
CP (%)	67,23	67,08	61,86	56,43

4.3.5 Análise e Escolha do Modelo Empírico

Os modelos empíricos do tipo chuva-vazão revelaram-se significativamente superiores aos modelos auto-regressivos, sendo que a alternativa que procura considerar as não-linearidades do processo resulta num modelo que, embora com formulação diferente, não necessita de informações adicionais em relação ao modelo linear. Por outro lado, a melhora das previsões com o modelo não-linear revelou-se pequena.

Quanto aos modelos que utilizam-se de vazões observadas a montante, como variáveis exógenas, os modelos de "propagação" das vazões de Fluviópolis são geralmente melhores do que os que utilizam como entrada as vazões de Porto Amazonas e Rio Negro, mas nunca são tão bons quanto os modelos do tipo chuva-vazão. Quando se acrescenta a estes modelos, como variáveis exógenas adicionais, componentes de chuva, os modelos com as entradas correspondentes a Porto Amazonas e Rio Negro continuam piores do que os modelos do tipo chuva-vazão, o mesmo não ocorrendo com os modelos que empregam, como variáveis exógenas, as vazões de Fluviópolis, os quais ficam significativamente melhores.

Estas conclusões, válidas para todos os alcances considerados (12, 24, 36 e 48 horas), conduzem à escolha do modelo representado pela equação 4.3.3, que possui, além das componentes auto-regressivas, duas variáveis exógenas, as quais representam, respectivamente, as vazões provenientes de montante (Fluviópolis), e as chuvas observadas em Timbó Grande. Este modelo foi aplicado, no item 4.4, às cheias do grupo 2, da mesma forma que o modelo

empírico-conceitual e o modelo ARIMA(2,1,0)-CEHPAR, para se efetuar as demais investigações planejadas na metodologia (item 3.4).

Os correlogramas dos erros observados nestas aplicações , para 12, 24, 36 e 48 horas, respectivamente figuras 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 e 4.3.4, revelaram um comportamento diferente em cada enchente do grupo 2, sendo que, tendo em conta os intervalos com 95% de confiança (equação 3.4.3), nos quais os coeficientes de correlação linear podem ser considerados como sendo zero, em geral, mas nem sempre, foi verificada a independência entre as séries de erros e os valores calculados ($R_{e\hat{y}}$). Os autocorrelogramas (R_{ee}), por sua vez, revelam uma presença maior de dependência temporal entre os erros do modelo, mas principalmente para defasagens inferiores ao horizonte de previsão. Neste caso, pouco pode-se esperar do uso de erros anteriores como entradas adicionais do modelo, como aliás foi constatado empiricamente no item 4.3.4.

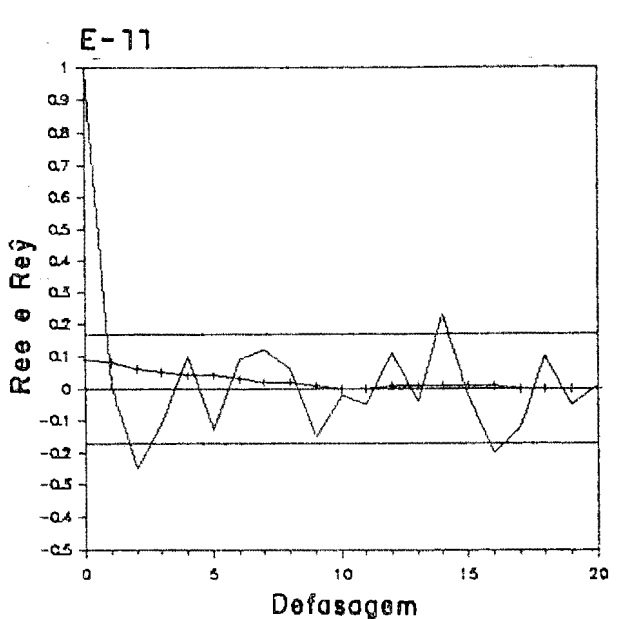
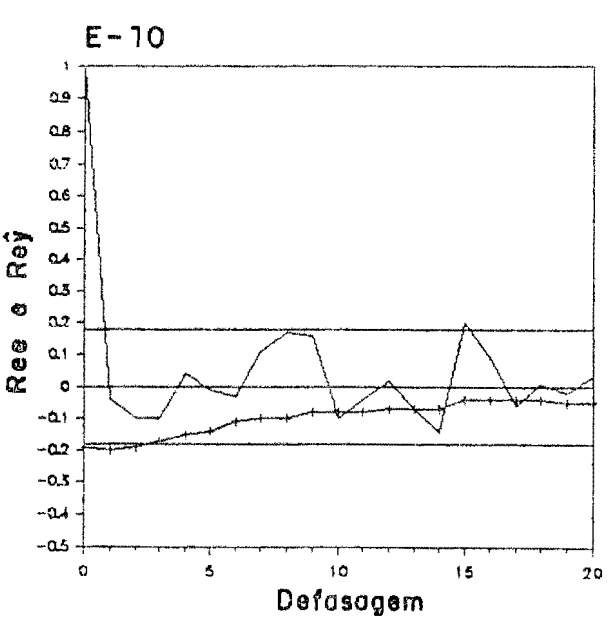
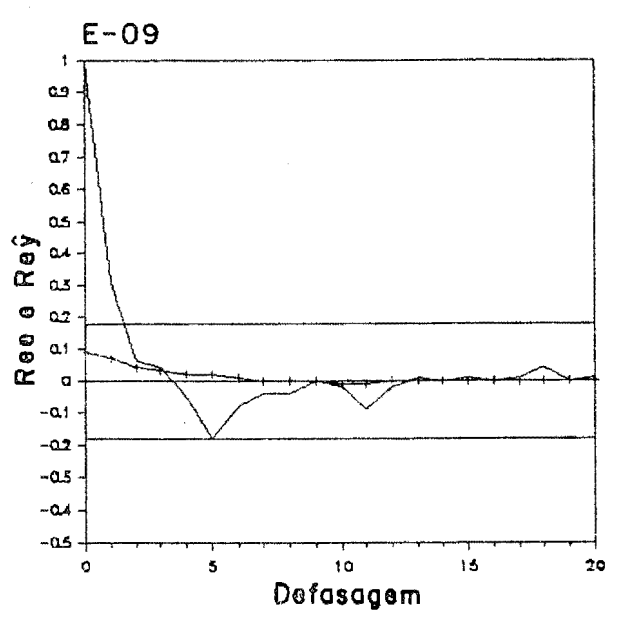
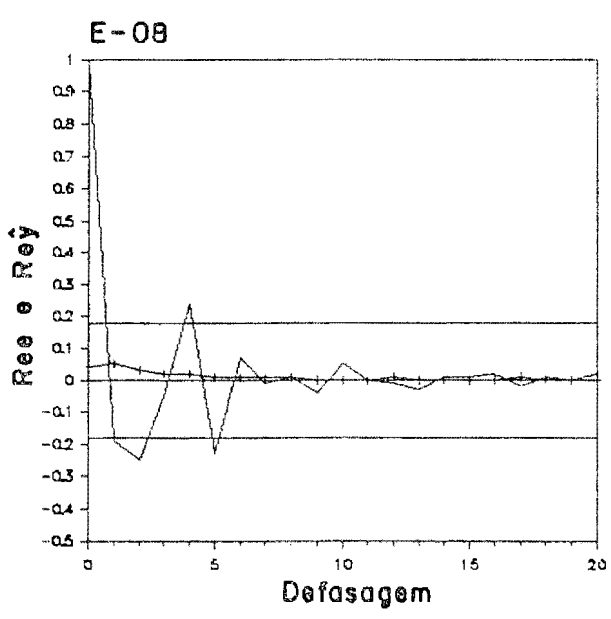
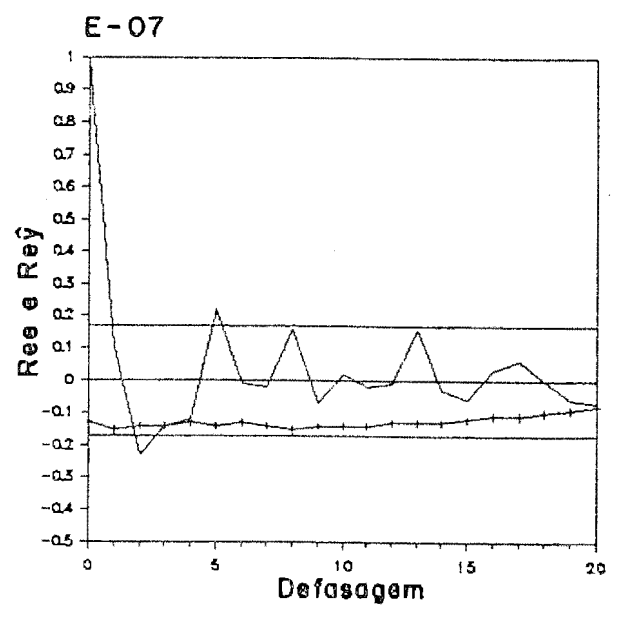
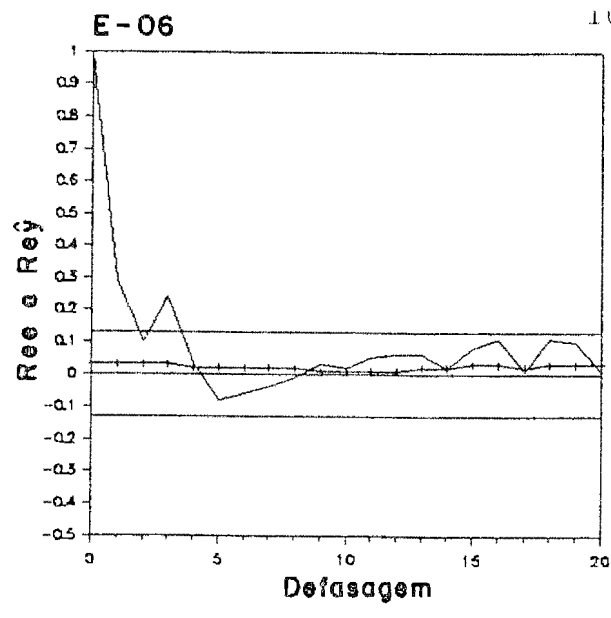


Fig. 4.3.1 - CORRELOGRAMAS DOS ERROS DE PREVISÃO DO MODELO EM - PÍRICO, ALCANCE DE 12 HORAS.

— Autocorrelogramas (Ree).
 -+- Intercorrelogramas (Rey).

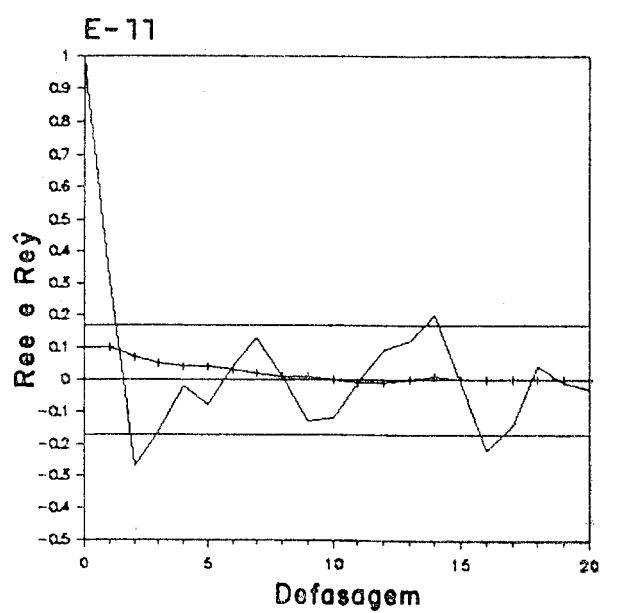
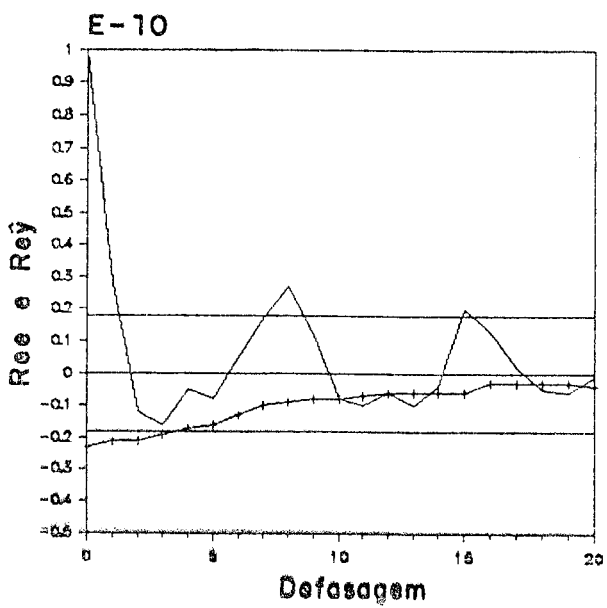
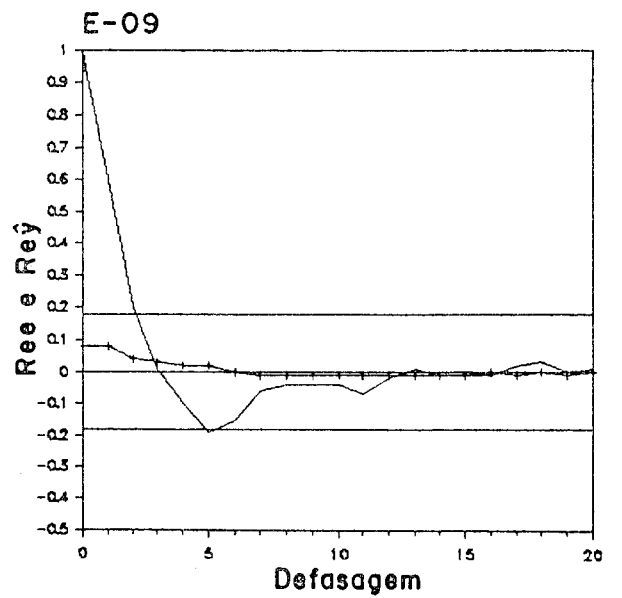
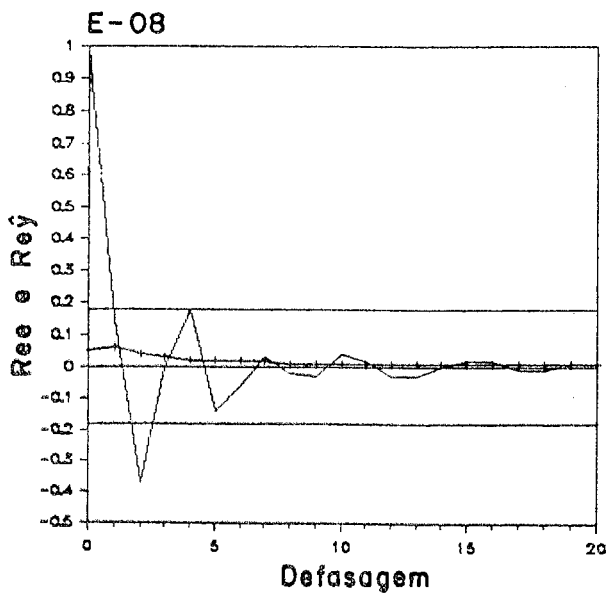
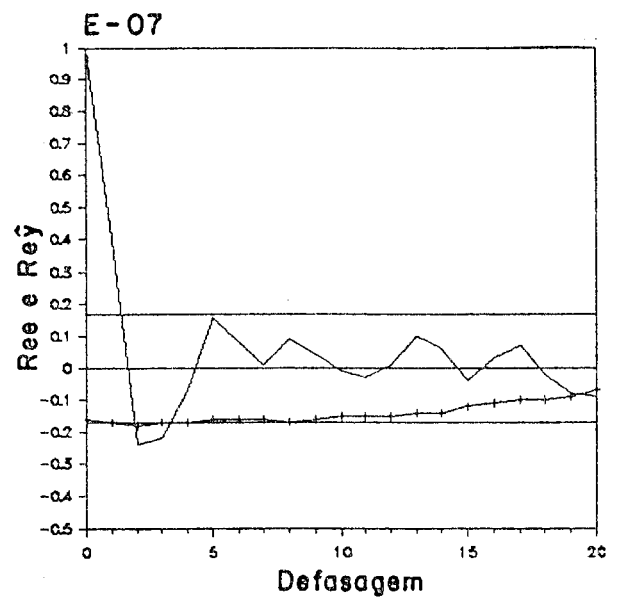
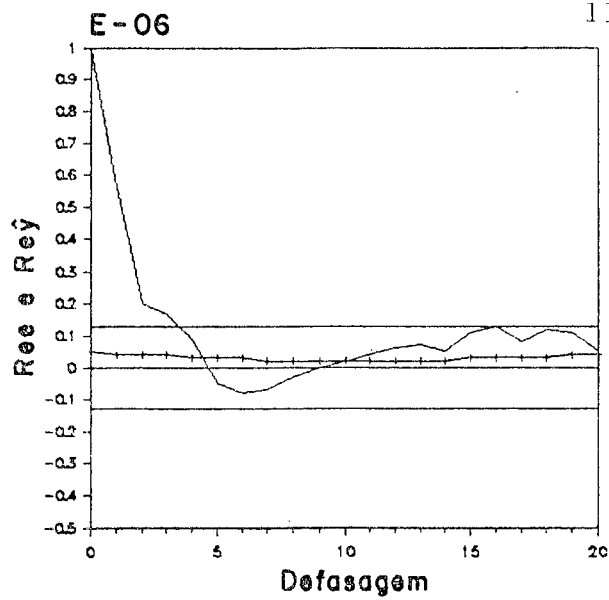


Fig. 4.3.2 - CORRELOGRAMAS DOS ERROS DE PREVISÃO DO MODELO EMPÍRICO, ALCANCE DE 24 HORAS.

— Autocorrelogramas (Ree).
 -+- Intercorrelogramas (Rey).

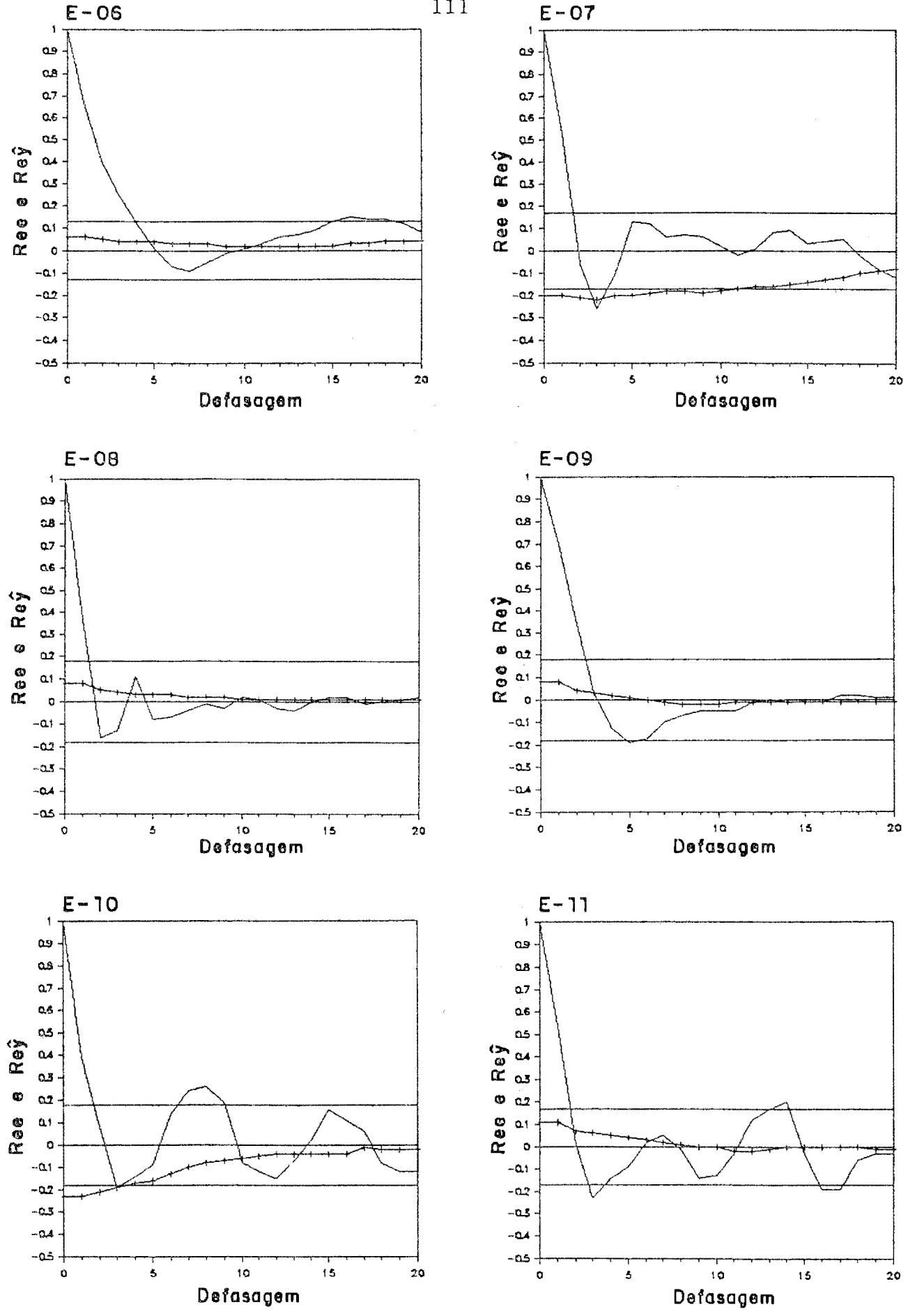


Fig. 4.3.3 - CORRELOGRAMAS DOS ERROS DE PREVISÃO DO MODELO EM-PÍRICO, ALCANCE DE 36 HORAS.
— Autocorrelogramas (Ree).
+ + + Intercorrelogramas (Rey).

