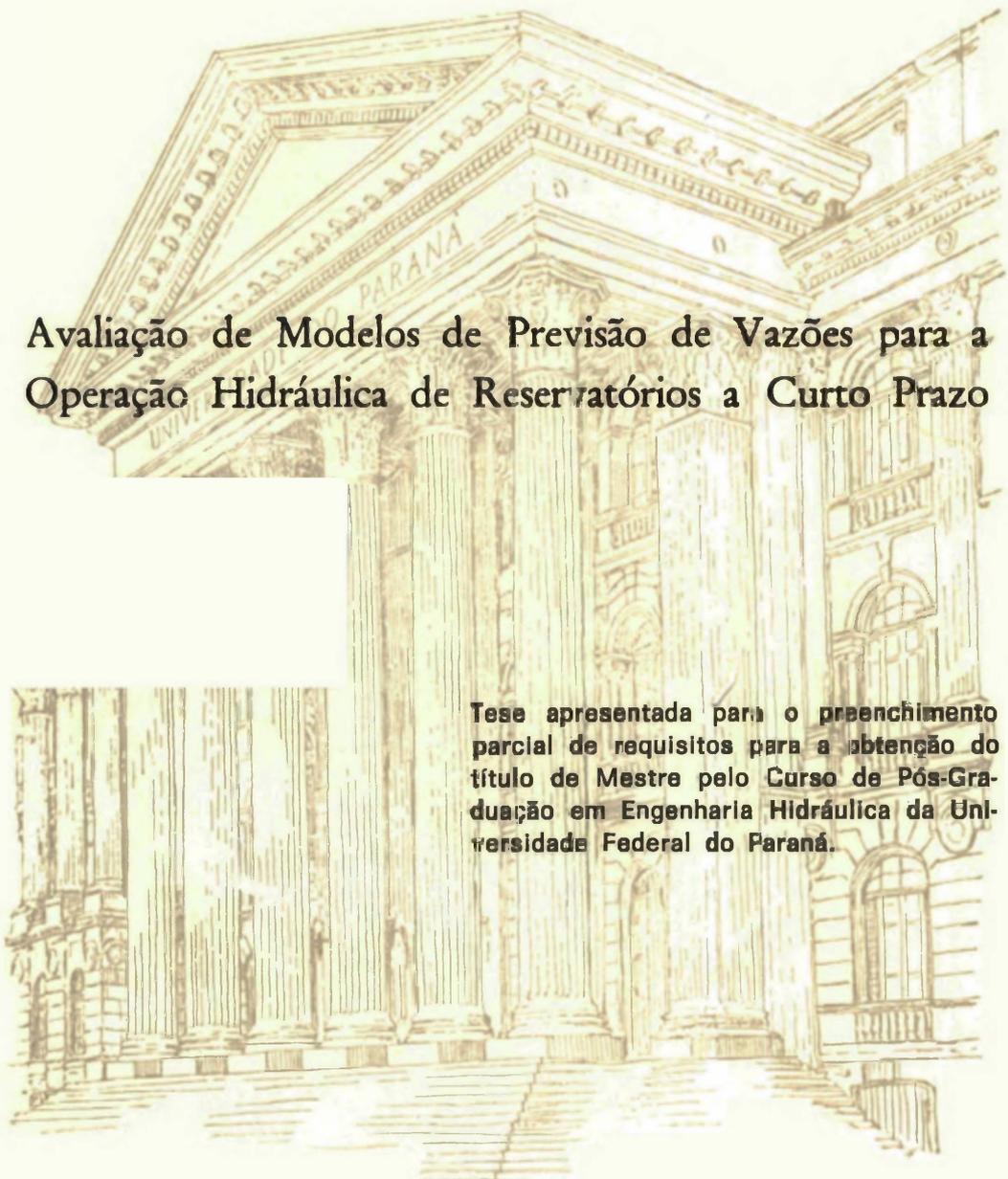


HOMERO BUBA



Avaliação de Modelos de Previsão de Vazões para a
Operação Hidráulica de Reservatórios a Curto Prazo

Tese apresentada para o preenchimento
parcial de requisitos para a obtenção do
título de Mestre pelo Curso de Pós-Gra-
duação em Engenharia Hidráulica da Uni-
versidade Federal do Paraná.

CURITIBA
1989

HOMERO BUBA

Avaliação de Modelos de Previsão de Vazões para a
Operação Hidráulica de Reservatórios a Curto Prazo

Tese apresentada para o preenchimento
parcial de requisitos para a obtenção do
título de Mestre pelo Curso de Pós-Gra-
duação em Engenharia Hidráulica da Uni-
versidade Federal do Paraná.

CURITIBA
1989

HOMERO BUBA

AVALIAÇÃO DE MODELOS DE PREVISÃO DE VAZÕES PARA A
OPERAÇÃO HIDRÁULICA DE RESERVATÓRIOS A CURTO PRAZO

Tese apresentada para o
preenchimento parcial de
requisitos para a obtenção do
título de Mestre pelo Curso de
Pós-Graduação em Engenharia
Hidráulica da Universidade
Federal do Paraná.

Curitiba

1989

AVALIAÇÃO DE MODELOS DE PREVISÃO DE VAZÕES PARA A
OPERAÇÃO HIDRÁULICA DE RESERVATÓRIOS A CURTO PRAZO

por

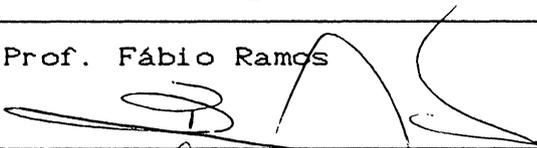
HOMERO BUBA

Tese aprovada como requisito parcial para
a obtenção do grau de Mestre no Curso de
Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica,
pela Comissão formada pelos professores:

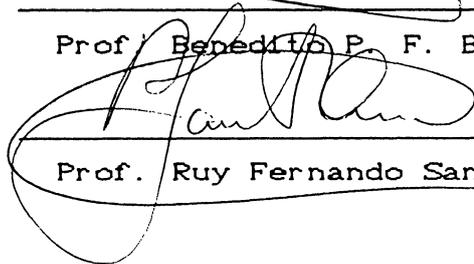
Orientador:



Prof. Fábio Ramos



Prof. Benedito P. F. Braga Jr.



Prof. Ruy Fernando Sant'Ana

Curitiba, 27 de março de 1990

À minha esposa Maria Ivone
e a meus filhos, André e Juliano

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Fábio Ramos pela orientação do trabalho.

Ao engenheiro Péricles de Souza Bond, pelo auxílio prestado na fase de desenvolvimento do algoritmo de programação dinâmica.

Ao engenheiro Ralph Carvalho Groszewicz pelas úteis discussões sobre o trabalho.

À bibliotecária Maria de Lourdes M. Cardoso pela assistência prestada em diversas fases do trabalho.

À Companhia Paranaense de Energia pela oportunidade de realização do curso.

E, em especial, à minha família, pela paciência e carinho com que me assistiram durante todo o curso.

SUMÁRIO

1.	<u>INTRODUÇÃO</u>	1
2.	<u>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</u>	5
3.	<u>METODOLOGIA DO ESTUDO</u>	30
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	30
3.2	CONSTRUÇÃO DO MODELO DE OTIMIZAÇÃO E SIMULAÇÃO	34
4.	<u>APLICAÇÃO PARA O RESERVATÓRIO DE FOZ DO AREIA</u>	42
4.1	DESCRIÇÃO DA BACIA E DO MÉTODO ATUAL DE OPERAÇÃO ..	42
4.2	IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO EM COMPUTADOR	49
4.3	CASOS TESTADOS	52
4.4	ANÁLISE DOS CASOS TESTADOS	64
4.4.1	OPERAÇÃO SEM VOLUME DE ESPERA	65
4.4.2	OPERAÇÃO COM VOLUME DE ESPERA	73
5.	<u>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</u>	81
5.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES	81
5.2	RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS ESTUDOS	86

LISTA DE TABELAS

1	Penalidades para o Caso sem Volume de Espera	59
2	Penalidades para o Caso com Volume de Espera	61
3	Operação sem Volume de Espera: Total de Penalidades Acumuladas	70
4	Operação com Volume de Espera: Total de Penalidades Acumuladas	78

LISTA DE FIGURAS

1	Processo de Otimização por Programação Dinâmica Regressiva	41
2	Perfil do Rio Iguaçu	43
3	Topologia do Sistema de Reservatórios do Rio Iguaçu ...	44
4	Penalidades para o Caso sem Volume de Espera	59
5	Penalidades para o Caso com Volume de Espera	61
6	Cheia Maio/83 - CEHPAR: Penalidades Obtidas na Operação sem Volume de Espera	71
7	Cheia Maio/83: Penalidades Obtidas na Operação sem Volume de Espera	71
8	Cheia Julho/83: Penalidades Obtidas na Operação sem Volume de Espera	72
9	Cheia Junho/84: Penalidades Obtidas na Operação sem Volume de Espera	72
10	Cheia Maio/83 - CEHPAR: Penalidades Obtidas na Operação com Volume de Espera	79
11	Cheia Maio/83: Penalidades Obtidas na Operação com Volume de Espera	79
12	Cheia Julho/83: Penalidades Obtidas na Operação com Volume de Espera	80
13	Cheia Junho/84: Penalidades Obtidas na Operação com Volume de Espera	80

LISTA DE ANEXOS

1	Programa SOL: Otimização e Simulação da Operação Hidráulica de um Reservatório Isolado	88
2	Cheia de Maio/83 - CEHPAR - Operação sem Volume de Espera	98
3	Cheia de Maio/83 - Operação sem Volume de Espera	104
4	Cheia de Junho/84 - Operação sem Volume de Espera	107
5	Cheia de Maio/83 - Operação com Volume de Espera	110
6	Cheia de Julho/83 - Operação com Volume de Espera ...	114

RESUMO

Desenvolve-se, neste trabalho, uma sistemática de avaliação de modelos de previsão de vazões no contexto da operação hidráulica a curto prazo (tempo real), a partir de objetivos a serem atingidos. A revisão bibliográfica efetuada abrange casos em que previsões de vazão foram integradas em uma sistemática definida de operação hidráulica, permitindo na sequência, a definição de uma metodologia genérica de avaliação de que consta as seguintes etapas: a) construção de modelo específico para operação do sistema de reservatórios ou reservatório em questão, que empregue os modelos de previsão a serem testados; b) simulação da utilização do modelo dentro de cenários obtidos de eventos históricos, permitindo análise de sensibilidade e; c) escolha do modelo e do horizonte de previsão adequados. Para aplicá-la construiu-se um modelo de otimização e simulação para um reservatório isolado, que utiliza uma função objetivo construída a partir de penalidades associadas a níveis e vazões defluentes do reservatório. A metodologia, em suas linhas gerais, pode ser aplicada a qualquer sistema de reservatórios, destacando-se a importância da definição dos objetivos da operação, pois somente através deles é possível avaliar o ganho obtido por sistemas de previsão. No estudo de caso, aplicou-se o modelo de otimização e simulação para o reservatório de Foz do Areia no rio Iguaçu, considerando-se dois modos típicos de operação do reservatório: com e sem volume de espera para controle de vazões defluentes. Concluiu-se que o método é útil na avaliação de modelos de previsão, podendo resultar na escolha do modelo e do horizonte de previsão mais adequados, pois considera a operação hidráulica de curto prazo, integrando os objetivos e procedimentos operativos às previsões de vazão. O alcance das conclusões do estudo de caso, como em qualquer estudo prático deste tipo, condicionou-se à quantidade e qualidade dos dados e às hipóteses utilizadas na modelagem.

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, na operação dos reservatórios do setor elétrico brasileiro, existem várias iniciativas de implantação e operação de redes telemétricas de coleta de dados hidrológicos para previsão de vazões, incentivadas desde estudos pioneiros como o de Barreto et al. (1979) e por muitos outros que o seguiram sob a coordenação do GCOI (Grupo Coordenador para a Operação Interligada), do qual participam as empresas do setor elétrico (Furnas Centrais Elétricas, 1988; GCOI, 1980 a 1987). No entanto, há poucos estudos em bacias brasileiras que tentem quantificar ou medir os benefícios resultantes da adoção de tais sistemas de previsão. Tal quantificação é, em princípio, possível, já que modelos de previsão são calibrados, via de regra, com dados de redes pluvio e fluviométricas pré-existentes. Servindo-se de dados de cheias passadas e de modelos de previsão calibrados, é possível simular o processo de tomada de decisão, tentando avaliar os benefícios e prejuízos decorrentes da adoção de uma sistemática de previsões. Possivelmente poucos estudos deste tipo foram realizados pela dificuldade em se definir claramente as metas a serem atingidas pela operação hidráulica de controle de cheias, que é uma das principais motivações para a adoção de sistemas de previsão na operação hidráulica a

curto prazo. Assim, vigora o conceito generalizado de que previsões de vazão melhoram significativamente a operação de reservatórios durante cheias.

No presente trabalho propõe-se uma sistemática para a verificação dos ganhos decorrentes da utilização de modelos de previsão, que pode resultar na seleção de um modelo de previsão entre vários concorrentes. Tal sistemática difere da simples análise estatística dos erros de previsão. No estudo de caso aplicou-se a sistemática para o reservatório de Foz do Areia, situado no rio Iguaçu e operado pela COPEL (Companhia Paranaense de Energia).

É possível encontrar exemplos onde a adoção de modelos de previsão mais elaborados e que exigem a coleta e processamento de grande número de informações nem sempre traz benefícios. Um desses exemplos está contido no estudo desenvolvido por Benedito Braga (1985), para o reservatório de Ponte Nova no rio Tietê. Por outro lado, conclusões obtidas de um estudo particular não podem ser generalizadas, pois é praticamente impossível encontrar dois sistemas de reservatórios que possuam características, restrições e objetivos semelhantes, localizados em bacias com idênticas características hidrológicas. Numa abordagem mais sistêmica todos os fatores acima influem na validade e na escolha do modelo de previsão a ser utilizado.

Espera-se que estudos deste tipo levem a uma aplicação mais racional dos recursos disponíveis para a melhoria da operação hidráulica. Neste assunto há um enorme campo a ser explorado, que envolve o aperfeiçoamento das próprias técnicas de previsão, o estudo de regras operativas, o aperfeiçoamento

dos modelos de simulação da operação hidráulica e a melhoria da qualidade dos dados básicos, fundamentais para qualquer estudo de operação.

O trabalho é dividido em 5 capítulos, sendo esta introdução o primeiro.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, na qual serão discutidos alguns exemplos reais de sistemas de planejamento aplicados à operação hidráulica de curto prazo, destacando-se a utilização de previsão de vazão.

A seguir, no capítulo 3, a partir de informações e métodos discutidos no capítulo anterior, principalmente aqueles que incorporam formalmente previsões de vazão na operação hidráulica de curto prazo, foi desenvolvida a metodologia de avaliação de modelos de previsão. Ela compõe-se de uma modelagem matemática para otimizar a operação hidráulica e de um simulador que considera as decisões ótimas obtidas pelo emprego de previsões. Pode-se avaliar as diferentes operações obtidas por diferentes modelos de previsão, combinados com vários horizontes de planejamento, e os resultados esperados pelo emprego da metodologia são a definição do modelo e do horizonte de previsão adequados, obtidos por uma análise de sensibilidade.

No capítulo 4 apresenta-se o estudo de caso, que considera a operação hidráulica isolada do reservatório de Foz do Areia, no rio Iguaçu durante três cheias observadas, que se desdobraram em quatro casos de análise. Admite-se que o número de cheias simuladas deveria ser maior para que proporcionasse base mais sólida às conclusões. No entanto, isto não foi possível devido a pouca disponibilidade de dados de boa

qualidade. Apesar disso, através da aplicação da metodologia proposta, chegou-se a várias conclusões no estudo de caso, apresentadas no capítulo 5. Para que esta metodologia seja aplicada à operação real do reservatório, serão necessários estudos adicionais que resolvam as dificuldades apontadas na modelagem do sistema real e com os dados hidrológicos. Neste capítulo destacam-se aspectos da filosofia da operação a curto prazo, na qual faz-se uma síntese baseada na revisão bibliográfica e nos capítulos posteriores. Também foram apresentadas algumas sugestões para a continuidade dos estudos.

Finalmente deve-se lembrar que o presente estudo não pretendeu esgotar o assunto, ou a aplicação ao estudo de caso. Considera-se que o mesmo terá atingido seu objetivo se provocar a discussão sistemática dos problemas de operação hidráulica e inspirar novos e úteis desdobramentos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Em princípio, ao menos, é inegável o fato de que a aplicação de modelos de previsão de vazões pode trazer benefícios à operação de sistemas de reservatórios. No entanto, associados a previsões, sempre existem erros sendo introduzidos no processo de decisão, que em geral aumentam com a extensão do horizonte de previsão, e que podem anular os possíveis benefícios. Ainda pode haver casos em que as previsões não influenciem as decisões operativas. Assim, a avaliação de um modelo de previsão requer que o mesmo seja testado na operação do próprio sistema de reservatórios para o qual foi estudado, a fim de que se avalie o possível benefício ou sua adequação. Na revisão bibliográfica procurou-se identificar casos em que isso ocorreu, principalmente na operação a curto prazo (tempo real), e casos onde os métodos de previsão foram avaliados diretamente através de sua utilização, dentro do contexto operativo, em contraposição à utilização de coeficientes puramente estatísticos. Existe uma clara tendência a incorporar as previsões ao planejamento da operação, através de modelos que tentam otimizar objetivos como geração de energia, controle de cheias, irrigação e navegação, dentre outros. Apresenta-se a seguir uma revisão de alguns desses trabalhos ressaltando aspectos de interesse para o presente estudo.

Jamieson e Wilkinson (1972) desenvolveram uma estratégia para a operação de curto prazo do sistema de reservatórios da bacia do rio Dee (Inglaterra), que integrava a aquisição de dados via equipamentos de telemetria, a previsão de vazões a partir daquelas informações e o processo de decisão, baseado numa formulação de programação dinâmica. O produto final era as defluências ótimas para os reservatórios hora a hora. A utilização de simulação digital (computadores) permitia que as previsões fossem continuamente atualizadas. A função objetivo incorporava os custos de inundações de centros urbanos. No entanto, dada a dificuldade de implantar o modelo de programação dinâmica num computador pequeno, que foi considerado mais apropriado para utilização em tempo real, foram geradas, a partir do modelo, tabelas que expressavam o mecanismo de decisão. Tais tabelas podem ser consultadas a partir de um pequeno computador. Os autores ressaltam que o sistema não substitui a figura do "decisor" ao qual cabe aceitar ou rejeitar as decisões recomendadas pelo processo.

Fults e Hancock (1972) aplicaram um modelo de otimização para o sistema formado pelos reservatórios de Shasta e Trinity, situados na parte norte da bacia abrangida pelo "Central Valley Project" (rios Trinity, Sacramento e American, California, E.U.A.). Foi desenvolvido um modelo matemático que permitiu a otimização energética e de outros usos conservativos em base diária e para um horizonte de 30 dias. O objetivo era maximizar a geração de energia satisfazendo acordos e contratos sobre regularização para outros fins, descargas mínimas e requisitos de controle de cheias. Portanto, a otimização é efetuada sobre os usos

conservativos, sendo as regras de controle de cheias consideradas como restrições a serem atendidas. Os autores notaram que, por mais útil que o modelo de otimização determinístico empregado possa ser, ele não conseguiu reduzir a dependência do planejamento em relação às previsões e estimativas de eventos futuros, devido a dificuldade em se prever vazões para intervalos de 30 dias.

Becker e Yeh (1974), para o mesmo sistema (Shasta-Trinity) desenvolveram um modelo para a otimização da operação do sistema baseado numa combinação de programação dinâmica e linear. Como Fults e Hancock (1972) o critério de otimização era minimizar as perdas de geração de energia, entrando os outros objetivos como restrições do modelo. Isto porque o atendimento a estes objetivos é altamente formalizado através de acordos e contratos. Em sua utilização na operação em tempo real o horizonte de previsão correspondia ao número de períodos para os quais os modelos de previsão forneciam resultados confiáveis. Na prática foi utilizado a nível mensal e diário.

Posteriormente Becker et al. (1976) descreveram os modelos em base diária e mensal para todo o sistema do Central Valley Project. No modelo mensal as previsões de vazão baseiam-se em modelos de regressão que preservam a estrutura de correlação existente entre as sub-bacias do sistema. No modelo diário as previsões são obtidas por modelagem de certos componentes do ciclo hidrológico. Estas previsões são continuamente atualizadas. Na época o modelo mensal estava sendo utilizado como ferramenta auxiliar no gerenciamento do sistema, o diário estava sendo implementado e o modelo horário

estava nos estágios iniciais de desenvolvimento. Em 1979, Yeh et al. apresentaram este novo modelo em base horária, com horizonte de 24 horas. O modelo horário é parte do modelo total de decisão e seria utilizado conjuntamente com os modelos mensal e diário para otimização da operação em tempo real. Salienta-se que a utilização dos três modelos em sequência geralmente não conduz a um ótimo global, pelos problemas resultantes da decomposição e aproximações resultantes de limitações computacionais, e pelas incertezas nas previsões de vazão. No entanto, significava uma tentativa de otimizar a utilização da informação disponível e trouxe melhoria na operação real.

