

ANÁLISE DE VOLUMES DE ESPERA PARA AS PRINCIPAIS BARRAGENS DA BACIA DO RIO CAPIBARIBE

Fernanda Maria de Lima Paiva¹; Laudízio da Silva Diniz² & Rosires Curi Catão³

RESUMO --- Neste trabalho é utilizado um sistema de suporte a decisões para análise de ondas de cheia em bacias complexas denominado ABC 6, que tem a finalidade de determinar hidrogramas de cheias e analisar seus caminhamentos por um sistema constituído por canais e reservatórios. A metodologia foi aplicada à bacia hidrográfica do rio Capibaribe, para estudar o efeito dos volumes de espera dos quatro principais reservatórios da bacia: Jucazinho, Carpina, Goitá e Tapacurá. Estes reservatórios são utilizados com finalidades múltiplas e conflitantes como abastecimento humano, irrigação e controle de cheias. Os reservatórios foram submetidos às cheias de 1975, 2004 e àquelas geradas pela IDF de Recife para, sob a restrição de capacidade de suporte da calha do rio em São Lourenço da Mata, analisar-se os volumes de espera mais adequados. Os resultados mostraram que em São Lourenço da Mata a capacidade da calha é excedida a partir da cheia de tempo de retorno de 500 anos. Pelos resultados encontrados leva-se também a crer que os cenários testados através das simulações com diferentes volumes de espera nos reservatórios de montante não tiveram qualquer efeito nas vazões em São Lourenço da Mata.

ABSTRACT --- In this work a decision support system is used for analysis of flood waves in complex water basins called ABC 6 (Oliveira, 1999), which has the purpose to determine flood hydrograms and analyzing them for a system constituted of channels and reservoirs. The methodology was applied to the water basin of the river Capibaribe, to study the effect of the flood control volumes of the four main reservoirs of the basin: Jucazinho, Carpina, Goitá and Tapacurá. These reservoirs are used for multiple and conflicting purposes as human supplying, irrigation and flood control. The reservoirs had been submitted to the floods of 1975, 2004 and to those generated by the IDF of Recife for, under the restriction of capacity of support of the channel of the river in São Lourenço da Mata, to analyze the more adequate flood control volumes. The results had shown that in the control point of São Lourenço da Mata, the channel capacity of the river is exceeded from the return period of 500 years. The simulations with different flood control volumes on the several reservoirs had no effect in the flows in the control point of São Lourenço da Mata.

Palavras-chave: sistemas de suporte a decisão, volume de espera, bacia do rio Capibaribe.

1) Aluna do PPGECA – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG – fernandamlpaiva@yahoo.com.br

2) Diretor Técnico da Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba – AESA – laudizio@terra.com.br

3) Professora da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG/UAEC/CTRN/AERH, 58.109-900, Campina Grande-PB Telefax: + 55 (83) 3310-1000 – rosirescuri@pesquisador.cnpq.br

1 – INTRODUÇÃO

A cidade de Recife sempre sofreu os efeitos de enchentes no rio Capibaribe e, o seu crescimento desordenado continua ocupando áreas que eram normalmente alagadas pelo rio em suas enchentes.

A maior enchente registrada nos últimos cem anos foi a de 1975, com uma vazão estimada em $3.400 \text{ m}^3/\text{s}$, porém informações indicam que a enchente de 1869 atingiu níveis provavelmente superiores à de 1975. A enchente de 1975 ocorreu entre os dias 17 e 20 de julho num período de 72 horas.

A partir de 1975, diversas medidas importantes foram tomadas para conter as enchentes periódicas do rio Capibaribe, destacando-se a construção dos reservatórios fluviais de Carpina e Goitá em 1978 e Jucazinho em 1998.

Em 2004, um evento chuvoso excepcional ocorreu no Alto Capibaribe e em uma parte do médio Capibaribe. Estima-se que a bacia de Jucazinho produziu um volume escoado de mais de $292.500.000 \text{ m}^3$ no período de 24/01/2004 a 09/02/2004. No dia 06 de Fevereiro ocorreu o maior vertimento do reservatório de Jucazinho com uma vazão estimada em $621 \text{ m}^3/\text{s}$. Estima-se também que a bacia não controlada de Carpina produziu um volume de 50 milhões de metros cúbicos. A barragem de Carpina mostrou-se eficiente como controladora de cheia, já que não foi registrada enchente na cidade do Recife.

A vazão máxima na seção de São Lourenço da Mata não pode exceder $600 \text{ m}^3/\text{s}$ sob pena de inundação na cidade de Recife. A definição de volumes de espera para os reservatórios do Sistema Capibaribe é importante para garantir a proteção da cidade de Recife contra as cheias, no entanto esta demanda para controle de cheia é conflitante com as demais demandas a serem atendidas, uma vez que alguns destes reservatórios também são usados com outras finalidades tais como abastecimento humano, animal e irrigação.

A problemática consiste em estudar o efeito dos volumes de espera dos quatro principais reservatórios da bacia: Jucazinho, Carpina, Goitá e Tapacurá (Figura 1), utilizando às cheias de 1975 e 2004, e àquelas geradas pela IDF de Recife sob a restrição de capacidade de suporte da calha do rio em São Lourenço da Mata.

O Sistema de Suporte a Decisões ABC 6 desenvolvido na USP foi a ferramenta de análise utilizada para dispor de informações, identificar e formular problemas, conceber e analisar alternativas e finalmente ajudar na escolha do melhor curso de ação [Porto (1999)].

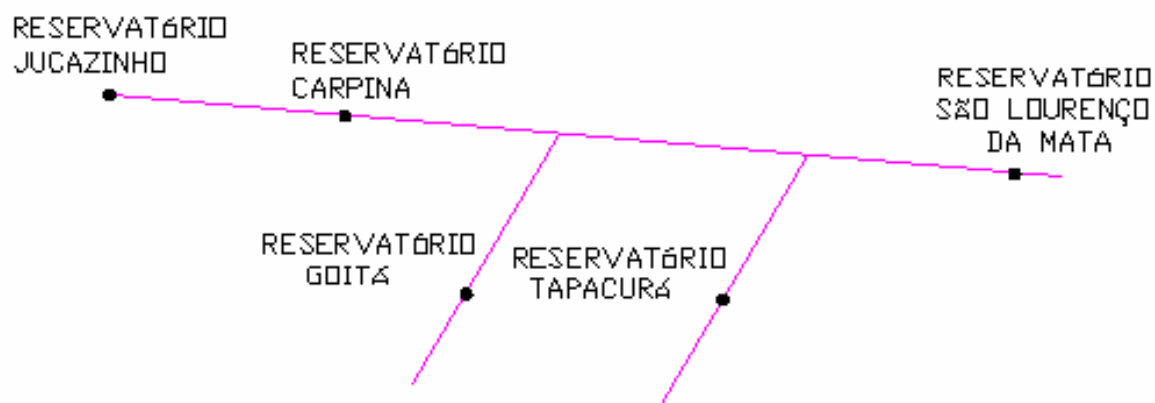


Figura 1 – Lay out do sistema de reservatórios estudados na bacia do Capibaribe.