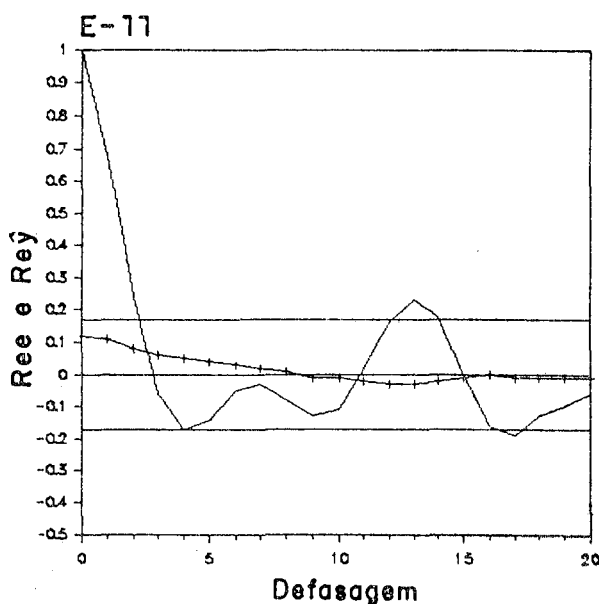
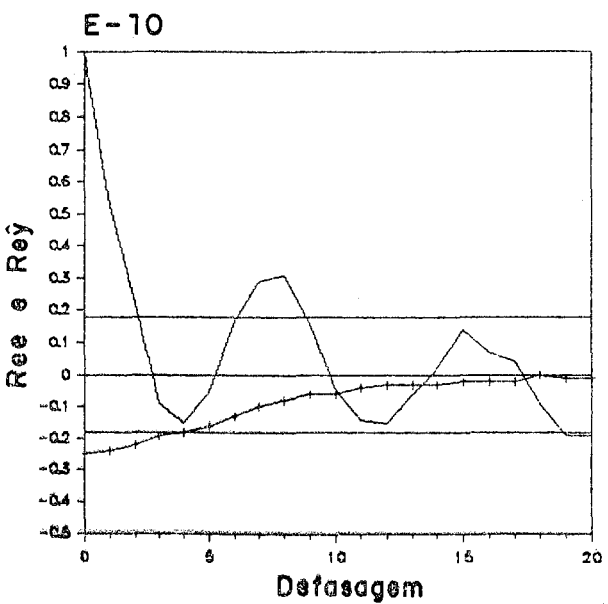
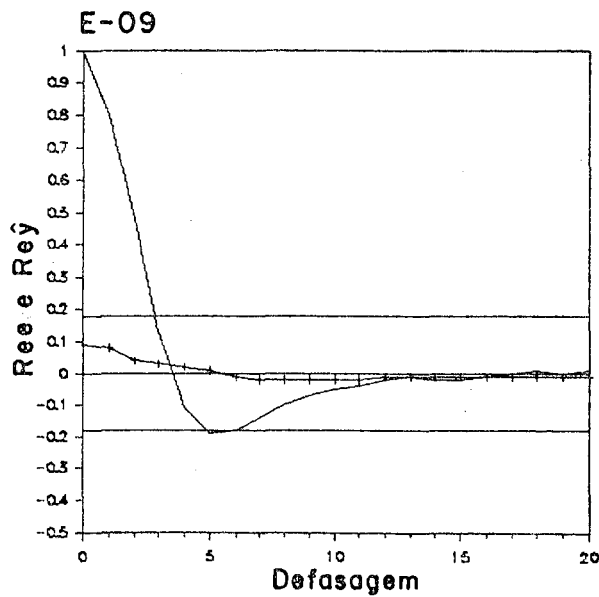
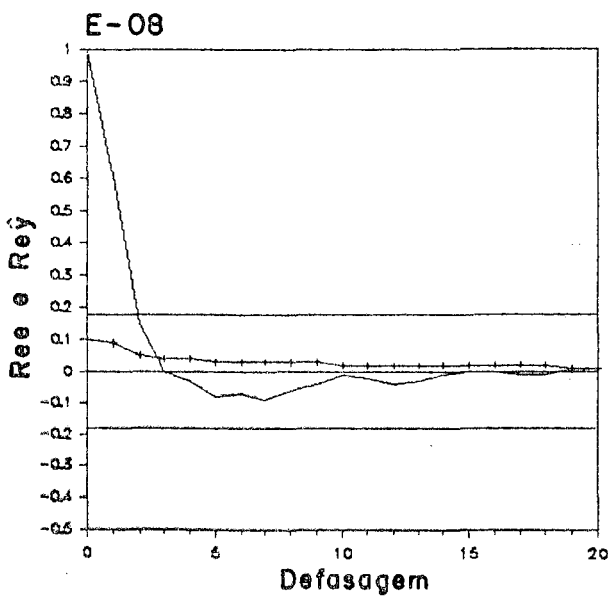
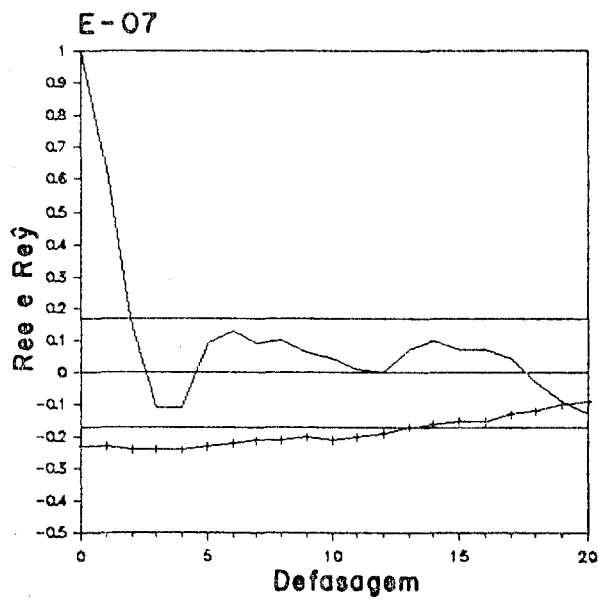
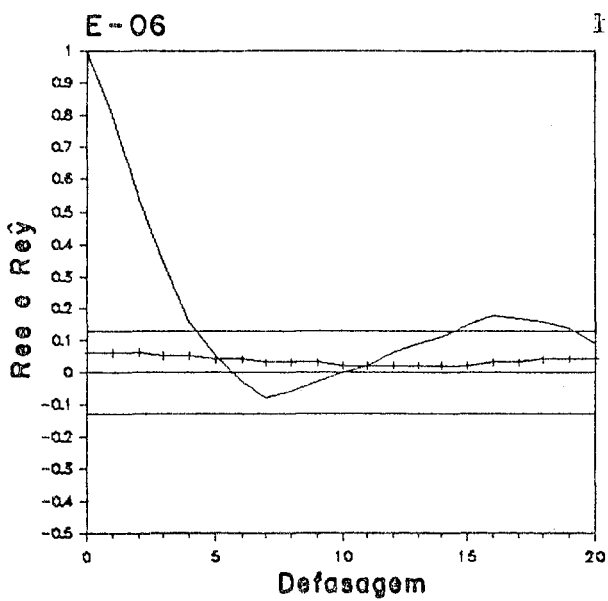


Fig. 4.3.4 - CORRELOGRAMAS DOS ERROS DE PREVISÃO DO MODELO EMPÍRICO, ALCANCE DE 48 HORAS.
 — Autocorrelogramas (Ree).
 +++ Intercorrelogramas (Rey).

4.4 Verificação e Análise dos Resultados

4.4.1 Considerações Gerais

Neste item, além da verificação, com os eventos do grupo 2, para investigar se os modelos ajustados podem ser empregados em eventos diferentes daqueles utilizados para o ajuste, aproveitou-se para, em função dos resultados obtidos nestas aplicações, comparar os modelos desenvolvidos, os quais foram:

- O modelo empírico-conceitual (fig. 3.2.1), ajustado no item 4.2, para alcances de 12 e 24 horas, tendo as propagações de vazões a partir de montante (estação fluviométrica de Fluviópolis) realizadas pelo modelo Analogia de Difusão, e as contribuições de percurso obtidas por um modelo empírico linear, tendo como entradas as chuvas observadas na estação pluviométrica de Timbó Grande.

- O modelo empírico escolhido (equação 4.3.3), para alcances de 12, 24, 36 e 48 horas, entre os diversos ajustados no item 4.3, cujas variáveis exógenas representam as vazões provenientes da estação fluviométrica de Fluviópolis e as chuvas observadas no posto pluviográfico de Timbó Grande.

Como no 2º Distrito do DNAEE, em Curitiba, está em uso desde julho de 1987, o modelo ARIMA (2,1,0) com parâmetros constantes, o qual foi desenvolvido no Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR), da Universidade Federal do Paraná, julgou-se conveniente incluir nas comparações este modelo, cuja equação, na forma integrada, fica sendo:

$$\hat{Q}_{t+h_z} = \phi_1 Q_t + \phi_2 Q_{t-1} + \phi_3 Q_{t-2} \quad , \quad (4.4.1)$$

sendo ϕ_1, ϕ_2 e ϕ_3 os parâmetros, os quais foram estimados pelo método da máxima verossimilhança. Na tabela 4.4.1, tem-se os valores destes parâmetros, bem como os limites de confiança calculados, para os alcances de 12, 24, 36 e 48 horas, respectivamente, h_z igual a 1, 2, 3 e 4 intervalos de tempo.

Tabela 4.4.1 Parâmetros e Limites de Confiança dos Modelos ARIMA (2,1,0)-CEHPAR, para Previsão de Cheias em União da Vitória

\hat{Q}_{t+h_z}	Parâmetros			Limites de Confiança (m ³ /s)
h_z	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	
1	1,42	-0,25	-0,17	+ 97,90 -
2	1,76	-0,53	-0,24	+170,03 -
3	1,97	-0,68	-0,29	+242,08 -
4	2,12	-0,79	-0,32	+309,51 -

Nestas comparações, não foram abordadas certas vantagens deste modelo, como a determinação de limites de confiança, tendo em conta a envoltória de recessões históricas do rio na seção, a qual atua como uma restrição física ao limite estatístico inferior de previsão. A razão é que estes limites não interferem com as comparações, uma vez que também podem ser utilizados pelos outros modelos.

Os coeficientes utilizados para a análise e comparação da qualidade dos modelos de previsão (o erro padrão (EP), o coeficiente de eficiência (CE), e o coeficiente de persistência (CP)), que serviram para avaliar, em termos gerais, o comportamento dos modelos para cada uma, bem como para o conjunto das cheias utilizadas na verificação, foram calculados, com exceção do modelo ARIMA (2,1,0), do CEHPAR, duas vezes (tabelas 4.4.2 e 4.4.3): O primeiro valor correspondeu à alternativa de se permitir que os parâmetros do modelo empírico, ou da parcela empírica do modelo, se reajustassem continuamente, ao longo das previsões. O segundo correspondeu à alternativa de mantê-los fixos, com os valores obtidos no ajuste propriamente dito. Na análise comparativa, considerou-se que, para que um modelo adaptativo fosse preferível, sua performance tinha que ser significativamente melhor que na alternativa com parâmetros constantes. Ou seja, no caso de empate, preferiu-se o modelo mais simples. Este critério foi adotado também para a decisão entre modelos diferentes.

Observou-se que, independentemente do parâmetro de performance utilizado, as análises comparativas das previsões conduziram sempre às mesmas conclusões, porém o coeficiente de eficiência revelou-se o menos sensível, enquanto que o coeficiente de persistência representou melhor as diferenças de qualidade das previsões obtidas com os modelos testados.

O coeficiente de eficiência relativa (ER), foi utilizado para avaliar o comportamento relativo dos modelos de previsão ao longo das enchentes.

Durante estas análises constatou-se que, da mesma forma como em geral ocorreu nas pesquisas para a escolha do modelo empírico (item 4.3), sempre que um modelo matemático revelou-se melhor que outro para um alcance de previsão, também foi melhor para outros alcances.

Foram analisados comparativamente três modelos, para alcances de 12 e 24 horas, os quais foram chamados, para facilitar a identificação, de modo empírico-conceitual (Analogia de Difusão + ARIMAX), modelo empírico (equação 4.3.3) e modelo ARIMA (2,1,0) (equação 4.4.1 - CEHPAR). Para 36 e 48 horas, foi realizada a verificação e comparação de performances entre o modelo empírico e o ARIMA (2,1,0).

4.4.2 Previsões com Alcances de 12 e 24 horas

As análises efetuadas para as previsões dos modelos para alcances de 12 horas, conduziram rigorosamente às mesmas conclusões quando efetuadas para os valores calculados pelo modelos com alcance de 24 horas.

Através do estudo dos coeficientes totais de performance obtidos pelas aplicações dos modelos aos eventos de verificação (tabela 4.4.2), observou-se que o modelo empírico-conceitual e o modelo empírico com parâmetros constantes apresentaram performances muito semelhantes, sendo que tiveram, em geral, um comportamento superior ao do modelo ARIMA (2,1,0). Este, por sua vez, foi melhor do que o modelo que preveria, para o futuro, as mesmas vazões observadas no presente.

O modelo empírico-conceitual com atualização dos parâmetros da parcela empírica não apresentou vantagens em relação ao modelo empírico-conceitual com todos os parâmetros constantes, porém o modelo empírico com adaptação dos parâmetros em tempo atual apresentou melhores resultados, para o conjunto dos eventos analisados, do que os modelos anteriores.

Tabela 4.4.2 Coeficientes de Performance, por Evento e Totais, Obtidos na Verificação, para os três Modelos Analisados

a. alcance de 12 horas

b. alcance de 24 horas

a.

Coefic. de Perf.	MODELOS	E-06	E-07	E-08	E-09	E-10	E-11	TOTAL
EP (m3/s)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	58,52	27,42	35,59	35,89	17,84	37,10	40,95
	Empírico- Conceit.	51,45	25,91	32,32	24,42	14,27	31,20	35,29
		54,84	25,45	31,71	27,46	13,55	31,08	36,80
Empírico	47,73	20,56	30,27	20,75	13,99	26,54	31,92	
	55,35	22,23	29,82	24,07	13,15	27,90	35,68	
CE (%)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	99,79	99,63	99,21	99,54	99,48	99,57	99,72
	Empírico- Conceit.	99,84	99,68	99,36	99,79	99,69	99,70	99,80
		99,82	99,69	99,38	99,74	99,72	99,70	99,78
Empírico	99,86	99,79	99,43	99,85	99,70	99,78	99,83	
	99,81	99,76	99,45	99,79	99,72	99,76	99,79	
CP (%)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	63,28	54,57	46,92	66,42	61,14	56,72	61,09
	Empírico- Conceit.	71,61	59,43	56,22	84,36	75,05	69,38	71,07
		67,74	60,87	57,87	80,22	77,53	69,62	68,55
Empírico	75,46	74,27	61,30	88,78	76,08	77,68	76,22	
	67,01	69,92	62,44	84,90	78,87	75,33	70,28	

b.

Coefic. de Perform.	MODELOS	E-06	E-07	E-08	E-09	E-10	E-11	TOTAL
EP (m ³ /s)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	127,74	57,73	67,50	80,52	37,30	78,41	87,89
	Empírico - Conceit.	119,03	57,19	64,06	63,69	28,71	68,48	80,07
		122,79	53,89	60,72	66,11	27,97	66,28	80,88
	Empírico	110,76	46,45	60,74	53,40	29,18	57,04	72,57
130,20		50,25	59,50	59,78	27,97	60,52	82,22	
CE (%)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	99,01	98,36	97,16	97,68	97,71	98,03	98,73
	Empírico - Conceit.	99,15	98,45	97,50	98,61	98,81	98,55	98,96
		99,09	98,62	97,76	98,50	98,87	98,64	98,94
	Empírico	99,25	98,94	97,70	98,98	98,61	98,98	99,13
98,97		98,76	97,79	98,72	98,72	98,85	98,89	
CP (%)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	53,37	44,55	44,53	55,67	53,85	47,20	51,83
	Empírico - Conceit.	59,34	45,16	49,59	71,95	72,37	59,43	59,72
		56,73	51,31	54,71	69,78	73,78	61,99	58,91
	Empírico	64,80	63,84	54,70	80,49	71,66	71,85	66,97
51,36		57,68	56,53	75,55	73,96	68,32	57,59	

Obs.: (referente à tabela 4.4.2): O primeiro valor correspondente à alternativa dos modelos empíricos terem seus parâmetros ajustados em tempo atual. O segundo corresponde à alternativa de se adotar parâmetros constantes, no caso, os valores obtidos no ajuste (item 4.3).

Estas conclusões gerais, porém, nem sempre foram válidas para cada evento testado. Para as enchentes E-08 e E-10, por exemplo, que foram as menores entre as analisadas, os modelos que tiveram melhor desempenho foram aqueles com parâmetros constantes.

Nas figuras 4.4.1, 4.4.2, 4.4.3, 4.4.4, 4.4.5 e 4.4.6 (alcance de 12 horas), e 4.4.7, 4.4.8, 4.4.9, 4.4.10, 4.4.11 e 4.4.12 (alcance de 24 horas), tem-se o desenvolvimento, ao longo do tempo, das chuvas acumuladas a cada 12 horas, das vazões observadas e calculadas pelo modelo empírico, dos erros das previsões ($\hat{q}_t - q_t$), e do coeficiente de eficiência relativa, que compara este modelo com o empírico-conceitual, para cada uma das enchentes do grupo 2. Observa-se que os maiores erros de previsão ocorrem, principalmente, na fase de ascensão dos hidrogramas. Na fase de recessão, bem como no pico, ou nos períodos de vazões ascendentes muito altas (como entre os dias 1 e 15 de julho de 1983, ou a parte mais elevada dos hidrogramas das cheias E-07 e E-11), os modelos comparados apresentaram-se semelhantes quanto à qualidade das previsões. Durante a ascensão, em enchentes menores, ou numa primeira etapa desta fase, nas enchentes maiores, porém, o modelo empírico teve uma performance superior.

4.4.3 Previsões com Alcances de 36 e 48 horas

Os modelos analisados tiveram, para o alcance de 36 horas, um comportamento relativo semelhante ao observado para o alcance de 48 horas.

Através da observação dos coeficientes totais de performance da tabela 4.4.3, verificou-se que as previsões calculadas

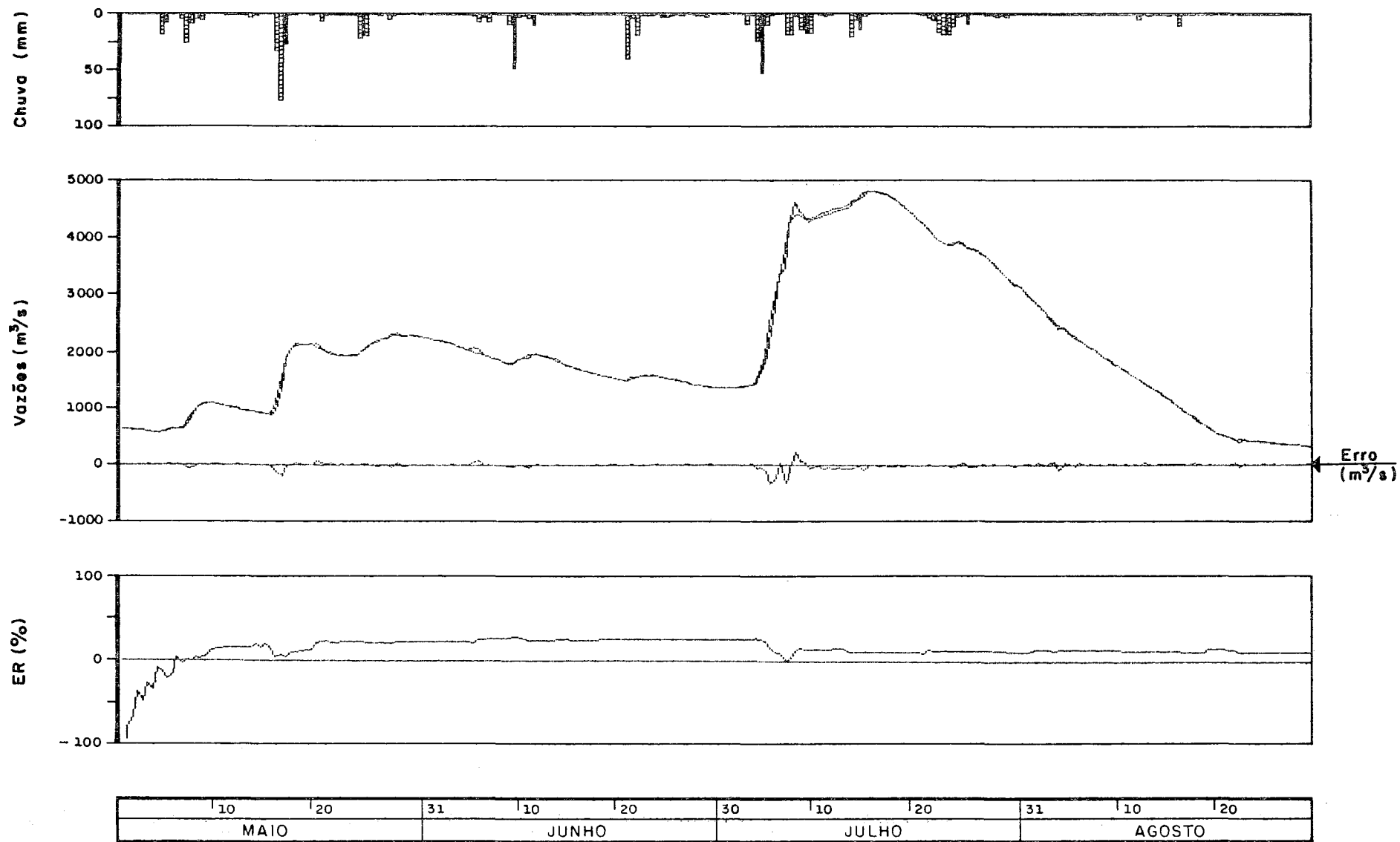


Fig. 4.4.1 - ENCHENTE E-06 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (AL CANÇE DE 12 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL .

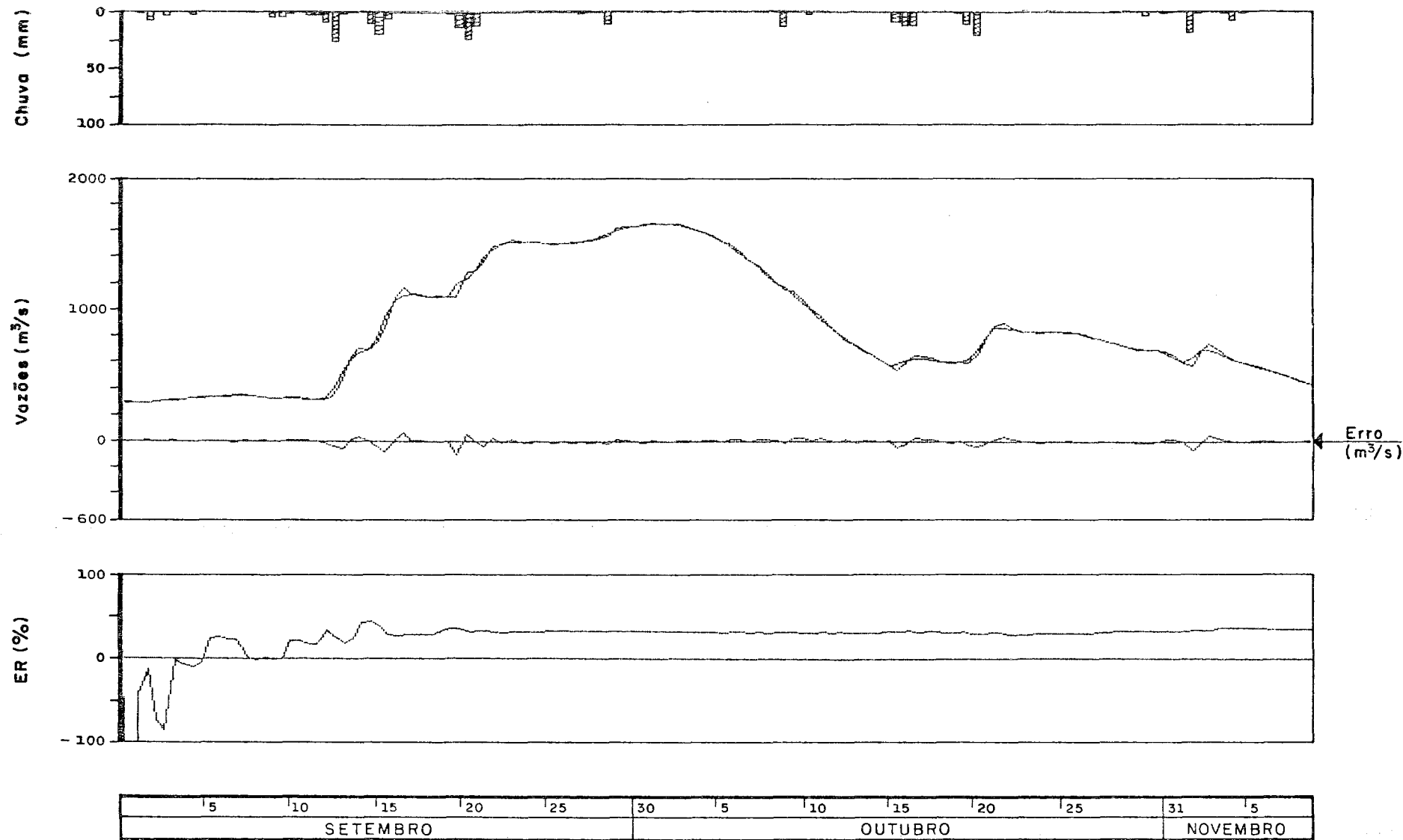


Fig. 4.4.2 - ENCHENTE E-07 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (AL CANCE DE 12 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL.