Sigvaldason (1976) descreveu um modelo matemático para avaliar alternativas de operação para o sistema da bacia do rio Trent (Ontario, Canada) que é composto por 48 reservatórios. O conceito subjacente no modelo é a representação matemática da percepção do "operador chefe" sobre o ótimo operativo e a sua implementação através de uma técnica de otimização. O controle de cheias é atendido por volumes de espera em cada um dos reservatórios, antecipando-se aos períodos de vazões altas, particularmente na primavera. O modelo foi especialmente desenvolvido para captar o processo de monitoramento e tomada de decisão do operador chefe. Este necessita conhecer o estado do sistema (níveis em reservatórios e vazões em pontos de controle), as previsões de vazões afluentes descontadas as perdas devido à evaporação, evapotranspiração e infiltração, bem como a política de operação. A partir dessas informações tentará encontrar a decisão ótima para o próximo intervalo de operação. O processo

de decisão foi simulado atribuindo-se penalidades a desvios em relação a armazenamentos e vazões em pontos de controle considerados ideais. O modelo foi utilizado para desenvolvimento de planos de operação, sendo após convertido para uso operacional. Em 1975 estava sendo utilizado na operação diária do sistema com resultados promissores. Previsões de vazões são assumidas como dados de entrada do modelo.

Toebes e Rukvichai (1978) analisaram o método operativo vigente na bacia do rio Green (Kentucky, E.U.A), o qual se baseava em planos operativos que seguiam a orientação básica constante da publicação "Reservoir Regulation" (Corps of Engineers, U.S. Army, 1959). Os esquemas de operação resultantes se compunham de "curvas-guia", regras fixas e restrições relativas a níveis em reservatórios, vazões defluentes e níveis em rios. As curvas-guia eram diagramas que relacionavam datas dentro do ano a níveis máximos em reservatórios, representando a política de operação de longo prazo, com dois principais objetivos: controle de cheias (inverno) e recreação (verão). Durante cheias e secas os níveis dos reservatórios se desviavam destas curvas-guia, sendo as regras fixas que especificam as táticas ou procedimentos para retornar a elas. As regras fixas traduziam a política operativa de curto prazo. No entanto, os esquemas de operação eram considerados apenas como diretrizes pelos operadores dos reservatórios. O atendimento a regras fixas era frequentemente relaxado para levar em conta informações como previsões de vazão e situações especiais. Portanto a política de curto prazo era, em parte, estabelecida empiricamente. A partir

destas constatações os autores desenvolveram uma análise por comparação entre a simulação das regras formalmente estabelecidas e a operação real, concluindo que percentagem significativa das operações não atendia aquelas regras, havendo um conjunto de regras não escritas influenciando na operação. Os autores consideraram de grande importância esta análise das operações reais para o desenvolvimento de modelos de operação de curto prazo.

Hasan Yazicigil et al. (1983) apresentaram um modelo de otimização para o mesmo sistema do rio Green que podia ser utilizado pelos operadores na melhoria da operação a curto prazo e para a obtenção de melhores diretrizes de longo prazo. O modelo utilizava programação linear e era construído de forma a imitar o processo de decisão do qual resultavam as descargas reais, isto é, procurava reproduzir o comportamento dos decisores observado em cheias históricas. No planejamento da operação, em fase anterior à utilização do modelo, não se fazia referência explícita ao uso de previsões de chuva e vazão. Na operação real, entretanto, as informações disponíveis de previsão eram utilizadas no processo decisório. A representação sistemática dos objetivos e prioridades da operação considerou estados do sistema (e correspondentes decisões operativas) ideais ou metas e os desvios desses estados foram associados a penalidades, não necessariamente expressas em unidades monetárias. O estado ideal foi definido por níveis-meta para os quatro reservatórios do sistema, por vazões-meta em várias estações de controle e por valores de taxas de variação de descargas dos reservatórios que não deviam ser excedidas. O modelo de otimização tentava minimizar

a soma de penalidades no horizonte de planejamento (tipicamente 1 a 5 dias). Nesta operação a curto prazo o modelo utilizava previsões de vazão dentro do horizonte de planejamento. No entanto somente a decisão para o primeiro período era implementada. As decisões para os outros períodos futuros eram revisadas durante a próxima rodada do modelo, com previsões atualizadas. Portanto, a qualidade dos resultados dependia da precisão das previsões fornecidas para todo o horizonte de planejamento. Testes com dados reais mostraram redução de picos de cheias e redução das penalidades com a utilização do modelo em relação à operação histórica.

Can et al. (1985) estudaram o problema associado com a previsão imperfeita de afluências a um reservatório, utilizando o reservatório de Green, um dos quatro da bacia do rio Green, localizada nos Estados Unidos da América. Para tanto foi desenvolvido um modelo de programação matemática que otimizava a operação hidráulica para um horizonte variável de intervalos de tempo (dias no caso). No entanto, apenas a descarga ótima para o primeiro dia era implementada. No início do próximo dia, com o armazenamento inicial atualizado, considerando a afluência real e novas previsões, o modelo era novamente resolvido e encontrada a descarga ótima para o intervalo corrente. Assim, o algoritmo de otimização era utilizado em conjunto com uma rotina de simulação e o total de penalidades obtido durante um período extenso era analisado. Vários modelos de previsão foram testados, incluindo a previsão perfeita (possível quando se trabalha com o passado), em combinação com vários horizontes de previsão/planejamento. Uma das conclusões para o caso estudado foi que nem sempre uma

extensão do horizonte de previsão melhorava a operação, pois isto geralmente implicava numa deterioração da qualidade das previsões. A extensão do horizonte só traz melhorias quando a previsão é perfeita ou muito precisa.

A bacia do rio Tennessee (U. S. A.), com 106.000 km² de área de drenagem, localiza-se na região sudeste dos Estados Unidos. A construção e operação do seu sistema de reservatórios coube a uma agência governamental, a "Tennessee Valley Authority" (T.V.A.), criada por um ato do Congresso Americano em 1933 com a finalidade de proporcionar controle de cheias e navegação, podendo, se não conflitar com estes objetivos, gerar energia elétrica e utilizar os reservatórios para outros fins. O sistema compreende 35 reservatórios, sendo 21 de usos múltiplos e 14 para geração de energia. Doze dos reservatórios de usos múltiplos se localizam em afluentes e nove no curso principal.

A operação histórica do sistema com as principais políticas de operação é descrita em diversas publicações a partir das quais foram revisados os principais aspectos de interesse para o estudo (Cooper, 1972; Cooper e Roberts, 1976; Linsley, 1951; Rutter, 1951; Shelton, 1979; T. V. A. s.n.t., 1961 e 1978; Wunderlich, s.n.t.).

Sendo prioridade o controle de cheias e tendo como principal potencial de danos a cidade de Chattanooga, o planejamento do sistema de reservatórios a montante desta cidade foi dirigido para a eliminação ou ao menos redução daquele potencial.

Os reservatórios do sistema são classificados pela T. V. A. em dois grupos: reservatórios de múltiplos objetivos em

afluentes e reservatórios de múltiplos objetivos no curso principal. Diferem no método de operação, capacidade de armazenamento para cheias e efeito nos locais de restrição, isto é, enquanto as descargas dos reservatórios dos afluentes ainda são passíveis de regularização pelos reservatórios do curso principal, as descargas destes podem influenciar diretamente os níveis em locais de restrição. Para os dois tipos há curvas-guia que definem os ciclos anuais de formação e enchimento dos volumes de espera, conjuntamente com variações nos níveis para atender a outras finalidades (T.V.A.: Floods and Flood Control, 1961). Assim, vemos que os volumes de espera são pré-fixados para cada dia do ano. Estas curvas permitem que os reservatórios sejam operados para vários objetivos levando em conta a sazonalidade das afluências.

A operação do sistema requer que sejam coletados dados detalhados de precipitações, níveis em rios e dados de reservatórios a nível diário (em cheias pode chegar a horário). Requer ainda previsões de vazão para vários dias no futuro e um sistema confiável de comunicação para recepção de dados básicos e transmissão de instruções de operação. Além disso recebem-se previsões meteorológicas detalhadas para o dia corrente e para vários dias no futuro providas de outras instituições (Shelton, 1979).

As previsões são revisadas diariamente ou a intervalos mais curtos dependendo das condições meteorológicas e servem como subsídio para o planejamento da operação das usinas hidrelétricas. O planejamento baseado em previsão quantitativa de chuvas é limitado normalmente a 48 horas porque além desse

tempo o acerto das previsões é muito baixo (Cooper,1972).

Apesar de haver um conjunto definido de curvas e regras, na operação em tempo real nem sempre isto é levado em conta, servindo apenas como base para as decisões, para as quais concorrem outros fatores como as previsões e restrições temporárias. Sobre este aspecto a publicação "Floods and Flood Control"(T.V.A., 1961), citada também por Neiva e Pinheiro (1983), esclarece: "Embora os conceitos básicos da operação de controle de cheias possam ser estabelecidos pelo reconhecimento dos objetivos e pelo estudo da experiência passada, a operação de um grande sistema de reservatórios de múltiplos usos não pode ser reduzida a procedimentos rotineiros fixos a serem obedecidos em todas as cheias".

O método de regras fixas para esta bacia fundamenta-se na premissa de que o espaço reservado para armazenamento de cheias em um reservatório só deve ser totalmente preenchido quando ocorra uma cheia que se aproxime da "máxima provável" ou, quando o sistema meteorológico que causou a cheia já tenha se desenvolvido plenamente e esteja em grande parte dissipado.

Vemos portanto, que no planejamento a curto prazo da operação dos reservatórios da T.V.A. são utilizados todos os dados disponíveis dos reservatórios, além de dados pluviométricos e fluviométricos de uma rede operada em tempo real e ainda previsões meteorológicas.

Em 1983 na T.V.A. eram utilizados modelos hidrológicos para previsão de vazões e para simulação da operação dos reservatórios, além do conjunto de regras fixas, para orientar o planejamento e a tomada de decisões, não existindo um modelo

ou método que sintetizasse todas estas informações e fornecesse a solução ótima (Neiva e Pinheiro, 1983).

Apesar de considerar que não existissem métodos que resolvessem totalmente o problema de gerenciamento do sistema a T.V.A. pretendia completar até 1985 um projeto para o desenvolvimento de modelos matemáticos para tratar os vários aspectos do problema de operação, incluindo: modelos de previsão para variáveis hidrológicas e demandas, simulação dos processos físicos do sistema, métodos de avaliação dos objetivos operacionais e métodos de programação da operação. A expectativa era que o uso combinado desses métodos ajudasse a encontrar as estratégias operativas que satisfizessem todas as restrições do sistema e otimizassem um "índice de eficiência" do sistema (Wunderlich, s.n.t.).

A respeito de sistemas implantados em computadores Wunderlich (s.n.t.) afirma:

"... qualquer deles que simula um problema complexo do mundo real é afetado por limitações na modelagem matemática do sistema físico e pelas incertezas associadas com os dados de entrada e demandas. Dessa forma, a avaliação e implementação de seus resultados ainda depende do julgamento do usuário, de como ele interpreta a maior quantidade, mas ainda incompleta, de informações proporcionadas pelos métodos utilizados. Portanto, os resultados finais dependem do decisor. Os métodos propostos podem somente subsidiá-lo nesta tarefa".

Nelson e Rockwood (1971) descreveram em detalhe os métodos de planejamento da operação hidráulica a curto prazo do sistema de reservatórios da bacia do rio Columbia (U.S.A.). O controle de cheias do rio Columbia e seus afluentes é uma

das funções mais importantes do seu sistema de reservatórios. Por volta de 1973 previa-se capacidade suficiente para controlar todas as cheias históricas do canal principal em níveis razoáveis de segurança e também proporcionar abatimento significativo do pico da cheia de projeto.

O rio Columbia caracteriza-se por ser o maior rio alimentado por degelo nos E.U.A. (656.000 km²). A vazão de degelo aumenta gradualmente até ser atingido o pico anual, em geral na primeira metade de junho. A proteção contra cheias é obtida por diques e pela redução de vazões por reservatórios.

A facilidade de se prever com precisão os volumes sazonais de descarga, quando são resultantes de degelo, fazia com que o deplecionamento para usos conservativos fosse planejado a longo prazo.

Para controle de cheias o objetivo básico era utilizar o armazenamento de modo a obter redução máxima na vazão de pico do baixo Columbia; assegurar vazões que não inundassem as planícies com potencial de danos em afluentes situados nas cabeceiras; e a recuperação dos reservatórios para atender a outras funções no final do período anual de cheias.

Embora o volume afluente total seja bem determinado, não o é sua distribuição no tempo, a qual depende do efeito de sequências de eventos meteorológicos durante o degelo. Assim o plano de controle de cheias baseava-se no princípio que, tanto quanto possível, o volume vazão para controle de cheias deve controlar a cheia que ocorreria sob uma sequência crítica de eventos meteorológicos, dada uma previsão do volume total escoado.

Cada reservatório preenchia seu volume baseando-se no

volume previsto e ajustando a descarga para não ultrapassar os limites impostos por restrições próximas, já que as áreas que sofrem os maiores danos estão a jusante de todo o sistema. O papel dos reservatórios (suas finalidades) influem no modo de operar durante cheias, e aqueles situados mais a jusante operavam com descargas variáveis de modo a fazer o ajuste fino no controle de cheias do baixo Columbia. O ponto de controle era The Dales (Oregon) com vazão de restrição de $12750 \text{ m}^3/\text{s}$. Na depleção procurava-se criar suficiente volume vazio para controlar as vazões em torno da restrição. No enchimento, os objetivos podiam ser modificados com base em simulações diárias pelo modelo SSARR ("Streamflows Syntesis and Reservoir Regulation"). Durante a estação de cheias era possível testar diariamente as condições do sistema e de jusante que ocorreriam sob uma sequência crítica de eventos meteorológicos até o final da estação.

A operação de reservatórios de cabeceira se dava nas condições e curvas-guia locais ao invés das condições do baixo Columbia. O controle direto do baixo Columbia era conseguido pelos reservatórios de jusante em base diária. Simulações e previsões pelo SSARR forneciam as informações para o controle diário. Além disso eram utilizadas curvas-guia para todo o sistema e para cada reservatório.

Para o volume sazonal os erros médios de previsão variavam de 6 a 8% e os erros padrão estavam em torno de 10%.

Os critérios para depleção e reenchimento de cada reservatório foram desenvolvidos e testados através de simulações com o histórico de vazões diárias.

A depleção para formação de volumes de espera era feita

com base na previsão do volume sazonal afluente. A previsão do volume afluente no período abril/agosto era o parâmetro para a escolha da curva-guia de deplecionamento.

Na regulação diária o plano operacional de controle de cheias se baseava em simulações do escoamento do rio e da operação dos reservatórios para determinar a operação do baixo Columbia. As previsões e simulações utilizavam o modelo SSARR que compreende:

a) um modelo generalizado da bacia para gerar as vazões ocasionadas por degelo, chuvas ou combinações;

b) um modelo do sistema fluvial para propagar vazões considerando efeitos de remanso de reservatórios ou marés de uma forma generalizada (capaz de representar qualquer configuração desejada).

c) um modelo de operação de reservatório onde as vazões afluentes predeterminadas ou geradas possam ser propagadas para jusante de acordo com diversos modos de operar considerando restrições e características dos reservatórios.

A aplicação do SSARR era diária a partir do início das cheias (abril) e só terminava quando todo o perigo de cheias já tivesse passado e com os reservatórios cheios. O horizonte de previsão era de 30 dias, ocasionalmente 45 dias. Apesar das previsões meteorológicas serem confiáveis apenas para um horizonte de 3 a 5 dias, os fatores hidrometeorológicos que afetam a vazão podem ser estendidos até o horizonte de previsão considerando condições de degelo normais ou máximas e ambas as condições são verificadas a cada dia para avaliar o potencial de vazões.

Portanto o modelo SSARR era utilizado no

desenvolvimento e também na aplicação do plano operacional de controle de cheias.

Eichert et al. (1975) apresentaram uma descrição das técnicas que estavam em desenvolvimento no HEC (Hydrologic Engineering Center, U.S. Army) para o estudo dos critérios de decisão da operação a curto prazo dos cinco reservatórios de controle de cheias da bacia do rio Merrimack.

O método de previsão de vazões proposto utilizava propagação desde postos a montante de reservatórios e considerava que o hidrograma entraria em recessão a partir do instante em que não fosse mais possível prever vazões. Considerava pouca ou nenhuma precipitação ou degelo no futuro, de modo a fornecer as vazões mínimas passíveis de ocorrência no futuro. Com isto era possível determinar através de um modelo de simulação se um reservatório seria totalmente ocupado durante uma operação de controle de cheias. A qualidade dos modelos de previsão foi avaliada através dos parâmetros estatísticos "erro médio" e "erro padrão". Outra indicação foi a eficiência da operação do sistema comparando os resultados da operação em cheias históricas com e sem previsões.

O modelo de operação de reservatório foi desenvolvido de forma a minimizar inundações e esvaziar os reservatórios o mais rapidamente possível, preparando-os para as próximas cheias. Ainda são consideradas defluências máximas e mínimas e taxas de variação das mesmas. Utilizando dados históricos determinou-se a melhor combinação de vários parâmetros com o método de previsão de vazões e o horizonte de planejamento.

Para identificar as ferramentas utilizadas na operação

de controle de cheias na bacia do rio Ottawa (Canada) foram analisados os trabalhos de Bechard et al. (1981,1981), Corbu e Thompson(1982) e Corbu e Lau (1984), a partir dos quais elaborou-se a descrição a seguir.

Este rio drena uma área de 146.000 km² com uma vazão média de 1950 m³/s. Serve em parte como fronteira entre as províncias canadenses de Ontario e Quebec. Vários órgãos provinciais e federais estão envolvidos ou são afetados por sua operação, que também tem implicações internacionais, já que é um afluente do Rio São Lourenço que drena os Grandes Lagos e se constitui em parte da fronteira entre Canada e Estados Unidos.

Os 33 maiores reservatórios foram construídos para satisfazer as crescentes necessidades energéticas e totalizam aproximadamente 3500 Mw de potência instalada repartidos entre as agências governamentais Ontario Hydro e Hydro-Québec.

Nenhum reservatório foi construído especificamente para controle de cheias, embora a regularização para fins energéticos e navegação tenha proporcionado redução de cheias ao longo do anos. Isto encorajou a utilização das áreas ribeirinhas e como consequência, enchentes são agora um aspecto importante da operação.

A utilização dos reservatórios prioritariamente para geração de energia não garante que possa haver redução de danos de enchentes sob as mais severas condições hidrológicas. E embora existam muitos reservatórios, somente 40% da bacia é controlada, prevendo-se que enchentes continuarão a ser um problema importante apesar de alguma proteção adicional proporcionada pela aplicação de métodos de operação

melhorados.

Como resultado de duas cheias de porte que ocorreram na bacia nos anos 70, os governos federal e provincial formaram o "Comité de Planejamento da Operação do Rio Ottawa" (Ottawa River Planning Committee). Uma de suas funções mais importantes era recomendar critérios para a operação do rio levando em consideração todos os interesses de usuários. Para atendê-la formou um grupo de trabalho com representantes dos vários órgãos envolvidos na operação, e um consultor externo, com atribuição de desenvolver um modelo matemático de operação.

O rio Ottawa é operado para produção de energia, proteção contra cheias, navegação, manutenção de vazões mínimas, qualidade d'água, recreação e transporte de madeira (troncos). No entanto, os dois objetivos principais são geração de energia e controle de cheias, que são conflitantes em anos com altas vazões na primavera. O modelo de operação do rio (MOR) faz uma otimização com múltiplos objetivos utilizando a seguinte função objetivo:

$$\text{máx } Z = c_1 \cdot Z_1 - c_2 \cdot Z_2$$

- onde Z_1 representa o valor da geração de energia a ser maximizado e Z_2 os danos de enchentes a serem minimizados. Os coeficientes c_1 e c_2 permitem barganhas (trocas, "trade-offs") entre os dois objetivos e obedecem aos seguintes requisitos:

$$c_1 + c_2 = 1$$

$$0 \leq c_1 \leq 1$$

$$0 \leq c_2 \leq 1$$

- esta técnica de otimização é conhecida como o método dos pesos ou método paramétrico.

O objetivo Z_1 requer um horizonte de planejamento de um ano. Ao mesmo tempo a operação do sistema requer diretrizes diárias para as descargas dos reservatórios. Como o problema da dimensionalidade não permite que o modelo utilize um horizonte tão longo quanto um ano com discretização diária, a otimização é obtida em estágios por uma série de tres modelos: longo, médio e curto prazo.