2 – BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CAPIBARIBE

2.1 – Localização

A bacia do rio Capibaribe limita-se ao norte com o Estado da Paraíba e com pequenas bacias hidrográficas litorâneas, incluindo a do rio Goiana; ao sul com a bacia hidrográfica do rio Ipojuca e outro grupo de pequenas bacias litorâneas; a leste com o Oceano Atlântico e a oeste com o Estado da Paraíba e bacia hidrográfica do rio Ipojuca. Os seus limites situam-se entre as coordenadas 07°41'20" e 08°19'30" de latitude sul e 34°05'00" e 36°41'58" de longitude oeste, conforme a Figura 2.

2.2 – Morfologia, relevo e altitude

Com sua forma estreita e alongada a bacia do Capibaribe se desenvolve na porção norte oriental do Estado de Pernambuco e se insere nas Mesoregiões Geográficas do Estado, caracterizadas como Agreste de Pernambuco e Zona da Mata Pernambucana.

Utilizando-se um mapa topográfico na escala de 1:100.000, foram estimados os principais atributos que definem as características físico-morfológicas da bacia hidrográfica do rio Capibaribe.

- área de drenagem	$A = 7.557,00 \text{ km}^2$
- perímetro	$P = 572,00 \text{ km}$
- largura média (A/L)	$L_m = 70,63 \text{ km}$
- índice de compacidade ($0,28 P/A^{1/2}$)	$K_c = 1,84$
- fator de forma (L_m/L)	$K_f = 0,66$

- desnível	$d = 1.180,00 \text{ m}$
- índice de declividade global	$I_g = 9,37 \text{ m/km}$

Considerando apenas o coeficiente de compacidade e o fator de forma, pode-se afirmar que a bacia tem pouca tendência a enchentes, evidenciada pela sua forma alongada. No entanto, o regime pluviométrico que ocorre na maior parte da bacia é de chuvas concentradas em poucos meses do ano e o solo favorece o rápido escoamento superficial.

2.3 – Hidrografia e principais reservatórios fluviais

Segundo Diniz (1999), a bacia do rio Capibaribe caracteriza-se pela diversidade do seu regime fluvial, atravessando no seu alto curso uma região semi-árida e à medida que se aproxima do litoral sofre a influencia de índices pluviométricos mais elevados. A rede de drenagem se desenvolve, em sua quase totalidade, sobre terrenos cristalinos e se caracteriza por um rápido escoamento superficial, tanto pela fraca permeabilidade dos solos como pela alta declividade em certos trechos da bacia. O regime pluviométrico nas regiões alta e média do Rio Capibaribe, associada ao rápido escoamento superficial devido à rocha cristalina com fraca permeabilidade, as altas perdas evaporimétricas conduzem a um regime de fluxo intermitente nos seus rios e afluentes. Apenas pequena parte da rede de drenagem se desenvolve sobre terrenos sedimentares, a maioria dos quais estão localizados no baixo curso do rio Capibaribe. Os rios e riachos, que drenam terrenos sedimentares, estão sujeitos ao mesmo regime torrencial que impera no domínio cristalino e a perenidade de seu escoamento, quando existe, é gerida por ressurgências de água subterrânea cuja contribuição é tanto maior quanto mais chuvosa tenha sido a estação úmida anterior.

O baixo curso deságua no Oceano Atlântico e possui uma planície aluvial importante, a qual, invadida pelas águas das marés altas que, penetrando pelo leito principal do rio, ocasiona a formação de uma lâmina salgada que se insere entre a camada saturada de água doce das aluviões, e seu substrato pouco permeável. As influências da Maré se fazem sentir ao longo do rio por vários quilômetros a jusante da foz.

3 – APLICAÇÃO DO ABC 6

3.1 – Descrição do Modelo (SSD ABC 6)

O ABC 6 é um software que foi desenvolvido pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), através do LABSID (Laboratório de sistemas de suporte de decisões), através da coordenação do Professor Rubem L. Porto. É um software de Análise Hidrológica em Bacias

hidrográficas complexas que permite determinar o caminhamento das ondas de cheia pela bacia hidrográfica ao longo de trechos de canais utilizando o método de Muskingum [McCarthy (1939)] para o cálculo do amortecimento. Com a informação do comprimento do canal e do coeficiente de amortecimento, o Sistema gera três parâmetros (C0, C1, C2) que são usados no amortecimento da onda de cheia ao longo do canal. Ele também permite determinar o caminhamento das ondas de cheia em reservatórios de amortecimento, com vertedores em soleira livre sem comporta e vertedores afogado (orifícios), bem como possibilita utilizar o tipo de curva IDF da localidade em estudo e escolher entre quatro modelos de equações para o cálculo da chuva excedente (fórmula de Horton, fórmula de Green e de Ampt, método do Soil Conservation Service e método do Índice Fi). Na figura 3 é mostrado um esquema do modelo ABC 6. Também é possível decidir qual o modelo de traçado de hidrograma de escoamento superficial direto que será utilizado, de acordo com a preferência do usuário e as peculiaridades do problema em análise (Método de Sta. Barbara, de Clark e hidrograma triangular do SCS) [Ponce (1989); Wanielista (1993)] e determinar a tormenta de projeto a partir de precipitações fornecidas diretamente pelo usuário ou por meio de relações Intensidade-Duração-Frequência (equações do eng. Otto Pfafstetter, equações gerais e equações lnln).

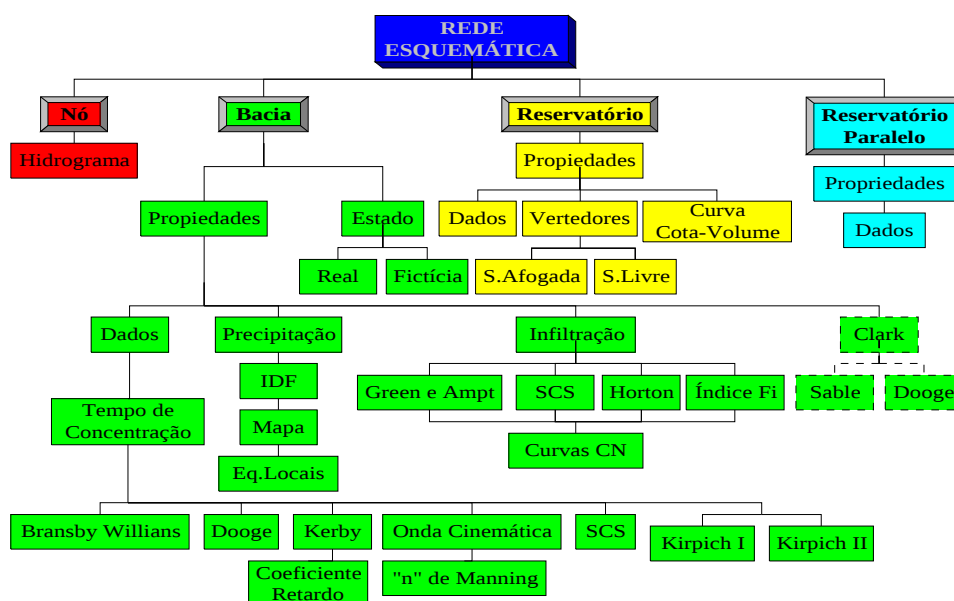


Figura 3 - Fluxograma do ABC

Fonte: Oliveira *et al.* (1999).