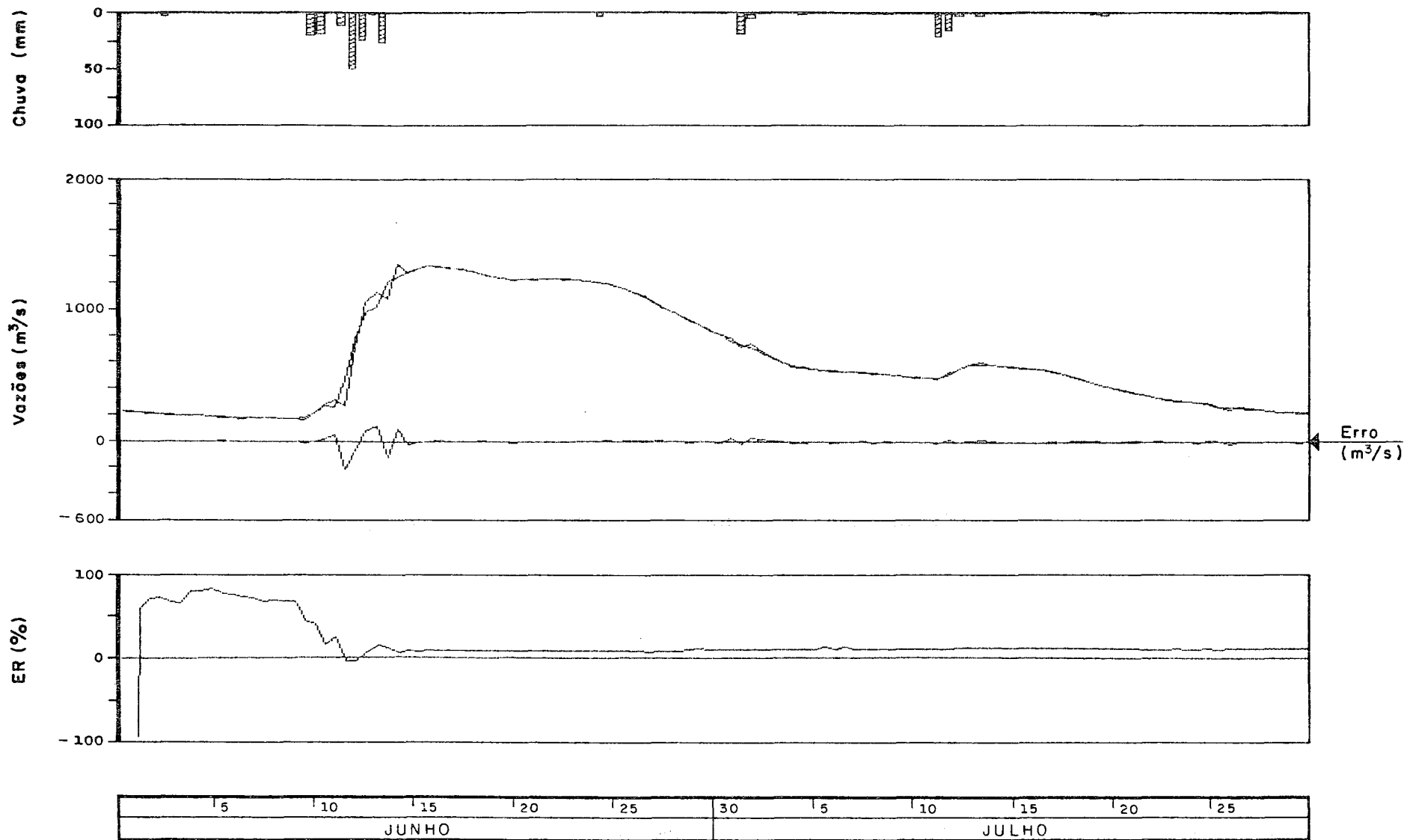


Fig. 4.4.3 - ENCHENTE E-08 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 12 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL.

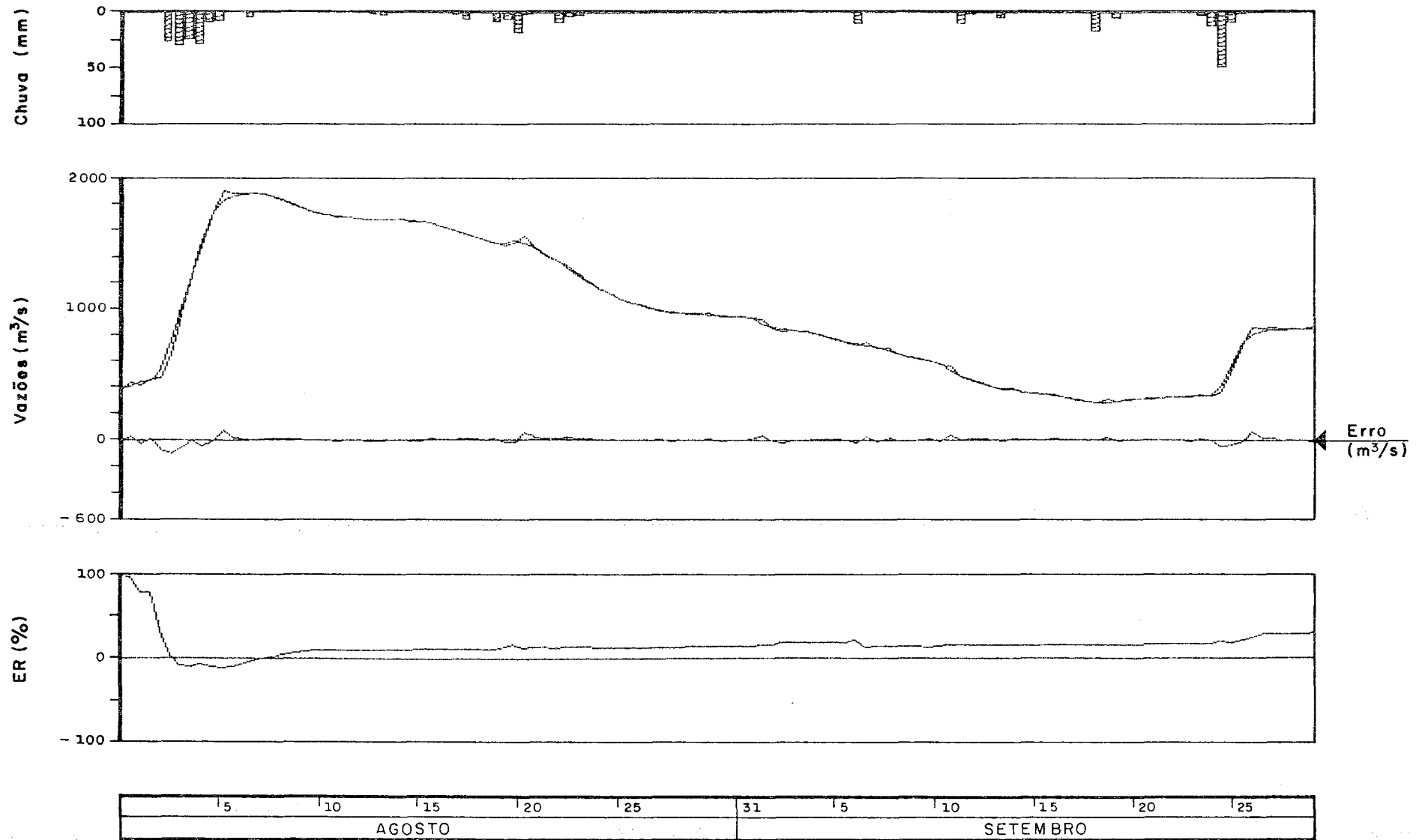


Fig. 4.4.4 - ENCHENTE E-09 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 12 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL .

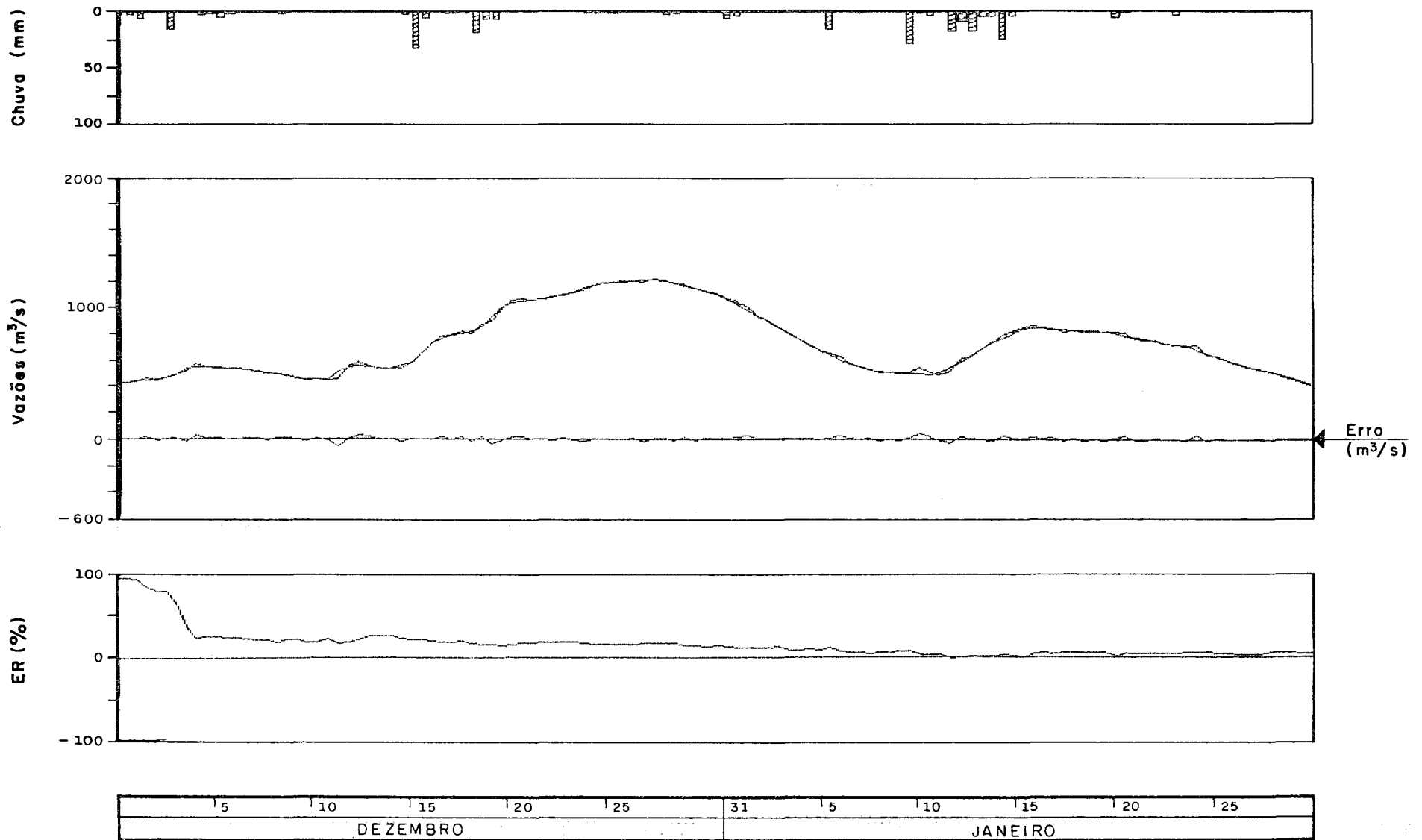


Fig. 4.4.5 - ENCHENTE E-10 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (AL CANCE DE 12 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL .

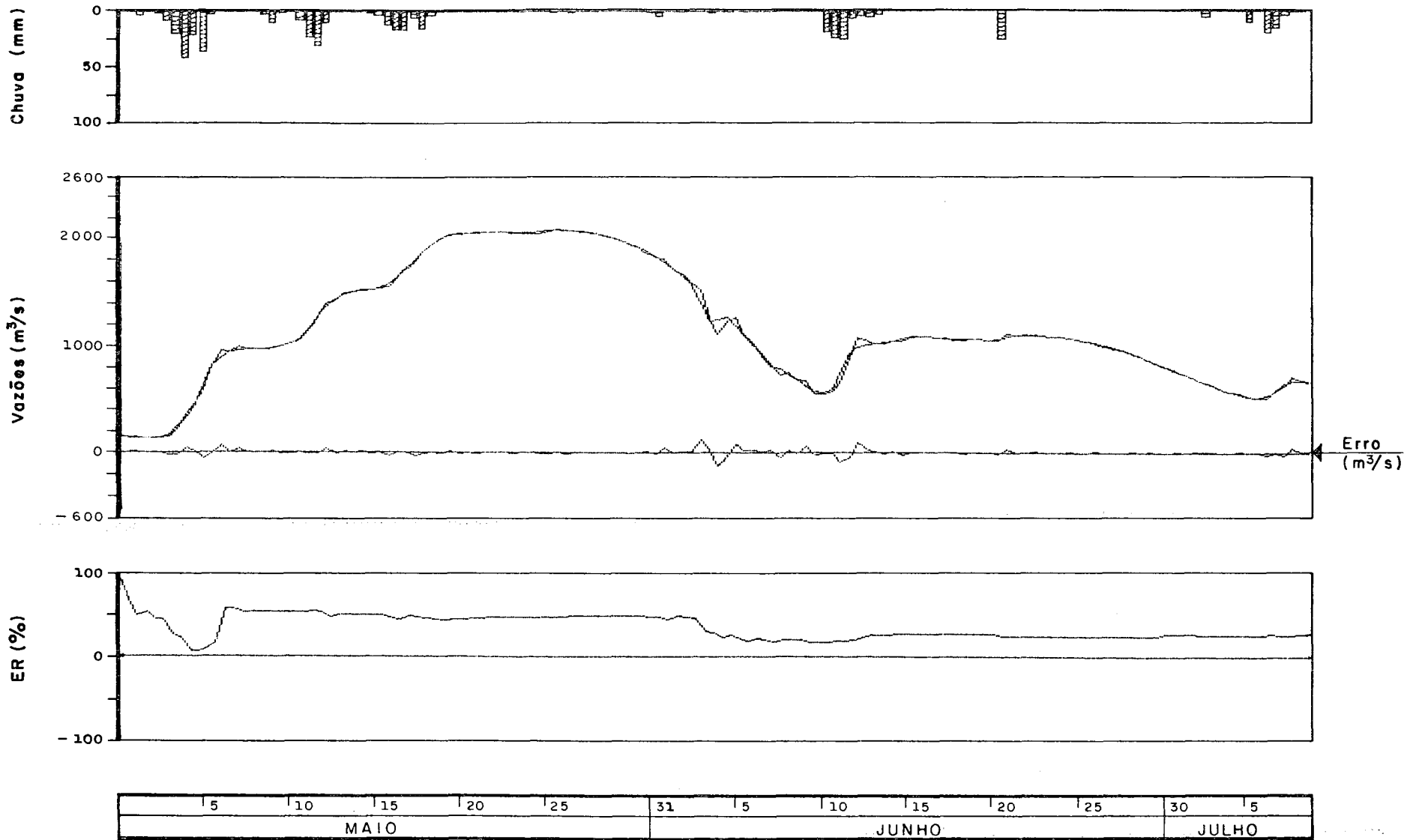


Fig. 4.4.6 - ENCHENTE E-11 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 12 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL .

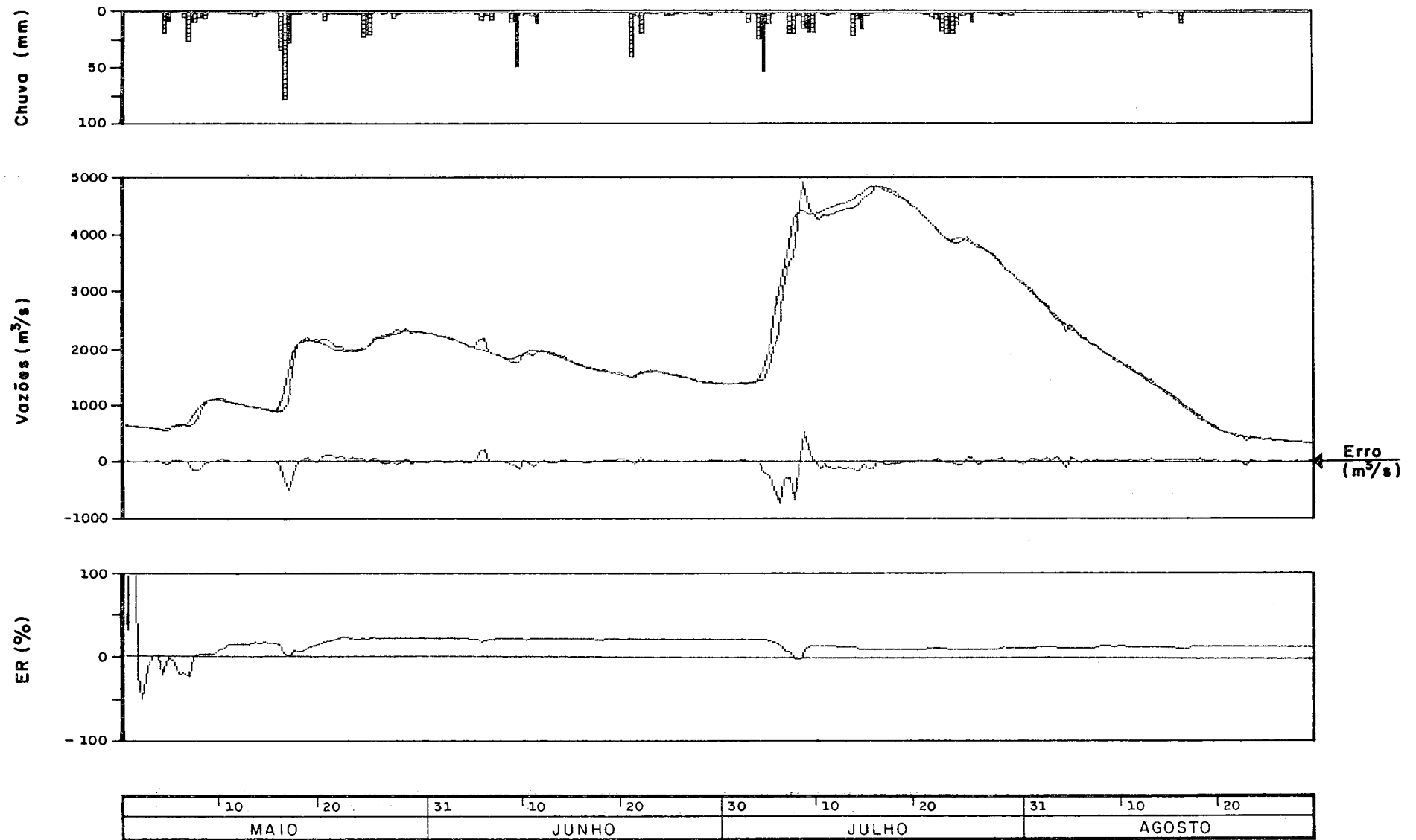


Fig. 44.7 - ENCHENTE E-06 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 24 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL .

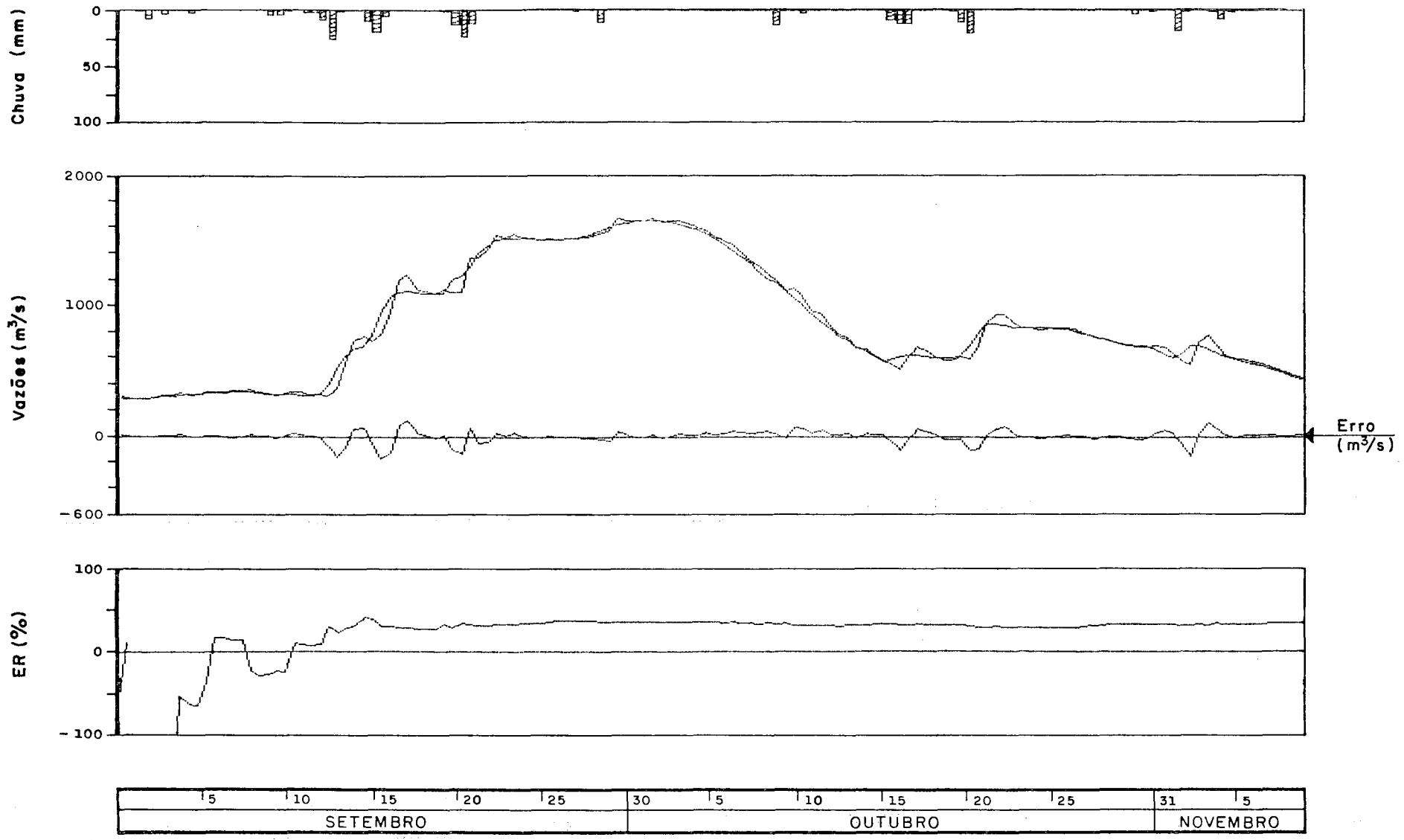


Fig. 4.4.8 - ENCHENTE E-07 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 24 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL .

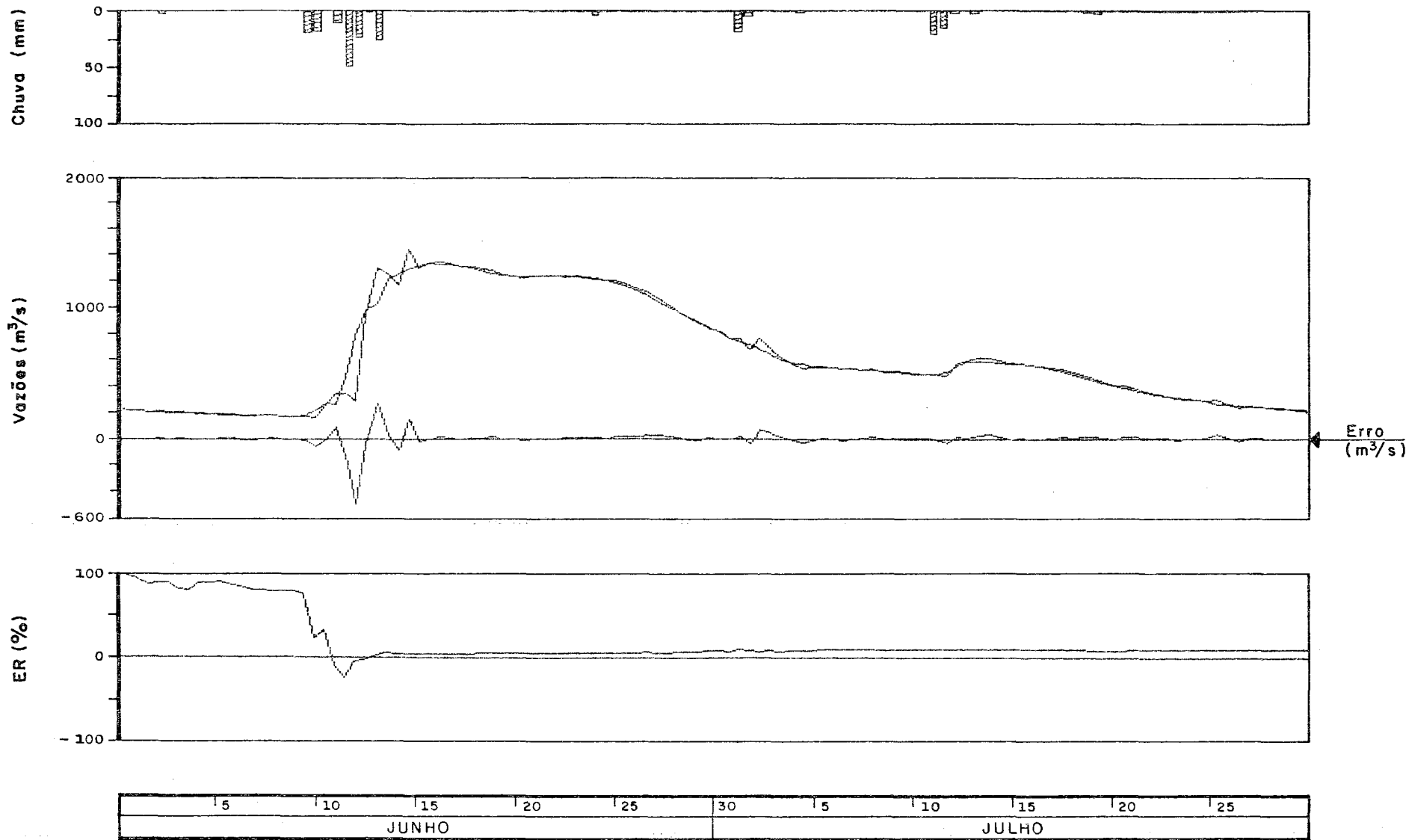


Fig. 4.4.9 - ENCHENTE E-08 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 24 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL.

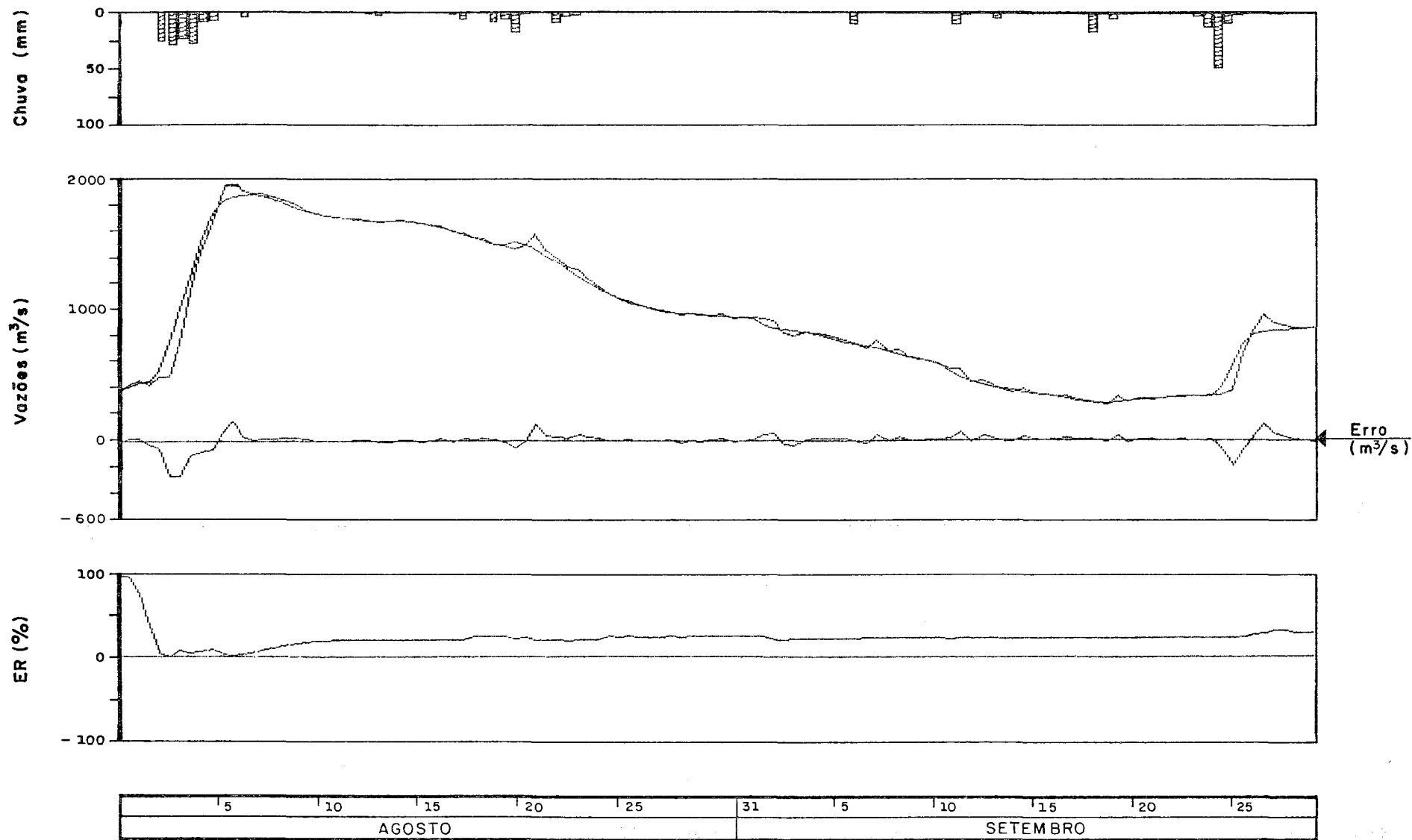


Fig.4.4.10- ENCHENTE E-09 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 24 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL .

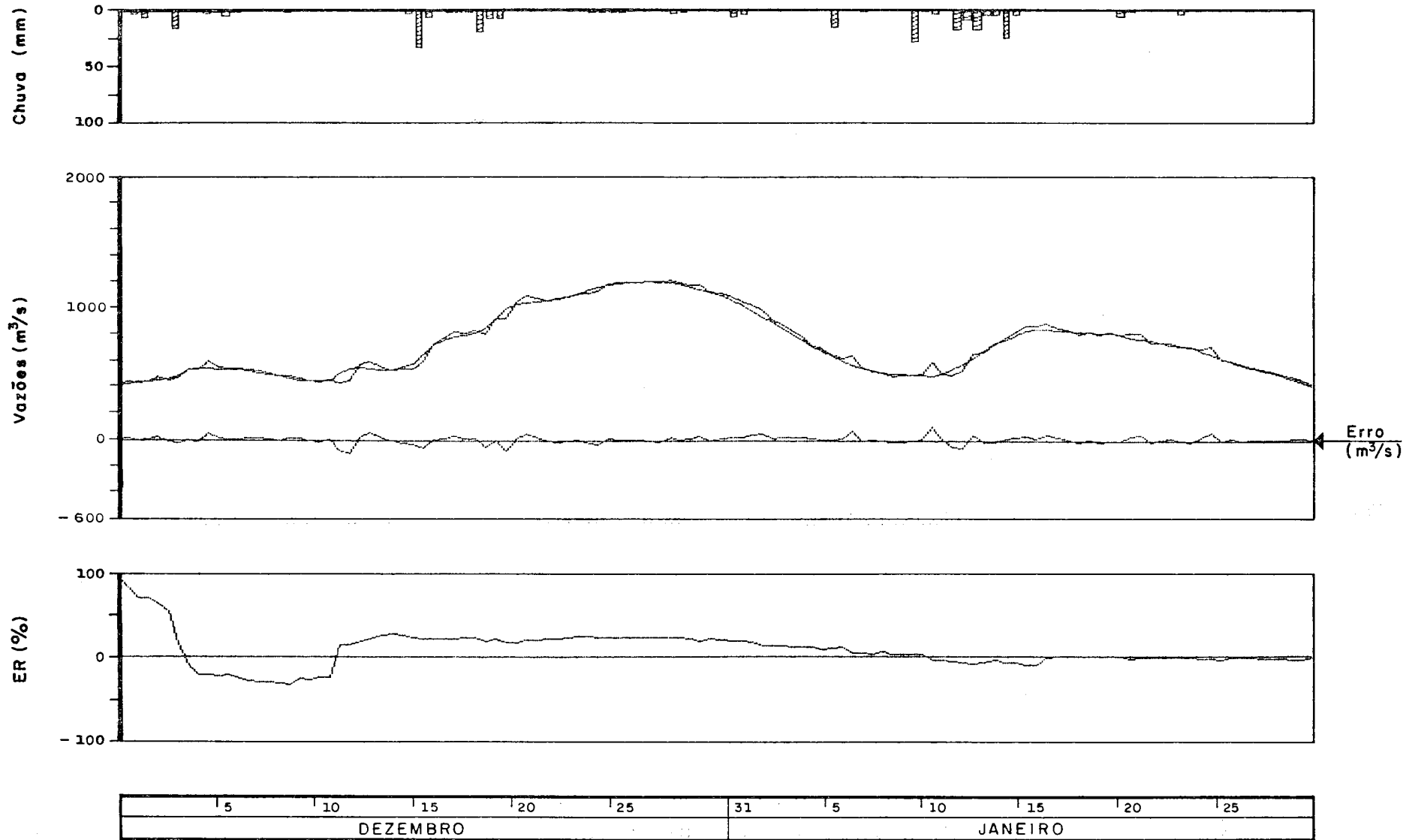


Fig.4.4.11- ENCHENTE E-10 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 24 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL .

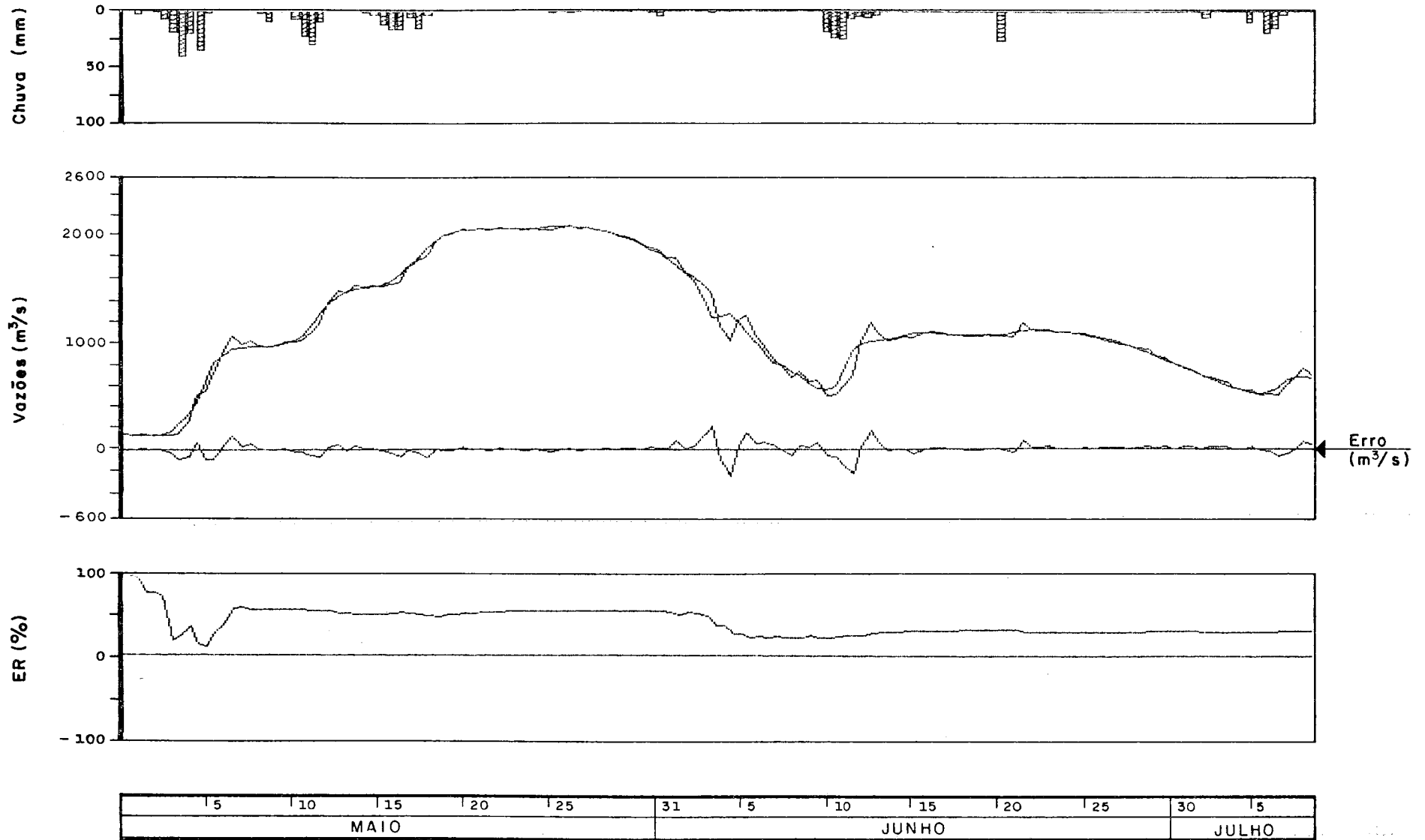


Fig.4.4.12- ENCHENTE E-11 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 24 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O EMPÍRICO - CONCEITUAL.

com o modelo empírico com parâmetros constantes apresentaram uma qualidade em geral um pouco superior às previsões obtidas pelo modelo ARIMA(2,1,0), porém essa superioridade melhorou significativamente quando este modelo foi aplicado com adaptação dos parâmetros em tempo atual. Estas observações confirmaram-se para as enchentes, quando analisadas individualmente, com exceção das cheias E-08 e E-10, nas quais o modelo empírico com parâmetros constantes teve a melhor performance. Em qualquer das aplicações realizadas, porém, embora o modelo ARIMA (2,1,0) apresentasse uma qualidade das previsões pior que o modelo empírico, foi sempre superior à alternativa que preveria, para o futuro, as mesmas vazões observadas no presente.

A análise comparativa da performance destes modelos durante a ocorrência das enchentes, por meio do coeficiente de eficiência relativa (ER), bem como a apreciação das vazões observadas e calculadas pelo modelo empírico e os erros correspondentes, foi efetuada através das figuras 4.4.13, 4.4.14, 4.4.15, 4.4.16, 4.4.17 e 4.4.18 (alcance de 36 horas), e 4.4.19, 4.4.20, 4.4.21, 4.4.22, 4.4.23 e 4.4.24 (alcance de 48 horas). Nestas figuras, observa-se que os maiores erros ocorrem durante as ascensões dos hidrogramas, quando geralmente o modelo empírico revelou-se superior ao modelo ARIMA (2,1,0), com exceção do período entre 1 e 15 de julho de 1983, possivelmente porque o modelo auto-regressivo foi beneficiado pelas altas persistências apresentadas por essa enchente, revelando uma qualidade de previsões equivalente à do modelo empírico.

Tabela 4.4.3 Coeficientes de Performance, por Evento e Totais, Obtidos na Verificação, para o modelo ARIMA(2,1,0) e o modelo empírico ajustado.

a. alcance de 36 horas

b. alcance de 48 horas

a.

Coefic. de Perform.	MODELOS	E-06	E-07	E-08	E-09	E-10	E-11	TOTAL
EP (m ³ /s)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	202,11	87,28	99,83	130,93	58,00	120,09	137,87
	Empírico	180,20 208,79	73,80 76,86	88,08 85,33	95,74 103,32	46,60 44,05	89,50 94,23	117,30 131,08
CE (%)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	97,51	96,22	93,77	93,84	94,43	95,29	96,87
	Empírico	98,08 97,35	97,31 97,09	95,16 95,45	96,71 96,17	96,43 96,81	97,44 97,16	97,74 97,17
CP (%)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	44,60	37,99	40,48	44,95	47,08	40,09	43,54
	Empírico	55,77 40,63	55,35 51,56	53,27 56,15	70,45 65,59	65,69 69,34	66,48 62,84	58,87 48,64

b.

Coefic. de Perform.	MODELOS	E-06	E-07	E-08	E-09	E-10	E-11	TOTAL
EP (m3/s)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	282,31	116,41	135,36	183,31	80,35	162,79	191,11
	Empírico	254,78 288,71	99,45 103,16	112,27 111,97	141,90 150,10	62,81 59,10	123,19 130,68	164,49 181,35
CE (%)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	95,14	93,23	88,53	87,92	89,26	91,17	93,97
	Empírico	96,05 94,92	95,09 94,72	92,12 92,16	92,77 91,91	93,47 94,22	95,05 94,43	95,54 94,58
CP (%)	ARIMA (2,1,0) (CEHPAR)	35,24	32,50	34,19	35,51	39,63	33,23	34,94
	Empírico	47,03 31,98	50,38 46,60	54,33 54,58	61,19 56,58	62,93 67,19	61,48 56,65	51,49 41,04

Obs.: (referente à tabela 4.4.3): O primeiro valor corresponde à alternativa de os modelos empíricos terem seus parâmetros ajustados em tempo atual. O segundo corresponde à alternativa de se adotar parâmetros constantes, no caso, os valores obtidos no ajuste (item 4.3).

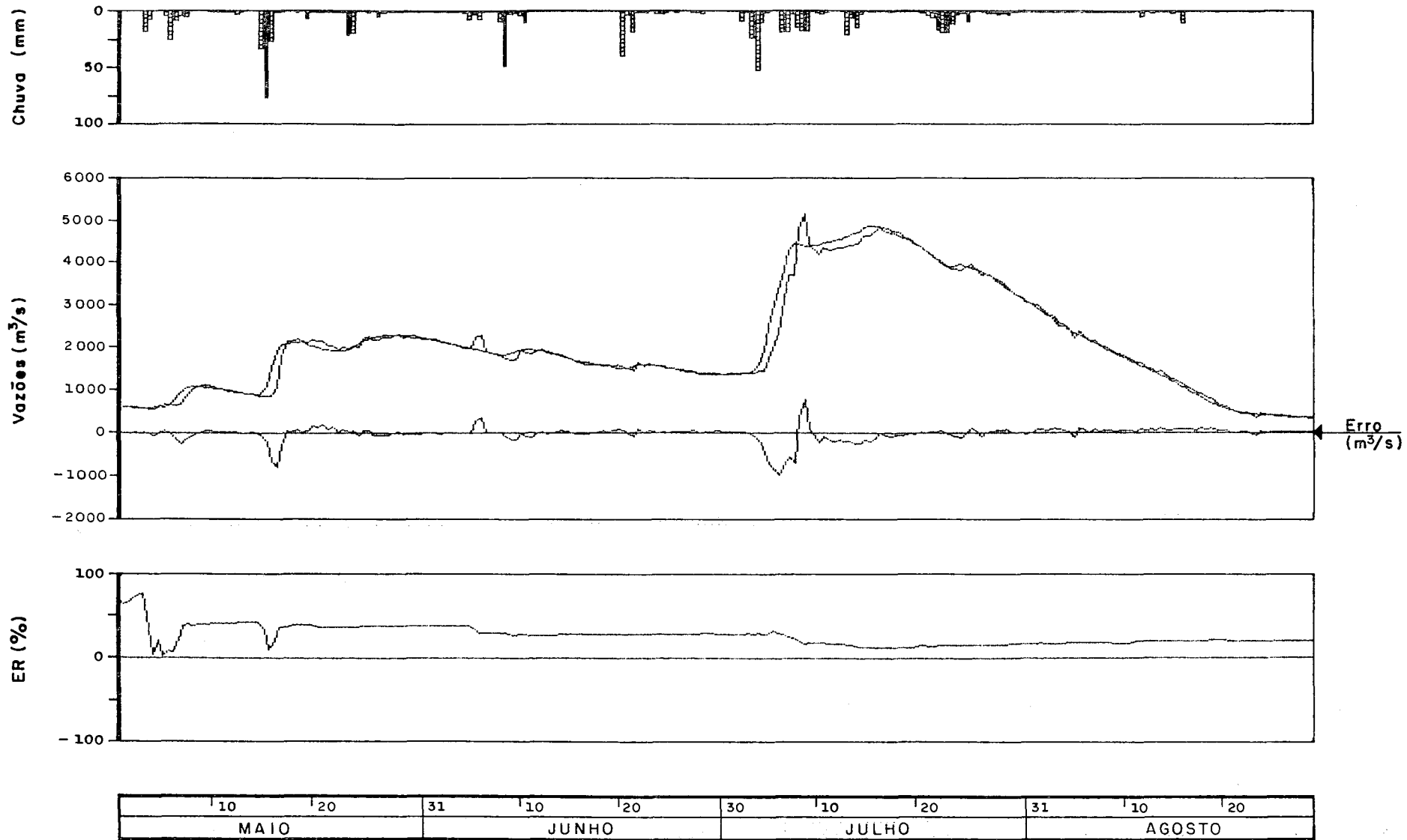


Fig. 4.4.13- ENCHENTE E-06 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 36 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

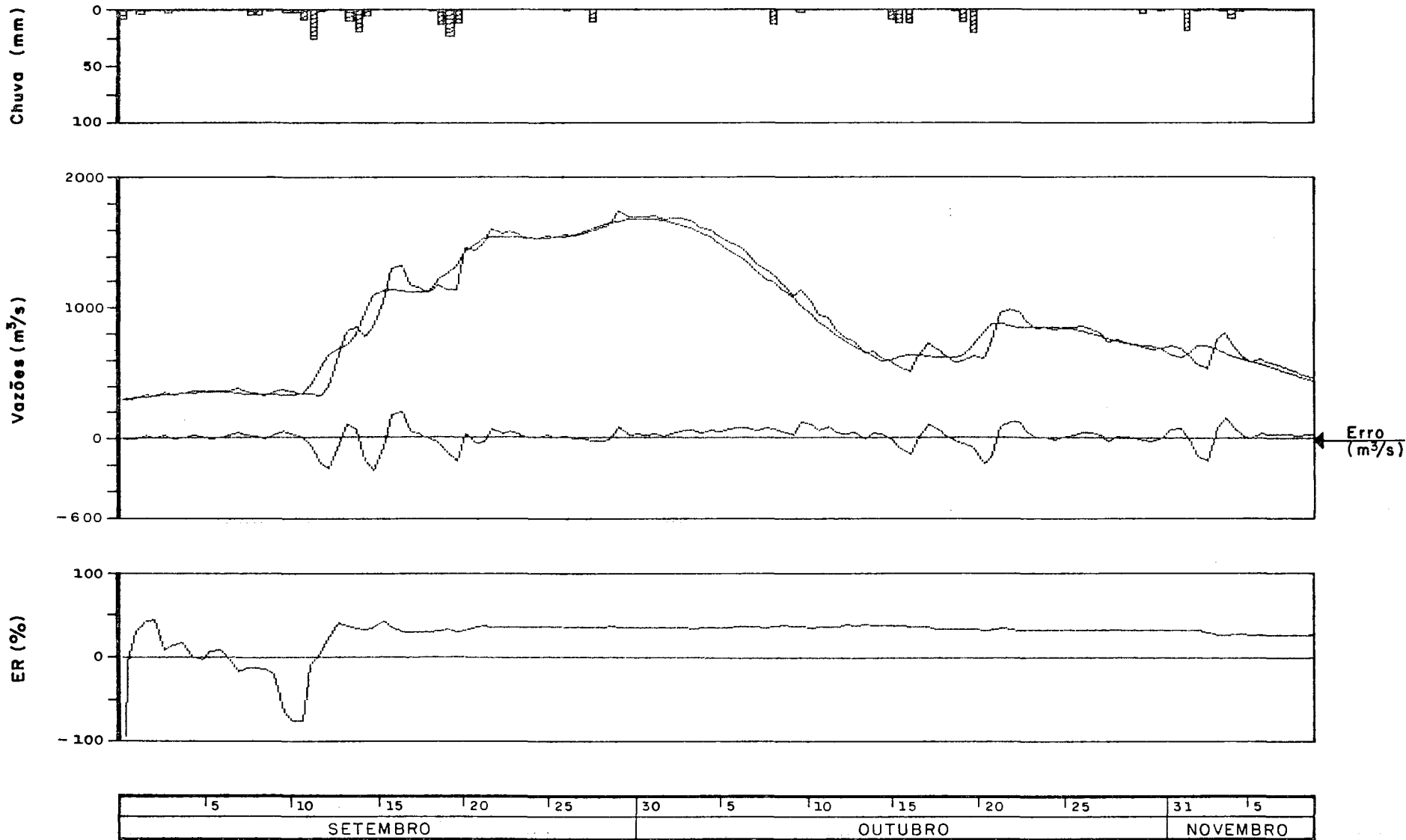


Fig.4.4.14- ENCHENTE E-07 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 36 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