O modelo de longo prazo otimiza somente o objetivo energético ($\max Z = Z_1$) e utiliza períodos de tempo variáveis entre 2 e 4 semanas. O de médio prazo otimiza ambos, Z_1 e Z_2 e permite barganhas entre eles. Seu horizonte temporal cobre o período histórico mais longo de uma cheia de primavera, 4 meses, que são discretizados em semanas. O modelo de curto prazo cobre um horizonte de 10 dias e é utilizado na operação diária dos reservatórios. Os tres modelos são consistentes entre si, sendo que o de mais alto nível fornece os dados de entrada para os subsequentes. Para finalidades operativas os tres modelos são rodados sequencialmente com previsões atualizadas.

O objetivo Z_1 representa o ganho em dólares da energia gerada em todas as usinas durante o horizonte temporal do modelo, levando em conta o custo variável de substituição da energia hidráulica, manutenções e restrições de descargas, níveis em reservatórios e descargas para outras finalidades: recreação e meio ambiente, dentre outras.

O objetivo Z_2 representa os danos totais em unidades monetárias de enchentes nos locais considerados (Montréal, Maniwaki e Pointe Gatineau). Em cada local existe uma relação vazão x dano obtida por investigações de campo. O modelo

minimiza os danos totais reduzindo-os primeiramente no local e no período onde o maior decréscimo pode ser obtido.

As previsões de vazão são fornecidas através de modelo desenvolvido pela Hydro-Québec, o qual leva em conta inclusive dados meteorológicos e produz séries de vazões médias equiprováveis. Em seguida o modelo utiliza estas séries para gerar previsões de vazão em qualquer nível desejado de probabilidade, em termos de volume total afluyente anual e pico de vazão. No processo de otimização pode-se utilizar qualquer uma destas previsões como parte dos dados de entrada para obter uma otimização determinística.

Para evitar desvios (tendenciosidade) em relação aos objetivos utiliza-se uma previsão mediana. Isto é, uma previsão para cada local que é caracterizada por um volume anual e um pico com probabilidade de excedência de 50 %. Se tal não fosse feito, e por exemplo, as cheias fossem sistematicamente superestimadas, o objetivo de controle de cheias se tornaria dominante em relação a objetivos ligados a usos conservativos, mesmo que isto não fosse considerado na função objetivo.

Na função objetivo foram introduzidos os coeficientes c_1 e c_2 porque a avaliação dos ganhos com geração de energia e redução de danos em cheias não reproduz exatamente a avaliação da sociedade. Assim aqueles coeficientes permitem que os "decisores" representem mais aproximadamente sua percepção sobre os verdadeiros valores de Z_1 e Z_2 .

O modelo de médio prazo é utilizado para que os "decisores" estudem as trocas ("trade-offs") entre os dois objetivos.

As empresas de energia que construíram os reservatórios e usinas tem tradicionalmente operado este sistema principalmente para atender seus propósitos. Enchentes não eram uma preocupação relevante no passado, uma vez que os reservatórios sempre proporcionavam algum abatimento das cheias. Isto incentivou a ocupação da planície de inundação tornando o problema importante.

Por um lado as empresas de energia defendem o uso de um baixo coeficiente c_2 , argumentando que mesmo assim há redução de danos em relação as condições naturais. Por outro lado as agências interessadas em reduzir os danos argumentam que, se o valor monetário real para Z_2 pudesse ser determinado com precisão os pesos deveriam ser iguais a 0,5. Como na prática é difícil avaliar Z_2 para incorporar não somente o custo econômico mas também os sociais e humanos associados a enchentes, deveria ser utilizado um coeficiente c_2 maior que 0,5.

O modelo de médio prazo é rodado uma ou duas vezes por semana e os "decisores" estão localizados em cidades distantes entre si (Toronto, Ottawa, Québec). Deste modo, para evitar vários problemas práticos (como reuniões frequentes, comunicação das políticas adotadas a seus subordinados), foi desenvolvida uma metodologia para fixar os coeficientes do modelo. Os primeiros estudos com o modelo confirmaram que, para coeficientes c_2 pequenos um incremento em seu valor resultava em benefícios de redução de danos de cheias maiores que as perdas de geração de energia. Essa diferença entre a redução dos danos totais e a correspondente perda de geração obtida para um valor particular de c_2 pode

ser definido como um benefício líquido para a sociedade como um todo, apesar do fato que os beneficiários da redução de danos não são os mesmos beneficiários da geração de energia.

Este "máximo benefício líquido" (Máx NB_c) resulta de:

$$\text{Máx NB}_c = Z_1 \cdot c - Z_2 \cdot c$$

Na prática o máximo benefício líquido foi encontrado rodando-se repetidamente o modelo de otimização com valores de c_2 pré-definidos e crescentes. O valor de c_2 associado ao máximo benefício líquido pode ser chamado de c_2 ótimo, enquanto que os valores de Z_1 e Z_2 correspondentes representam a melhor alternativa de troca ("trade off"). Deve ser lembrado que embora esta solução seja economicamente eficiente, ela representa a melhor solução somente se o conceito de máximo benefício líquido for aceitável social e politicamente, pois como já foi dito os beneficiários dos dois objetivos não são os mesmos.

Utilizando a metodologia, a ORRPC (Comite de Planejamento da Operação do Rio Ottawa), com os dados de cheias históricas de porte (1960, 1974 e 1976), caracterizadas por altas contribuições de vazão provenientes de diferentes partes da bacia, determinou um coeficiente c_2 de 0,5 que foi aceito e utilizado durante as estações de cheias de 1982 e 1983.

No Brasil a experiência de operação hidráulica está concentrada no setor elétrico, detentor da maioria dos reservatórios de porte. Em muitos desses reservatórios há restrições na operação hidráulica relacionadas a regiões urbanas e agrícolas a jusante, pontes e navegação, dentre outros, fazendo com que o controle de cheias passe a ser

considerado como indissociável do objetivo energético, razão da existência dos reservatórios. Com efeito, as pressões políticas e sociais são crescentes.

O maior esforço no desenvolvimento e implantação de técnicas e métodos de controle de cheias se deu a partir da ruptura das barragens da CESP (Companhia Energética de São Paulo) em 1977, podendo-se citar o próprio esforço da CESP e das outras empresas de energia elétrica. Estas através de vários grupos de trabalho, geralmente coordenados pela Eletrobrás (Centrais Elétricas Brasileiras), absorveram e implantaram uma metodologia de operação hidráulica e controle de cheias baseada no trabalho de instituições tais como o "Corps of Engineers" (U. S. Army) e do "Bureau of Reclamation" (U. S. A.). A metodologia envolve a determinação dos volumes de espera para controle de cheias a jusante, o estabelecimento de curvas-guia que fornecem a variação sazonal dos volumes de espera e uma série de esquemas e diagramas de operação que regulam a operação em tempo real dos reservatórios ou dos sistemas de reservatórios. Não são utilizadas técnicas de otimização como é o caso da bacia do rio Ottawa e outras citadas anteriormente.

Apesar de haver sempre recomendações para a utilização de métodos de previsão de vazões, na maioria dos relatórios de estudos coordenados pela Eletrobrás (Grupo Coordenador para a Operação Interligada, 1980 a 1989), as técnicas empregadas para controle de cheias não incorporam as previsões. Isto é, para utilizá-las não são necessários sistemas de previsão, a exemplo de outros métodos baseados em regras fixas citados anteriormente (bacia do rios Tennessee e Green).

A CESP (Companhia Energética de São Paulo) é a instituição nacional com maior experiência na operação de sistemas de previsão de vazões. Seu sistema Tartarus (Konishi, 1988 e Leite, 1988), que é um modelo matemático determinístico de simulação hidrológica, faz previsões para as bacias dos rios Tietê, Paranapanema e Paraná, abrangendo uma área de 281.000 km² com 13 reservatórios. Utiliza dados de uma rede telemétrica com 84 sensores pluviométricos e 29 sensores fluviométricos, além de rede manual (telefone e rádio). Já utilizou dados de chuvas quantificados por radar meteorológico entre 1980 e 1983 sem bons resultados no aspecto quantitativo, com desvios de até 100% nas observações pluviométricas (Konishi, 1988). Este sistema opera atualmente a nível de programação, fornecendo um boletim diário da operação hidráulica válido a partir das 00:00 h do dia seguinte, que informa previsões de vazões médias diárias e níveis nos reservatórios para um período de 7 dias a frente, obtidos por simulações. O principal objetivo é dar suporte à execução da operação hidráulica em tempo real e à programação energética.

Como o Tartarus é um sistema muito pesado para a operação em tempo real, a CESP está estudando e implantando novo sistema mais simples e com menor tempo de resposta de computador, que permita a tomada de decisões em prazos adequados. O sistema de operação em emergência (SOSEM) prescinde de informações de previsão e opera com base em regras fixas para cada reservatório.

Sob o ponto de vista de operação hidráulica com previsões, Benedito Braga (1985) desenvolveu um estudo para o reservatório de Ponte Nova (rio Tietê) do Departamento de

Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo, localizado a montante da cidade de São Paulo. O reservatório é operado para controle de inundações, abastecimento de água e irrigação.

Através da "Teoria da Análise de Decisões" foi construída uma "função utilidade" para retratar o comportamento do decisor em relação ao risco. Essa função foi utilizada como função objetivo a ser maximizada por um modelo de programação dinâmica. Este era rodado utilizando os vários modelos de previsão a serem testados, dentro de um número de estágios ou períodos correspondentes ao horizonte de previsão. A seguir, a decisão para o primeiro estágio era simulada considerando-se a vazão realmente observada, calculando-se o valor da função utilidade que seria obtido com o emprego da previsão. Repetia-se as fases de otimização e simulação para toda a extensão do período escolhido para teste, calculando-se o valor esperado da função utilidade para todo o período. O melhor modelo apresentaria o maior valor esperado.

Para a aplicação específica o autor concluiu que, mesmo uma previsão perfeita não teria interesse. No entanto pede cautela para que a conclusão não seja generalizada, pois depende basicamente das características específicas do reservatório e da atitude do operador do mesmo em relação ao risco.

Considerando os diversos sistemas de planejamento ou de decisão utilizados na operação hidráulica constantes da bibliografia pesquisada, notamos que todos pretendem conduzir a uma operação ótima. No entanto, a forma de resolver o problema permite que sejam classificados como baseados em simulações ou em métodos de otimização. Simulação consiste na

utilização de um modelo que reproduza certas respostas do sistema real às decisões operativas, permitindo ao decisor avaliá-las em relação à sua percepção de ótimo ou à objetivos pré-definidos. No caso da otimização, a decisão ótima é encontrada através de métodos matemáticos que maximizam ou minimizam o valor de alguma função objetivo, a qual deve representar os reais objetivos da operação do sistema ou a percepção do decisor.

Os casos reais estudados na revisão bibliográfica foram assim classificados, como apresentado a seguir:

- a) Simulação: - bacia do rio Tennessee
 - bacia do rio Columbia
 - bacia do rio Merrimack
 - setor elétrico brasileiro
 - bacias com reservatórios da CESP
- b) Otimização: - bacia do rio Dee
 - bacias dos rios Trinity, Sacramento e American (Central Valley Project)
 - bacia do rio Trent
 - bacia do rio Green
 - bacia do rio Ottawa
 - bacia do rio Tietê (res. Ponte Nova)

3. METODOLOGIA DO ESTUDO

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Historicamente os métodos de operação mais antigos refletem as dificuldades advindas de precários recursos computacionais e de comunicação (telemetria), praticamente não incorporando previsões e utilizando regras bastante simples, como aquelas em que as decisões operativas dependem apenas dos níveis atingidos nos reservatórios.

Com a maior disponibilidade de recursos computacionais e de equipamentos de comunicação e telemetria tornou-se possível a implantação de métodos de previsão de vazões que requerem a coleta e o processamento de uma grande quantidade de dados de entrada, em conjunto com técnicas de planejamento da operação mais sofisticadas, geralmente baseadas em algoritmos de simulação e/ou otimização. Vários exemplos deste tipo foram apontados na revisão bibliográfica: operação da bacia do rio Dee (Inglaterra), da bacia do Central Valley Project (E.U.A.), rio Green (E.U.A.), rio Tennessee (E.U.A.), rio Columbia (E.U.A.), rio Merrimack (E.U.A.) e na bacia do rio Ottawa (Canada). Como exemplos nacionais temos o reservatório de Ponte Nova no rio Tietê (técnica de otimização) e dos reservatórios da CESP (previsões e simulações). Em algumas dessas bacias as técnicas de

otimização integram muitas informações, dentre as quais as previsões assumem papel relevante.

Particularmente importantes para o nosso estudo são os trabalhos de Can e Houck (1985) para a bacia do rio Green e o de Braga (1985) para o reservatório de Ponte Nova, cuja preocupação é a seleção de modelos de previsão através da quantificação dos benefícios avaliados por funções objetivo a serem maximizadas ou minimizadas. Braga chama a atenção para o fato de que, em geral, a questão da escolha do melhor modelo tem sido enfocada sob o ponto de vista estatístico, através da análise de índices (coeficientes de correlação, erro padrão, erro médio, etc), para a escolha entre modelos concorrentes. Estas metodologias não incorporam o comportamento do responsável pela operação em relação ao risco e não consideram o objetivo da operação ou a situação em que o modelo será utilizado.

Portanto, o enfoque estatístico não conduz a resultados conclusivos, mas tem sua utilidade na fase de calibração de modelos de previsão. Os modelos de regressão múltipla, por exemplo, se utilizam do método dos mínimos quadrados. As modelagens físicas podem se utilizar de estatísticas para medir o ajuste aos dados observados.

Considerando que os métodos de previsão aplicados a operação de reservatórios não são um objetivo em si, mas que só podem ser julgados por seus resultados, propõe-se neste trabalho que para sua avaliação considerem-se as seguintes etapas:

a) construção de modelo específico para o planejamento da operação do reservatório ou sistema em questão, que utilize

os modelos de previsão a serem testados, ou utilização de modelo já existente.

b) simulação da utilização dos modelos de planejamento dentro de cenários obtidos de eventos do passado para permitir análises de sensibilidade quanto à utilização dos modelos e de diferentes horizontes de planejamento ou previsão.

c) decisão sobre a adoção de modelo e do horizonte de previsão baseada naquelas análises, onde a melhoria que possa ocorrer na operação deve ser medida por objetivos pré-definidos.

Modelos de operação hidráulica utilizados para decisões em situações de cheia se valem de métodos de otimização, ou de simulação, em que o processo de análise é baseado no estudo de alternativas. Para os dois casos, entretanto, é necessária a construção de índices de desempenho ou funções objetivo, residindo aí uma das maiores dificuldades na avaliação dos resultados. Derivam da própria dificuldade de quantificar os objetivos da operação, da dificuldade de captar os verdadeiros mecanismos das decisões reais, e as vezes, da própria definição de quem é o decisor. (Loaiciga e Mariño, 1986; Loucks et al, 1981; Russel e Caselton, 1971)

Na maioria das aplicações práticas tenta-se capturar na função objetivo a atitude do decisor. Benedito Braga (1985) empregou a teoria da utilidade para construir uma função objetivo que retratasse a atitude do decisor frente ao risco para o reservatório de Ponte Nova na bacia do rio Tietê. Na bacia do rio Green foram definidas, em conjunto com o decisor, penalidades para os desvios em relação a metas de armazenamento e vazões em pontos de controle. Na bacia do rio

Ottawa os decisores participaram da escolha dos coeficientes da função objetivo que forneciam o peso relativo do controle de cheias em relação a geração de energia. O importante no processo é identificar claramente a figura do decisor (pessoa ou equipe) que é responsável pela decisão final. Será maior a probabilidade de sucesso do método de planejamento se o decisor estiver envolvido no processo de formulação dos objetivos.

Assim como as funções objetivo, as restrições que definem as características do sistema de reservatórios são, em geral, válidas somente para cada sistema específico e dependem das características físicas e hidráulicas do mesmo, bem como das práticas operativas.

A simulação da utilização dos métodos de operação deve ser a mais fiel possível em reproduzir o cenário real da operação, utilizando, se possível, modelos de simulação do reservatório ou sistema já validados através de eventos reais. Por exemplo, se na simulação for empregado um método de propagação de vazões em canais, é desejável que já tenha sido aplicado no sistema real com bons resultados.

Não existindo modelos de previsão calibrados para a bacia, é razoável que antes do estudo e calibragem de modelos mais complexos sejam efetuados testes com modelos simples que independam de calibragem. São exemplos de tais modelos: o "perfeito", que supõe conhecidas as vazões futuras (possível para cheias históricas observadas); o modelo "grosseiro", que supõe as vazões futuras iguais à última conhecida; e o modelo "intuitivo", baseado em extrapolações lineares das vazões conhecidas. O primeiro permite estabelecer o limite de ganho

com previsões e os demais, se o emprego de modelos simples já conduzem a resultados satisfatórios. A diferença entre os resultados obtidos com o emprego da previsão perfeita e com modelos simples, se pequena, mostrará que não se obterá melhoria significativa com modelos mais sofisticados e que envolvam maior número de variáveis. Evita-se assim o trabalho de desenvolvimento e implantação de sistemáticas de operação de pouca utilidade prática. Em geral, a expansão das redes de coleta de dados pluviométricos e fluviométricos traz melhorias às previsões de vazão. A questão, no entanto, é achar um ponto de equilíbrio entre o ganho real obtido e o aumento dos custos e da complexidade da operação de um sistema de reservatórios.

A seguir apresenta-se a metodologia empregada no estudo de caso abordado neste trabalho, a qual atende as premissas acima.

3.2 CONSTRUÇÃO DO MODELO DE OTIMIZAÇÃO E SIMULAÇÃO

O modo mais objetivo de se utilizar previsões de vazão sistematicamente no processo de decisão relativo à operação hidráulica, é a formulação de um modelo de planejamento construído para atingir metas pré-definidas ou para otimizar benefícios ou índices de desempenho também pré-definidos.

Neste trabalho foi construído um modelo de operação associado a um simulador das decisões resultantes, a fim de que fosse possível avaliar qual o impacto da sua aplicação e o da adoção de diferentes modelos de previsão de vazões e

horizontes de planejamento, na operação de um reservatório isolado durante cheias. O modelo otimiza uma função objetivo, descrita mais adiante, enquanto que o simulador implementa as decisões e permite avaliar seu efeito.

Tipicamente pode-se descrever a operação de um reservatório isolado através de um programa matemático como o descrito pelas equações 1 a 9 abaixo:

$$\text{Minimizar } Z \dots\dots\dots (3.1)$$

Sujeito a

$$Z - \sum_{t=1}^{HP} [PSC(S_t) + PQ(Q_t)] = 0 \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\frac{S_t - S_{t-1}}{\Delta t} + Q_t = A_t; \quad t = 1, 2, \dots, HP \dots\dots\dots (3.3)$$

$$Q_t \geq Q_{\min}; \quad t = 1, 2, \dots, HP. \dots\dots\dots (3.4)$$

$$Q_t \leq Q_{\max}; \quad t = 1, 2, \dots, HP. \dots\dots\dots (3.5)$$

$$S_t \leq S_{\max}; \quad t = 1, 2, \dots, HP. \dots\dots\dots (3.6)$$

$$Q_t - Q_{t-1} \leq TXA; \quad t = 1, 2, \dots, HP. \dots\dots\dots (3.7)$$

$$Q_{t-1} - Q_t \leq TXR; \quad t = 1, 2, \dots, HP. \dots\dots\dots (3.8)$$

$$|Q_t - Q_{t-1}| \geq DQ; \quad t = 1, 2, \dots, HP \dots\dots\dots (3.9)$$

em que t é o índice que referencia os intervalos de tempo de comprimento Δt e varia desde 1 até HP, que é o número de intervalos de tempo do horizonte de previsão; Z é o total de penalidades acumulado durante o horizonte de planejamento

$HP(S_t)$ são as penalidades associadas aos armazenamentos (S_t) no reservatório ao final de cada intervalo de tempo (t); $PQ(Q_t)$ as penalidades associadas às vazões defluentes médias de cada intervalo (Q_t); A_t é a vazão afluyente média líquida (isto é, já descontadas as perdas: evaporação, infiltração e percolação) prevista para o intervalo t ; Q_{min} é a vazão defluente mínima; Q_{max} é a vazão defluente máxima; S_{max} é o volume máximo do reservatório; TXA é a taxa máxima permitida de aumento de vazões defluentes por intervalo de tempo; TXR é a taxa máxima de redução das defluências; e DQ é a variação mínima na vazão defluente, adotada para evitar variações muito pequenas, que são inconvenientes em operações reais.

O objetivo para o qual o modelo foi formulado é a minimização das penalidades acumuladas durante o horizonte de planejamento, como na bacia do rio Green (Can e Houck, 1985). Isto implica em que sejam conhecidos os objetivos da operação do reservatório ou certos níveis de performance desejáveis, para que desvios em relação a estes níveis sejam penalizados. Existem outros tipos de funções objetivo que poderiam ser utilizadas, como por exemplo, as construídas pela teoria da utilidade (Benedito Braga, 1985).