Contudo, neste trabalho o ABC 6 é utilizado com a finalidade de determinar hidrogramas de cheias e analisar os caminhamentos das cheias por um sistema constituído por canais e reservatórios. A Bacia de São Lourenço da Mata constitui-se no sistema de controle para efeito de verificação de extrapolação da máxima vazão suportada pela Bacia, que é de 600 m³/s. De acordo com o esquema do problema, representado na figura 4, a qual mostra o sentido do fluxo, ou seja, a

Bacia de Jucazinho contribui para a Bacia de Carpina que por sua vez contribui para a Bacia de São Lourenço. A bacia do Goitá e Tapacurá contribuem para a bacia de São Lourenço. Portanto, a bacia do São Lourenço recebe as contribuições fluviais de todas as bacias a montante da mesma.

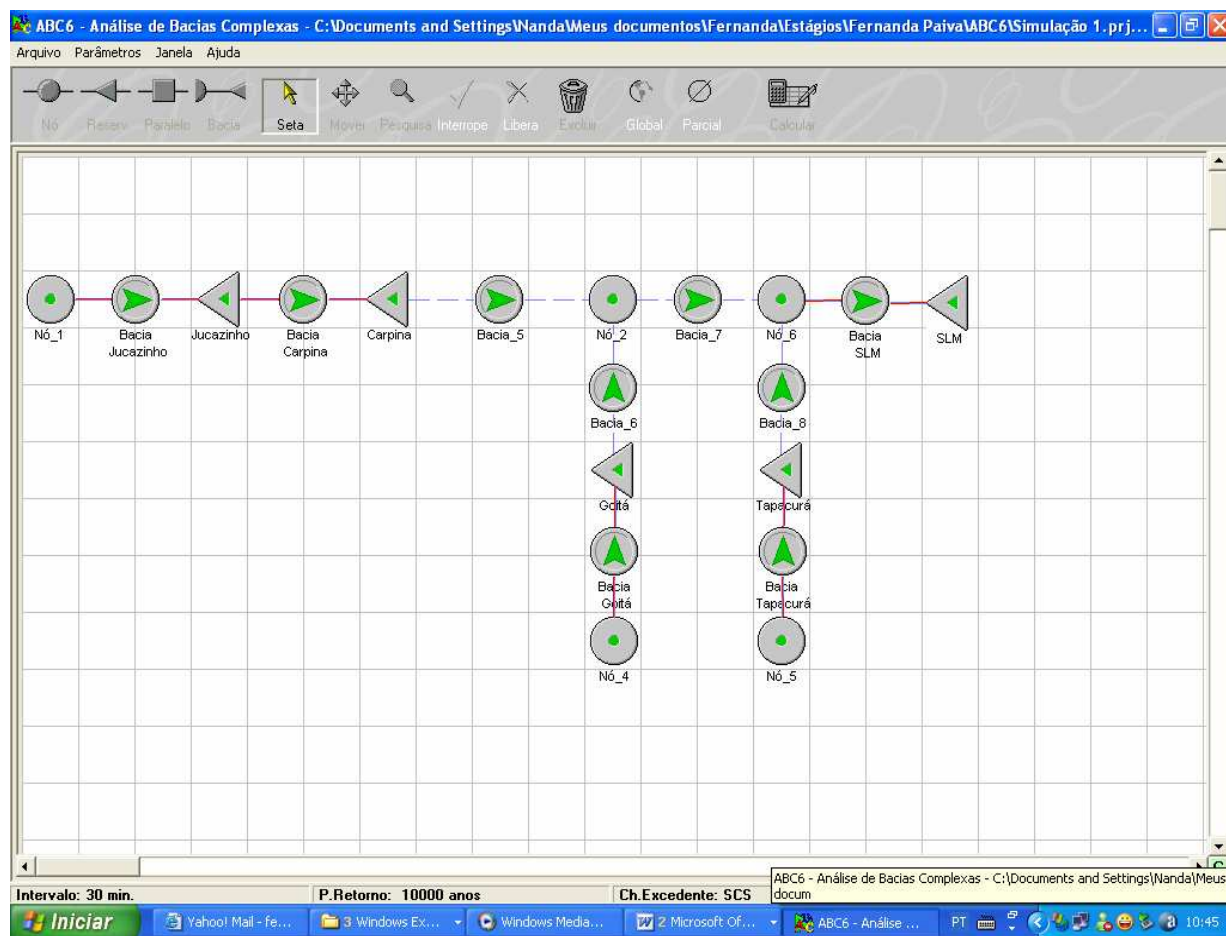


Figura 4 – Esquema do problema.

Na aplicação do método à bacia do rio Capibaribe foram utilizando as seguintes metodologias:

- 1 O tempo de concentração foi calculado através das seguintes fórmulas empíricas obtidas experimentalmente:

Kirpich I:

$$t_c = 57 \cdot \frac{L^{1,155}}{h^{0,385}} \quad (1)$$

onde: t_c (min), L (km), h (m)

A rugosidade de retardo = 0,06 e coeficiente de Manning = 0,043

- 2 A IDF utilizada foi a estabelecida para a cidade de Olinda, PE., com

$a = 0,5$, $b = 35$, $c = 10$ e $t = 120$ mim.

- 3 A tormenta de projeto foi determinada por meio de relações Intensidade-Duração-Frequência das equações de Otto Pfafstetter.

4 A parcela infiltrada foi obtida através do método do SCS.

Método do SCS:

$$Q = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{(P + 0,8 \cdot S)} \quad \text{para } P > 0,2 \cdot S \quad (2)$$

onde Q é o escoamento superficial direto em mm, P é a precipitação em mm e S é a retenção potencial do solo em mm.

$$CN = \frac{1000}{10 + \frac{S}{25,4}} \quad (3)$$

onde CN é chamado de “Número da Curva” e varia entre 0 e 100. Os valores de CN dependem de três fatores: umidade antecedente do solo, tipo de solo e ocupação do solo. Neste estudo foi adotado o número da curva da área permeável de 65.

- Uma onda de cheia ao transitar por um reservatório sofre um efeito de amortecimento com relação ao seu pico bem como um atraso temporal de saída dessa vazão de pico, ou seja, o volume do reservatório ao reter parte da vazão afluenta faz com que a vazão da saída seja menor que a vazão de entrada, sendo também defasada em relação à vazão de entrada. Para o cálculo do amortecimento de onda de cheia em reservatório utiliza-se a equação da continuidade:

$$Q_{A1} + Q_{A2} + \frac{V_1}{\Delta t/2} - Q_{E1} - Q_{E2} = \frac{V_2}{\Delta t/2} \quad (4)$$

4 – MATERIAIS E MÉTODOS

A operação integrada do “*Sistema Capibaribe*” caracteriza-se pela operação conjunta e integrada dos reservatórios: Jucazinho, Carpina, Tapacurá e Goitá, os quais apresentam finalidades múltiplas e conflitantes como são o abastecimento e a irrigação em relação ao controle de cheias. Menores riscos de ocorrência das cheias existirão se no início do período chuvoso ou em eminência de ocorrência de cheias os reservatórios estiverem vazios. Mas a minimização dos riscos no abastecimento de água para abastecimento urbano e principalmente para o atendimento da demanda de irrigação, exige a manutenção de níveis por vezes altos nestes reservatórios nas mesmas épocas, ante a possibilidade de uma estação chuvosa posterior com totais precipitados muito aquém das médias registradas.