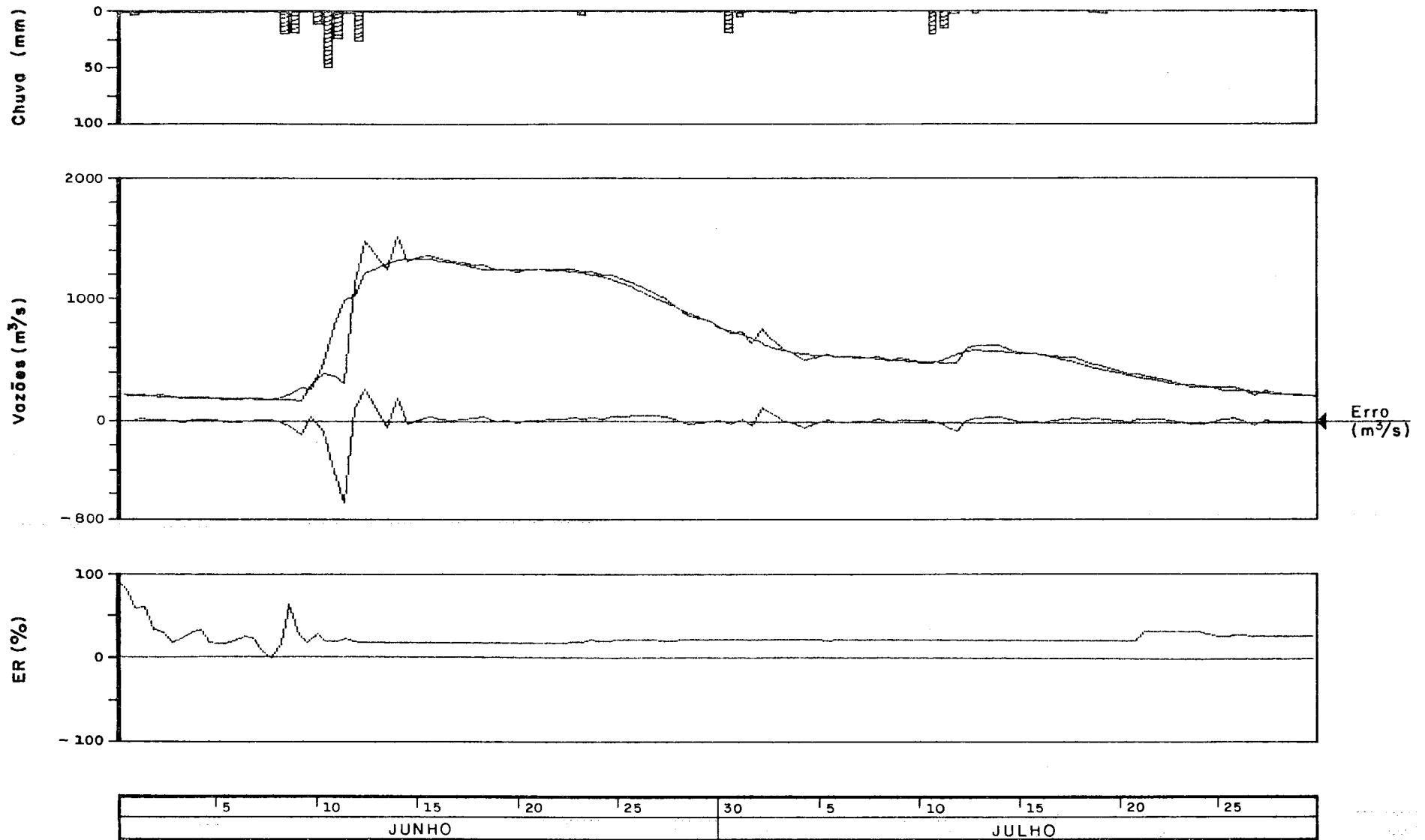


Fig.4.4.15 - ENCHENTE E-08 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANCE DE 36 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

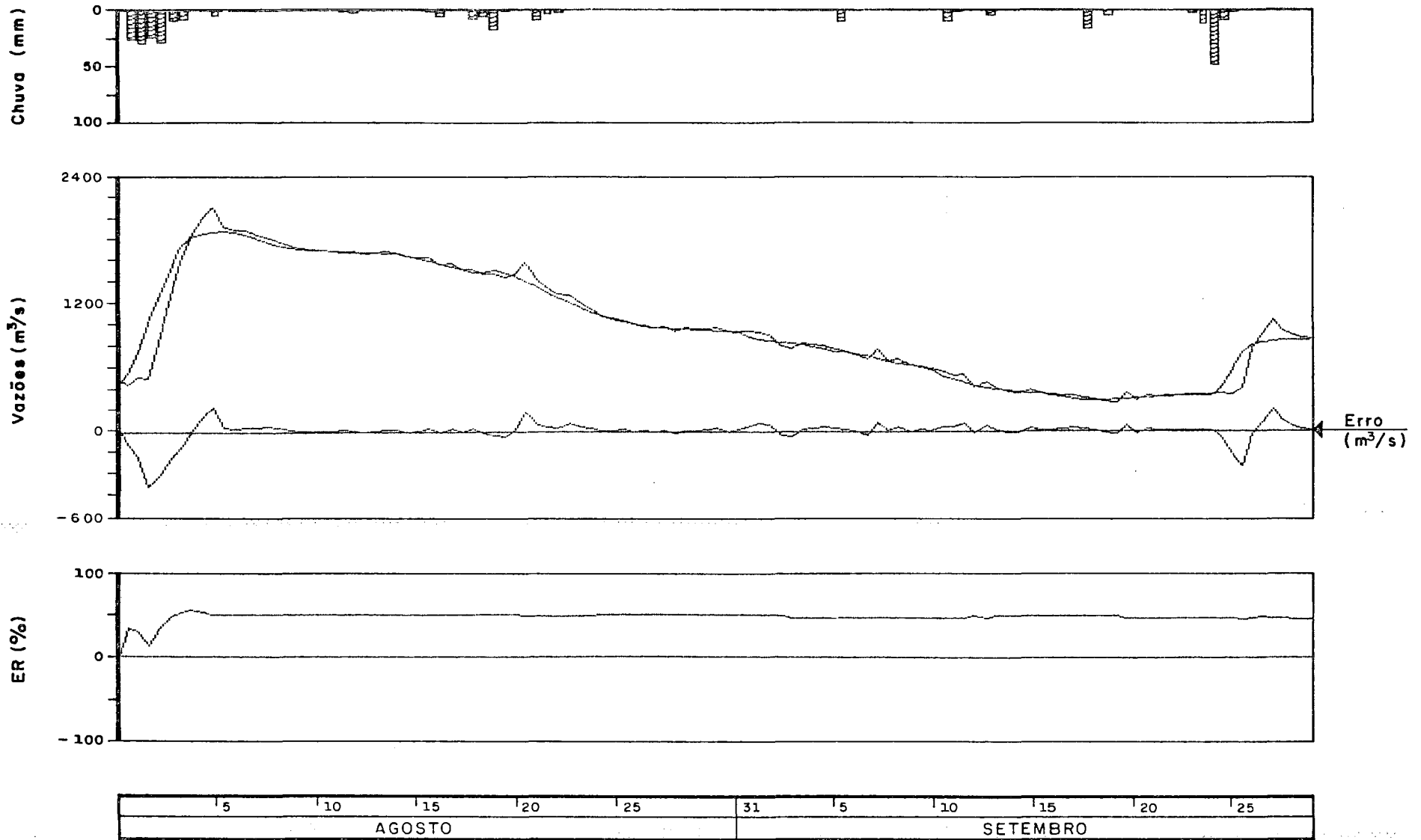


Fig.4.4.16 - ENCHENTE E-09 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 36 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

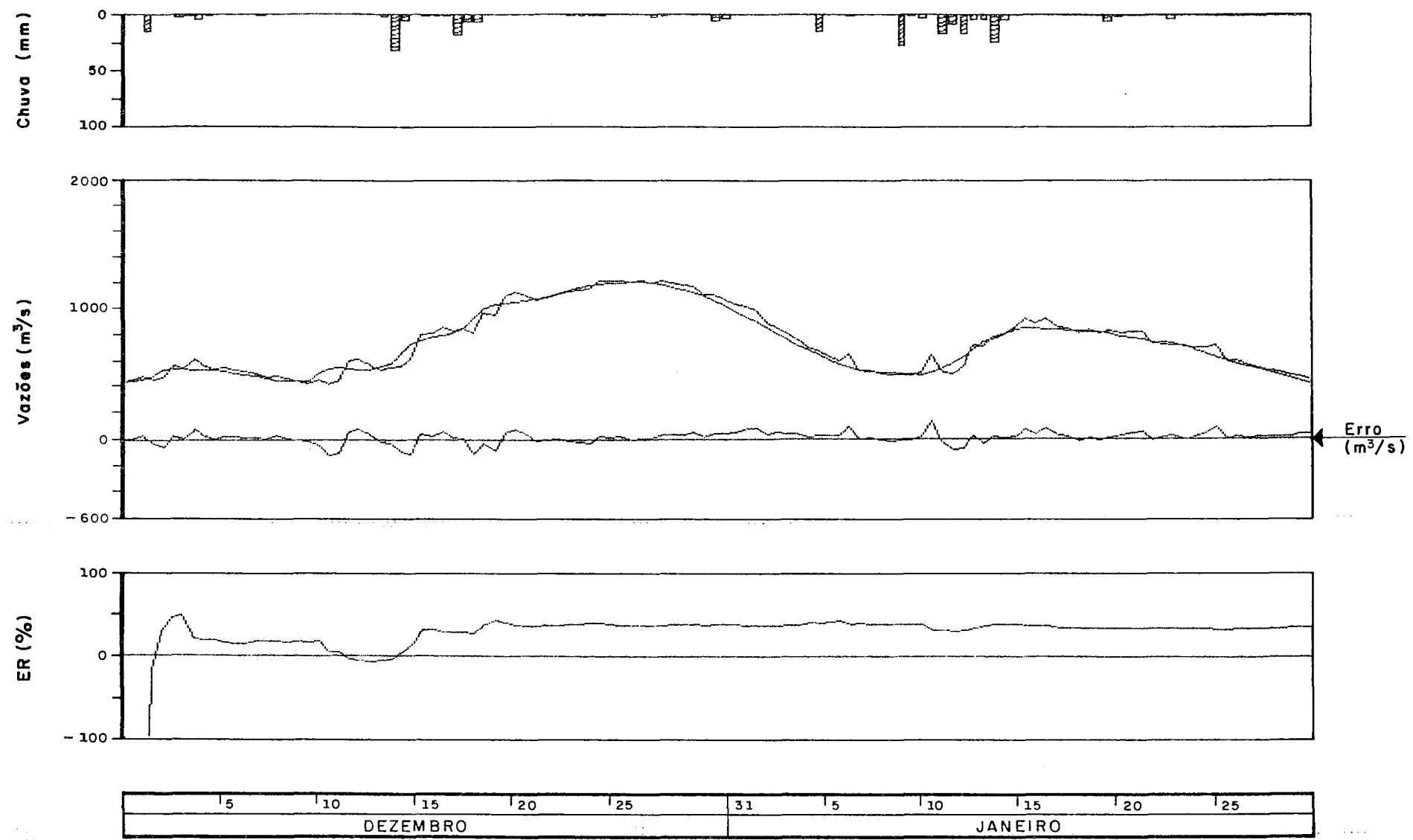


Fig.4.4.17- ENCHENTE E-10 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 36 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

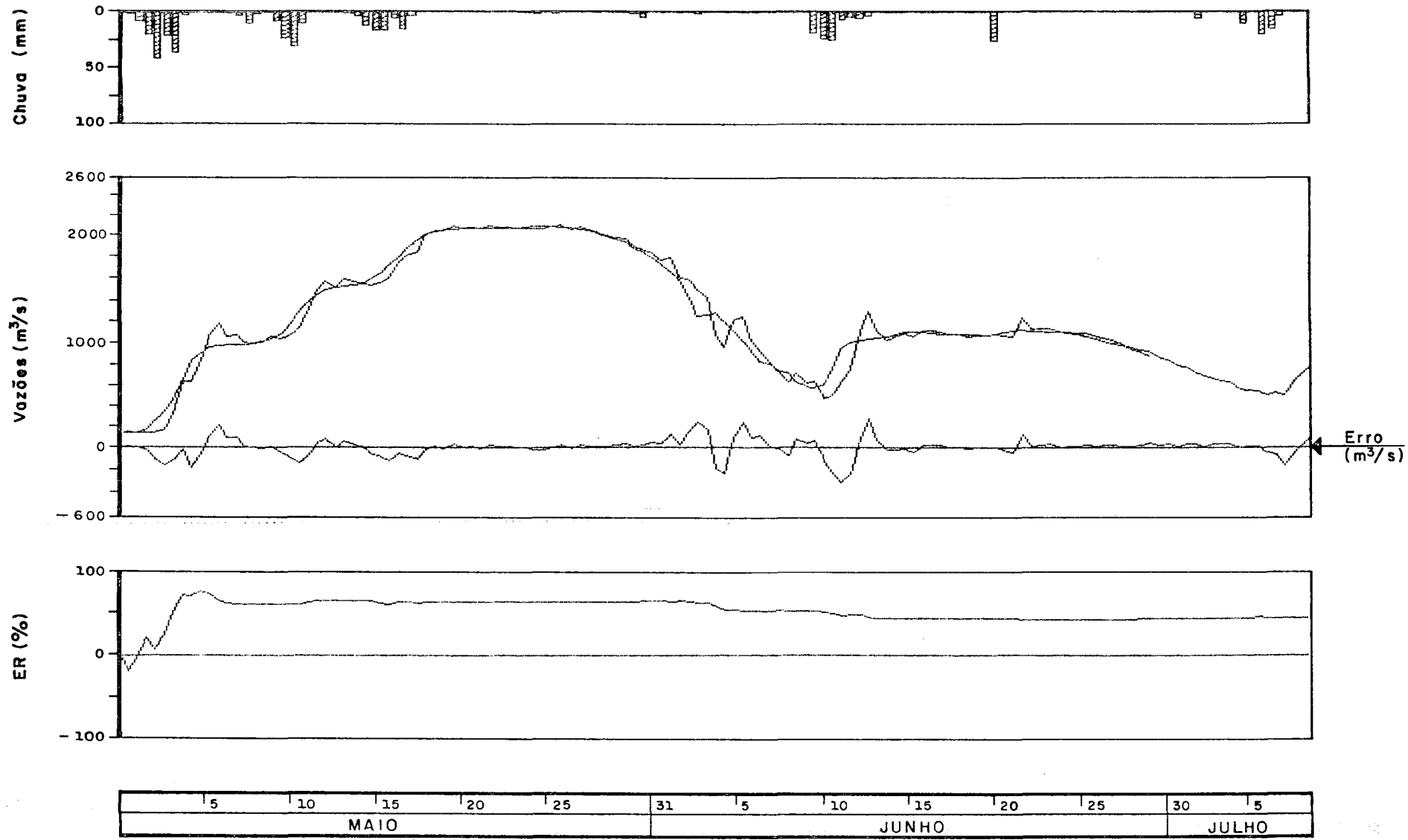


Fig.4.4.18- ENCHENTE E-11 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANCE DE 36 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

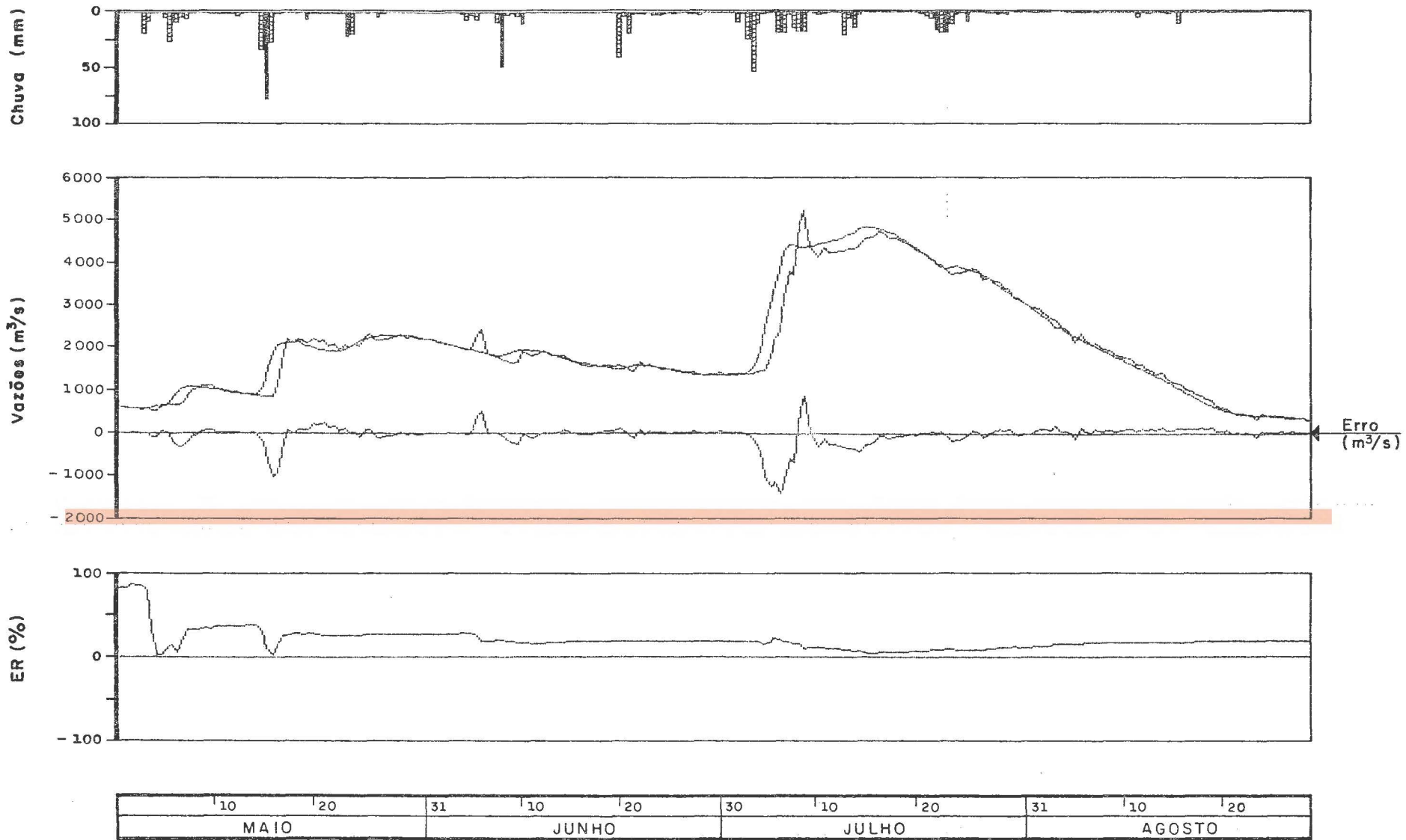


Fig. 4.4.19- ENCHENTE E-06 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 48 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

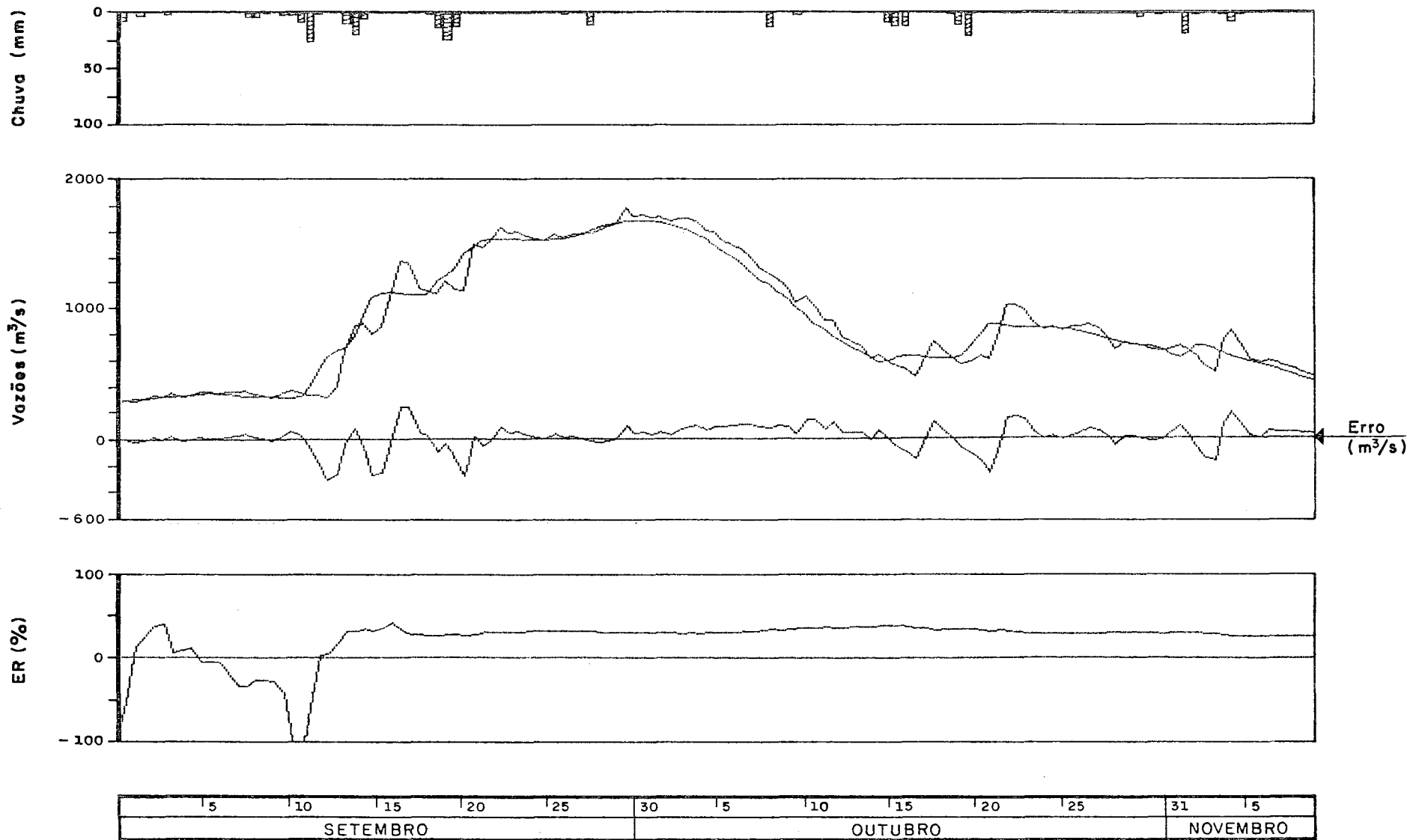


Fig.4.4.20- ENCHENTE E-07 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 48 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