A equação 3.3 é a equação da continuidade ou do balanço de massa aplicada ao reservatório. As desigualdades de 3.4 a 3.8 representam restrições para que os valores das variáveis fiquem dentro de limites aceitáveis. Em especial, as taxas de variação de defluência (inequações 3.7 e 3.8) impedem variações bruscas que podem ocasionar problemas a jusante do reservatório. A desigualdade 3.9 atende a prática de evitar variações na vazão defluente consideradas desprezíveis,

contribuindo para minimizar o número de manobras em vertedores.

Numa operação real a programação matemática seria resolvida no início de cada intervalo de tempo considerado na operação do reservatório, sendo implementada apenas a primeira decisão correspondente a $t = 1$. Ao final de cada intervalo as previsões ($A_1, A_2, A_3, \dots, A_{HP}$) seriam atualizadas e em conjunto com o nível real no reservatório e com a vazão defluente média do intervalo, constituiriam as novas entradas do modelo, que novamente resolvido geraria uma decisão otimizada para o próximo intervalo, e assim por diante.

Para avaliar o efeito de modelos de previsão imperfeitos, o modelo de otimização é aplicado conjuntamente com uma rotina de simulação, sobre dados de cheias já ocorridas. Assim se reproduz com um programa de computador a operação que se obteria pela aplicação do método de operação adotado. Pode-se então analisar o total de penalidades obtido por uma combinação de modelos de previsão, horizontes de previsão e outros parâmetros.

Esta aplicação sobre um período de tempo composto de um número (NINT) de intervalos de tempo, referenciados pelo índice N, e para um horizonte de previsão de HP intervalos obedece aos seguintes passos:

- 1) Início da simulação. Faz-se $N = 1$. O valor do armazenamento inicial é dado e o valor da vazão defluente anterior é tomado como sendo igual ao da vazão afluyente naquele intervalo, pois para $N = 1$ não temos a decisão anterior obtida pelo processo de otimização/simulação.

- 2) Atualizam-se as previsões para os próximos HP

intervalos.

3) Resolve-se o problema de otimização e obtem-se as descargas ótimas para os próximos HP intervalos.

4) Implementa-se a descarga do primeiro intervalo no simulador, fazendo ajustes necessários para adequá-la à capacidade do vertedor e às regras específicas de manobras em comportas. Se a operação for a lâmina livre, o simulador faz o cálculo do amortecimento ("routing" no reservatório) para o intervalo.

5) Atualizam-se as séries dos valores simulados de S e Q e o somatório das penalidades obtidas na simulação. Incrementa-se de uma unidade o valor de N. Se $N > NINT$ termina-se a simulação. Caso contrário volta-se ao passo 2.

A programação matemática foi resolvida através da técnica de programação dinâmica, selecionada por permitir maior flexibilidade quanto à definição de funções objetivo e restrições de níveis e vazões não lineares. Apesar do estudo de caso apresentar somente funções lineares, o programa computacional resultante poderá ser facilmente adaptado para tratar de casos não lineares e com abordagem estocástica.

Define-se a seguir os principais elementos do problema de programação dinâmica (Yeh, 1982):

- estágio: é o intervalo de tempo entre operações de variação da vazão defluente, para o qual as decisões são tomadas. Será considerado fixo, com duração (Δt) e referenciado pelo índice t que pode variar de 1 a HP.

- variável de decisão: é a vazão defluente média no estágio, Q_t .

- variável de estado: o armazenamento do reservatório ao

final do estágio (S_t).

- função objetivo: é dada pela equação 3.2.

- função de transição de estado: é a equação 3.3

reescrita:

$$S_{t+1} = S_t + (A_t - Q_t) \cdot \Delta t \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

- função recursiva de otimização:

$$f_t(S_t, Q_t) = \underset{Q_t}{\text{Min}} [Z(S_t, Q_t) + f_{t+1}(S_{t+1}, Q_{t+1})] \quad (3.11)$$

construída em um esquema de otimização regressiva ("backward").

As restrições representadas pelas inequações 3.4, 3.5, e 3.9 são atendidas pelas discretização das decisões e fixação de seus limites. As taxas de variação são utilizadas para fixar a faixa possível de vazões defluentes no próximo estágio.

Através da Figura 1 pode-se visualizar melhor o processo de otimização regressiva. Nesta figura os planos representam combinações de armazenamentos (discretizados) no início de cada estágio com as decisões possíveis (também discretizadas) para o estágio. Em todos os estágios consideram-se todas essas combinações. As setas na figura representam transições possíveis e ótimas no estágio. Cada interseção em cada plano faz parte de uma trajetória ótima (só uma foi representada na Figura 1) e está associada a um valor da função recursiva. No início do processo de otimização, a partir do último estágio, considera-se um armazenamento (S_{HP-1}) e uma vazão defluente (Q_{HP}), isto é, uma interseção, e com a previsão A_{HP} , chega-se ao armazenamento no final do estágio S_{HP} , associando a interseção às

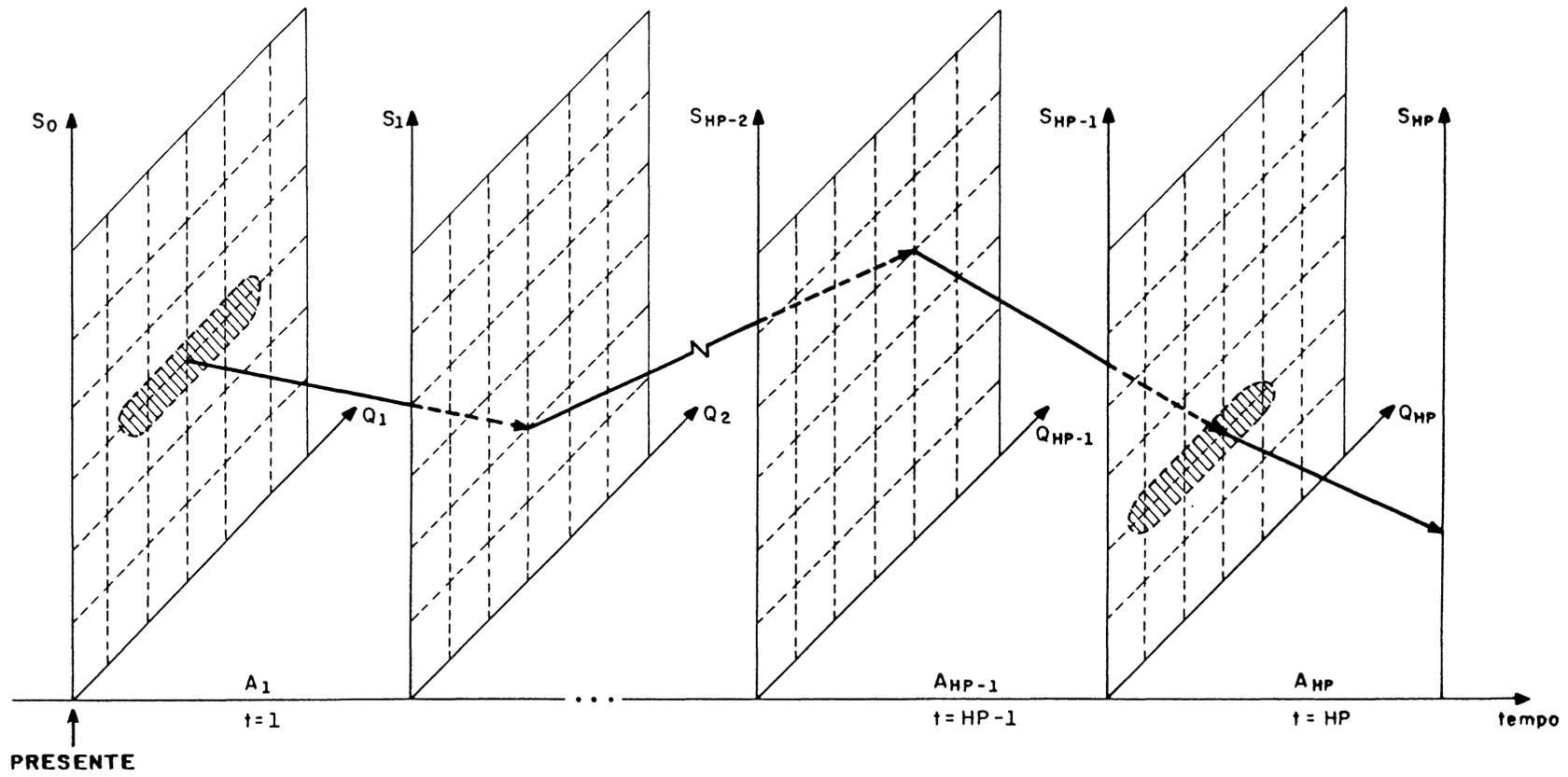
penalidades devido a S_{HP} e Q_{HP} . Varre-se todas as interseções.

Num estágio anterior qualquer (t), inclusive o primeiro, parte-se de um ponto (S_{t-1}, Q_t) e, considerando a previsão A_t , chega-se a um armazenamento S_t . Como as taxas limitam Q_{t+1} a $Q_t + TXA$ e $Q_t - TXR$, pesquisa-se nesta faixa (chachurada na figura) o ponto associado ao menor valor da função recursiva. Este valor somado às penalidades correspondentes a S_t e Q_t é o valor da função recursiva associado à interseção.

Com o armazenamento corrente do reservatório (S_0) e dentro da faixa de vazões defluentes delimitada pela aplicação das taxas a Q_0 (vazão defluente do intervalo anterior), obtem-se a decisão para o primeiro estágio, que é a defluência associada ao menor valor da função recursiva.

A partir das decisões indicadas pelo modelo de operação, pode-se computar o valor da função objetivo (ou de penalização) caso o modelo fosse utilizado na prática, considerando-se em cada estágio não a vazão prevista, mas a ocorrida. O valor acumulado de penalização para cada evento de cheia selecionado do histórico serve de base para avaliar os impactos dos diferentes modelos de previsão.

FIGURA 1 - PROCESSO DE OTIMIZAÇÃO POR PROGRAMAÇÃO DINÂMICA REGRESSIVA



4. APLICAÇÃO PARA O RESERVATÓRIO DE FOZ DO AREIA

4.1 DESCRIÇÃO DA BACIA E DO MÉTODO ATUAL DE OPERAÇÃO

A usina hidrelétrica de Foz do Areia faz parte do sistema existente de usinas da bacia do rio Iguaçu (Figura 2 e 3). Este rio é afluente ao rio Paraná pela margem esquerda e drena uma área de aproximadamente 69000 km². Corre essencialmente na direção leste-oeste entre os paralelos 25°00'S e 27°00'S. Desde suas nascentes, na vertente oeste da Serra do Mar, até sua foz, percorre uma distância de aproximadamente 1000 km, vencendo um desnível de 900 m. Pode ser subdividido em tres trechos, de acordo com suas características de relêvo: Alto Iguaçu, que vai das cabeceiras até o local denominado Porto Vitória e é caracterizado, em quase sua totalidade, por baixas declividades; Médio Iguaçu, de Porto Vitória até Salto Osório, caracterizado por altas declividades (onde se localizam os maiores reservatórios); e Baixo Iguaçu, a jusante de Salto Osório, que apresenta declividades mais suaves (sem reservatórios atualmente). A Figura 3 apresenta um diagrama em que as áreas de drenagem são representadas por segmentos de reta cujos comprimentos representam as áreas de drenagem. Nela estão indicadas as restrições consideradas atualmente na operação do sistema de reservatórios: cidades de União da Vitória e Porto União, a obra da usina hidrelétrica de Segredo e as casas de força das

FIGURA 2 - PERFIL DO RIO IGUAÇU

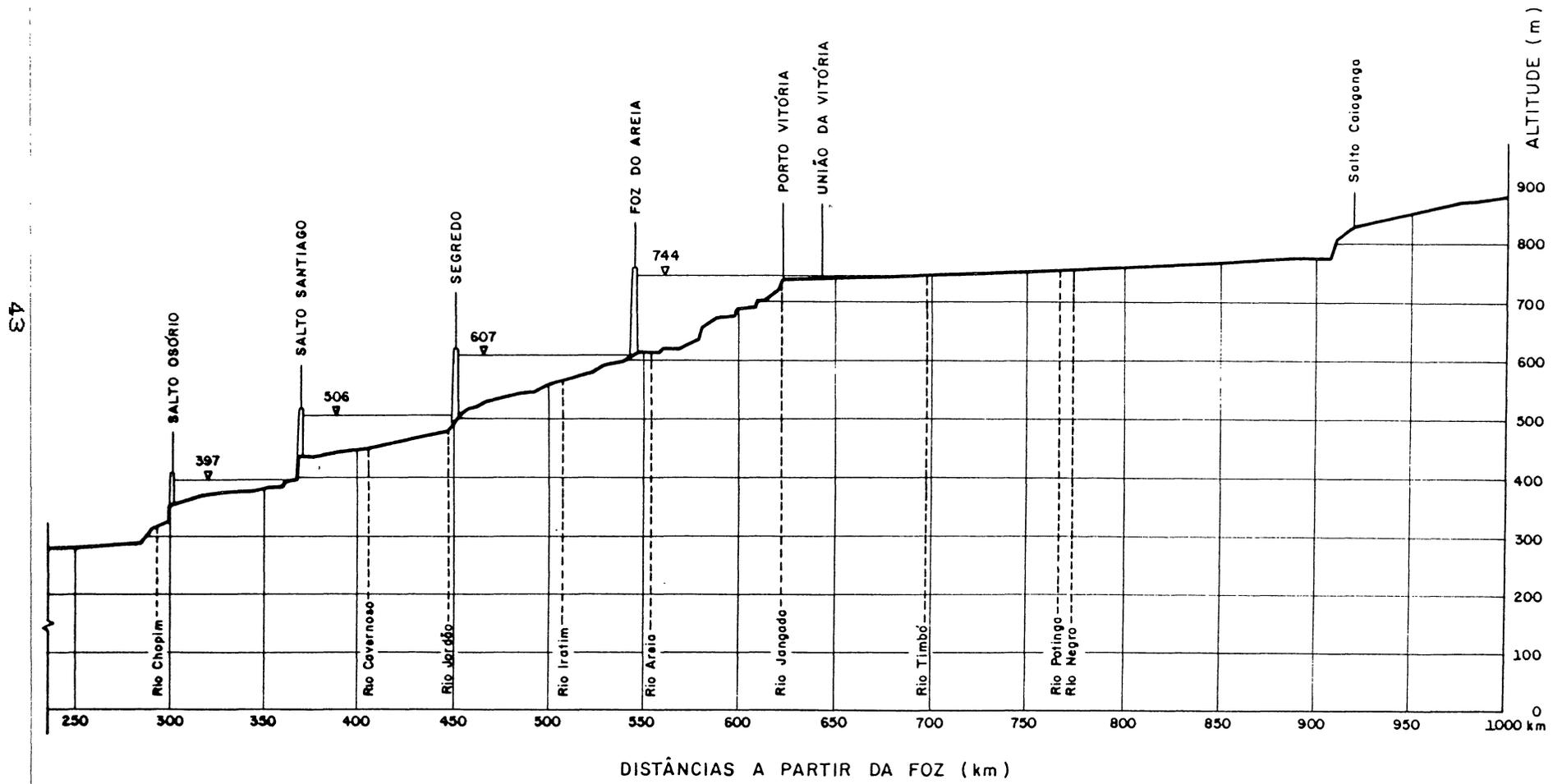
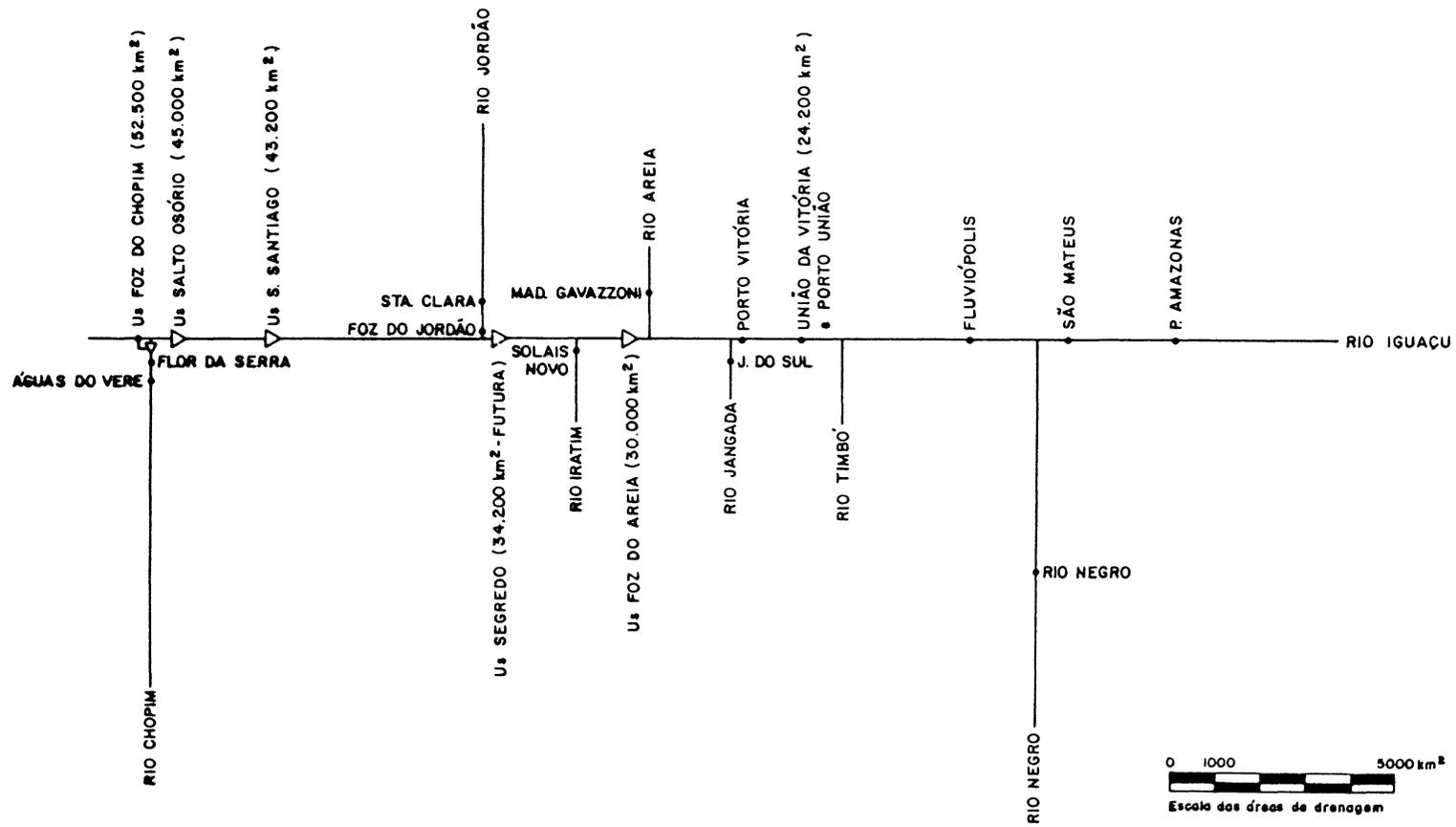


FIGURA 3 - TOPOLOGIA DO SISTEMA DE RESERVATÓRIOS DA BACIA DO RIO IGUAÇU



usinas hidrelétricas de Salto Santiago e Foz do Chopim, esta última situada na margem esquerda do rio Iguaçu, a jusante da foz do rio Chopim. Como estas restrições afetam a operação hidráulica será explicado mais adiante.

Todos os aproveitamentos citados tem como única finalidade a geração de energia elétrica. Pertencem à COPEL (Companhia Paranaense de Energia) as usinas: Foz do Areia (1674 Mw) e Foz do Chopim (50 Mw) e à ELETROSUL (Centrais Elétricas do Sul do Brasil) os aproveitamentos de Salto Santiago (1998 Mw) e Salto Osório (1050Mw).

A casa de força de Salto Santiago suporta vazões de até 19000 m³/s para uma descarga de projeto do vertedor de 24600 m³/s. Por sua vez a casa de força de Foz do Chopim suporta vazões no Iguaçu da ordem de 17000 m³/s para uma capacidade do vertedor de Salto Osório de 27000 m³/s acrescida da contribuição do rio Chopim. Essas restrições atualmente são protegidas por volumes de espera nos reservatórios de Salto Santiago e Salto Osório para cheias de até 500 anos e 60 anos, respectivamente.