Os principais reservatórios desta bacia apresentam uma capacidade total de acumulação de 809.496.686,00 metros cúbicos. Na Tabela 1, encontra-se listados os principais reservatórios da bacia com suas localizações, finalidades e capacidades de armazenamento.

A Tabela 2 apresenta os principais dados técnicos dos cinco reservatórios que compõem o escopo deste trabalho.

Tabela 1 – Principais reservatórios da bacia hidrográfica do rio Capibaribe.

Reservatório	Município	Finalidade	Capacidade máxima (m³)
Jucazinho	Surubim	Abastecimento e controle de cheia	327.000.000,00
Carpina	Carpina	Controle de cheias	270.000.000,00
Tapacurá	São Lourenço da Mata	Abastecimento e controle de cheias	94.200.000,00
Goitá	Glória de Goitá	Controle de cheias	52.000.000,00
Poço Fundo	Santa Cruz do Capibaribe	Abastecimento e irrigação	27.750.000,00
Várzea do Una	São Lorenzo da Mata		11.568.010,00
Tabocas	Caruaru	Abastecimento e irrigação	11.224.714,00
Cursai	Paudalho	Abastecimento	7.684.000,00
Oitis	Jataúba	Abastecimento e irrigação	3.020.159,00
Santa Luzia	Carpina	Abastecimento	1.540.263,00
Matriz da Luz	São Lorenzo da Mata	Abastecimento e irrigação	1.245.000,00
Machado	Brejo da Madre de Deus	Abastecimento	1.228.340,00
Lagoa do Porco	Surubim	Abastecimento	1.036.200,00
Capacidade total de armazenamento (m³)			809.496.686,00

FONTE: Policonsult (2003).

Tabela 2 – Características técnicas dos reservatórios.

	Poço Fundo	Jucazinho	Carpina	Goitá	Tapacurá
Área da bacia hidrográfica (m ²)	-	4.772.000.000,00	1.828.000.000,00	450.000.000,00	360.000.000,00
Área da bacia hidráulica (m ²)	-	23.610.000,00	32.000.000,00	9.700.000,00	13.000.000,00
Capacidade de armazenamento (m ³)	-	327.000.000,00	270.000.000,00	52.000.000,00	94.200.000,00
Altura máxima (m)	-	63,20	42,00	40,00	-
Comprimento da barragem pelo coroamento (m)	-	350,00	1.720,00	165,00	120,00
Largura do coroamento (m)	-	442,00	8,00	-	6,50
Comprimento do sangradouro (m)	-	170,00	-	55,00	30,00
Vazão de projeto do sangradouro (m ³ /s)	-	5.446,69	-	2.084,00	-
Vazão máxima da descarga de fundo (m ³ /s)	-	35,00	-	-	25,00
Cota do coroamento (m)	-	299,00	124	78,00	-
Cota da soleira do sangradouro (m)	-	292,00	118	70,00	103,00
Cota da geratriz inferior descarga de fundo (m)	-	251,00	-	51,00	79,50
Cota do NA máximo maximorum (m)	-	-	-	76,75	-
Data da construção	1983	Jul/1997 a Fev/1998	Jan/1976 a Mai/1978	Jan/1976 a Mai/1978	1969 a Jul/1973
Vazão Regularizável (m ³ /s) com 100% de garantia	0,257	2,97	1,691	0,86	1,30
Diferença de cotas (m)	-	416,00	850	350,00	450,00
Comprimento do Talvegue (m)	-	115146,37	56900	59750,00	45800,00
Declividade da Bacia (m/km)	-	3,61	14,938	5,86	9,28

FONTE: Policonsult (2003).

A partir destes valores característicos e dos dados pluviométricos e fluviométricos nas estações de Jucazinho, Carpina, Goitá e São Lourenço da Mata foram simulados os volumes finais e vazões de pico nos respectivos reservatórios, com auxílio do modelo ABC 6 já descrito anteriormente. Na tabela 3 estão delineados os cenários propostos para cada simulação.

Na simulação 1, os reservatórios foram considerados com volume inicial igual a $227,00 \times 10^6 \text{ m}^3$, $80,00 \times 10^6 \text{ m}^3$, $0,0 \text{ m}^3$ e $94,20 \times 10^6 \text{ m}^3$, representando 82,57%, 29,63%, 0% e 100% da capacidade dos reservatórios de Jucazinho, Carpina, Goitá e Tapacurá, respectivamente. Na simulação 2 o reservatório de Carpina teve o volume inicial reduzido para 69,42% da sua capacidade, para observar-se o efeito deste adicional volume de espera no caminhamento da cheia.

Na simulação 3, manteve-se o cenário da simulação 2, com exceção do reservatório de Tapacurá, para o qual considerou-se uma redução do volume inicial para 50% da sua capacidade. Na simulação 4, mantiveram-se as mesmas condições da simulação 2, com exceção do reservatório de Goitá, o qual teve o seu volume inicial mudado de zero para 50% da sua capacidade. Na simulação 5, mantiveram-se as mesmas condições da simulação 1, com exceção do reservatório de Jucazinho que teve o seu volume inicial reduzido para $180 \times 10^6 \text{ m}^3$, ou seja, um acréscimo do volume de espera de $47,00 \times 10^6 \text{ m}^3$. Na simulação 6, mantiveram-se as mesmas condições da simulação 5, com exceção do reservatório de Carpina, que teve o seu volume inicial reduzido de $80,00 \times 10^6 \text{ m}^3$ para $50 \times 10^6 \text{ m}^3$, ou seja, um acréscimo do volume de espera de $30,00 \times 10^6 \text{ m}^3$. Na simulação 7, mantiveram-se as mesmas condições da simulação 6, com exceção do volume inicial de Tapacurá, que foi reduzido à metade, passando de $94,20 \times 10^6 \text{ m}^3$ para $47,10 \times 10^6 \text{ m}^3$. Na simulação 8, mantiveram-se as mesmas condições da simulação 4, com exceção do volume inicial de Jucazinho, que teve o seu volume inicial reduzido de $227,00 \times 10^6 \text{ m}^3$ para $180,00 \times 10^6 \text{ m}^3$, ou seja um acréscimo no volume de espera de $47 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Portanto, verifica-se que a arquitetura das simulações foi pensada de forma a se avaliar não só o efeito que diferentes volumes de espera teriam como efetivos controladores de cheia, mas também, os efeitos das suas diferentes localizações espaciais.