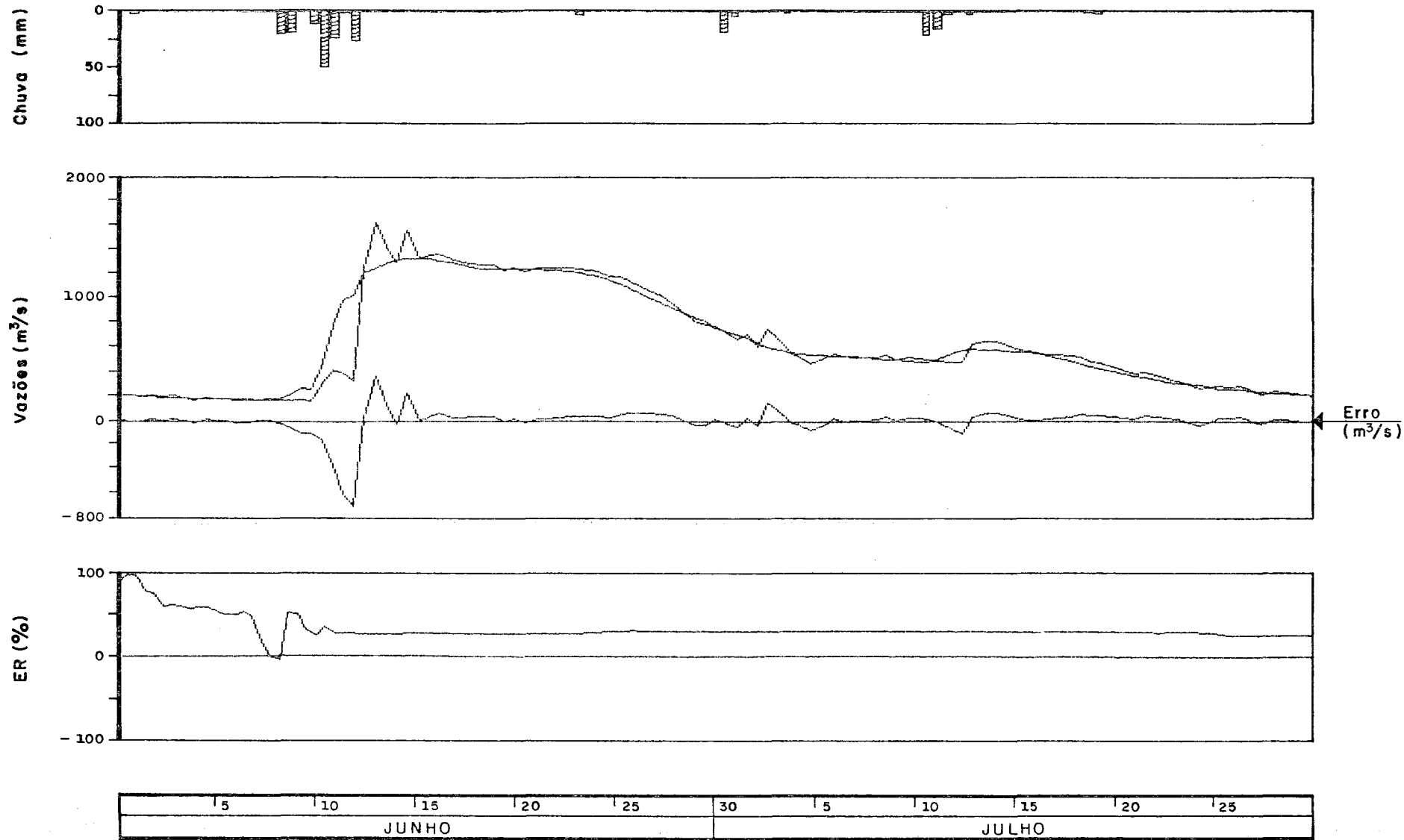


Fig.4.4.21- ENCHENTE E-08 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (AL CANCE DE 48 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

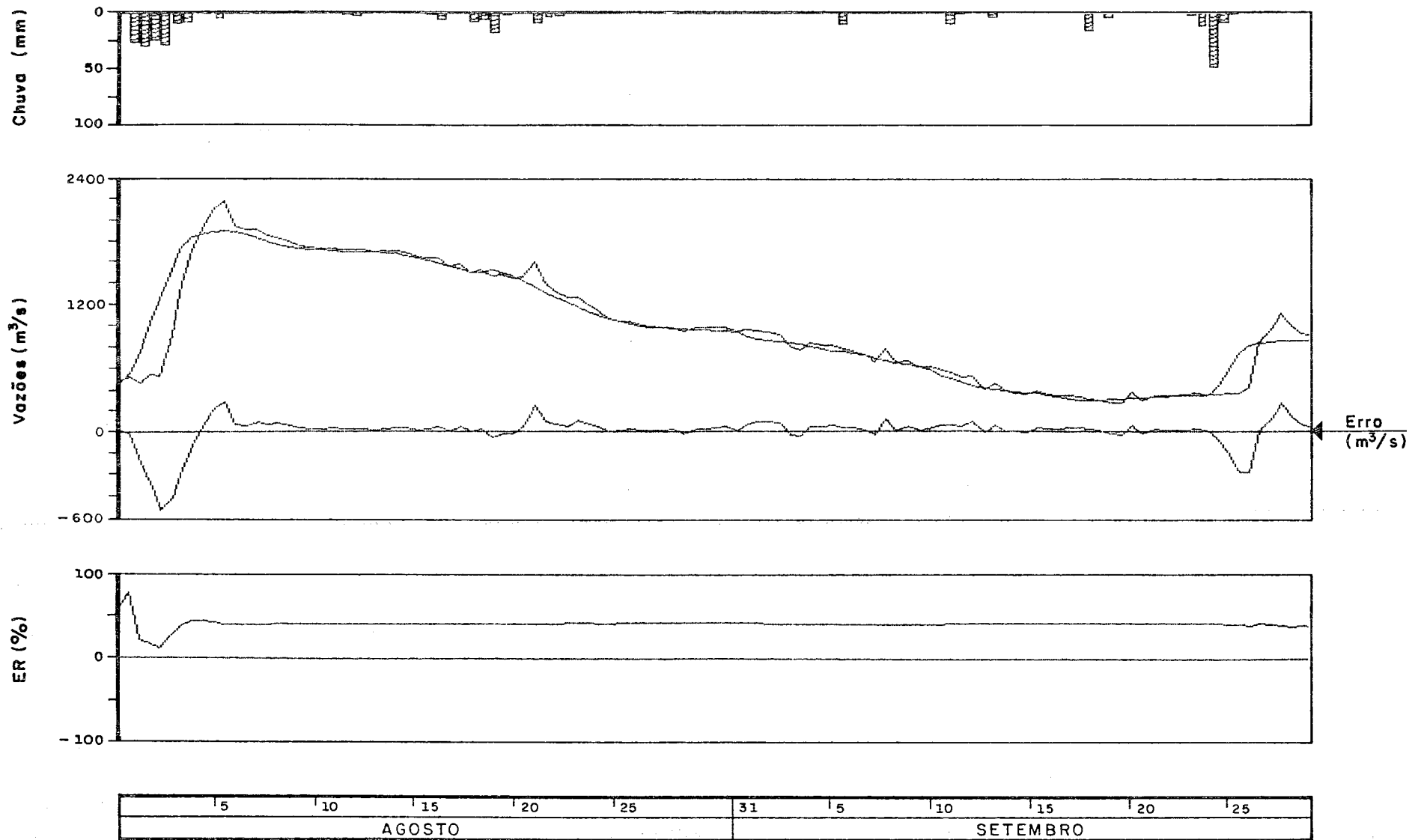


Fig.4.4.22- ENCHENTE E-09 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANÇE DE 48 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0).

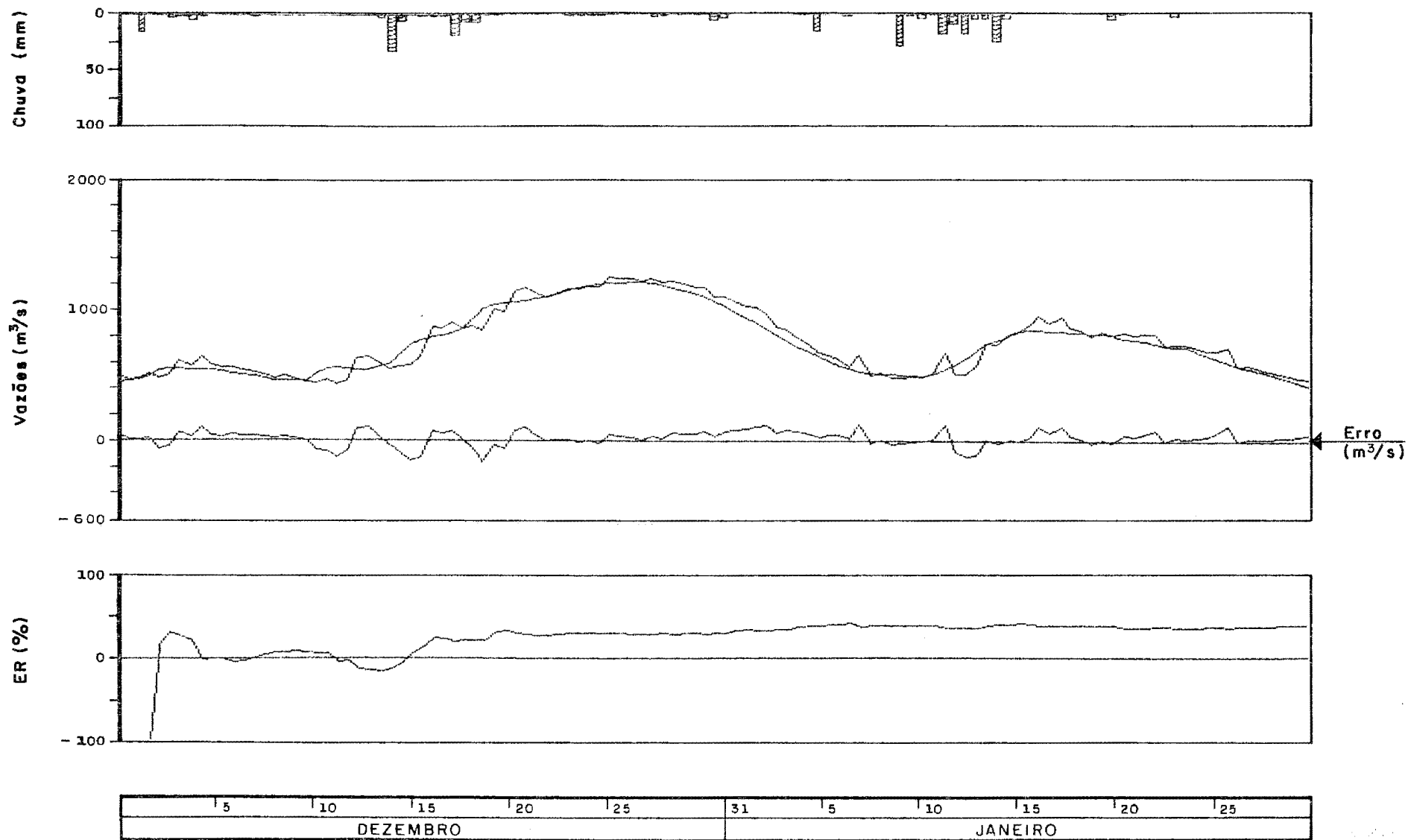


Fig.4.4.23- ENCHENTE E-10 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (AL CANCE DE 48 HORAS) .O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0).

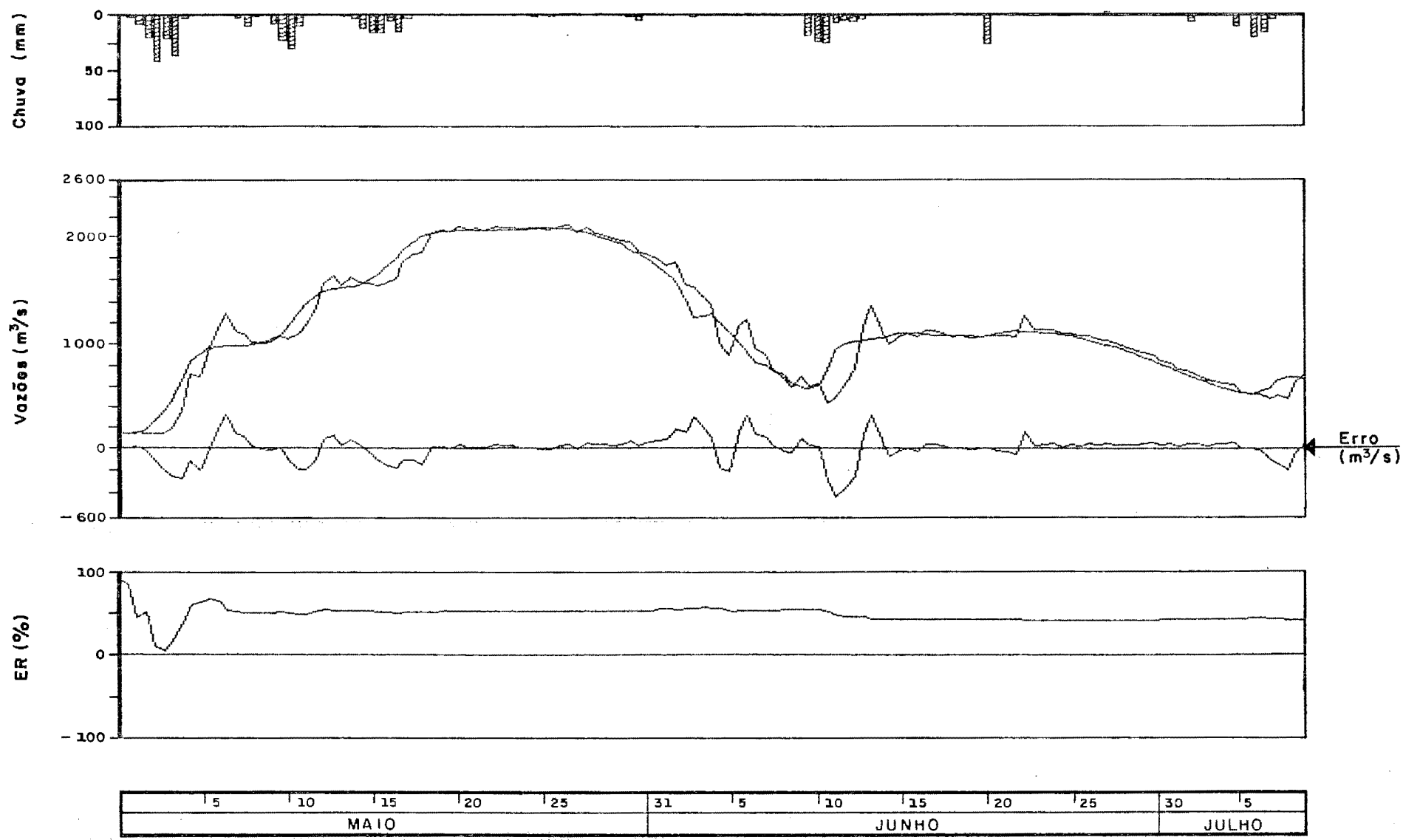


Fig.4.4.24- ENCHENTE E-11 .VALORES OBSERVADOS X VALORES CALCULADOS PELO MODELO EMPÍRICO (ALCANCE DE 48 HORAS) . O ER COMPARA ESTE MODELO COM O MODELO ARIMA (2,1,0) .

5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os modelos testados registraram um comportamento distinto para cada fase das enchentes. Em geral, todos os modelos apresentaram boas previsões para períodos de altas persistências das vazões, e para fases de recessão dos hidrogramas, não havendo, nessas situações, diferenças consideráveis de modelo para modelo. Portanto, as diferenças de qualidade de previsão foram, em sua maior parte, devidas às diferenças de performance apresentadas nas fases de ascensão e pico, onde ocorreram os maiores erros de previsão. Atribui-se este comportamento dos modelos matemáticos de previsão à presença das componentes auto-regressivas, que representam o fenômeno de esvaziamento da bacia. Assim, quando este fenômeno é o preponderante, estas componentes assumem maior relevância, reduzindo a importância das outras parcelas dos modelos matemáticos, e conseqüentemente, aproximando as performances apresentadas por diferentes modelos.

Conforme pode-se observar nas figuras apresentadas (item 4.4), as ascensões dos hidrogramas estão fortemente correlacionadas com as ocorrências de chuvas em Timbó Grande, o que está coerente com o fato de os modelos matemáticos que se utilizaram destas informações terem sido os mais bem sucedidos nas previsões. A alternativa de se tentar simular as condições de umidade do solo através da ponderação das chuvas pelas vazões (item 4.3) não resultou em melhoras apreciáveis, talvez porque, para os alcan-

ces considerados, este artifício não represente a função real de transformação chuva-vazão muito melhor do que a função linear, durante ocorrências de enchentes, quando o solo já se encontra fortemente saturado. Nestas aplicações, portanto, a presença de informações de chuva teve um peso maior para o incremento da qualidade das previsões do que a formulação dos modelos utilizados.

O valor reduzido da estimativa feita para o tempo de concentração da sub-bacia do rio Timbó (item 4.1), sugere que pouco se poderia esperar das observações de chuva nesta bacia para a melhora das previsões para os alcances de 36 e 48 horas. Porém, devido, possivelmente, à incorreção desta estimativa, ou aos modelos terem captado uma certa persistência nos dados de chuva dos eventos utilizados, observou-se que houve um incremento na qualidade das previsões dos modelos matemáticos que fizeram uso, mesmo para estes alcances, destas informações.

O fato de o modelo empírico de propagação de vazões a partir de Fluviópolis, com a utilização conjunta das chuvas de Timbó Grande, ter apresentado uma performance superior à do modelo que, no lugar destas vazões, faz uso das descargas de Rio Negro e Porto Amazonas, a montante (item 4.3), é indício da diminuição da representatividade dos dados utilizados de chuva, com o incremento da área não-controlada, uma vez que, nos modelos correspondentes que não utilizaram dados de chuva, as previsões a partir das vazões observadas em Rio Negro e Porto Amazonas foram, em alguns casos, até mesmo melhores do que as mesmas realizadas com as vazões observadas em Fluviópolis.

Em todas as aplicações efetuadas, observou-se decréscimo na qualidade das previsões executadas por um mesmo modelo, à medida que se aumentava o alcance de previsão, o que era de se esperar, devido ao desconhecimento de informações (entradas) relevantes, no período entre o instante atual (t) e o momento no qual é projetada a previsão ($t+h_z$), e à progressiva falha na hipótese de linearidade nos fenômenos hidrológicos à medida que aumenta o horizonte da previsão. Devido à rapidez de resposta estimada na sub-bacia do rio Timbó, é bem possível que em poucas horas já se faça sentir o efeito das chuvas precipitadas, de modo que, mesmo para previsões com antecedência de 12 horas, haja uma componente, nos erros, do desconhecimento das chuvas futuras. Além disso, verificou-se que, geralmente, quando um modelo apresentava performance relativa superior aos demais para um alcance de previsão, continuava tendo qualidade superior nas previsões para outros alcances.

Os valores encontrados para os parâmetros do modelo Analogia de Difusão, através do processo iterativo, ficaram bem diferentes dos parâmetros iniciais, sendo que a celeridade da onda de cheia aproximou-se dos valores médios calculados pela equação 2.3.23, figura 4.2.1, enquanto que o parâmetro da difusividade hidráulica reduziu-se acentuadamente. Embora a otimização conjunta do modelo empírico-conceitual tenha (item 4.2), independentemente de interpretações físicas, melhorado a performance das previsões efetuadas por este modelo, não foi o suficiente para superar o modelo empírico com o qual foi confrontado (item 4.4). Apesar disso, a técnica utilizada, para a calibração conjunta das parcelas empírica e conceitual de modelos híbridos, pode ser uma

opção válida para o ajuste dos parâmetros de modelos matemáticos de previsão do tipo empírico-conceitual.

A característica mais importante para o incremento da qualidade de previsão dos modelos foi, em situação de igualdade de variáveis utilizadas, a calibração dos parâmetros em tempo atual. Esta alternativa mostrou-se vantajosa, inclusive, para o modelo empírico-conceitual, quando foi aplicada à parcela empírica (modelo chuva-vazão), o que vem a reforçar a idéia de se associar modelos empíricos a modelos conceituais. Pode-se esperar, por sua vez, em casos como este, contribuições importantes dos modelos de propagação de vazões do tipo conceitual como, por exemplo, a possibilidade de acompanhar as modificações no tempo de propagação da onda de cheia em função das variações de vazão. Essa possibilidade não foi aproveitada neste estudo, porque concluiu-se que não adianta muito melhorar o modelo de propagação numa situação em que o processo de previsão é em grande parte dominado pelas contribuições de percurso. A obtenção dos volumes correspondentes à bacia incremental, por sua vez, esbarra num fator limitante, que é a questão da representatividade dos dados de chuva empregados.

Uma sugestão para estudos futuros nesta bacia, portanto, poderia ser, paralelamente ao aperfeiçoamento do modelo de propagação para considerar as modificações dos parâmetros em função da variação das descargas, a melhora do modelo chuva-vazão, especialmente no que diz respeito à utilização de maior número de estações de chuva. Com uma "varredura" mais completa da bacia incremental, além de se melhorar a qualidade, pode-se pensar em aumentar o alcance para as previsões, utilizando-se as vazões ob-

servadas em Porto Amazonas e Rio Negro, a montante de Fluvionópolis, o que fica difícil atualmente, porque resulta num aumento da bacia não controlada, e reduz ainda mais a significância dos dados de chuva de Timbó Grande. Além disso, não foi testado o emprego de técnicas de esquecimento (Lanna, 1985), para prevenir a tendência dos parâmetros de modelos empíricos, com ajuste em tempo atual, de assumirem valores constantes, à medida que aumenta o número de iterações. O emprego de alguma dessas técnicas pode ser interessante, uma vez que o processo de previsão revelou-se, para este caso, sensivelmente não-estacionário.

Outra questão em aberto é o aproveitamento de previsões meteorológicas que, se disponíveis, poderiam servir para melhorar a performance de modelos matemáticos com alcance superior ao tempo de concentração da bacia.

Tendo-se em conta as altas frequências de enchentes que se observa na bacia do Alto Iguaçu, e que, a partir de 1985, um certo número de estações pluvio-fluviométricas têm sido utilizadas, nesta região, para o monitoramento em tempo atual, é possível que, dentro de pouco tempo, se disponha de séries de dados de chuva com pequenos intervalos entre leituras, com extensão suficiente para serem utilizadas em pesquisas futuras.

Portanto, aos órgãos gestores de recursos hídricos no Alto Iguaçu, fica a recomendação de uma atenção especial à coleta de dados de chuva e à instalação de pluviômetros nesta área, bem como a reinstalação do pluviômetro de Timbó Grande, cujos dados foram fundamentais para a realização deste trabalho, e que foi retirado recentemente, além da instalação de equipamentos de telemedição nesta estação. Finalmente, recomenda-se o desenvolvimento e utilização, em situação de enchentes, de um programa ope-

racional, instalado em microcomputador, para os modelos empíricos estudados, capaz de calibração em tempo atual dos parâmetros, com a técnica dos mínimos quadrados recursivos. Este programa operacional poderia considerar as seguintes situações:

1) Todas as informações hidrológicas das estações consideradas estão disponíveis, no momento de se realizar as previsões.