Atualmente as principais restrições à operação hidráulica do reservatório de Foz do Areia são as cidades de União da Vitória e Porto União, situadas em seu remanso, e a obra da usina hidrelétrica Segredo, situada a jusante. Para determinadas combinações de níveis no reservatório e vazões no trecho de bacia União da Vitória - Foz do Areia, o reservatório provoca níveis de enchente naquelas cidades acima da cota de desapropriação, e mais altos dos que ocorreriam em condições naturais. Este efeito foi reportado em dois relatórios (Copel, 1980 e 1985), sendo que no mais recente

afirma-se que, níveis acima da elevação 742,00 m podem provocar um agravamento sensível nos níveis de enchente em União da Vitória. Naquele nível só haveria agravamento para cheias a partir de 15 anos de recorrência, e no nível 741,50 m, para cheias com cerca de 100 anos de recorrência. O mesmo relatório afirma ainda que, face às defasagens no tempo que podem ocorrer entre os picos de enchentes em União da Vitória e Foz do Areia, é possível conseguir rebaixar o reservatório para níveis abaixo de 741,50 m, mesmo em cheias severas. Isto de fato aconteceu durante a cheia excepcional de julho de 1983, quando o pico de afluência e nível em União da Vitória ocorreu uma semana após o pico em Foz do Areia, com o reservatório rebaixado até a el. 739,69 m. Segundo as curvas de descarga disponíveis, para estas condições, o reservatório não causou acréscimo no nível máximo atingido naquela cidade em relação às condições naturais. Mas nem sempre isto é possível, pois depende da distribuição espacial das chuvas na bacia, que conjuntamente com as outras restrições consideradas na operação, podem dificultar o rebaixamento.

A obra da Usina Segredo é protegida por um volume de espera de $270 \times 10^6 \text{ m}^3$ no reservatório de Foz do Areia (7,1% do volume útil), para cheias de até 30 anos de recorrência. Tendo em vista a restrição de montante, este volume é alocado abaixo do nível 741,30 m (97,5% do volume útil), para o qual rebaixava-se o reservatório durante cheias, antes do surgimento da atual restrição de jusante.

Além destas restrições a operação de Foz do Areia pode, eventualmente, ser condicionada à operação dos outros reservatórios com restrições, como de fato ocorreu durante a

cheia de julho de 1983. Algumas operações, como a de rebaixamento, podem agravar as condições para a operação dos reservatórios de jusante. Por isso é necessário que a operação seja coordenada em toda a bacia, havendo constante troca de informações hidrológicas e operativas entre as empresas responsáveis.

Durante cheias menores, a operação de Foz do Areia segue um conjunto de regras fixas, elaboradas a partir de estudos existentes para toda a bacia do rio Iguaçu (Grupo Coordenador para a Operação Interligada 1980, 1984 e 1989). Estas regras são aplicadas em situações normais de vertimento, quando o controle é executado por uma equipe de técnicos do Centro de Operação do Sistema da COPEL, que desempenha também uma série de outras tarefas relacionadas à coordenação da operação elétrica e energética a curto prazo (tempo real).

A partir de condições de alerta (previstas nas próprias regras fixas) ou do acompanhamento da situação meteorológica e hidrológica na bacia, a supervisão da operação passa a ser executada por uma equipe de operação hidráulica composta por engenheiros e técnicos com treinamento específico, ao invés da equipe do Centro de Operação. É a mesma equipe que participa dos estudos de planejamento da operação, que elabora as regras fixas e faz o acompanhamento diário das condições da bacia e da operação hidráulica. Esta equipe tem melhores condições que a equipe do Centro de Operação para utilizar modelos mais complexos de previsão e propagação de vazões, analisar a consistência dos dados de entrada dos modelos e adaptar regras e diretrizes existentes à situação corrente. Por exemplo, a operação de enchimento e esvaziamento do volume de espera

devida à obra de Segredo, a jusante de Foz do Areia, é bastante complexa, pois requer monitoramento e previsão das vazões da bacia Foz do Areia - Segredo e coordenação com as descargas de Foz do Areia, para que o limite imposto pela ensecadeira daquela obra não seja ultrapassado. Dentro deste contexto de supervisão é que se imagina a utilização de modelos que utilizem previsão, como o proposto neste trabalho.

Uma das maiores dificuldades no tratamento da restrição de montante reside na dificuldade em se fixar critérios objetivos e aceitos por todas as partes envolvidas quanto ao efeito do remanso do reservatório. Se por um lado há vários estudos técnicos, por outro, é considerado difícil utilizá-los para convencer as comunidades envolvidas. O critério mais popular é o aspecto visual das corredeiras a jusante do controle natural localizado na cidade de Porto Vitória, cerca de 20 km a jusante de União da Vitória (ver Figuras 1 e 2). No entanto é temerário utilizá-lo, pois é bastante subjetivo, sendo que em algumas cheias já se observaram opiniões conflitantes sobre seu aspecto visual.

A respeito de danos decorrentes de enchentes históricas, não se conhece nenhum levantamento quantitativo sobre o montante dos prejuízos, que se possa utilizar no momento. Apenas pode-se afirmar que as cheias com efeitos significativos sobre as atividades econômicas daqueles centros urbanos, ocorrem em média a cada 3 anos (Sugai, 1985), se for considerada a ultrapassagem da elevação 745,00 m, ou a cada 2 anos considerando a cota de desapropriação na área urbana (744,50 m).

O critério que vem sendo adotado é o de não agravar as

enchentes a montante, mantendo-se o reservatório baixo o suficiente ou rebaixando-o de acordo com previsões de cheias. Nesta segunda hipótese é que reside a importância da pesquisa de modelos de previsão de vazões, tanto para a bacia a montante de União da Vitória, como para as bacias incrementais até Foz do Areia e a montante dos outros reservatórios do Iguaçu, pois o reservatório de Foz do Areia só poderá operar com níveis máximos mais altos se maximizar a segurança das operações de rebaixamento, garantindo não influência a montante, e melhor controle dos seus efeitos sobre a operação dos reservatórios a jusante.

A restrição temporária ocasionada pela obra de Segredo atualmente não conflita com a restrição de montante, pois a alocação do seu volume de espera abaixo da el. 741,30 m corresponde a um rebaixamento permanente para atender aquela restrição. Consequentemente, nesta fase da operação não estão previstas operações de rebaixamento de reservatório durante cheias para atender a restrição de montante.

4.2 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO EM COMPUTADOR

O modelo apresentado em 3.2 foi implementado em linguagem PL/I ("Program Language I"). O Anexo 1 apresenta uma listagem do código fonte.

Uma hipótese simplificativa adotada tanto nesta simulação como no cálculo das aflúncias ao reservatório de Foz do Areia, é que a superfície do reservatório permanece sempre horizontal. A hipótese justifica-se para barragens

altas construídas em rios com altas declividades, que formam lagos praticamente em nível, havendo uma curva de remanso somente numa distância relativamente curta, nas extremidades de montante do lago, onde a profundidade e declividade natural da linha d'água são logo alcançadas. O volume considerado situa-se abaixo do plano horizontal correspondente ao nível imediatamente a montante da barragem, o qual foi obtido por planimetragem das áreas entre curvas de nível de mapas topográficos (T.V.A., 1961). Outra hipótese assumida é que a influência da variação das vazões afluentes e defluentes se propaga instantaneamente no reservatório, o que é razoável para reservatórios profundos e para intervalos de tempo não muito pequenos. Estas duas hipóteses são de uso praticamente geral na operação de reservatórios.

No início do Anexo 2 apresenta-se um exemplo em que constam os dados de entrada do modelo tal como são fornecidos ao computador. A entrada de dados é praticamente auto-explicativa. A primeira tabela apresenta as relações entre cotas e volumes do reservatório, cotas e vazões limite (ou máxima controlável com aberturas parciais dos órgãos de descarga) e entre cotas e vazões máximas dos órgãos de descarga. Todos os valores de cotas e níveis são expressos em metros e todas as vazões em metros cúbicos por segundo. A maioria dos nomes de variáveis do programa, às quais são atribuídos os valores dos dados de entrada, constam à margem esquerda da listagem da entrada, junto com uma breve descrição do seu significado. As variáveis XANO, XMES, XDIA e XHORA fornecem a data e hora em que se inicia a contagem dos intervalos. Correspondendo aos intervalos são fornecidas as

vazões médias afluentes (QA). As vazões médias previstas (QPA) pelo modelo MM (apresentado mais adiante no item 4.3) a cada 6 horas e para 24 horas a frente (8 intervalos de 3 horas) utilizam a mesma referência de tempo.

Os resultados são apresentados através de uma tabela na qual constam o número do intervalo, o nível do reservatório no final do intervalo de tempo, e as vazões médias previstas a partir do intervalo corrente com o modelo especificado e para o horizonte especificado. Precisa-se de duas vazões afluentes anteriores para calcular a primeira vazão prevista pelo modelo MI (apresentado no item 4.3), assim o início da simulação sempre se dá no terceiro intervalo, inclusive para os outros modelos, por questão de padronização. O último intervalo a ser simulado é especificado via entrada de dados.

Após a tabela é apresentado o somatório de penalidades acumuladas durante a simulação e as taxas máximas de variação por intervalo observadas no hidrograma de vazões afluentes.

Por fim, apresenta-se o gráfico (página 102) onde estão registrados os níveis e vazões tabeladas. As escalas de níveis e vazões são calculadas automaticamente. Assim, um mesmo hidrograma afluente pode estar grafado em escalas diferentes de um caso para outro. A saída gráfica é importante para a análise global da operação obtida no processo e de sua adequação, assim como para avaliar os efeitos das restrições e da função objetivo, como veremos posteriormente na análise dos resultados.

4.3 CASOS TESTADOS

Foram obtidos por diferentes combinações entre modelos de previsão de vazões, horizontes de previsão (ou planejamento), duas funções objetivo distintas e hidrogramas de enchentes históricas. A seguir descreve-se cada um destes elementos que compõem os casos testados.

Os modelos de previsão utilizados foram quatro:

a) modelo grosseiro (MG): utiliza a vazão presente como estimativa das vazões futuras. É também denominado "previsor persistente trivial" e foi utilizado num dos primeiros estudos de previsões de vazão em Foz do Areia (Cehpar, 1980) para efeito de comparação com outros métodos mais sofisticados.

b) modelo intuitivo (MI): considera que a variação observada entre as duas últimas vazões afluentes observadas continue a ocorrer no futuro, isto é, faz uma extrapolação linear. Foi considerado como o segundo modelo mais simples no citado estudo (Cehpar, 1980).

c) modelo de correlação múltipla (MM): é o modelo recomendado pelo último estudo de revisão procedido pelo Cehpar (1988), referenciado naquele estudo como modelo 6 e expresso pelas equações:

HP = 6 horas:

$$\begin{aligned} Q_{FA_{i+1}} = & 2,83 \cdot Q_{UV_i} - 1,68 \cdot Q_{UV_{i-1}} + 5,60 \cdot Q_{JS_i} - 3,45 \cdot Q_{JS_{i-1}} \\ & + 3,62 \cdot Q_{MG_i} - 0,59 \cdot Q_{MG_{i-1}} + 0,49 \cdot P_{MM_i} \dots\dots\dots(4.1) \end{aligned}$$

HP = 12 horas:

$$Q_{FA_{i+2}} = 3,55 \cdot Q_{UV_i} - 2,38 \cdot Q_{UV_{i-1}} + 4,17 \cdot Q_{JS_i} - 2,38 \cdot Q_{JS_{i-1}} + 6,39 \cdot Q_{MG_i} - 3,65 \cdot Q_{MG_{i-1}} + 1,32 \cdot P_{MM_i} \dots\dots\dots(4.2)$$

HP = 18 horas:

$$Q_{FA_{i+3}} = 4,81 \cdot Q_{UV_i} - 3,60 \cdot Q_{UV_{i-1}} + 0,90 \cdot Q_{JS_i} + 0,52 \cdot Q_{JS_{i-1}} + 7,94 \cdot Q_{MG_i} - 5,79 \cdot Q_{MG_{i-1}} + 2,29 \cdot P_{MM_i} \dots\dots\dots(4.3)$$

HP = 24 horas:

$$Q_{FA_{i+4}} = 6,01 \cdot Q_{UV_i} - 4,76 \cdot Q_{UV_{i-1}} - 1,67 \cdot Q_{JS_i} + 2,69 \cdot Q_{JS_{i-1}} + 7,59 \cdot Q_{MG_i} - 6,03 \cdot Q_{MG_{i-1}} + 3,03 \cdot P_{MM_i} \dots\dots\dots(4.4)$$

- onde Q_{FA} é a vazão instantânea prevista para Foz do Areia. O índice "i" se refere ao instante presente e varia a intervalos de 6 horas. Este modelo utiliza dados pluviométricos e fluviométricos dos postos de União da Vitória (P_{UV} e Q_{UV}), Jangada do Sul (P_{JS} e Q_{JS}) e Madeireira Gavazzoni (P_{MG} e Q_{MG}), situados à montante (ver Figura 3), conjuntamente com os dados pluviométricos de Foz do Areia. Os dados pluviométricos servem para calcular P_{MM} , a precipitação média na sub-bacia compreendida entre União da Vitória e Foz do Areia. Estas informações são atualizadas a cada 6 horas, sendo de 24 horas o horizonte máximo de previsão, limitado pelas dimensões e características da bacia incremental União da Vitória - Foz do Areia, cujo tempo de concentração é da ordem de um dia. Dentro do enfoque determinístico do presente estudo, utilizaram-se apenas as previsões médias, que

apresentam a maior probabilidade de acerto. Como as equações do modelo fornecem valores instantâneos (a 6, 12, 18 e 24 horas a frente), para cálculo das afluências médias previstas nos intervalos (A_t) foi considerada variação linear entre aqueles valores.

d) modelo perfeito (MP): supõe conhecidas todas as vazões afluentes dentro do horizonte de previsão selecionado (é possível quando se trabalha com cheias históricas observadas), permitindo avaliar o limite de ganho com previsões dentro de determinado horizonte.

O intervalo de tempo (Δt) no processo de otimização / simulação foi fixado em 3 horas. Na prática, dependendo da magnitude da cheia este intervalo tem variado de 1 a 4 horas. Quanto mais críticas as condições hidrológicas e das restrições, menor deve ser o intervalo de tempo de decisão. A duração do intervalo escolhido tem a vantagem de ser múltipla inteira dos horizontes de previsão do modelo MM. Por outro lado intervalos muito curtos não são aceitáveis devido à forma simplificada da equação da continuidade (equação 3.3), que considera propagação instantânea das vazões no reservatório. Todas as vazões são tomadas como médias dentro do intervalo, como é usual em operação de reservatórios.

São testados vários horizontes de planejamento expressos em número de intervalos de tempo (Δt). O modelo MM está limitado a $7.\Delta t$, isto é, 21 horas, pois apesar de fornecer previsões para até 24 horas a frente, tem a atualização dos dados de entrada a cada 6 horas. Como Δt é igual a 3 horas, na metade dos intervalos cujos inícios não coincidem com a atualização das previsões teríamos previsão

para 21 horas a frente e não 24 horas. Então limitou-se o horizonte a 21 horas quando se utiliza MM. Para os outros modelos não há este tipo de restrição, sendo que o perfeito (MP) foi utilizado com horizonte de 16.Δt (48 horas) para fins de comparação com outros modelos.

A seguir define-se as duas funções objetivo utilizadas, as quais representam a primeira tentativa de utilização de funções objetivo baseadas em níveis e vazões defluentes do reservatório de Foz do Areia para sua operação hidráulica em cheias. Assim o nível do reservatório substitui os níveis na cidade de União da Vitória, os quais acima da cota de desapropriação podem estar associados a danos reais. Se tal fosse feito os modelos se tornariam muito mais complexos, pois o mecanismo do remanso do reservatório deveria ser representado envolvendo um número de variáveis muito maior.

A operação com volume de espera do estudo de caso tem concepção diferente da atualmente adotada para a proteção da obra da Usina Segredo, pois considera uma restrição imediatamente a jusante do reservatório, quando há uma área de 4200 km² entre os dois locais, que deveria ser considerada através de previsão de vazões geradas na área e da propagação das vazões defluentes de Foz do Areia. Consequentemente a concepção adotada é mais simples, permitindo que se considere isoladamente o efeito da adoção dos modelos de previsão de vazões para Foz do Areia. Além disso, se a propagação em canal até Segredo fosse considerada, a modelagem se tornaria muito mais complexa, dificultando ainda a separação dos efeitos provenientes da previsão e da propagação.

Devido às razões acima citadas, optou-se por definir

empiricamente dois conjuntos de penalizações para armazenamentos e vazões defluentes que traduzissem dois modos típicos de operação já utilizados neste reservatório: operação sem volume de espera, na qual tenta-se principalmente controlar o nível dentro de uma margem aceitável de oscilação em torno de um nível pré-fixado; e operação com volume de espera para proteção de restrição a jusante, isto é, um nível ou vazão em determinada seção do canal a jusante acima dos quais podem haver danos (no caso específico, imediatamente a jusante com descarga de restrição fixa). Aliás, estes dois modos de operação são comuns a um grande número de reservatórios, servindo para ilustrar os efeitos que poderiam ser obtidos em sua operação se previsões fossem utilizadas.

As penalidades adotadas são números adimensionais. O importante no caso é a hierarquia dos objetivos, evidenciada ao comparar-se as penalidades associadas a níveis com aquelas associadas a vazões. É importante ressaltar que entre os dois conjuntos de penalidades relativos aos dois modos distintos de operação não existe qualquer relação, sendo as penalidades escolhidas simplesmente para traduzir regras de operação adequadas. A dificuldade atual em se definir funções objetivo mais adequadas ao caso real inviabilizaria uma abordagem que utiliza técnicas de otimização, se tais simplificações não fossem adotadas. Tal dificuldade decorre da inexistência de levantamentos de danos ocorridos durante cheias históricas e da impossibilidade prática de mobilizar, num prazo de tempo compatível com a execução do presente trabalho, recursos técnicos e financeiros para a avaliação do montante de danos relativo a diversos níveis de inundação. De posse de tais

informações haveria ainda necessidade de uma etapa de avaliação na qual os decisores analisariam as diversas implicações decorrentes da mudança de política de operação do reservatório e definiriam a função objetivo. Esta é reconhecidamente a principal deficiência do estudo de caso (e de qualquer outro estudo de operação hidráulica na bacia), que precisará ser removida para obter-se resultados mais aplicáveis ao caso real. As curvas de penalização apresentadas na continuidade foram ajustadas através de simulações preliminares, nas quais procurou-se obter operações semelhantes às obtidas com regras fixas de controle de nível e utilização de volume de espera. Nesta etapa verificou-se que os resultados eram pouco sensíveis a variação das penalizações nos níveis muito altos ou muito baixos. Estes níveis foram incluídos nas tabelas devido a necessidades computacionais ligadas ao algoritmo de programação dinâmica.

Para tornar mais visualizável o significado das penalidades associadas a volumes $(P(S_t))$, optou-se, nas Tabelas 1 e 2 e Figuras 4 e 5, por expressá-las em relação a níveis no reservatório $(P(N.A.R.))$. Esta forma de apresentação é coerente com a formulação original do problema, pois a cada nível de reservatório está associado um único volume acumulado e a curva que relaciona níveis a volumes acumulados pode ser considerada linear nos curtos trechos entre os níveis utilizados para definir as curvas de penalização.

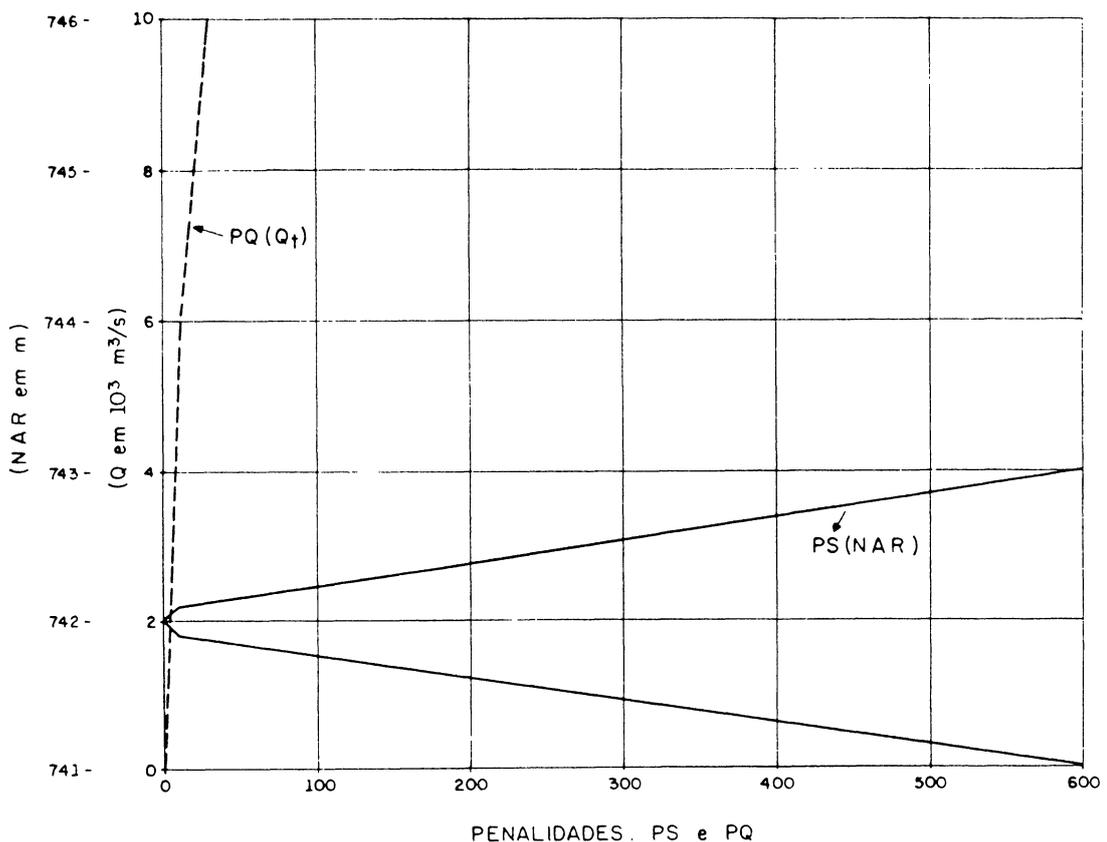
Na Tabela 1 são mostradas as penalidades para o caso sem volume de espera. Para o nível considerado de controle (742,00 m) a penalização é nula, aumentando levemente para

desvios de 10 cm e mais fortemente para desvios maiores. Isto significa que considera-se estes pequenos desvios aceitáveis e que podem ser utilizados para dar maior flexibilidade para o atendimento às restrições do modelo e para proporcionar algum abatimento nas vazões altas. Por questão de simplicidade considerou-se a curva de penalidades de níveis simétrica em relação a elevação 742,00 m. A penalização das defluências é pequena, mas indica que certo abatimento é desejável se não deteriorar o controle do nível, procurando-se atender ao princípio de não causar efeitos piores comparativamente às condições naturais.