Tabela 3 - Cenários propostos para cada simulação.

Simulações	Jucazinho			
	% da capacidade referente ao		% da capacidade referente ao volume de	
	Volume inicial ($\text{m}^3 \times 10^6$)	volume inicial	Volume de espera ($\text{m}^3 \times 10^6$)	espera
1,00	227,00	69,42	100,00	30,58
2,00	227,00	69,42	100,00	30,58
3,00	227,00	69,42	100,00	30,58
4,00	227,00	69,42	100,00	30,58
5,00	180,00	55,05	147,00	44,95
6,00	180,00	55,05	147,00	44,95
7,00	180,00	55,05	147,00	44,95
8,00	180,00	55,05	147,00	44,95

Tabela 4 - Cenários propostos para cada simulação.

Simulações	Carpina			
	% da capacidade referente ao		% da capacidade referente ao volume de	
	Volume inicial $\text{m}^3 \times 10^6$	volume inicial	Volume de espera ($\text{m}^3 \times 10^6$)	ao volume de espera
1,00	80,00	29,63	190,00	70,37
2,00	50,00	18,52	251,48	93,14
3,00	50,00	18,52	251,48	93,14
4,00	50,00	18,52	251,48	93,14

5,00	80,00	29,63	190,00	70,37
6,00	50,00	18,52	251,48	93,14
7,00	50,00	18,52	251,48	93,14
8,00	50,00	18,52	251,48	93,14

Tabela 5 - Cenários propostos para cada simulação.

Simulações	Goitá			
	Volume inicial (m ³ x 10 ⁶)	% da capacidade referente ao	Volume de espera (m ³ x 10 ⁶)	% da capacidade referente ao volume de espera
		volume inicial		
1,00	0,00	0,00	52,00	100,00
2,00	0,00	0,00	52,00	100,00
3,00	0,00	0,00	52,00	100,00
4,00	26,00	50,00	26,00	50,00
5,00	0,00	0,00	52,00	100,00
6,00	0,00	0,00	52,00	100,00
7,00	0,00	0,00	52,00	100,00
8,00	26,00	50,00	26,00	50,00

Tabela 6 - Cenários propostos para cada simulação.

Simulações	Tapacurá			
	Volume inicial (m ³ x 10 ⁶)	% da capacidade referente ao	Volume de espera (m ³ x 10 ⁶)	% da capacidade referente ao volume de espera
		volume inicial		
1,00	94,20	100,00	0,00	0,00
2,00	94,20	100,00	0,00	0,00
3,00	47,10	50,00	47,10	50,00
4,00	94,20	100,00	0,00	0,00
5,00	94,20	100,00	0,00	0,00
6,00	94,20	100,00	0,00	0,00
7,00	47,10	50,00	27,10	28,77
8,00	94,20	100,00	0,00	0,00

Tabela 7- Cenários propostos para cada simulação.

Simulações	Volume de espera total (m ³ x 10 ⁶)
1,00	342,00
2,00	403,48
3,00	450,58
4,00	377,48
5,00	389,00
6,00	450,48
7,00	477,58
8,00	424,48

5 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados das simulações encontram-se listados nas tabelas de 8 a 24. Para o reservatório de Jucazinho as simulações de 1 a 4 são idênticas, bem como as de 5 a 8. As diferenças entre os dois conjuntos é apenas o volume inicial do reservatório que muda de $227,00 \times 10^6 \text{ m}^3$ para $180,00 \times 10^6$ (tabela 8 a 11). Observou-se que para um volume inicial de $227,00 \times 10^6 \text{ m}^3$ a vazão de pico amortecida foi de $34,20 \text{ m}^3/\text{s}$, independente da magnitude da cheia e, para um volume inicial de $180,00 \times 10^6$, a vazão de pico amortecido foi de $30,70 \text{ m}^3/\text{s}$. Ou seja, um acréscimo no volume de espera de Jucazinho de $47,00 \times 10^6 \text{ m}^3$, reduz a vazão de pico de cheia em 9,97 %, com queda de volume final variando de $91,96 \times 10^6 \text{ m}^3$ a $91,54 \times 10^6 \text{ m}^3$. Observa-se ainda que em nenhum momento, mesmo com a cheia de Tr de 10000 anos, o volume final do reservatório excede a capacidade do mesmo.

Apesar da diferença de vazões laminadas do reservatório de Jucazinho, elas não tiveram efeito nas vazões de pico de montante para o reservatório de Carpina (tabela 12 a 15). Neste reservatório, simulam-se para duas situações, uma com volume inicial de $80.000.000 \text{ m}^3$, o que corresponde a um volume de espera de $190,00 \times 10^6 \text{ m}^3$ e outra situação com volume inicial de $50,00 \times 10^6 \text{ m}^3$, correspondendo a um volume de espera de $220,00 \times 10^6 \text{ m}^3$. Observa-se que para um volume inicial em Carpina de $80.000.000,00 \text{ m}^3$ a vazão de pico amortecido foi de $12,90 \text{ m}^3/\text{s}$, independente da magnitude da cheia e para um volume inicial de $50,00 \times 10^6 \text{ m}^3$ a vazão de pico amortecido foi de $10,60 \text{ m}^3/\text{s}$. Ou seja, um acréscimo no volume de espera de $30,00 \times 10^6 \text{ m}^3$, reduziu a vazão de pico de cheia em 17,83 %, com queda de volume final variando de $278,89 \times 10^6 \text{ m}^3$ a $27,97 \times 10^6 \text{ m}^3$ para os tempos de retorno de 10 e 10000 anos, respectivamente. Observa-se ainda que em nenhum momento, mesmo com a cheia de Tr de 10000 anos, o volume final do reservatório excede a capacidade do mesmo.

Para o reservatório de Goitá, que é um reservatório de menor porte com capacidade de $52,00 \times 10^6 \text{ m}^3$ tem-se duas situações simuladas, uma com o reservatório totalmente vazio (Simulações de 1 a 4 e de 6 a 7) e outra com o reservatório cheio até a metade ($26,00 \times 10^6 \text{ m}^3$, nas simulações 5 e 8). Observa-se nas tabelas de 16 a 19, que um acréscimo no volume de espera de $26,00 \times 10^6 \text{ m}^3$ (do cenário com volume inicial de 50 % da capacidade para o cenário com volume inicial vazio), provocou uma redução da vazão de pico de cheia em 54,97 %. As quedas no volume final deste reservatório variaram de $37,45 \times 10^6 \text{ m}^3$ a $37,49 \times 10^6 \text{ m}^3$, para o tempo de retorno de 10 e 10000 anos, respectivamente. Para o caso de simulação com ele totalmente vazio, o volume final só excedeu a capacidade do mesmo para a cheia com tempo de retorno de 10000 anos. No entanto, quando realizada a simulação com ele com metade da sua capacidade, o volume final do reservatório excede a sua capacidade para as cheias com tempo de retorno de 50 a 10000 anos e, só não atinge a sua capacidade para a cheia com tempo de retorno de 10 anos. Observa-se ainda que o modelo parece não funcionar adequadamente no caso simulado com volume inicial de $26,00 \times 10^6 \text{ m}^3$, uma vez que o volume final fornecido pelo modelo excede a capacidade do reservatório em mais do que o dobro da sua capacidade e ao mesmo tempo as vazões de

pico de jusante aumentam muito pouco. Por exemplo, um aumento de 125,27 % no volume final do reservatório, com volume excedente da capacidade do mesmo de $53,20 \times 10^6 \text{ m}^3$, provocou um aumento nas vazões de pico de jusante laminada de apenas 3,61 %. Era de se esperar um grande aumento na vazão a jusante laminada de forma que não houvesse esta situação errônea de volume final bem superior a capacidade do reservatório.