2) Não se dispõe de dados fluviométricos de montante.

3) Não há acesso aos dados de chuva de Timbó Grande.

4) Não há nenhuma informação hidrológica aproveitável, salvo as vazões na própria estação de União da Vitória.

Conforme pode-se verificar, tratam-se de situações progressivas de não-disponibilidade de dados. Sendo assim, para o primeiro caso, pode-se aplicar o modelo mais completo, que necessita informações de vazões de montante (Fluviópolis), dados de chuva de Timbó Grande, bem como das vazões anteriores na própria estação de União da Vitória. No segundo caso, não se pode utilizar modelos que necessitem de informações de vazões de montante, mas ainda podemos empregar o modelo chuva-vazão, dado pela equação 4.3.2. Para a terceira situação, restam os modelos que utilizam, como variáveis exógenas, as vazões observadas a montante. E, em última instância, quando não há acesso às estações de medição, com excessão de União da Vitória, podemos ainda lançar mão de modelos do tipo auto-regressivo. Para uma determinada situação, pode ser interessante utilizar-se também dos modelos mais simples, não apenas para efeito de comparação, mas

também porque não se pode descartar a possibilidade de, eventualmente, um modelo mais simples apresentar performance superior. Neste caso, aproveita-se as previsões do modelo que tiver acertado mais perto, nas últimas previsões. Neste programa, seja qual for o modelo que se utilize, recomenda-se, além da autocalibração, a determinação de intervalos de confiança, os quais permitam associar probabilidades de ocorrência às previsões. Uma possibilidade interessante é considerar a envoltória de recessões das vazões como restrição física ao limite inferior de previsão (Moro, 1984).

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. BRAGA, B.P.F. 1981. Modelos de previsão de vazão em tempo real. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 4, Fortaleza, 1981. Anais. São Paulo, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1982. V.4, p. 72-87.
2. BULTOT, F. & DUPRIEZ, G. 1974. Estimation des valeurs journalieres de l'evapotranspiration potentielle d'un bassin hydrographique. Journal of Hydrology, Amsterdam, 21:321-38.
3. CHANDER, Subhash & SHANKER, Hari. 1984. Unit hydrograph based forecast model. Hydrological Science Journal, Wallingford, 29(3):279-91, Sept.
4. CHOW, Ven Te. 1964. Handbook of applied hydrology. New York, McGraw-Hill, Chapt. 14, p.25-35.
5. CRUZ, J.C. 1987. Previsão de cheias em tempo real com modelos empíricos e semi-conceitual. Rio de Janeiro, COOPE, UFRJ, 196 f. Diss.Mestr. Engenharia Civil.
6. CRUZ, LANNA, SILVEIRA e SILVEIRA. 1987. Previsão de cheias em tempo real pelo uso conjugado de modelos semi-conceitual e empírico.
7. DAWDY, D. & O'DONNELL, T. 1965. Mathematical models of catchment behavior. Journal of the Hydraulics Division, New York, 91(4):123-37, July.
8. DEMAREE, G. Hybrid Conceptual-Stochastic Modeling of Rainfall-Runoff Process Applied to the Dijle Catchment. Singh, V.P. (ED). Rainfall-Runoff Relationship, Water Resource Publication.
9. DOOGE, J.C.I. 1973. Linear theory of hydrologic systems. Washington, United States Department of Agriculture. 327 p.
10. DUJARDIN, Jean Michel & JOUHET, Pierre. 1971. Les modèles deterministes de transformation des précipitations en débit. In: WARSAW SYMPOSIUM, 1971. Mathematical models in hydrology. Paris, IASH-UNESCO. V.2, p.558-69.

11. GANENDRA, T. 1980. A self-tuning predictor applied to river flow forecasting. In: REAL-time forecasting/control of water resources systems. Oxford, Pergamon Press. p.135-51.
12. GOMIDE, Francisco L.S. & MINE, Miriam R.M. 1981. Avaliação de chuvas efetivas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, H. Fortaleza, 1981. Anais. São Paulo, Associação Brasileira de Hidrologia e Recursos Hídricos. V.2, p.227-43.
13. HARPIN, R. e Cluckie, I.D. 1982. Real-time flood Routing in the Presence of High Magnitude Ungauged Lateral Inflows. Singh, V.P. (ED). Rainfall-Runoff Relationship, Water Resource Publication.
14. IBBITT, R.P. & O'DONNELL, T.M. ASCE. Journal of the Hydraulics Division, September, 1971. Vol.97. HY 9. Fitting Methods for Conceptual Catchment Models. Proceeds of the American Society of Civil Engineers.
15. JOHNSTON, P.R. & PILGRIM, D.H. Parameter Optimization for Watershed Models. Water Resources Research, June, 1976, Vol.12, N° 3, Published by American Geophysical Union.
16. KEEFER, T.N. & McQUIVEY, P.S. 1974. Multiple linearization flow routing model. Journal of the Hydraulics Division, New York, 100(7):1031-46, July.
17. KIENITZ, Gábor. 1971. Problems of applying the conceptual model developed for the flat catchments of Hungary. In: WARSAW SYMPOSIUM, 1971. Mathematical models in hydrology. Paris, IASH-UNESCO, V.2, p.504-10.
18. LANNA, A.E. & INDURSKI, A.B. 1983. Predição de vazões médias mensais com modelos empíricos. Revista Brasileira de Engenharia. Caderno de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, 1(2):59-91.
19. LANNA, A.E. & VALENÇA, M.J. 1985. Previsão em tempo atual de cheias com técnica recursiva dos mínimos quadrados-aplicação à cidade de Blumenau-SC. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 5, Blumenau, 1983. Anais. São Paulo, ABRH, 1985. V.3, p.328-44.
20. LANNA, A.E.L. 1987. Riscos e Catástrofes no Domínio dos Recursos Hídricos. Experiência na Previsão em Tempo Atual de Cheias com Filtro de Kalman. II Simpósio Luso-Brasileiro sobre Hidráulica e Recursos Hídricos.
21. MINE, Miriam Rita Moro. 1984. Modelos estocásticos lineares para previsão de cheias em tempo real. São Paulo, Escola Politécnica da USP. 127 f. Diss.Mestr. Engenharia Civil.
22. MOORE, R.J. 1980. Real-time forecasting of flood events using transfer-function noise models: part 2. Wallingford, Institute of Hydrology. 155 p.

23. MOORE, R.J. & O'CONNEL, P.E. 1978. Real-time forecasting of flood events using transfer function noise models: part 1. Wallingford, Institute of Hydrology. 118 p.
24. NASH, J.E. & SUTCLIFF, J.V. 1970. River flow forecasting through conceptual models, part 1: a discussion of principles. Journal of Hydrology, Amsterdam, 10:282-90.
25. O'CONNELL, P.E. 1980. Real-time hydrological forecasting and control. Wallingford, Institute of Hydrology. 264 p.
26. O'CONNELL, P.E. 1979. Theoretical aspects of real-time forecasting models and their calibration. Wallingford Institute of Hydrology. 68 p.
27. PONCE, Victor Miguel; LI, Ruh-Min; SIMONS, Daryl B. 1978. Applicability of kinematic and diffusion models. Journal of the Hydraulic Division, New York, 104(3):353-60, Mar.
28. TUCCI, Carlos Eduardo M. 1985. Modelos matemáticos em hidrologia e hidráulica. Porto Alegre, Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 579 p.
29. TUCCI e CLARKE. 1980. Adaptive Forecasting with a Conceptual Rainfall-Runoff Model. Proceedings of the Oxford Symposium, April, 1980. IASH-AISH. Publ. n° 129.
30. TUCCI, FALCZUK e PASINATO. 1987. Previsão de Níveis em Tempo Atual no Rio Paraná. RBE. Vol.5. N° 1. 1987.
31. YOUNG, P. 1974. Recursive approaches to time series analysis. Bulletin. Institute of Mathematics and its Applications, Essex, 10(415):209-24, May/June.

ANEXO A

Tabelas Referentes aos Modelos
Empíricos Pesquisados

Tabela A.1: Coeficientes de Performance obtidos na aplicação dos modelos de previsão para Fluvioópolis, aos eventos do grupo 2.

a. Modelos Auto-regressivos

b. Modelos com variáveis exógenas

a.

Antecipação da previsão	12 horas			24 horas		
	EP (m ³ /s)	CE (%)	CP (%)	EP (m ³ /s)	CE (%)	CP (%)
ARIMAX [1,0,0,0]	36,81	99,29	-0,24	66,26	97,69	-0,25
	36,76	99,29	0,01	66,18	97,69	-0,00
ARIMAX [2,0,0,0]	30,23	99,52	32,85	52,00	98,57	38,59
	29,89	99,53	34,34	52,96	98,52	36,31
ARIMAX [3,0,0,0]	29,64	99,54	35,70	49,85	98,68	43,87
	29,58	99,54	35,98	48,94	98,73	45,90
ARIMAX [4,0,0,0]	30,30	99,51	33,24	50,38	98,64	43,06
	32,17	99,45	24,78	51,87	98,56	39,63
ARIMAX [2,1,0,0]	29,64	99,54	35,72	49,87	98,68	43,83
	29,74	99,53	35,27	48,89	98,73	46,02
ARIMAX [3,1,0,0]	30,21	99,52	33,65	50,45	98,64	42,89
	31,81	99,46	26,43	52,08	98,55	39,14
ARIMAX [3,0,1,0]	29,55	99,54	36,08	49,50	98,70	44,66
	29,52	99,54	36,21	49,26	98,71	45,20

b.

Antecipação da previsão	12 horas			24 horas		
	EP (m ³ /s)	CE (%)	ER (%)	EP (m ³ /s)	CE (%)	ER (%)
ARIMAX $\left[1,0,0,2\begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}\right]$	30,29	99,52	-6,03	51,10	98,63	-6,69
	31,20	99,49	-12,98	53,29	98,50	-20,4
ARIMAX $\left[2,0,0,2\begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}\right]$	28,42	99,57	7,35	46,99	98,83	10,48
	27,56	99,60	12,52	47,48	98,81	5,18
ARIMAX $\left[3,0,0,2\begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}\right]$	28,49	99,57	7,62	46,06	98,87	14,62
	29,13	99,55	3,02	46,57	98,85	12,21
ARIMAX $\left[4,0,0,2\begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}\right]$	29,19	99,55	3,73	46,89	98,83	9,44
	31,34	99,48	11,41	50,21	98,65	-4,44
ARIMAX $\left[2,0,0,2\begin{pmatrix} 2,1 \\ 2,1 \end{pmatrix}\right]$	28,68	99,57	5,69	47,79	98,79	7,39
	27,92	99,59	10,23	48,77	98,74	-6,16
ARIMAX $\left[2,0,0,2\begin{pmatrix} 3,2 \\ 3,2 \end{pmatrix}\right]$	29,07	99,55	3,81	48,85	98,73	3,97
	28,53	99,57	6,95	50,34	98,65	-5,79
ARIMAX $\left[2,0,0,2\begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix}\right]$	28,54	99,57	6,60	47,04	98,83	10,27
	28,09	99,58	9,12	47,57	98,80	4,81
ARIMAX $\left[1,1,0,2\begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}\right]$	29,90	99,53	-2,51	51,00	98,62	-5,45
	29,48	99,54	-9,23	52,20	98,56	-14,63
ARIMAX $\left[2,1,0,2\begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}\right]$	29,43	99,54	1,43	49,10	98,72	3,00
	29,57	99,54	0,03	48,60	98,74	1,38
ARIMAX $\left[2,0,1,2\begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}\right]$	28,08	99,58	9,59	47,14	98,82	9,90
	27,27	99,61	14,35	48,14	98,77	2,52
ARIMAX $\left[3,0,1,2\begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}\right]$	28,55	99,57	6,60	46,18	98,87	13,00
	29,12	99,55	3,02	46,99	98,83	10,10

Obs.: (Referente à tabela A.1: O primeiro valor corresponde à alternativa de permitir que os parâmetros se reajustem continuamente. O segundo valor corresponde à alternativa de mantê-los fixos após o ajuste propriamente dito.

Tabela A.2: Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo auto-regressivo testado, para alcan-
ces de 12(a), 24(b), 36(c) e 48(d) horas

a.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
[1,0,0,0]	35,32	59,55	41,16	36,12	34,96	41,82
[2,0,0,0]	21,92	36,10	35,22	20,39	21,38	27,20
[3,0,0,0]	21,99	36,89	35,60	20,57	21,46	27,53
[4,0,0,0]	21,31	39,66	35,95	20,79	21,43	28,22
[1,1,0,0]	21,90	36,16	35,17	20,37	21,44	27,21
[2,1,0,0]	21,94	36,94	35,53	20,56	21,50	27,52
[3,1,0,0]	21,22	39,47	35,98	20,74	21,42	28,15
[2,0,1,0]	21,91	36,26	35,19	20,47	21,43	27,25
[2,0,2,0]	21,59	36,74	35,16	20,56	21,43	27,33

b.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
[1,0,0,0]	67,26	114,15	73,16	69,21	66,36	79,01
[2,0,0,0]	43,07	78,31	61,26	45,29	48,08	55,53
[3,0,0,0]	43,54	78,39	63,33	45,38	47,79	56,00
[1,1,0,0]	43,11	78,55	61,13	45,25	48,28	55,59
[2,1,0,0]	43,53	78,52	63,26	45,32	47,93	56,02
[3,1,0,0]	42,46	82,35	63,67	45,95	47,96	57,05
[2,0,1,0]	42,31	79,82	61,54	45,55	48,02	55,90
[2,0,2,0]	42,35	79,73	61,72	45,51	47,72	55,86

c.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
[1,0,0,0]	97,67	164,20	103,27	99,76	94,31	113,37
[2,0,0,0]	70,17	122,83	86,60	71,20	76,28	85,92
[3,0,0,0]	70,76	123,22	89,64	71,38	75,95	86,64
[1,1,0,0]	70,31	123,36	86,32	71,11	76,68	86,07
[2,1,0,0]	70,83	123,59	89,51	71,29	76,24	86,75
[2,0,1,0]	70,29	123,02	86,41	71,48	76,19	86,01
[2,0,2,0]	70,08	123,37	86,81	71,51	76,04	86,11

d.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
[1,0,0,0]	125,64	210,23	131,91	128,26	118,93	145,07
[2,0,0,0]	97,27	166,86	113,63	95,28	102,32	115,82
[3,0,0,0]	97,97	166,99	117,57	95,63	102,17	116,70
[1,1,0,0]	97,55	167,81	113,11	95,17	103,00	116,10
[2,1,0,0]	98,19	167,71	117,30	95,54	102,71	116,93
[2,0,1,0]	97,41	166,89	113,56	95,29	102,58	115,88
[2,0,2,0]	97,40	166,69	113,86	95,43	102,25	115,86

Tabela A.3 Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo do tipo chuva-vazão (primeira alternativa) testado, para alcances de 12(a), 24 (b), 36(c) e 48(d) horas

a.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$[1,0,0,1(1,0)]$	28,43	55,91	37,33	32,39	28,92	37,36
$[2,0,0,1(1,0)]$	17,28	37,09	32,65	18,54	18,02	25,36
$[3,0,0,1(1,0)]$	16,06	40,81	33,16	18,68	18,17	26,35
$[2,0,0,1(2,0)]$	17,30	37,06	31,75	18,69	17,97	25,17
$[3,0,0,1(3,0)]$	17,15	38,89	31,82	18,85	18,11	25,70
$[2,0,1,1(2,0)]$	17,11	37,61	31,62	18,74	18,01	25,28
$[1,1,0,1(1,0)]$	18,09	37,10	32,83	18,90	18,85	25,69
$[1,1,0,1(2,0)]$	17,98	38,13	32,31	19,18	19,09	25,90
$[1,1,0,1(2,1)]$	21,65	36,27	33,92	20,28	21,68	26,92
$[2,1,0,1(1,0)]$	17,28	39,95	33,40	19,05	18,97	26,49
$[1,1,1,1(1,0)]$	17,94	38,63	32,64	19,01	19,05	26,07
$[1,1,2,1(1,0)]$	17,05	40,62	32,72	18,97	18,99	26,49

b.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
[1,0,0,1(1,0)]	52,60	105,92	62,99	61,02	54,66	69,18
[2,0,0,1(1,0)]	32,90	78,98	53,65	40,68	41,48	50,82
[3,0,0,1(1,0)]	32,52	82,02	56,60	40,86	41,57	52,21
[2,0,0,1(2,0)]	32,85	79,25	52,79	41,15	40,89	50,75
[2,0,0,1(3,0)]	33,07	81,09	52,99	41,20	41,18	51,37
[1,1,0,1(1,0)]	35,04	79,53	54,19	41,62	43,41	51,83
[2,1,0,1(1,0)]	35,03	80,79	57,37	41,80	43,36	52,80
[1,1,0,1(2,0)]	34,59	82,35	53,90	42,13	43,41	52,60
[2,0,1,1(2,0)]	32,77	79,79	52,83	41,16	40,95	50,91
[2,0,2,1(2,0)]	32,80	78,87	54,01	41,16	40,88	50,86

c.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
[1,0,0,1(1,0)]	77,46	171,69	90,69	89,50	78,13	99,96
[2,0,0,1(1,0)]	56,92	121,43	77,21	65,89	66,96	79,25
[3,0,0,1(1,0)]	56,72	124,09	81,60	66,23	67,04	80,79
[2,0,0,1(2,0)]	56,53	122,09	76,99	66,45	66,34	79,38
[1,1,0,1(1,0)]	60,03	122,74	77,62	67,05	69,97	80,84
[2,1,0,1(1,0)]	60,24	123,16	82,35	67,46	69,88	81,87
[1,1,0,1(2,0)]	58,87	127,00	77,74	67,61	69,95	81,97
[2,0,1,1(1,0)]	56,93	121,54	77,57	65,90	66,90	79,34
[2,0,2,1(1,0)]	56,99	121,92	78,51	66,08	66,81	79,64

d.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$[1,0,0,1(1,0)]$	103,67	194,69	117,16	101,41	101,41	130,21
$[2,0,0,1(1,0)]$	83,97	164,11	104,97	90,23	92,35	108,81
$[3,0,0,1(1,0)]$	83,95	167,22	110,58	90,72	92,44	110,72
$[1,0,0,1(2,0)]$	101,23	181,68	119,05	114,56	95,67	124,86
$[2,0,0,1(2,0)]$	83,47	164,88	105,28	90,88	91,90	109,08
$[1,1,0,1(1,0)]$	87,49	166,40	104,82	91,52	96,12	110,80
$[2,1,0,1(1,0)]$	87,90	166,77	110,88	92,17	96,08	112,12
$[2,0,1,1(1,0)]$	84,01	164,17	105,74	90,45	92,14	108,99

Tabela A.4: Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo do tipo chuva-vazão (segunda alternativa) testado para alcances de 12(a), 24(b), 36(c) e 48(d) horas

a.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$[1,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{smallmatrix}\right)]$	28,43	53,04	38,88	32,76	29,07	37,00
$[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{smallmatrix}\right)]$	17,24	33,53	33,27	18,51	18,13	24,60
$[3,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{smallmatrix}\right)]$	16,05	35,49	33,39	18,84	18,35	25,04
$[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)]$	17,34	34,05	32,16	19,29	18,32	24,67
$[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 3,0 \\ 3,0 \end{smallmatrix}\right)]$	17,14	32,90	32,90	19,22	18,57	24,64
$[1,1,0,2\left(\begin{smallmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{smallmatrix}\right)]$	17,98	33,08	33,35	18,59	18,87	24,73
$[2,1,0,2\left(\begin{smallmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{smallmatrix}\right)]$	17,15	34,43	33,57	18,96	19,10	25,09
$[1,1,0,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)]$	17,97	33,48	32,71	19,40	19,41	24,91
$[2,1,0,2\left(\begin{smallmatrix} 3,0 \\ 3,0 \end{smallmatrix}\right)]$	17,20	36,82	32,60	19,26	20,01	25,65
$[2,0,1,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)]$	17,40	33,83	32,25	19,30	18,32	24,65
$[2,0,2,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)]$	17,36	33,83	32,13	19,33	18,35	24,62

b.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$[1, 0, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	44,66	94,40	74,80	55,85	57,55	66,26
$[2, 0, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	32,81	69,35	54,95	41,03	42,28	48,68
$[3, 0, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	32,43	67,83	56,70	41,54	42,56	48,75
$[2, 0, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	32,91	70,65	54,16	41,78	41,66	48,95
$[1, 1, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	34,75	68,86	55,18	41,23	44,05	49,19
$[2, 1, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	34,73	66,27	57,16	41,77	44,31	49,10
$[2, 1, 0, 2 \binom{2}{2}, 0]$	34,58	69,76	56,52	42,35	44,33	49,94
$[3, 1, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	34,66	68,41	57,22	42,33	44,25	49,74
$[2, 0, 1, 2 \binom{1}{1}, 0]$	32,95	69,65	55,19	42,21	42,46	48,89

c.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$[1, 0, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	68,77	134,14	95,43	80,05	82,16	93,07
$[2, 0, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	56,90	110,99	78,96	66,24	67,98	77,01
$[3, 0, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	56,69	108,52	82,02	66,76	68,23	77,06
$[2, 0, 0, 2 \binom{2}{2}, 0]$	56,72	113,28	78,85	67,08	67,38	77,67
$[1, 1, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	59,69	110,91	78,98	66,49	70,79	77,91
$[2, 1, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	59,89	107,24	82,37	67,08	71,00	77,81
$[3, 1, 0, 2 \binom{1}{1}, 0]$	60,17	109,21	82,49	67,87	71,01	78,53
$[2, 0, 1, 2 \binom{1}{1}, 0]$	60,24	109,33	82,58	67,95	71,09	78,62

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$[1,0,0,2(\frac{1}{1},0)]$	103,54	181,66	125,13	118,52	102,92	128,23
$[2,0,0,2(\frac{1}{1},0)]$	83,91	151,01	107,81	90,46	93,60	106,10
$[3,0,0,2(\frac{1}{1},0)]$	83,89	148,02	111,97	91,03	93,79	106,25
$[2,0,0,2(\frac{2}{2},0)]$	83,72	153,56	108,45	91,43	93,20	107,00
$[1,1,0,2(\frac{1}{1},0)]$	87,07	151,65	107,33	90,66	97,15	107,29
$[2,1,0,2(\frac{1}{1},0)]$	87,47	147,22	111,92	91,37	97,34	107,25
$[2,0,1,2(\frac{1}{1},0)]$	84,05	151,26	107,99	90,61	93,75	106,27