Tabela 1 - Penalidades para o Caso sem Volume de Espera

N. A. R. (m)	Penalidade	Defluência (m ³ /s)	Penalidade
741,00	600	0	0
741,90	10	6000	15
742,00	0	10000	30
742,10	10		
743,00	600		
744,00	700		
745,00	800		

Figura 4 - Penalidades para o Caso sem Volume de Espera



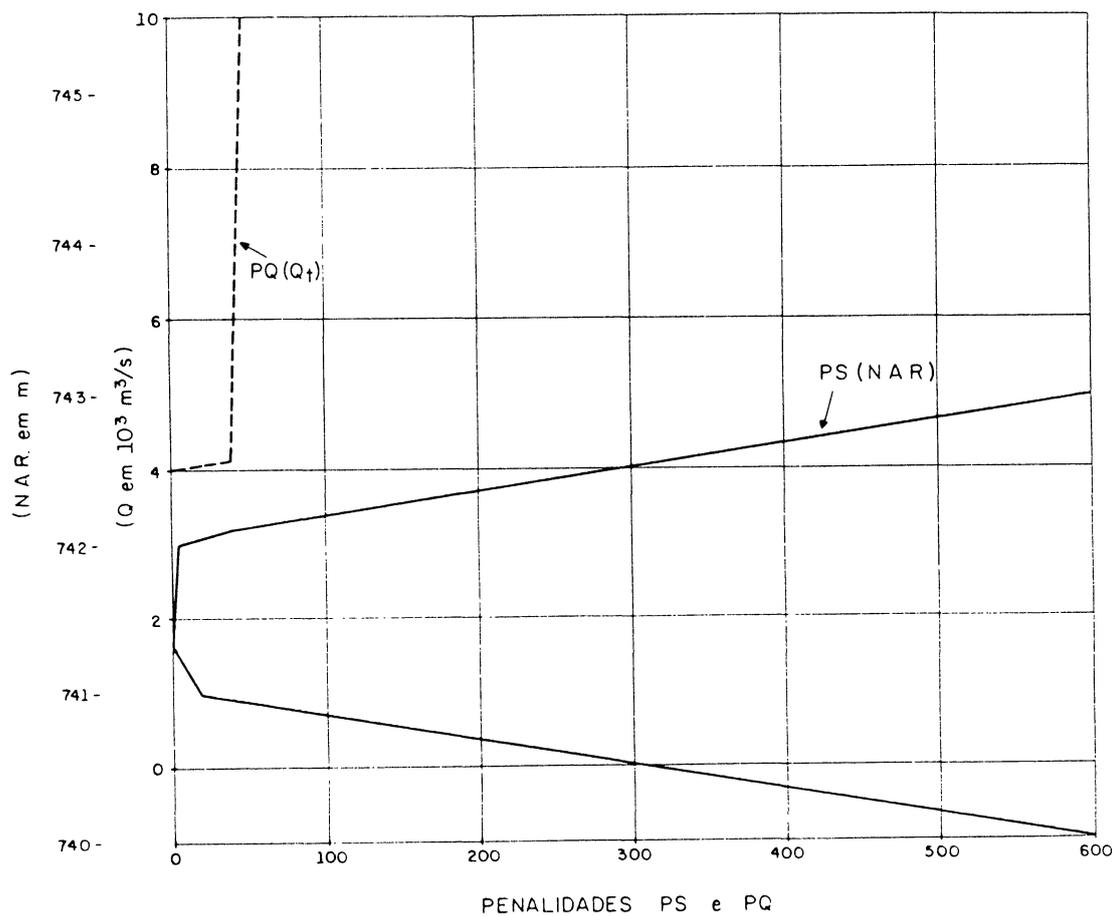
A Tabela 2 mostra as penalidades para o caso com volume de espera, delimitado pelos níveis 741,30 m e 742,00 m, que é conseqüentemente a faixa de menor penalização dos volumes. A vazão de restrição foi fixada em 4000 m³/s, aumentando-se a penalização para vazões maiores em relação a penalização dos armazenamentos dentro do volume de espera. Os armazenamentos fora do volume de espera foram fortemente penalizados, pois acima do nível 742,00 m (máximo normal) não é desejável que o reservatório seja utilizado com abertura parcial de comportas, e abaixo de 741,30 m atenderia ao uso conservativo de geração de energia. Portanto as penalidades forçam a utilização do volume vazio para o abatimento das vazões afluentes em torno de 4000 m³/s, enquanto não haja perspectiva de seu esgotamento. O teste com volume de espera serve para explorar um tipo de operação que é bastante comum em reservatórios. Por outro lado o volume de espera é menor que o atualmente empregado, assim como a vazão de restrição, fazendo que os testes com cheias históricas se tornem mais significativos, pois as condições de operação ficam mais críticas.

Nenhum dos dois casos reproduz a operação de reservatório praticada no presente. Devido às atuais simplificações, não é possível aplicar-se a presente modelagem diretamente ao caso real, mas sim proceder a análise do efeito de utilização dos vários modelos de previsão de vazões. No entanto a análise da operação de controle de nível (penalidades da Tabela 1) continuaria válida para outros níveis de controle no entorno do utilizado, onde as características do reservatório e capacidade dos órgãos de descarga não variam substancialmente.

Tabela 2 - Penalidades para o Caso com Volume de Espera

N. A. R. (m)	Penalidade	Defluência (m ³ /s)	Penalidade
740,00	600	0	0
741,00	20	4000	0
741,30	0	4200	40
742,00	3	10000	50
742,10	40		
743,00	600		
746,00	600		

Figura 5 - Penalidades para o Caso com Volume de Espera



Para a escolha das cheias a serem testadas o critério mais importante foi a coincidência com o período de operação do reservatório (iniciado em agosto de 1980), pois este modificou totalmente o mecanismo de propagação das vazões nos trechos inundados e portanto os hidrogramas afluentes não são os mesmos que ocorreriam em condições naturais. No início do período operativo a medição dos níveis no reservatório era pouco precisa, influenciando sensivelmente a reconstituição das vazões afluentes por balanço hídrico em intervalos de tempo curtos. Por isso, foi adotado o critério de selecionar as cheias ocorridas a partir de 1983, o que incluiria as duas maiores cheias do histórico, julho e maio de 1983. No entanto, para as cheias a partir de 1985 deparou-se com dificuldades na obtenção de dados consistentes para os postos pluviométricos, necessários para o modelo de previsão MM.

Devido a estas dificuldades foram escolhidas as cheias de maio e julho de 1983, com recorrências de aproximadamente 30 anos e 1600 anos para os picos diários (conforme Sugai et al, 1985), e a cheia de junho de 1984, a maior deste ano com um pico de $2900 \text{ m}^3/\text{s}$ e tempo de recorrência de aproximadamente 3 anos. Esta última representa as cheias mais comuns do histórico. Para a geração das previsões do modelo MM foram utilizados os arquivos consistidos e originalmente empregados pelo Cehpar no estudo do modelo. Para atender certas análises, como veremos posteriormente, a cheia de maio de 1983 gerou dois casos de cheias: o primeiro em que as aflúências consideradas são aquelas empregadas pelo Cehpar (Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza) na calibragem do modelo MM (Cehpar, 1987/88), daqui por diante

referenciada como cheia "Maio/83 - Cehpar"; o segundo em que as aflúncias foram reconstituídas pelo balanço hídrico do reservatório com os dados operativos (como nas outras duas cheias), referenciado por "cheia Maio/83".

As cheias de maio / 83, julho / 83 e junho / 84 foram utilizadas na calibragem do modelo de previsão MM. No entanto não se tratam dos mesmos hidrogramas afluentes ao reservatório de Foz do Areia utilizados nas simulações. A menos da cheia denominada "Maio/83 - Cehpar" todos os demais hidrogramas afluentes resultam diretamente dos dados operativos do reservatório. A rigor, o risco das análises apresentarem certo favoritismo ao modelo MM só ocorre com a cheia Maio/83 - Cehpar, a qual foi utilizada com o principal intuito de avaliar o efeito que o critério de reconstituição de vazões com dados operativos poderia ter em seu desempenho. O método Cehpar de cálculo das aflúncias para calibragem de MM, se baseou, primeiramente, em reconstituir as vazões médias diárias a Foz do Areia através de equação de regressão cujas variáveis independentes são as vazões dos postos fluviométricos de União da Vitória, Jangada do Sul e Madeira Gavazzoni, situados a montante. Na calibragem da equação foram empregados dados anteriores a existência do reservatório. A partir de um histograma onde aquelas vazões médias diárias eram representadas por barras horizontais, as vazões instantâneas foram obtidas pelo traçado manual do hidrograma instantâneo em que se procurava igualar as áreas abaixo dos dois hidrogramas. A justificativa para a utilização foi uma diferença média de 8% entre as vazões médias mensais calculadas com dados operativos e aquelas reconstituídas pelas

equação de regressão.

Há grandes diferenças entre os hidrogramas obtidos pelos dois critérios que não podem ser explicadas pela diferença de 8%. Os picos resultantes não coincidem no tempo e nem a forma e volume dos hidrogramas. Na cheia de Maio/83 o pico de afluência ao reservatório ocorreu mais de 9 horas antes do pico do hidrograma reconstituído pelo critério Cehpar. Além disso, o critério de correlação com postos de montante não é aplicável em tempo real, pois para estimar-se as vazões instantâneas necessita-se da média diária (só conhecida ao final do dia) e da informação se o dia corrente corresponde ou não ao pico do hidrograma. A utilização de dados operativos não possui estes inconvenientes, pois já considera a alteração na propagação das vazões ocasionada pelo reservatório, as perdas de vazão (apesar de não serem importantes durante cheias), a precipitação direta no lago e as vazões geradas na área próxima ao reservatório, não controlada pelos postos de montante. As vazões afluentes, em média podem ser bem modeladas pela equação de regressão, mas não em cheias específicas, quando a distribuição espacial e temporal das precipitações pode ser altamente heterogênea.

4.4 ANÁLISE DOS CASOS TESTADOS

Aplicando a metodologia descrita para todas as combinações das cheias com vários horizontes e modelos de

previsão obtiveram-se 68 casos para a operação sem volume de espera e 72 casos para a operação com volume de espera (4 casos a mais pela adoção de mais um horizonte de previsão para a cheia de julho de 1983). As Tabelas 3 e 4 apresentam as penalidades acumuladas na simulação para todos os casos. Nas Figuras 6 a 13 estas penalidades são apresentadas através de gráficos para cada cheia, onde pode-se comparar visualmente os resultados em termos de penalidades acumuladas.

Alguns casos serão analisados com mais detalhe, para demonstrar determinados efeitos, sendo apresentadas cópias de listagens das saídas de computador nos Anexos 2 a 6. Estes anexos são organizados de forma a reduzir as informações redundantes: na primeira folha o anexo é identificado através do seu número, sendo informado qual a cheia e se os casos consideram ou não volume de espera; a seguir são apresentados os gráficos de cada caso selecionado com a indicação do modelo e horizonte de previsão. Para o primeiro caso do anexo 2 é apresentada a listagem completa: nas folhas 99 e 100, os dados de entrada, na folha 101 os resultados numéricos e na 102, o gráfico correspondente.

Primeiramente apresenta-se a análise dos casos sem volume de espera e, após, a análise dos casos com volume de espera.

4.4.1 OPERAÇÃO SEM VOLUME DE ESPERA

Inicia-se pela análise detalhada de alguns casos escolhidos para discutir certos efeitos resultantes do uso de

diferentes modelos e horizontes de previsão.

A cheia de Maio/83 - Cehpar (afluências reconstituídas pelo critério Cehpar) é um exemplo em que a utilização do modelo MM deveria ser mais adequada, pois foi calibrado com séries reconstituídas pelo mesmo critério. Para ilustrar o efeito de utilização dos vários modelos escolheu-se o horizonte de previsão de 3 intervalos (ver Anexo 2). Com o modelo MM atingiu-se um pico de vazão defluente de $6700 \text{ m}^3/\text{s}$, contra $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ do modelo MI e $7200 \text{ m}^3/\text{s}$ do modelo MG. Os níveis máximos atingidos foram 742,05 m para o modelo MM, 742,02 m para MI e 742,09 m para MG. As oscilações abaixo do nível meta foram bem controladas pelos tres modelos. Como era de se esperar MP (previsão perfeita), forneceu o melhor resultado, o que se pode perceber pela análise do gráfico do Anexo 2 (página 102), o que também foi traduzido pelo menor acúmulo de penalidades (ver Figura 6). Vê-se que MM forneceu resultado razoável e bastante próximo de MI, inclusive com menor pico de vazão defluente, traduzindo-se em penalização acumulada próxima entre os modelos (Tabela 3 e Figura 6). Deve-se lembrar, no entanto, que esta é uma cheia que não foi efetivamente observada no reservatório, servindo sua análise tão somente para verificar MM dentro do contexto em que foi concebido.

Para a cheia de Maio/83 sem a utilização de volume de espera, os gráficos das simulações (Anexo 3, página 104) para o horizonte de previsão de 1 intervalo (HP = 1), mostram que os modelos MG e MI proporcionaram operações bastante semelhantes, nas quais os picos de vazão defluente (quase idênticos, aproximadamente $7650 \text{ m}^3/\text{s}$ com abertura total de

comportas), excederam em larga margem o pico de vazão afluente, e as oscilações acima e abaixo do nível de controle (742,00 m) foram semelhantes (742,15 m a 741,51 m para MG e 742,14 m a 741,50 m para MI). Estas semelhanças se traduziram em somatórios de penalidades muito próximos para os dois modelos. MM, o outro modelo prático, apresentou um operação pouco melhor, com vazão defluente máxima de 7000 m³/s e menor oscilação em torno do nível de controle (742,21 m a 741,70 m), que foi traduzida em menor acúmulo de penalidades na simulação. Com o modelo perfeito (MP) simulou-se a operação que seria obtida com o conhecimento prévio das afluências para um intervalo a frente (página 105). Neste caso as pequenas diferenças entre vazões defluentes e afluentes se devem basicamente a restrição de variação mínima na vazão defluente (inequação 3.9). Estes casos exemplificam as deficiências dos modelos existentes para controlar o nível durante cheias em que ocorram rápidas variações na vazão afluente, mesmo empregando taxas máximas de variação de defluência (TXA = 1800 m³/s/intervalo e TXR = 600 m³/s/intervalo) semelhantes às máximas do hidrograma afluente (1750 m³/s/intervalo e 553 m³/s/intervalo).

A cheia de junho/84 representa tipicamente as cheias mais frequentes do histórico e no Anexo 4 apresenta-se os resultados de simulações sem volume de espera, para HP = 1, e vários modelos de previsão. O modelo perfeito (MP) forneceu um resultado bastante esperado, tendo a defluência acompanhado de perto a afluência, resultando em excelente controle de níveis, sem que a vazão defluente máxima ultrapassasse a máxima afluente. Para os outros modelos MG, MI E MM as vazões

defluentes máximas foram respectivamente $3600 \text{ m}^3/\text{s}$, $3700 \text{ m}^3/\text{s}$ e $3900 \text{ m}^3/\text{s}$ para um pico de vazão afluente de $2910 \text{ m}^3/\text{s}$. Os níveis máximos atingidos foram respectivamente $742,07 \text{ m}$, $742,06 \text{ m}$ e $742,09 \text{ m}$. Considerando os modelos práticos, MM apresentou o maior aumento de defluência em relação à afluência máxima e a maior sobrelevação em relação ao nível de controle. Este comportamento de MM se refletiu na maior penalização acumulada em relação aos demais.

Nas Figuras de 6 a 9 são apresentadas as penalidades obtidas nas simulações. Percebe-se que MP apresenta sempre as menores penalidades, exceto na cheia de Julho/83 (Figura 8), em que para $HP = 1$ apresentou penalidades pouco acima das obtidas pelos modelos MI e MM. Isto se deve ao fato de haver grande período de vertimento não controlado (à lâmina livre), quando o nível inicial do reservatório no período condiciona toda a sequência de níveis e vazões defluentes. Nem sempre o MP leva ao melhor resultado se o horizonte de previsão não considerar toda a cheia. É fácil imaginar situações em que os modelos reais, mesmo fornecendo decisões não ótimas para o horizonte de planejamento, levam o reservatório a ser operado de tal forma que no decorrer da cheia se encontre em estado que propicie melhores condições de operação no futuro.

Embora seja esperado que quanto mais longo for o horizonte de previsão e mais precisas as previsões, melhores sejam as decisões geradas, não existem provas teóricas que respaldem esta afirmação. O que existe são resultados empíricos de alguns estudos que mostram melhores decisões resultando de maior número de informações (Yazicigil et al, 1983).

Analisando as Figuras 6, 7, 8 e 9 ve-se que MI apresenta penalidades inferiores a MM para as cheias Maio/83-Cehpar e Junho/84 e praticamente coincidentes para Julho/83. Em termos de penalidades MM foi claramente melhor em Maio/83 (Figura 7), mas apresentou aumento de penalidades com o horizonte de previsão. As diminuições de penalidades com o aumento do horizonte observadas em alguns casos, como para os modelos MM e MI na cheia Julho/83 são pouco significativos.

O acréscimo de penalidades com o horizonte de previsão poderia indicar que quanto mais se utiliza informações de previsão, menor é a qualidade da operação, função dos erros de previsão que tendem a aumentar com o horizonte. Permanecendo as penalidades estacionárias significa que pouco se ganha com a extensão do horizonte, sendo, no caso, razoável que se utilizem modelos simples, em horizontes curtos até que se disponha de modelos que forneçam melhores resultados.