Com relação ao reservatório de Tapacurá (tabelas de 20 a 23), vale salientar que foram realizadas simulações considerando o reservatório inicialmente completamente cheio (Simulações 1, 2, 4, 5, 6, e 8) e com volume inicial com 50 % da sua capacidade (simulações 3 e 7). Nestas simulações (3 e 7) o modelo apresentou inconsistências com relação à vazão de pico à jusante, para o tempo de retorno de 500 e 1000 anos. Observa-se estas inconsistências quando verifica-se que para valores crescentes de vazão de pico de montante, com valores constantes de vazão de pico de jusante, o volume final do reservatório cresce do tempo de retorno de 10 anos até 100 anos, decresce para 500 e 1000 anos, voltando a crescer novamente para um tempo de retorno de 10000 anos. Era de se esperar também que no caso de começar totalmente cheio, as vazões de pico para jusante aumentassem com o aumento das vazões de pico de montante, de forma a que o volume final ficasse abaixo ou igual a sua capacidade.

O ponto de controle de São Lourenço da Mata recebe as contribuições de todo o sistema de reservatórios integrados situados à montante, tais sejam: Jucazinho, Carpina, Goitá e Tapacurá. Vale ressaltar que o trecho de São Lourenço da Mata, na época em que esta pesquisa foi realizada não era monitorado, vindo daí a razão do desenvolvimento deste trabalho. Observa-se, na tabela 24 que para cada tempo de retorno, os resultados de vazão de pico máxima para as 8 simulações variam muito pouco, levando a crer que os cenários testados através das simulações com diferentes volumes de espera nos reservatórios de montante não tiveram qualquer efeito nas vazões em São Lourenço da Mata. No entanto, como Jucazinho e Carpina funcionaram muito bem como controladores de cheia e para os reservatórios nos quais foram simuladas situações nas quais eles não funcionariam como controladores de cheia, apresentaram resultados inconsistentes, acredita-se que os levaram a crer que os resultados de vazão de pico máximas em São Lourenço da Mata estão aquém do que na realidade ocorreria. E mesmo nestas condições de subestimação destes valores, o valor permitido de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ na calha foi excedida para cheias com tempo de retorno superiores a 500 anos.

LEGENDA:

Qpm (m^3/s) = Vazão de pico de montante do reservatório

Qpj (m^3/s) = Vazão de pico de jusante do reservatório

Vi (m^3) = Volume inicial do reservatório

Vf (m^3) = Volume final do reservatório

Qpmax (m^3/s) = Vazão de pico máxima do reservatório

Tr (anos) = Tempo de retorno

Tabela 8 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Jucazinho para diferentes tempos de retorno (T_r)- (Capacidade máxima= 327.000.000,00 m³).

Jucazinho						
T_r	Simulação 1			Simulação 2		
	Q_{pm} (m ³ /s)	Q_{pj} (m ³ /s)	Vi (m ³) = 227.000.000,00	Q_{pm} (m ³ /s)	Q_{pj} (m ³ /s)	Vi (m ³) = 227.000.000,00
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	164,57	34,1	270939200	164,57	34,1	270939200
50	296,01	34,1	271039900	296,01	34,1	271039900
100	362,49	34,1	271088000	362,49	34,1	271088000
500	544,94	34,1	271228200	544,94	34,1	271128200
1000	638,61	34,1	271302400	638,61	34,1	271302400
10000	1041,92	34,1	271596800	1041,92	34,1	271596900

Tabela 9 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Jucazinho para diferentes tempos de retorno (T_r)- (Capacidade máxima= 327.000.000,00 m³).

Jucazinho						
T_r	Simulação 3			Simulação 4		
	Q_{pm} (m ³ /s)	Q_{pj} (m ³ /s)	Vi (m ³) = 227.000.000,00	Q_{pm} (m ³ /s)	Q_{pj} (m ³ /s)	Vi (m ³) = 227.000.000,00
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	164,57	34,1	270939200	164,57	34,1	270939200
50	296,01	34,1	271039900	296,01	34,1	271039900
100	362,49	34,1	271088000	362,49	34,1	271088000
500	544,94	34,1	271228200	544,94	34,1	271228200
1000	638,61	34,1	271302400	638,61	34,1	271302400
10000	1041,92	34,1	271596800	1041,92	34,1	271596800

Tabela 10 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Jucazinho para diferentes tempos de retorno (T_r)- (Capacidade máxima= 327.000.000,00 m³).

Jucazinho						
T_r	Simulação 5			Simulação 6		
	Q_{pm} (m ³ /s)	Q_{pj} (m ³ /s)	Vi (m ³) = 180.000.000,00	Q_{pm} (m ³ /s)	Q_{pj} (m ³ /s)	Vi (m ³) = 180.000.000,00
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	164,57	30,7	179118400	164,57	30,7	179118400
50	296,01	30,7	179209800	296,01	30,7	179209800
100	362,49	30,7	179258300	362,49	30,7	179258300
500	544,94	30,7	179386800	544,94	30,7	179386800
1000	638,61	30,7	179454600	638,61	30,7	179454600
10000	1041,92	30,8	179753700	1041,92	30,8	179753700

Tabela 11 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Jucazinho para diferentes tempos de retorno (T_r)- (Capacidade máxima= 327.000.000,00 m³).

Jucazinho						
T_r	Simulação 7			Simulação 8		
	Q_{pm} (m ³ /s)	Q_{pj} (m ³ /s)	Vi (m ³) = 180.000.000,00	Q_{pm} (m ³ /s)	Q_{pj} (m ³ /s)	Vi (m ³) = 180.000.000,00
			Vf (m ³)			Vf (m ³)

10	164,57	30,7	179118400	164,57	30,7	179118400
50	296,01	30,7	179209800	296,01	30,7	179209800
100	362,49	30,7	179258300	362,49	30,7	179258300
500	544,94	30,7	179386800	544,94	30,7	179386800
1000	638,61	30,7	179454600	638,61	30,7	179454600
10000	1041,92	30,8	179753700	1041,92	30,8	179753700

Tabela 12 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Carpina para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 270.000.000,00 m³).