Tabela A.5 Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo testado, do tipo que utiliza, como entrada, as vazões observadas em Fluviópolis, para alcances de 12(a), 24(b), 36(c) e 48 (d) horas

a.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$[1,0,0,1(1,0)]$	33,53	59,23	43,32	35,24	34,50	41,55
$[2,0,0,1(1,0)]$	21,71	35,73	35,04	20,88	21,19	27,12
$[3,0,0,1(1,0)]$	21,46	37,03	34,76	21,47	21,49	27,48
$[2,0,0,1(2,0)]$	20,95	35,20	32,25	21,41	21,05	26,34
$[2,0,0,1(3,0)]$	18,95	35,32	33,27	22,09	21,32	26,46
$[1,1,0,1(1,0)]$	21,51	36,16	32,44	20,48	21,52	26,57
$[2,1,0,1(1,0)]$	21,97	36,95	35,57	20,57	21,48	27,54
$[1,1,0,1(2,0)]$	20,41	36,95	32,70	20,81	21,74	26,74
* $[2,0,0,2(\frac{1}{1},0)]$	17,29	37,14	32,49	18,52	17,83	25,31
* $[2,0,0,2(\frac{2}{2},0)]$	16,74	36,71	28,18	17,65	17,61	23,98
* $[2,0,1,2(\frac{2}{2},0)]$	16,11	37,65	27,74	17,78	17,67	24,10

b.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$\begin{bmatrix} 1,0,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	64,75	114,64	76,49	67,69	66,00	78,86
$\begin{bmatrix} 2,0,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	42,22	77,26	60,51	46,89	47,64	55,28
$\begin{bmatrix} 3,0,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	42,61	77,91	60,84	47,53	47,84	55,73
$\begin{bmatrix} 2,0,0,1(2,0) \end{bmatrix}$	37,21	72,11	53,27	47,95	45,93	51,88
$\begin{bmatrix} 2,0,0,1(3,0) \end{bmatrix}$	35,62	72,57	54,76	48,63	46,10	52,23
$\begin{bmatrix} 1,1,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	40,04	75,78	52,56	44,96	47,39	52,62
$\begin{bmatrix} 2,1,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	40,20	75,17	55,24	44,45	46,11	52,65
$\begin{bmatrix} 1,1,0,1(2,0) \end{bmatrix}$	39,96	77,14	52,80	45,30	47,48	53,09
* $\begin{bmatrix} 2,0,0,2 \begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix} \end{bmatrix}$	32,97	78,29	52,87	40,96	41,02	50,49
* $\begin{bmatrix} 2,0,0,2 \begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix} \end{bmatrix}$	28,00	72,62	41,90	38,61	38,21	45,42
* $\begin{bmatrix} 2,0,1,2 \begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix} \end{bmatrix}$	27,87	73,26	41,88	38,58	38,25	45,58

c.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$\begin{bmatrix} 1,0,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	94,78	165,74	107,10	97,70	94,17	113,39
$\begin{bmatrix} 2,0,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	69,15	120,79	84,88	74,09	75,71	85,51
$\begin{bmatrix} 3,0,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	69,78	121,81	85,55	74,75	75,97	86,17
$\begin{bmatrix} 2,0,0,1(2,0) \end{bmatrix}$	59,93	111,18	72,58	75,47	70,22	79,04
$\begin{bmatrix} 2,0,0,1(3,0) \end{bmatrix}$	56,83	111,47	75,80	76,69	70,42	79,52
$\begin{bmatrix} 1,1,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	64,19	118,15	71,27	70,16	72,83	80,40
$\begin{bmatrix} 2,1,0,1(1,0) \end{bmatrix}$	64,11	117,58	74,63	69,93	70,96	80,42
$\begin{bmatrix} 1,1,0,1(2,0) \end{bmatrix}$	63,69	119,96	71,69	70,63	72,90	80,97
* $\begin{bmatrix} 2,0,0,2 \begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix} \end{bmatrix}$	56,99	120,0	75,41	66,87	66,39	78,71
* $\begin{bmatrix} 2,0,0,2 \begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix} \end{bmatrix}$	48,37	110,15	58,40	63,40	59,02	70,18
* $\begin{bmatrix} 2,0,1,2 \begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix} \end{bmatrix}$	48,13	107,62	60,04	63,47	58,91	69,68
* $\begin{bmatrix} 2,0,2,2 \begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix} \end{bmatrix}$	47,85	108,73	60,22	63,50	58,92	69,99

d.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$\left[\begin{matrix} 1,0,0,1 \\ (1,0) \end{matrix} \right]$	122,30	212,97	135,87	125,71	118,92	145,23
$\left[\begin{matrix} 2,0,0,1 \\ (1,0) \end{matrix} \right]$	96,41	163,89	111,16	99,39	101,83	115,35
$\left[\begin{matrix} 3,0,0,1 \\ (1,0) \end{matrix} \right]$	97,21	164,98	112,20	100,08	102,21	116,15
$\left[\begin{matrix} 2,0,0,1 \\ (2,0) \end{matrix} \right]$	81,11	149,16	93,19	102,03	91,80	105,30
$\left[\begin{matrix} 2,0,0,1 \\ (3,0) \end{matrix} \right]$	78,22	149,81	96,88	103,15	92,06	105,95
$\left[\begin{matrix} 1,1,0,1 \\ (1,0) \end{matrix} \right]$	86,60	160,0	90,90	94,19	95,46	107,28
$\left[\begin{matrix} 2,1,0,1 \\ (1,0) \end{matrix} \right]$	86,21	158,55	94,99	94,63	93,60	107,26
$\left[\begin{matrix} 3,1,0,1 \\ (1,0) \end{matrix} \right]$	79,28	162,71	95,65	97,12	94,38	108,08
$\left[\begin{matrix} 2,1,0,1 \\ (2,0) \end{matrix} \right]$	83,73	157,71	98,43	94,97	93,59	107,26
* $\left[\begin{matrix} 2,0,0,2 \\ \left(\begin{matrix} 1,0 \\ 1,0 \end{matrix} \right) \end{matrix} \right]$	84,03	162,12	102,42	92,08	91,88	108,22
* $\left[\begin{matrix} 2,0,0,2 \\ \left(\begin{matrix} 2,0 \\ 2,0 \end{matrix} \right) \end{matrix} \right]$	69,61	147,76	79,75	88,71	79,71	96,00
* $\left[\begin{matrix} 2,0,1,2 \\ \left(\begin{matrix} 2,0 \\ 2,0 \end{matrix} \right) \end{matrix} \right]$	69,27	149,54	79,95	88,73	79,71	96,48

Tabela A.6: Erro padrão correspondente ao ajuste de cada modelo testado, do tipo que utiliza, como entrada, as vazões observadas em Rio Negro e Porto Amazonas, para alcances de 12(a), 24 (b), 36(c) e 48(d) horas

a.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$\left[1, 0, 0, 2 \left(\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{smallmatrix} \right) \right]$	30,80	58,11	34,58	32,18	35,09	38,71
$\left[2, 0, 0, 2 \left(\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{smallmatrix} \right) \right]$	21,80	36,54	34,43	20,23	21,24	27,06
$\left[3, 0, 0, 2 \left(\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{smallmatrix} \right) \right]$	21,89	36,97	35,06	20,29	21,16	27,32
$\left[2, 0, 0, 2 \left(\begin{smallmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \end{smallmatrix} \right) \right]$	20,78	39,24	34,40	19,94	21,43	27,52
$\left[1, 1, 0, 2 \left(\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{smallmatrix} \right) \right]$	21,08	38,39	34,79	20,01	21,51	27,47
$\left[2, 1, 0, 2 \left(\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{smallmatrix} \right) \right]$	20,65	39,35	35,47	20,10	21,52	27,81
$\left[3, 1, 0, 2 \left(\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{smallmatrix} \right) \right]$	20,44	41,12	35,72	20,25	21,46	28,30
$\left[1, 1, 0, 2 \left(\begin{smallmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \end{smallmatrix} \right) \right]$	21,26	39,04	35,13	20,06	21,62	27,76
* $\left[\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 2, 0, 0, 3 \left(\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{smallmatrix} \right) \end{smallmatrix} \right]$	16,91	37,97	32,14	18,19	17,91	25,34
* $\left[\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 2, 0, 0, 3 \left(\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{smallmatrix} \right) \end{smallmatrix} \right]$	16,95	37,43	31,40	18,26	17,85	25,04
* $\left[\begin{smallmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \\ 2, 0, 0, 3 \left(\begin{smallmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \end{smallmatrix} \right) \end{smallmatrix} \right]$	16,95	38,74	32,05	18,34	17,81	25,55
* $\left[\begin{smallmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \\ 2, 0, 1, 3 \left(\begin{smallmatrix} 1, 0 \\ 2, 0 \end{smallmatrix} \right) \end{smallmatrix} \right]$	16,80	37,94	31,34	18,29	17,87	25,16

b.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$\left[1, 0, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	58,39	110,89	58,95	61,78	66,01	72,68
$\left[2, 0, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	42,58	78,13	58,61	44,70	47,34	54,66
$\left[3, 0, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	42,87	77,52	61,45	44,58	46,71	54,97
$\left[2, 0, 0, 2 \begin{pmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	41,00	82,28	59,46	44,17	47,42	55,55
$\left[1, 1, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	41,95	81,83	60,89	44,58	48,06	56,03
$\left[2, 1, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	42,33	79,07	63,62	44,67	47,59	55,86
$\left[3, 1, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	42,01	82,09	63,75	45,17	47,63	56,70
$\left[2, 1, 0, 2 \begin{pmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	42,59	79,97	63,98	44,76	47,58	56,21
* $\left[2, 0, 0, 3 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	31,55	79,63	52,18	39,52	40,79	50,21
* $\left[2, 0, 0, 3 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	31,65	78,90	51,92	39,84	40,10	49,94
* $\left[2, 0, 0, 3 \begin{pmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	31,73	79,74	53,71	40,69	39,99	50,68
* $\left[2, 0, 1, 3 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	31,52	79,51	51,82	39,86	40,21	50,10

c.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$\left[1, 0, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	84,74	159,05	82,01	89,26	93,23	103,96
$\left[2, 0, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	68,59	122,06	81,10	70,00	74,59	83,98
$\left[3, 0, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	68,75	121,70	85,37	70,12	73,80	84,55
$\left[2, 0, 0, 2 \begin{pmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	65,89	127,16	83,39	69,73	74,83	85,25
$\left[1, 1, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	68,52	126,98	86,41	70,54	76,39	86,56
$\left[2, 1, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	69,07	123,15	90,40	70,92	75,82	86,36
$\left[3, 1, 0, 2 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	69,13	126,14	90,60	71,62	75,98	87,33
$\left[2, 1, 0, 2 \begin{pmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	69,55	124,89	90,83	71,01	75,87	86,99
* $\left[2, 0, 0, 3 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \\ 1, 0 \end{pmatrix} \right]$	53,74	121,89	74,05	63,70	65,33	77,67
* $\left[2, 0, 0, 3 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	53,91	120,58	74,89	64,09	64,55	77,44
* $\left[2, 0, 0, 3 \begin{pmatrix} 2, 0 \\ 2, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	53,85	122,59	77,47	65,02	64,33	78,61
* $\left[2, 0, 1, 3 \begin{pmatrix} 1, 0 \\ 1, 0 \\ 2, 0 \end{pmatrix} \right]$	53,93	120,91	75,13	64,12	64,61	77,59

d.

MODELOS	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05	TOTAL
$\begin{bmatrix} 1,0,0,2 \\ 1,0 \end{bmatrix}$	108,53	203,34	104,65	115,01	116,93	132,77
$\begin{bmatrix} 2,0,0,2 \\ 1,0 \end{bmatrix}$	93,79	165,62	104,98	93,57	99,48	112,64
$\begin{bmatrix} 3,0,0,2 \\ 1,0 \end{bmatrix}$	93,73	164,83	110,75	94,18	98,91	113,42
$\begin{bmatrix} 2,0,0,2 \\ 2,0 \end{bmatrix}$	90,95	170,49	108,64	93,91	100,15	114,23
$\begin{bmatrix} 1,1,0,2 \\ 1,0 \end{bmatrix}$	96,04	170,94	113,39	95,04	103,02	116,67
$\begin{bmatrix} 2,1,0,2 \\ 1,0 \end{bmatrix}$	96,75	166,71	118,26	95,75	102,61	116,63
$\begin{bmatrix} 3,1,0,2 \\ 1,0 \end{bmatrix}$	97,14	169,41	118,42	96,68	102,82	117,63
$\begin{bmatrix} 2,1,0,2 \\ 2,0 \end{bmatrix}$	97,55	168,43	118,87	96,00	102,70	117,38
* $\begin{bmatrix} 2,0,0,3 \\ 1,0 \\ 1,0 \end{bmatrix}$	78,34	164,27	100,21	87,14	89,57	106,09
* $\begin{bmatrix} 2,0,0,3 \\ 1,0 \\ 2,0 \end{bmatrix}$	78,57	162,36	102,04	87,60	88,95	105,92
* $\begin{bmatrix} 2,0,0,3 \\ 2,0 \\ 2,0 \end{bmatrix}$	78,57	163,02	105,88	88,60	88,49	106,92
* $\begin{bmatrix} 2,0,1,3 \\ 1,0 \\ 1,0 \end{bmatrix}$	79,31	163,96	102,27	87,68	88,93	106,53

ANEXO B

Aplicação dos Modelos Matemáticos
em uma Situação Real

Enquanto este trabalho estava sendo concluído ocorreram, em maio de 1988, enchentes generalizadas na região do Alto Iguaçu. Os níveis de alerta foram ultrapassados e, embora as elevações de níveis não tenham atingido magnitudes tais como as de algumas grandes cheias passadas, tornou-se necessário o emprego de alguma técnica para a sua previsão em tempo atual.

Com o objetivo de aproveitar a ocasião para testar os modelos de previsão em uma situação prática, e tendo em conta a premência de tempo para realizar o sistema sugerido no capítulo 5, desenvolveu-se um programa simplificado, considerando os parâmetros fixos, e sem a utilização de intervalos de confiança, para a calculadora científica PC-1500, da Sharp. As curvas-chaves necessárias foram introduzidas em forma tabular. Desse modo pode-se, a partir dos níveis e das precipitações observadas, obter as previsões de níveis futuros diretamente, embora os modelos matemáticos trabalhem com vazões.

Como desde 1987 o 2º Distrito do DNAEE (Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica) possui um programa semelhante, porém mais completo, para operar o modelo desenvolvido no CEHPAR-Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (eq. 4.4.1), com a possibilidade de associar a cada previsão um

intervalo de confiança, tendo em conta as restrições físicas impostas ao limite inferior desse intervalo pela envoltória das curvas de recessão observadas ao longo da série histórica (Moro, 1984), optou-se por realizar as previsões com os dois modelos, dando maior crédito ao modelo que tiver se comportado melhor nas últimas previsões.

Os resultados dessas previsões podem ser apreciadas nas figuras B.1 (Alcance de 12 horas) e B.2 (alcance de 24 horas). Para facilidade de compreensão, manteve-se as formas utilizadas no item 3.3 para designar os modelos. Assim, o modelo representado pela equação 4.3.3 é denominado ARIMAX $\left[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)\right]$, enquanto que o modelo ARIMA(2,1,0) corresponde à equação 4.4.1 (CEHPAR).

Na tabela B.1 tem-se o erro médio (EM), o erro padrão (EP), o coeficiente de eficiência (CE) e o coeficiente de persistência (CP), para os alcances de 12 e 24 horas, a que foram aplicados os modelos.

Ao se analisar a performance do modelo ARIMAX $\left[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)\right]$ deve-se ter em conta que, devido à impossibilidade de acesso em tempo atual aos dados de chuva da estação de Timbó Grande, foram utilizadas as informações de Foz do Cachoeira, uma estação próxima que, desde agosto de 1986, conta com um rádio transceptor, para a transmissão de dados em tempo atual, em situação de enchentes. Além disso, com base nas conclusões obtidas nas análises anteriores (capítulo 5), espera-se que, com a possibilidade de calibração em tempo atual dos parâmetros, haja um incremento significativo na qualidade das previsões.

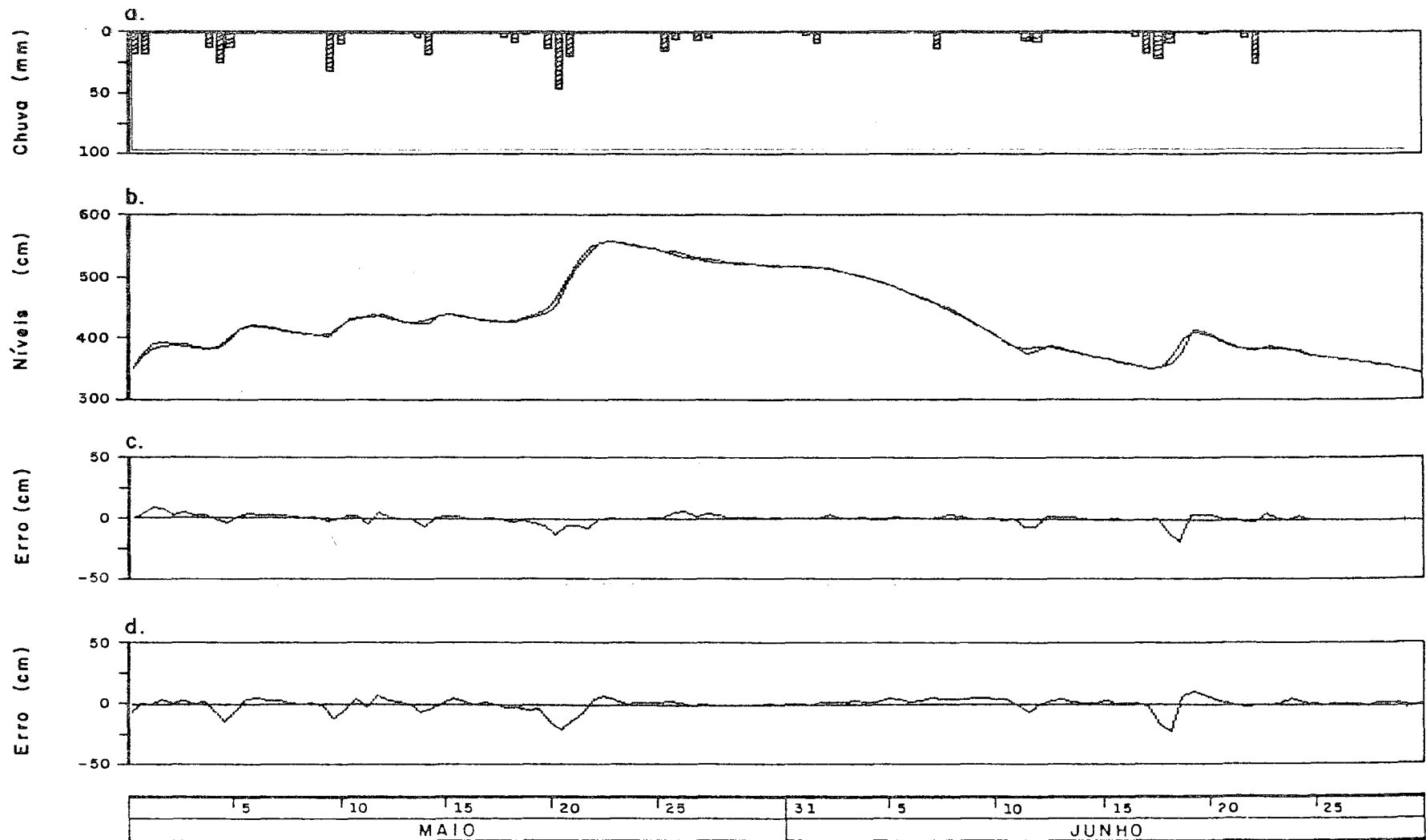


Fig. B.1 - PREVISÃO DE NÍVEIS, ALCANCE 12 HORAS .

a. Totais de Chuvas Observadas , por Intervalo de 12 Horas .

b. Níveis Observados X Níveis Calculados , com o Emprego do Modelo ARIMAX $[2,0,0,2 \begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix}]$.

c. Erros de Previsão , Modelo ARIMAX $[2,0,0,2 \begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix}]$.

d. Erros de Previsão , Modelo ARIMA (2,1,0) .

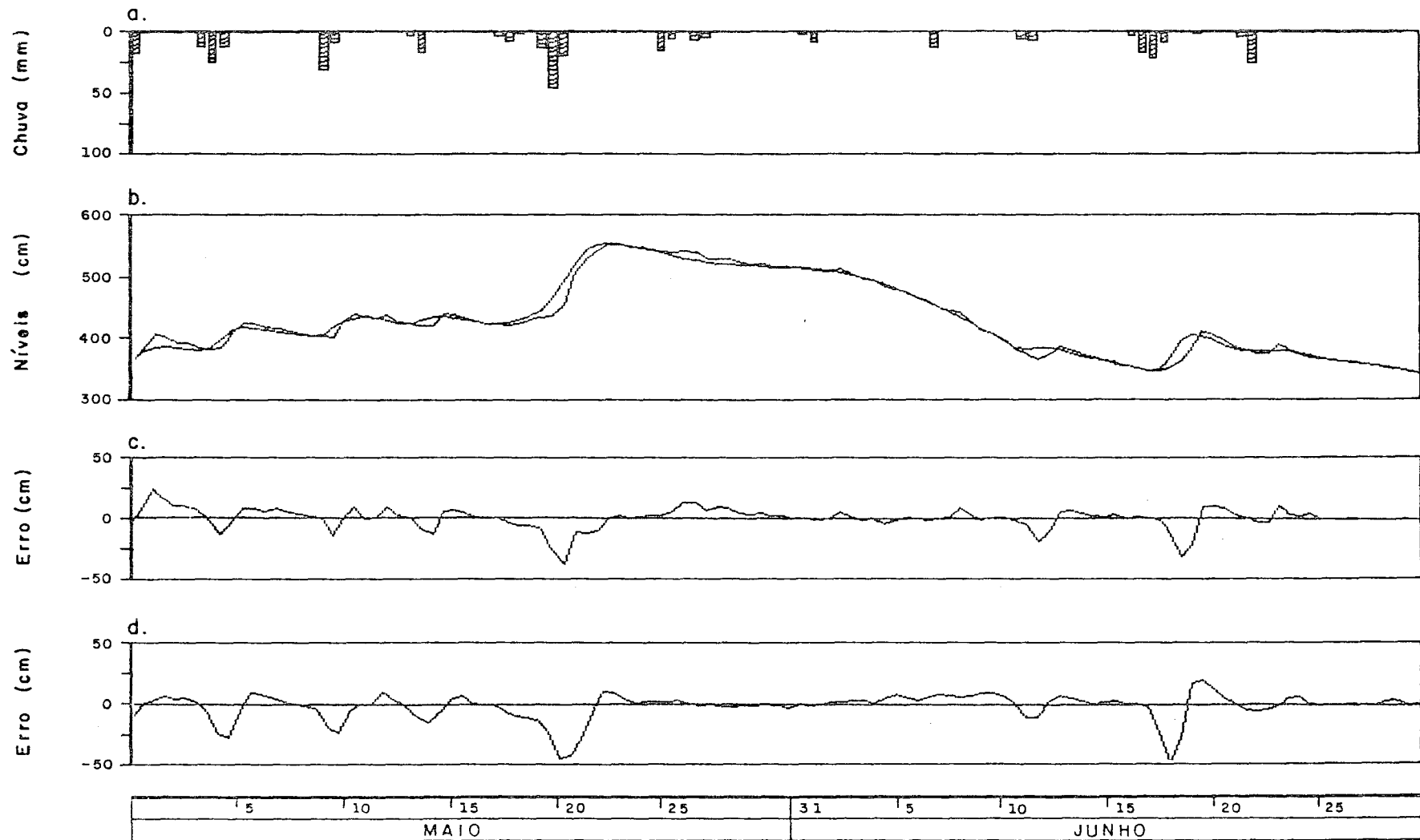


Fig.B.2 -PREVISÃO DE NÍVEIS, ALCANCE 24 HORAS .

a. Totais de Chuvas Observadas , por Intervalo de 12 Horas .

b. Níveis Observados X Níveis Calculados , com o Emprego do Modelo ARIMAX $[2,0,0,2 \begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix}]$.

c. Erros de Previsão , Modelo ARIMAX $[2,0,0,2 \begin{pmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{pmatrix}]$.

d. Erros de Previsão , Modelo ARIMA (2,1,0) .

Tabela B.1 Coeficientes de performance obtidos para as previsões de níveis realizadas com a emprego dos modelos ARIMA(2,1,0) e ARIMAX $\left[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)\right]$, para a cheia de maio de 1988.

MODELOS	Alcance (horas)	Coeficientes de Performance			
		EM (cm)	EP (cm)	CE (%)	CP (%)
ARIMA (2,1,0)	12	0,34	5,40	99,47	54,92
	24	-2,03	11,80	98,04	37,24
ARIMAX $\left[2,0,0,2\left(\begin{smallmatrix} 2,0 \\ 2,0 \end{smallmatrix}\right)\right]$	12	-0,10	3,60	99,76	81,96
	24	-0,74	8,80	98,89	65,89