Tabela 3 - Operação sem Volume de Espera: Total de Penalidades Acumuladas

Cheia	Previsão	HP (número de intervalos de 3 h.)					
		1	3	5	7	16	---
Mai. 83 (Cehpar)	MP	394,3	393,1	393,4	393,3	393,4	
	MG	456,0	461,3	460,2	460,2		
	MI	417,9	414,4	414,6	414,5		
	MM	425,9	431,6	431,6	431,6		
Cheia	Previsão	HP (número de intervalos de 3 h.)					
		1	3	5	7	16	---
Mai. 83	MP	365,0	366,7	367,0	367,0	367,0	
	MG	2058,5	2014,8	2014,8	2014,8		
	MI	2065,4	2062,3	1940,2	1940,2		
	MM	1168,3	1546,0	1546,2	1708,4		
Cheia	Previsão	HP (número de intervalos de 3 h.)					
		1	3	5	7	16	---
Jul. 83	MP	5118,3	4839,2	4798,6	4798,6	4798,6	
	MG	5338,4	5281,7	5281,7	5281,7		
	MI	5036,2	4966,1	4966,1	4966,1		
	MM	5092,9	4949,3	4947,7	4947,7		
Cheia	Previsão	HP (número de intervalos de 3 h.)					
		1	3	5	7	16	---
JUN. 84	MP	268,6	267,2	267,3	267,3	267,3	
	MG	301,0	293,9	293,8	293,8		
	MI	300,1	300,6	300,3	300,7		
	MM	375,3	380,9	379,5	379,5		

Obs.: MP - modelo perfeito
 MG - modelo grosseiro
 MI - modelo intuitivo
 MM - modelo de regressão múltipla

FIGURA 6 - Cheia Maio/83 - CEHPAR: Penalidades Obtidas na Operação sem Volume de Espera

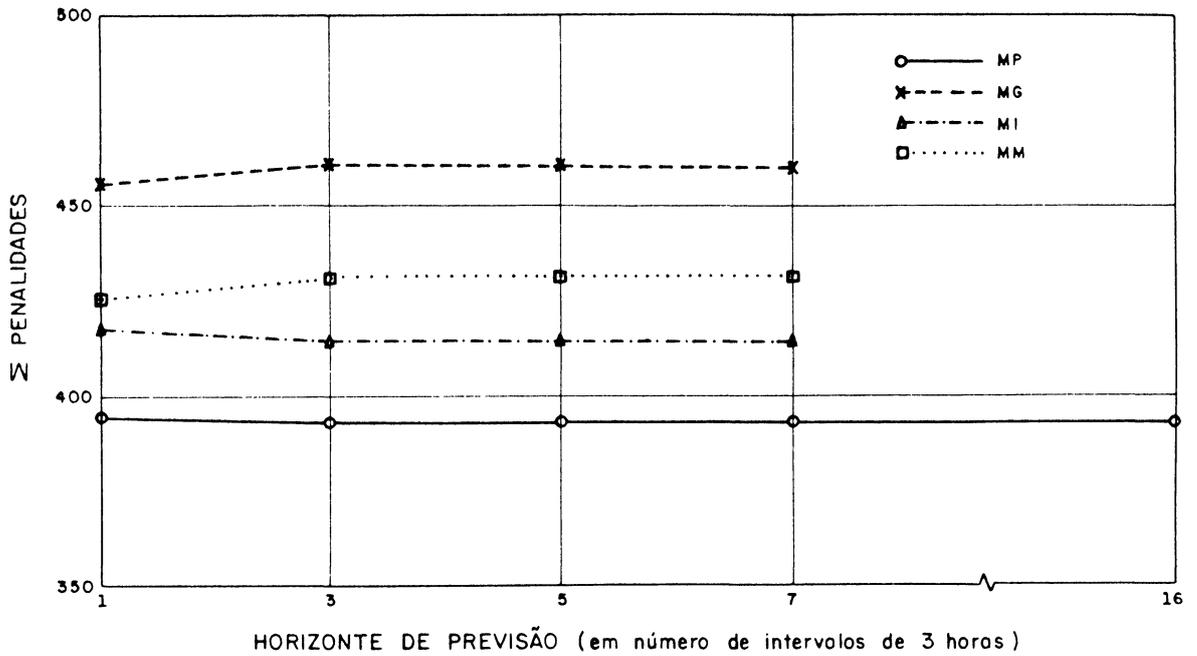


FIGURA 7 - Cheia Maio/83: Penalidades Obtidas na Operação sem Volume de Espera

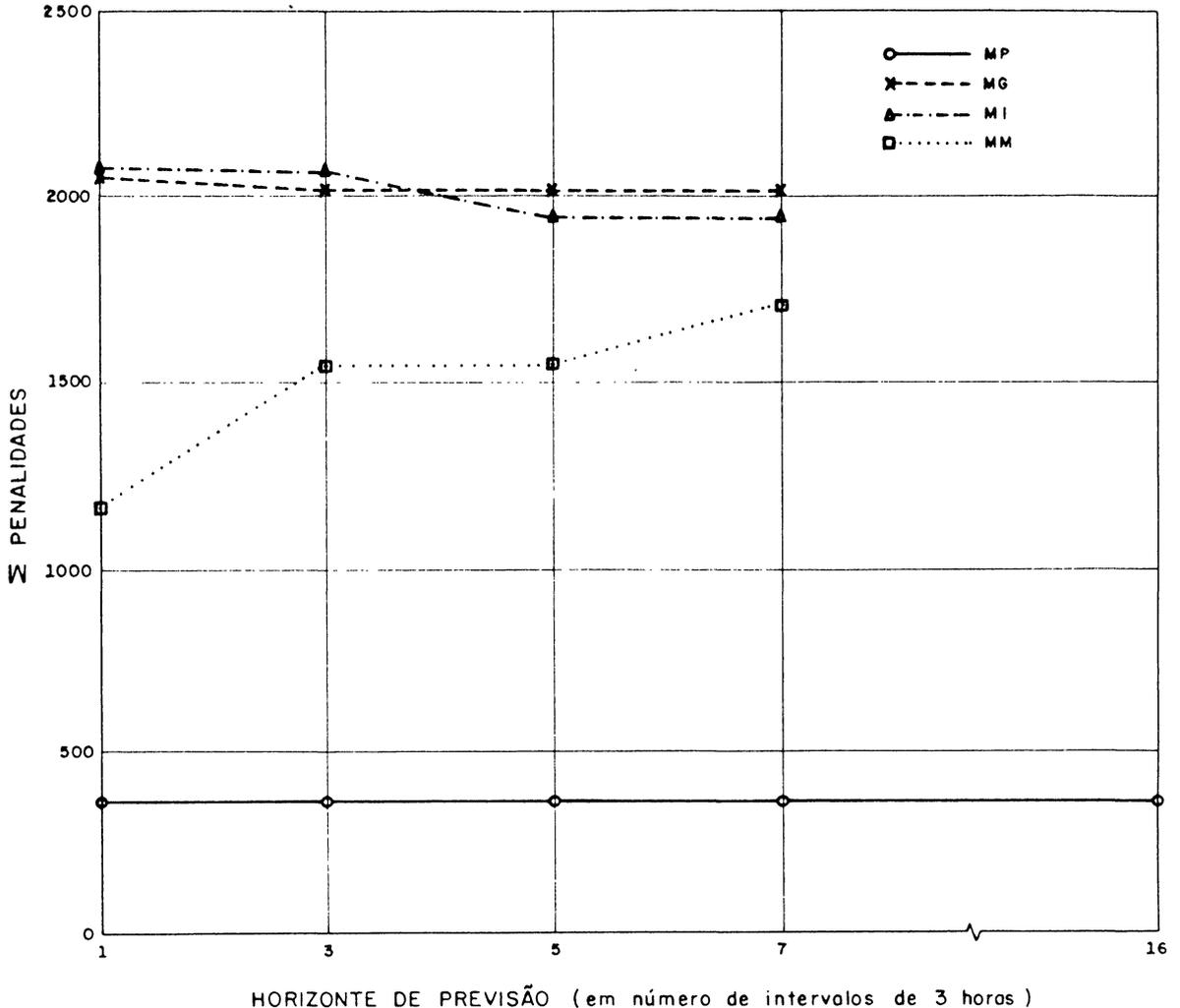


FIGURA 8 - Cheia Julho/83: Penalidades Obtidas na Operação sem Volume de Espera

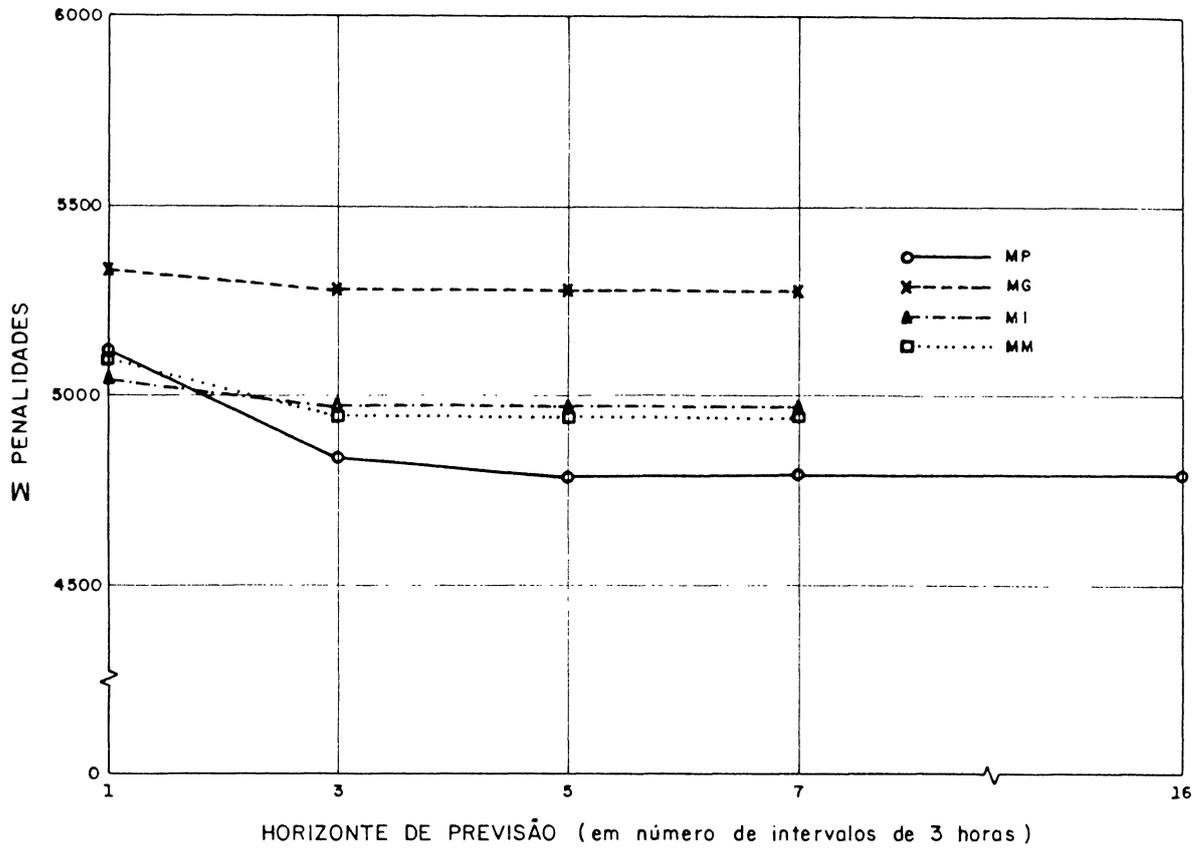
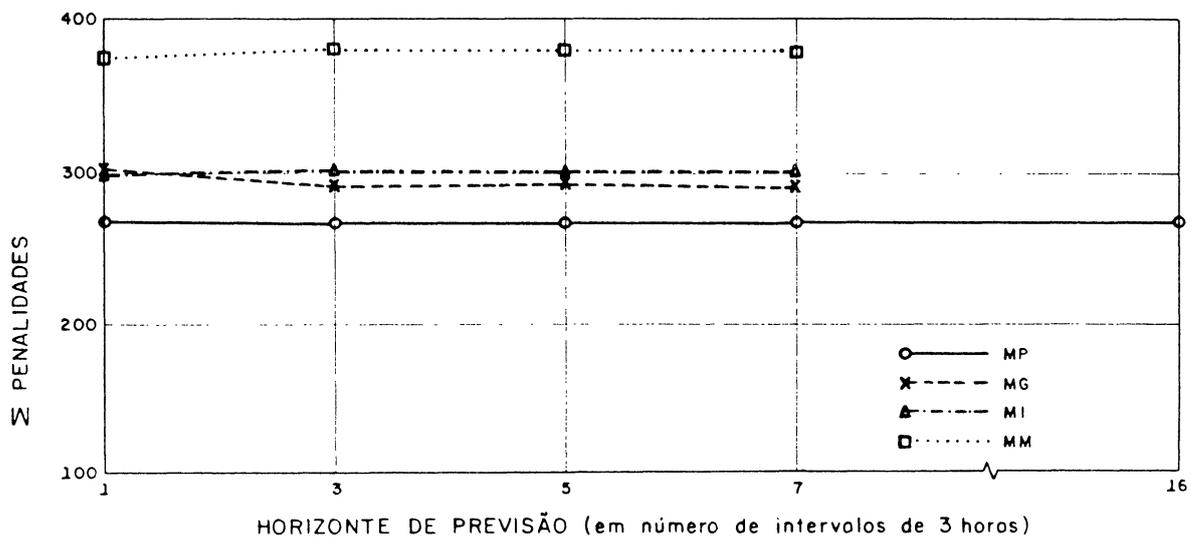


FIGURA 9 - Cheia Junho/84: Penalidades Obtidas na Operação sem Volume de Espera



4.4.2 OPERAÇÃO COM VOLUME DE ESPERA

Como no item anterior, inicialmente analisam-se alguns casos detalhadamente e na continuidade passa-se à análise das tabelas e gráficos de penalidades acumuladas.

O Anexo 5 apresenta resultados de simulações da operação com o modelo MM, na cheia Maio/83, para vários horizontes de previsão: 1, 3, 5 e 7 intervalos. Pela Tabela 4 e Figura 11, ve-se que as penalidades crescem continuamente com o aumento do horizonte. Analisando os hidrogramas daqueles casos (Anexo 5, págs. 112 e 113), percebe-se que as vazões defluentes máximas atingidas ultrapassam a vazão de restrição ($4000 \text{ m}^3/\text{s}$) para todos os horizontes e aumentam para os maiores. Para HP igual a 1 e 3 intervalos o pico de defluência ainda fica abaixo do pico de afluência. O contrário sucede para HP igual a 5 e 7 intervalos. Devido à previsão de vazões pelo modelo MM ser defasada no tempo e fornecer volumes diferentes do volume do hidrograma afluente, para nenhum horizonte o volume de espera é totalmente preenchido. As defasagens podem ser resultantes do próprio processo de calibração do modelo MM como já foi comentado anteriormente. O pico do hidrograma afluente reconstituído com dados operativos ocorre no intervalo 16, enquanto o pico de afluência reconstituído com dados dos postos de montante (ver Cheia Maio/83-Cehpar, Anexo 2 pág. 102) ocorre no intervalo 20, portanto com uma diferença de aproximadamente 12 horas. A forma e os volumes dos hidrogramas também apresentam-se

diferentes, e provavelmente estas diferenças influem nas previsões via calibragem do modelo MM. Para o modelo MM, nestes casos, o aumento das penalidades corresponde a uma perda de qualidade da operação.

É interessante comparar-se a operação com o modelo MM para HP = 1, durante a cheia de maio / 83 (Anexo 5, página 112), com a operação utilizando outros modelos. O modelo MP que apresenta penalidades acumuladas inferiores (Anexo 5, página 111) não ultrapassa a vazão de restrição, utilizando todo o volume de espera, causando apenas uma pequena sobrelevação de 4 cm acima do nível máximo normal. O modelo MG (página 111) ultrapassa o nível máximo em 10 cm, mesmo assim ocasionando defluências maiores que a restrição em 3 intervalos (25, 26 e 27), defluindo até 5700 m³/s. Já o modelo MI (Anexo 5 página. 111) apresenta bom resultado, pois manteve a vazão defluente máxima igual à vazão de restrição, causando uma sobrelevação de 9 cm acima do nível máximo. No entanto, as penalidades acumuladas na simulação com o modelo MI são superiores às obtidas com o modelo MM que ultrapassou a vazão de restrição. Resulta daí que, apesar das penalidades serem um indicativo da qualidade da operação, elas não podem ser analisadas em separado dos outros resultados obtidos nas simulações. Se fosse considerada apenas esta cheia, o melhor modelo real (isto é, excluindo o perfeito) teria sido MI. Outra conclusão é que a extensão do horizonte não melhorou a operação, ocorrendo o inverso com o modelo MM (ver Anexo 5). Só o modelo perfeito (MP) apresenta esta tendência.

Analisando os hidrogramas da operação da cheia de Julho/83 com HP = 7 e para vários modelos de previsão (Anexo

6, páginas. 115, 116 e 117) percebe-se porque o modelo MP resulta em pior resultado que os demais se for considerado o somatório de penalidades (ver Figura 12). Acontece que os modelos reais, com informação limitada abrem totalmente as comportas antes que MP, e a partir de um nível inicial menor, condicionando toda a operação não controlada que se sucede, obtendo-se níveis e vazões defluentes menores e portanto, menores penalizações. Demonstra-se assim que dependendo dos erros de previsão, em horizontes limitados, pode-se ter eventualmente, penalizações menores mesmo para modelos inferiores. Dos quatro modelos utilizados, MG determinou mais cedo a abertura total das comportas, obtendo a menor penalização total.

Comparando o modelo perfeito (MP) para horizontes de 1 e 7 intervalos (Anexo 6, página 115), percebe-se que, utilizando horizonte menor preencheu-se totalmente o volume de espera antes da abertura total das comportas. Com o horizonte de 7 intervalos isto aconteceu antes do enchimento total, pois a informação disponível já indicava que o volume vazio seria insuficiente.

Examinando as Figuras 10, 11, 12 e 13 percebe-se que o modelo MP apresentou menor penalização para todos os horizontes nas cheias de Maio/83 e Junho/84. Na cheia Maio/83-Cehpar (Figura 10) isto só ocorreu a partir de HP = 7 (apesar de estar próximo aos demais para outros horizontes) e na cheia de Julho/83 tal não ocorreu mesmo para HP = 16, apesar de ser o único modelo que mostra uma tendência de contínua diminuição ou de estabilização das penalidades acumuladas com a extensão do horizonte. Como para os casos sem

volume de espera, conclui-se que MP nem sempre fornece o melhor resultado, se forem considerados horizontes limitados de previsão, em que modelos inferiores podem, casualmente, ter melhor desempenho.

Para os modelos MG e MI, nas Figuras de 10 a 13, não é possível inferir um padrão definido de comportamento, havendo alternâncias na posição de menor penalização.

As Figuras 10 e 11 apresentam o somatório das penalidades acumuladas na simulação da operação durante o mesmo evento de cheia, diferindo, porém, no critério de reconstituição da vazão afluente. No primeiro caso as vazões foram reconstituídas empregando-se uma equação de correlação cujas variáveis independentes eram vazões de postos fluviométricos situados a montante, se constituindo nas mesmas vazões empregadas na calibragem do modelo MM. No segundo caso (Figura 11) foram empregadas as vazões afluentes reconstituídas através dos dados operativos do reservatório, sendo aquelas empregadas na operação corrente do reservatório durante cheias. Como esperado, o modelo MM apresenta um resultado melhor que os outros, se considerarmos o somatório de penalidades na cheia reconstituída pela equação de correlação (Figura 10), sendo que na cheia reconstituída pelos dados operativos isto só ocorre para $HP = 1$ (Figura 11), com as penalidades crescendo continuamente com o horizonte de previsão (para $HP = 7$, MM apresenta penalização superior a todos os outros modelos). Na Figura 10 nota-se ainda o efeito do horizonte de previsão limitado sobre a operação com o modelo perfeito (MP), onde para pequenos horizontes de previsão pode o modelo apresentar somatórios de penalização

superiores aos outros modelos, pois uma operação não ótima em um horizonte de planejamento limitado pode levar o reservatório a um estado que propicie melhor operação no futuro. Se a Figura 10 fosse considerada isoladamente, chegaríamos a conclusão de que MM seria o melhor modelo e o horizonte ótimo para planejar a operação teria de 3 a 5 intervalos de duração, onde as penalidades acumuladas passam por um mínimo. Um horizonte de 7 intervalos já mostra um acréscimo nas penalidades em consequência da perda de qualidade nas previsões.

As conclusões possíveis são semelhantes àquelas da operação sem volume de espera:

- não foi demonstrada uma clara vantagem do modelo MM, que é o mais complexo, pelas mesmas razões apontadas em 4.4.1.

- para os modelos práticos de previsão (MG, MI e MM) a extensão do horizonte de previsão pode implicar numa perda de qualidade das previsões e da qualidade da operação, o que reflete-se por um aumento nas penalidades obtidas na simulação.

- a extensão do horizonte de planejamento, para todos os casos analisados do modelo perfeito (MP), resultou na redução das penalidades acumuladas, indicando que há sempre ganho na extensão do horizonte quando a qualidade da previsão não se deteriora. Na cheia de julho/83 (Figura 12) o aumento do horizonte implicou nesta redução para todos os modelos, pois levou a abertura total das comportas mais cedo, condicionando toda a operação do reservatório com o vertedor a lâmina livre que se seguiu.