Carpina						
	Simulação 1			Simulação 2		
	Qpm	Qpj	Vi (m³) = 80.000.000,00	Qpm	Qpj	Tr
	(m³/s)	(m³/s)	Vf (m³)	(m³/s)	(m³/s)	Vf (m³)
10	221,16	12,90	78.092.100,00	221,16	10,60	50.202.200,00
50	404,05	12,90	78.128.400,00	404,05	10,60	50.202.900,00
100	457,86	12,90	78.159.300,00	457,86	10,60	50.203.700,00
500	752,31	12,90	78.196.900,00	752,31	10,60	50.225.800,00
1000	883,65	12,90	78.223.100,00	883,65	10,60	50.246.400,00
10000	1.449,40	12,90	78.334.600,00	1.449,40	10,60	50.347.200,00

Tabela - 13 Resultados das simulações referentes ao reservatório de Carpina para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 270.000.000,00 m³).

Carpina						
Tr	Simulação 3			Simulação 4		
	Qpm	Qpj	Vi (m³) = 50.000.000,00	Qpm	Qpj	Vi (m³) = 50.000.000,00
	(m³/s)	(m³/s)	Vf (m³)	(m³/s)	(m³/s)	Vf (m³)
10	221,16	10,60	50.202.200,00	221,16	10,60	50.202.200,00
50	404,05	10,60	50.202.900,00	404,05	10,60	50.202.900,00
100	457,86	10,60	50.203.700,00	457,86	10,60	50.203.700,00
500	752,31	10,60	50.225.800,00	752,31	10,60	50.225.800,00
1000	883,65	10,60	50.246.400,00	883,65	10,60	50.246.400,00
10000	1.449,40	10,60	50.347.200,00	1.449,40	10,60	50.347.200,00

Tabela - 14 Resultados das simulações referentes ao reservatório de Carpina para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 270.000.000,00 m³).

Carpina						
Tr	Simulação 5			Simulação 6		
	Qpm	Qpj	Vi (m³) = 80.000.000,00	Qpm	Qpj	Vi (m³) = 50.000.000
	(m³/s)	(m³/s)	Vf (m³)	(m³/s)	(m³/s)	Vf (m³)
10	221,16	12,90	78.092.100,00	221,16	10,60	50.202.200,00
50	404,05	12,90	78.128.400,00	404,05	10,60	50.202.900,00
100	457,86	12,90	78.159.300,00	457,86	10,60	50.203.700,00
500	752,31	12,90	78.196.900,00	752,31	10,60	50.225.800,00
1000	883,65	12,90	78.223.100,00	883,65	10,60	50.246.400,00
10000	1.449,40	12,90	78.334.600,00	1.449,40	10,60	50.347.200,00

Tabela – 15- Resultados das simulações referentes ao reservatório de Carpina para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 270.000.000,00 m³).

Carpina						
Tr	Simulação 7			Simulação 8		
	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 50.000.000	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 50.000.000
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	221,16	10,60	50.202.200,00	221,16	10,60	50.202.200,00
50	404,05	10,60	50.202.900,00	404,05	10,60	50.202.900,00
100	457,86	10,60	50.203.700,00	457,86	10,60	50.203.700,00
500	752,31	10,60	50.225.800,00	752,31	10,60	50.225.800,00
1000	883,65	10,60	50.246.400,00	883,65	10,60	50.246.400,00
10000	1.449,40	10,60	50.347.200,00	1.449,40	10,60	50.347.200,00

Tabela 16 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Goitá para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 52.000.000,00 m³).

Goitá						
Tr	Simulação 1			Simulação 2		
	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 0	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 0
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	196,34	8,30	9.200.000,00	196,34	8,30	9.200.000,00
50	375,61	8,32	17.800.000,00	375,61	8,32	17.800.000,00
100	466,93	8,33	22.200.000,00	466,93	8,33	22.200.000,00
500	718,69	8,34	34.400.000,00	718,69	8,34	34.400.000,00
1000	848,23	8,33	40.700.000,00	848,23	8,33	40.700.000,00
10000	1.399,89	8,34	67.700.000,00	1.399,89	8,34	67.700.000,00

Tabela 17 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Goitá para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 52.000.000,00 m³).

Goitá						
Tr	Simulação 3			Simulação 4		
	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 0	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 0
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	196,34	8,30	9.200.000,00	196,34	8,30	9.200.000,00
50	375,61	8,32	17.800.000,00	375,61	8,32	17.800.000,00
100	466,93	8,33	22.200.000,00	466,93	8,33	22.200.000,00
500	718,69	8,34	34.400.000,00	718,69	8,34	34.400.000,00
1000	848,23	8,33	40.700.000,00	848,23	8,33	40.700.000,00
10000	1.399,89	8,34	67.700.000,00	1.399,89	8,34	67.700.000,00

Tabela 18 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Goitá para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 52.000.000,00 m³).

Goitá						
Tr	Simulação 5			Simulação 6		
	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 26.000.000,00	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 0
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	196,34	17,99	46.700.000,00	196,34	8,30	9.200.000,00
50	375,61	18,42	55.300.000,00	375,61	8,32	17.800.000,00

100	466,93	18,23	59.700.000,00	466,93	8,33	22.200.000,00
500	718,69	18,64	71.900.000,00	718,69	8,34	34.400.000,00
1000	848,23	18,43	78.200.000,00	848,23	8,33	40.700.000,00
10000	1.399,89	18,64	105.200.000,00	1.399,89	8,34	67.700.000,00

Tabela 19 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Goitá para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 52.000.000,00 m³).

Goitá						
Tr	Simulação 7			Simulação 8		
	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 0	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 26.000.000,00
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	196,34	8,30	9.200.000,00	196,34	17,99	46.700.000,00
50	375,61	8,32	17.800.000,00	375,61	18,42	55.290.000,00
100	466,93	8,33	22.200.000,00	466,93	18,23	59.670.000,00
500	718,69	8,34	34.400.000,00	718,69	18,64	71.850.000,00
1000	848,23	8,33	40.700.000,00	848,23	18,43	78.199.000,00
10000	1.399,89	8,34	67.700.000,00	1.399,89	18,64	105.188.000,00

Tabela 20 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Tapacurá para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 94.200.000,00 m³).

Tapacurá						
Tr	Simulação 1			Simulação 2		
	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 94.200.000,00	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 94.200.000,00
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	58,98	24,30	94.503.900,00	58,98	24,30	94.503.900,00
50	118,62	24,30	94.508.400,00	118,62	24,30	94.508.400,00
100	149,98	24,30	94.511.000,00	149,98	24,30	94.511.000,00
500	238,57	24,40	94.517.600,00	238,57	24,40	94.517.600,00
1000	285,06	24,40	94.521.300,00	285,06	24,40	94.521.300,00
10000	489,74	24,40	94.537.100,00	489,74	24,40	94.537.100,00

Tabela 21 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Tapacurá para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 94.200.000,00 m³).

Tapacurá						
Tr	Simulação 3			Simulação 4		
	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 47.100.000,00	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 94.200.000,00
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	58,98	19,67	46.924.200,00	58,98	24,30	94.503.900,00
50	118,62	19,67	46.928.700,00	118,62	24,30	94.508.400,00
100	149,98	19,67	46.931.000,00	149,98	24,30	94.511.000,00
500	238,57	19,67	46.928.900,00	238,57	24,40	94.517.600,00
1000	285,06	19,67	46.920.300,00	285,06	24,40	94.521.300,00
10000	489,74	19,67	46.957.000,00	489,74	24,40	94.537.100,00

Tabela 22 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Tapacurá para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 94.200.000,00 m³).

Tapacurá						
T _r	Simulação 5			Simulação 6		
	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 94.200.000,00	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 94.200.000,00
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	58,98	24,30	94.503.900,00	58,98	24,30	94.503.900,00
50	118,62	24,30	94.508.400,00	118,62	24,30	94.508.400,00
100	149,98	24,30	94.511.000,00	149,98	24,30	94.511.000,00
500	238,57	24,40	94.517.600,00	238,57	24,40	94.517.600,00
1000	285,06	24,40	94.521.300,00	285,06	24,40	94.521.300,00
10000	489,74	24,40	94.537.100,00	489,74	24,40	94.537.100,00

Tabela 23 - Resultados das simulações referentes ao reservatório de Tapacurá para diferentes tempos de retorno (Tr)- (Capacidade máxima= 94.200.000,00 m³).

Tapacurá						
T _r	Simulação 7			Simulação 8		
	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 47100000,00	Qpm (m ³ /s)	Qpj (m ³ /s)	Vi (m ³) = 94.200.000,00
			Vf (m ³)			Vf (m ³)
10	58,98	19,67	46.924.200,00	58,98	24,30	94.503.900,00
50	118,62	19,67	46.928.700,00	118,62	24,30	94.508.400,00
100	149,98	19,67	46.931.000,00	149,98	24,30	94.511.000,00
500	238,57	19,67	46.928.900,00	238,57	24,40	94.517.600,00
1000	285,06	19,67	46.920.300,00	285,06	24,40	94.521.300,00
10000	489,74	19,67	46.957.000,00	489,74	24,40	94.537.100,00

Tabela 24 - Simulações referentes ao observando as variações das vazões de pico máximas m³/s).

São Lourenço da Mata - Qpmax (m³/s) = 600,00 m³/s

T _r	Simulação 1	Simulação 2	Simulação 3	Simulação 4	Simulação 5	Simulação 6	Simulação 7	Simulação 8
	Qpmax (m ³ /s)	Qpmax (m ³ /s)	Qpmax (m ³ /s)	Qpmax (m ³ /s)	Qpmax (m ³ /s)	Qpmax (m ³ /s)	Qpmax (m ³ /s)	Qpmax (m ³ /s)
10	214,87	214,17	214,17	214,64	214,87	214,64	214,17	214,64
50	407,68	407,45	406,99	407,45	407,68	407,45	406,99	407,45
100	505,91	505,67	505,21	505,67	505,91	505,67	505,21	505,67
500	776,69	776,46	775,99	776,46	776,69	776,46	775,99	776,46
1000	916,02	915,78	915,32	915,78	916,02	915,78	915,32	915,78
10000	1.509,35	1.509,12	1.508,66	1.509,12	1.509,35	1.509,12	1.508,66	1.509,12

6 – CONCLUSÕES

Cabe destacar que as maiores dificuldades encontradas para a consecução da pesquisa, diz respeito à disponibilidade de dados de picos de cheias ou de curvas regionais de Intensidade-Duração-Frequência nos diversos pontos da bacia hidrográfica do rio Capibaribe.

Apesar do modelo trabalhar com eventos, para a região Nordeste talvez seja compensador incluir um módulo de cálculo de evaporação nos lagos dos reservatórios. Necessita-se, todavia, testar através de sucessivas simulações a validade desta hipótese. O controle das vazões liberadas nos reservatórios está circunscrito às capacidades das estruturas hidráulicas das barragens o que se apresenta como fator limitante à definição dos hidrogramas de saída.

O reservatório de Goitá, para ter eficácia para controle de cheia, deve ser mantido totalmente vazio. Para o reservatório de Tapacurá o modelo aparentemente não funcionou a contento, apresentando respostas inconsistentes.

Em virtude da aplicação feita neste trabalho, concluí-se que o modelo ABC 6 deve ser usado com cautela para controle de cheia em sistemas de reservatórios com características semelhantes as usadas nesta pesquisa. O modelo ABC 6 apresentou resultados mais consistentes quando usados em reservatórios com volumes de espera suficientes para controle de cheia. Porém, sugere-se que um trabalho mais cuidadoso seja realizado para o refinamento destes resultados, para a confirmação destas constatações e, principalmente para encontrar-se as causas de respostas aparentemente inconsistentes, as quais podem ter sido derivadas por diferentes fatores, tais como: erro na entrada de dados, inapropriação da idealização de cenários, problemas no software usado como modelo de encaminhamento de cheias, etc.

Os resultados mostraram que em São Lourenço da Mata, a capacidade da calha é excedida a partir da cheia de tempo de retorno de 500 anos. No entanto, devido a algumas inconsistências nos resultados para alguns reservatórios com capacidade de contenção de cheias menores, é possível que a capacidade da calha em São Lourenço da Mata, seja também excedida para as cheias com tempo de retorno menores que 500 anos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Prof. Dr. Rubem L. Porto e ao Eng. Cristiano de Pádua Milagres Oliveira – ambos da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), através do LABSID (Laboratório de sistemas de suporte de decisões pelo incondicional apoio técnico dos mesmos a esta pesquisa .

BIBLIOGRAFIA

- DINIZ, L. S. (1999). “*Sistema de suporte a decisão para gerenciar a tempo real do sistema Capibaribe*”. Relatório parcial, Recife.
- DNOCS-PE. (2004). “*Recomendações do DNOCS referente ao monitoramento e operação do sistema de barragens de controle de enchentes do rio Capibaribe*”. Relatório final, Recife.
- McCARTHY, G. T. (1999). “*The Unit Hydrograph and Flood Routing*”. Providence: U.S. Corps of Engineers.
- OLIVEIRA, C. P. M & PORTO, L.L. (1999). “*Um sistema de suporte a decisões para a análise de cheias em Bacias complexas*”. Anais do Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos de Belo Horizonte, ABRH.
- POLICONSULT. (2002). “*Simulação de operação do sistema dos reservatórios de Tapacurá, Carpina e Goitá*”. Relatório final, Recife.
- POLICONSULT. (2003). “*Coleta e análise de dados hidrológicos complementares: bacias Tapacurá, Goitá, Jucazinho e Carpina*”. Relatório parcial, Recife.
- POLICONSULT. (2004). “*Análise de consistência de vazões máximas no Capibaribe*”. Relatório parcial, Recife.
- PONCE, V. M. (1989). “*Engineering Hydrology: Principles and Practices*, Prentice Hall, Englewood Cliffs”, New Jersey, 640 pp.
- PORTO, R. L. L. (1999). “*Drenagem urbana*”. Porto Alegre/São Paulo: UFRGS/USP-ABRH.
- SOIL CONSERVATION SERVICE. (1971), “*SCS National Engineering Handbook*”. Section 4, Hydrology Department of Agriculture, U.S. Printing Office, Washington, D.C.
- WANIELISTA, M., and YOUSEF, Y. (1993), “*Stormwater Management John Wiley and Sons*”, New York.