Tabela 4 - Operação com Volume de Espera: Total de Penalidades Acumuladas

Cheia	Previsão	HP (número de intervalos de 3 h.)					
		1	3	5	7	16	---
Mai. 83 (Cehpar)	MP	521,3	381,8	351,6	307,3	303,5	
	MG	609,9	353,4	382,3	419,6		
	MI	532,8	346,5	367,3	475,1		
	MM	484,5	347,7	341,0	372,3		
Cheia	Previsão	HP (número de intervalos de 3 h.)					
		1	3	5	7	16	---
Mai. 83	MP	122,2	105,6	92,6	92,6	55,0	
	MG	295,1	138,3	167,8	231,0		
	MI	302,3	261,8	360,3	360,3		
	MM	170,7	238,9	304,2	451,2		
Cheia	Previsão	HP (número de intervalos de 3 h.)					
		1	2	3	5	7	16
Jul. 83	MP	6362,8	5666,5	4633,5	4318,4	4236,8	4199,3
	MG	6600,0	6061,5	5193,6	4405,2	3324,4	
	MI	6262,5	5839,1	5000,1	3871,2	3749,3	
	MM	6109,7	5387,4	4306,9	4305,0	3733,1	
Cheia	Previsão	HP (número de intervalos de 3 h.)					
		1	3	5	7	16	---
JUN. 84	MP	2,7	2,7	2,7	2,9	2,9	
	MG	4,4	4,4	4,4	4,9		
	MI	8,8	5,4	5,4	5,4		
	MM	30,1	29,5	28,8	28,8		

Obs.: MP - modelo perfeito
 MG - modelo grosseiro
 MI - modelo intuitivo
 MM - modelo de regressão múltipla

FIGURA 10 - Cheia Maio/83 - CEHPAR: Penalidades Obtidas na Operação com Volume de Espera

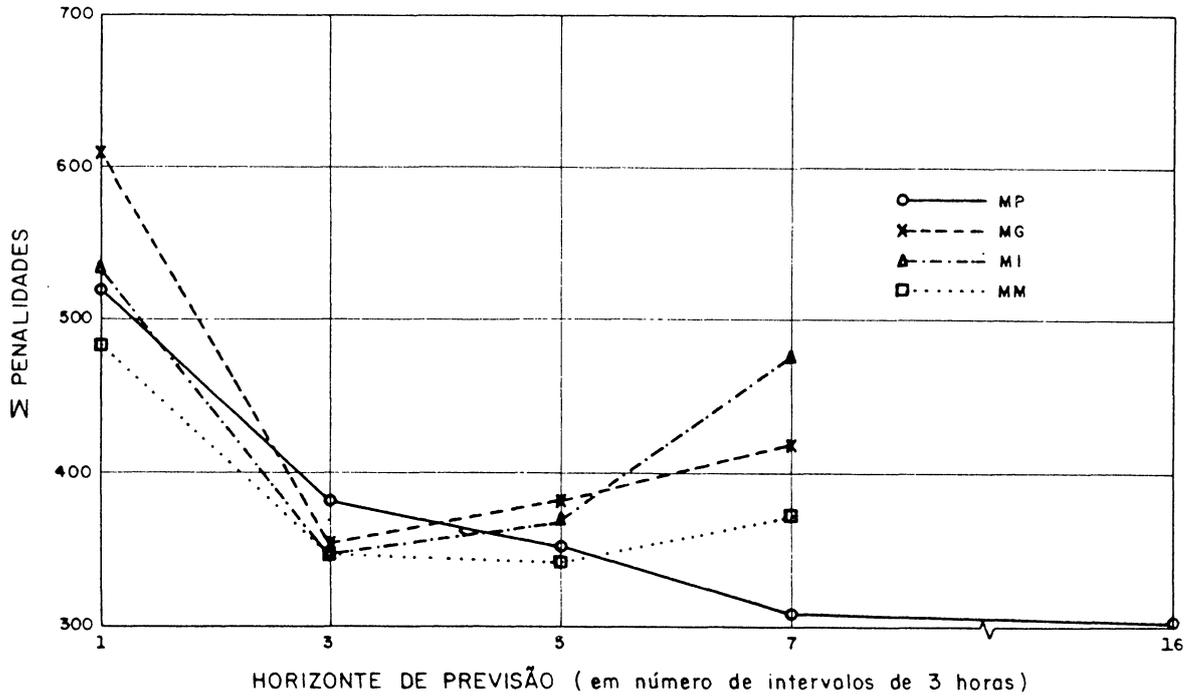


FIGURA 11 - Cheia Maio/83: Penalidades Obtidas na Operação com Volume de Espera

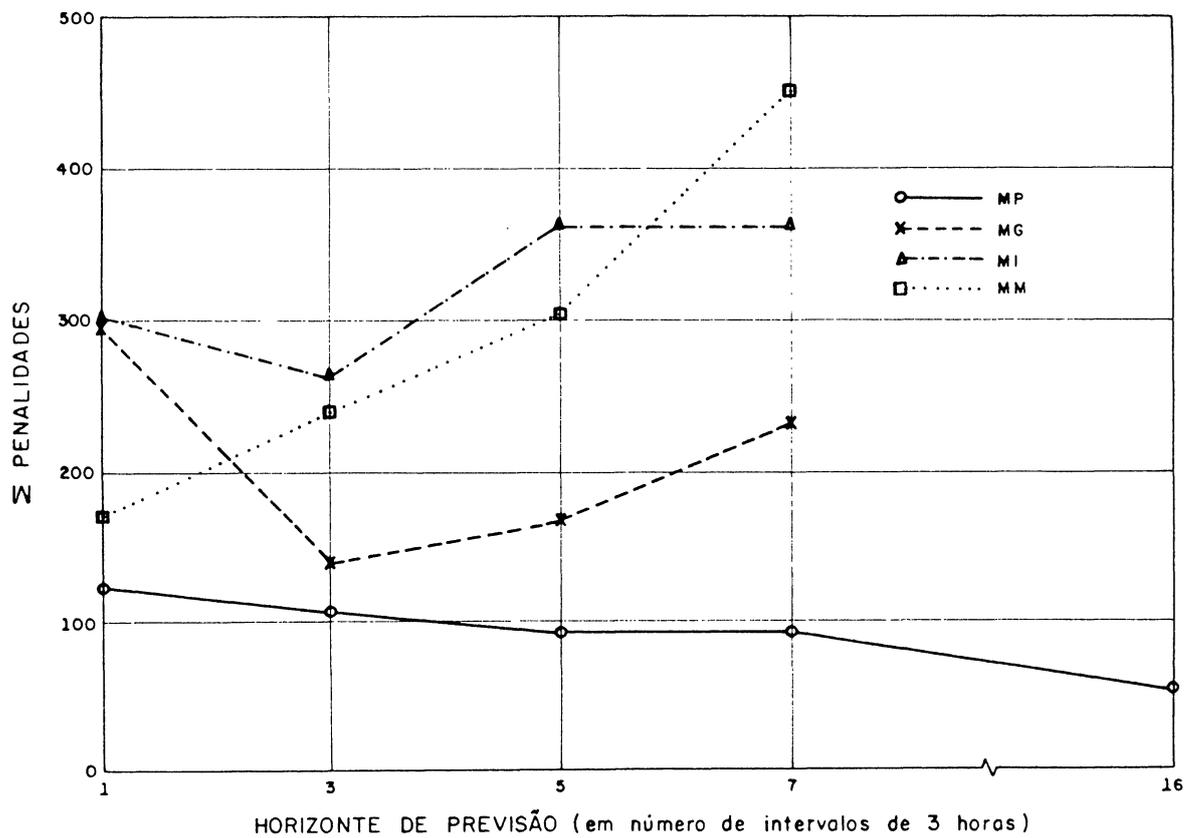


FIGURA 12 - Cheia Julho/83: Penalidades Obtidas na Operação com Volume de Espera

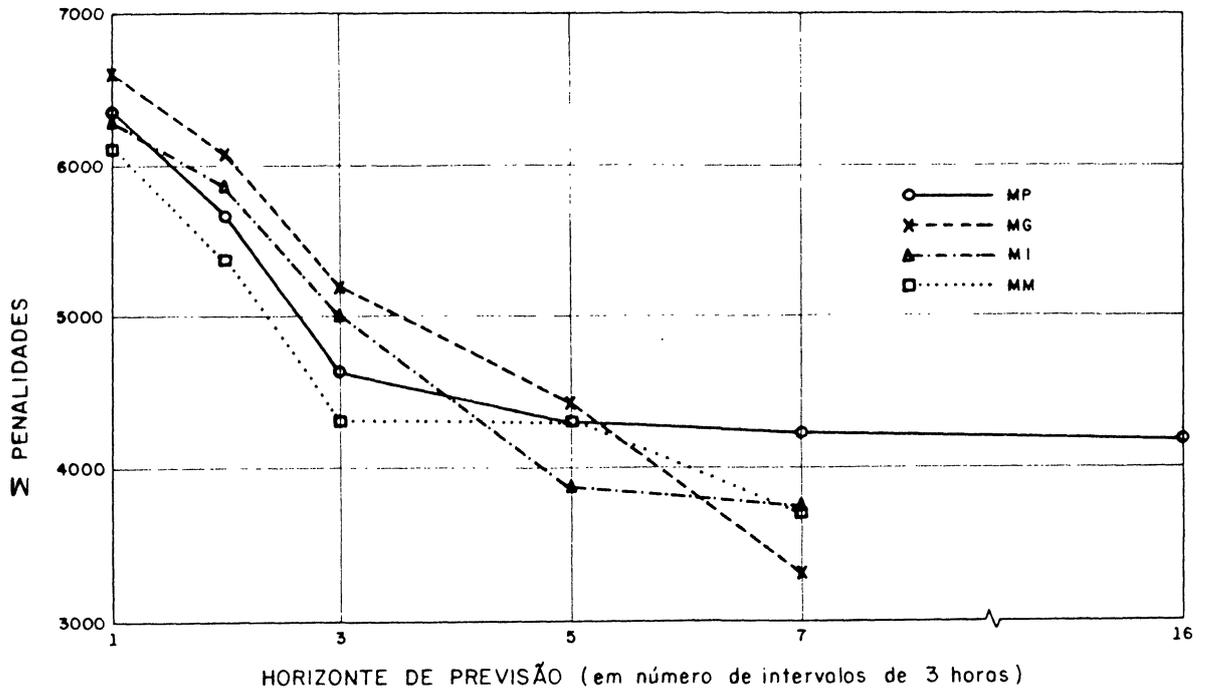
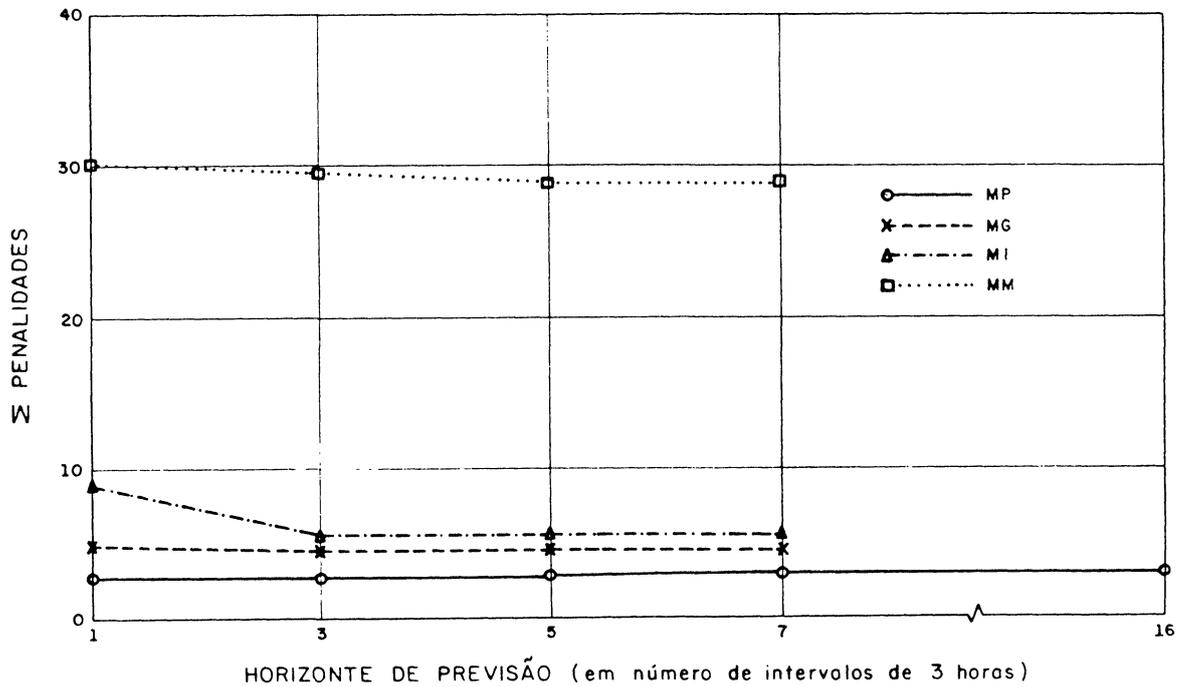


FIGURA 13 - Cheia Junho/84: Penalidades Obtidas na Operação com Volume de Espera



5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 CONCLUSÕES

O trabalho constituiu-se na elaboração de um método de seleção de modelos de previsão de vazões, na aplicação do mesmo através de um sistema de decisão de operação (otimização, no caso) para um reservatório isolado, verificando-se a adequação dos modelos através da análise de simulações. Essa técnica, em geral, é adequada, pois nem a utilização de modelos na prática operativa real pode gerar estes resultados, já que a adoção de um modelo significa a exclusão dos demais, que não seriam testados em determinado evento.

As hipóteses simplificativas utilizadas na modelagem e principalmente na definição das funções objetivo naturalmente limitam a aplicabilidade do estudo ao caso real. Com efeito, há poucos dados compilados sobre os efeitos que as cheias do passado tiveram sobre a restrição de montante, inviabilizando a construção imediata de funções objetivo mais adequadas. No entanto, o estudo permitiu maior percepção e entendimento a respeito do problema real e algumas conclusões de carácter geral:

a) Apesar de testes de modelos de previsão envolvendo a

utilização de estatísticas tais como erro padrão, erro médio e coeficiente de correlação fornecerem uma base para a calibração e seleção de modelos de previsão, é necessária uma fase posterior de análise e avaliação dos modelos em cenários que se aproximem da realidade para que sua implementação proporcione resultados práticos. No estudo de caso, o modelo MM, que utiliza um maior número de informações que os modelos MG e MI, incluindo dados fluviométricos e pluviométricos, e que foi calibrado pelo método dos mínimos quadrados, não se apresenta como inequivocamente superior aos modelos MG e MI, tendo em algumas simulações apresentado resultados inferiores, como na cheia de Maio / 83 com volume de espera, onde causou defluência máxima acima da vazão de restrição por três períodos, o que não ocorreu com o modelo MI.

b) A avaliação dos modelos de previsão em diferentes horizontes de previsão e planejamento pode resultar na escolha do horizonte ótimo de planejamento. Como vimos nos resultados, nem sempre a extensão do horizonte de planejamento traz melhorias a operação, podendo ocorrer o inverso com os modelos práticos (MM, MI e MG), pois a qualidade das previsões tende a deteriorar-se com o aumento do horizonte. Nas simulações da operação sem volume de espera os modelos MM, MI e MG não apresentaram diminuição significativa das penalidades com o horizonte de previsão, ocorrendo mesmo o inverso na cheia Maio/83 com o modelo MM. A simulação da operação com volume de espera na cheia Maio/83 - CEHPAR (Figura 10) mostra uma tendência dos modelos MM, MI e MG apresentarem menor penalização para horizontes de 3 a 5 intervalos, mas esta tendência não se verifica para as outras cheias (Figuras 11 a

13). Pode-se concluir que na operação sem volume de espera devesse utilizar horizontes curtos de previsão para todos os modelos. Na operação com volume de espera tal conclusão não é possível, pois depende, inclusive, da magnitude da cheia. Para a menor cheia, Junho/84, as penalidades são pouco sensíveis ao horizonte escolhido (Figura 13), e nas simulações com a maior cheia, Julho/83, as penalidades dos modelos MM, MI e MG decrescem com o horizonte (Figura 12).

c) Foi ressaltado o caráter complexo dos estudos de operação hidráulica de reservatórios a curto prazo, que devem ultrapassar a fase do estudo isolado de sistemas de previsão, e integrá-lo a um modelo ou sistemática de operação, levando em conta todas os objetivos e restrições relevantes ao comportamento do sistema real. Neste estudo tal sistemática foi exemplificada através de um modelo matemático de otimização. A revisão bibliográfica indica a tendência da síntese das informações necessárias à operação ser obtida através de modelos formais.

d) No estudo de caso apresentado, foi analisada a sensibilidade da função objetivo apenas em relação a modelos e horizontes de previsão. No entanto, fatores como a estrutura do modelo e da função objetivo, taxas de variação de defluência, e o intervalo de tempo entre as variações de vazão defluente podem ter efeito igualmente importante, influenciando decisivamente na escolha de modelos de previsão. Sob este aspecto, os resultados devem ser analisados com cautela, considerando-se ainda o pequeno número de cheias empregado. Com relação à operação real, enfatiza-se a necessidade absoluta de se procurarem funções objetivo mais adequadas.

Bertalanffy (1973) define sistema aberto como aquele que troca matéria com seu ambiente, apresentando importação e exportação, construção e demolição dos materiais que o compõe. Utilizando uma analogia inspirada neste conceito, poderíamos classificar os sistemas de controle em abertos e fechados, considerando a troca de informação em relação ao sistema físico que se pretende controlar. Fechados seriam os sistemas de controle que trabalham com um conjunto definido de informações desprezando todas aquelas que não fazem parte de sua formulação (ou estrutura). Os sistemas de regras fixas e mesmo aqueles que utilizam as técnicas mais sofisticadas de otimização e simulação, são exemplos de sistemas fechados, na medida que trabalham sobre um conjunto pré-definido de informações, resultando em uma única solução ótima (ou em um conjunto ótimo de valores das variáveis de decisão), ainda que os algoritmos utilizem processos estocásticos.

Em contraposição, os sistemas abertos seriam aqueles em que o conjunto de informações de entrada não é pré-definido, podendo-se utilizar qualquer informação cuja utilização não tenha sido prevista a priori.

Inadequações de controle podem ocorrer frequentemente com sistemas fechados, pois é extremamente difícil garantir que um sistema fechado de decisão atenda a toda a diversidade das situações possíveis. A partir da revisão bibliográfica percebe-se claramente este problema, pois nenhum autor prega a utilização de sua metodologia de maneira automática. Alguns ressaltam que sua metodologia é uma ferramenta de decisão cujos resultados devem ser analisados pelos "decisores", aos quais cabe a palavra final. Com isto passamos a ter um sistema

aberto formado pelo modelo ou algoritmo (fechado em si) mais a figura do "decisor", que imbuete no processo outras informações, mesmo aquelas intratáveis pelos modelos formais.

As vantagens dos sistemas abertos são óbvias em termos de adaptação às condições mutantes do meio em que se encontram, pois os sistemas abertos possuem a característica da aprendizagem, isto é, admitem a introdução de informações externas ao sistema.

O sistema automático ideal de decisão seria aquele em que qualquer informação disponível fosse utilizada sem que houvesse necessidade de prever sua inclusão no processo. Isto nos parece de todo impossível, não passando de mera especulação no presente.

Outra fonte de inadequação de sistemas de decisão advém de que a diversidade de situações do sistema controlado nem sempre é adequadamente tratada devido às hipóteses simplificativas utilizadas. Este problema não é exclusivo de sistemas fechados. Nos abertos, bem pode-se imaginar decisores cuja deficiência de conhecimentos a respeito do sistema controlado ou carência de informações relevantes pode igualmente gerar decisões inadequadas.

Obviamente sistemas fechados e simples de regras fixas podem ser utilizados em sistemas de reservatórios cuja operação seja bastante simples e dentro de condições pré-estabelecidas, que garantam graus de segurança aceitáveis. Na política operativa adotada pela Copel para o reservatório de Foz do Areia, o sistema de decisão baseado em regras fixas é fechado e atende a cheias menores. Para as maiores, o conjunto de regras existente, apesar de servir como um guia,

não precisa mais ser acatado, passando a existir um sistema de controle aberto, formado por uma equipe de especialistas que monitora o reservatório continuamente, tomando decisões baseadas num conjunto muito maior de informações, não necessariamente definido a priori.

5.2 RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Para o reservatório de Foz do Areia, dentro das premissas adotadas nos testes, o modelo de regressão múltipla (MMD), que emprega o maior número de informações, não pode ser considerado como nitidamente superior aos demais modelos reais. O principal problema reside na definição da vazão afluente, a qual, pelos motivos mencionados anteriormente, deve ser idêntica à empregada na operação do reservatório. Assim este problema deve ser resolvido prioritariamente, pois é fundamental para as etapas posteriores de calibração e teste de modelos de previsão.

Outras questões fundamentais são a pesquisa de funções objetivo mais adequadas ao caso real e a consideração da operação de rebaixamento do reservatório durante cheias, para evitar remanso na cidade de União da Vitória ou criar volume de espera para proteger restrições a jusante, tal como já é feito na prática corrente. Para tanto, outras informações de previsão disponíveis poderiam ser utilizadas, como as

previsões de vazão em União da Vitória.

Numa etapa posterior, as vazões previstas poderiam ser consideradas como variáveis aleatórias dotadas de determinadas distribuições, quando seria possível avaliar os riscos imbutidos na operação hidráulica.

Anexo 1

Programa SOL: Otimização e Simulação da
Operação Hidráulica de um Reservatório Isolado

```

SOL:
PROC OPTIONS (MAIN);
O/*****
*
*   COPEL
*   DOP/SOS - COORDENADORIA DE HIDROMETEOROLOGIA
*
*
*   PROGRAMA : S O L
*
*   OBJETIVO : SIMULAR A OPERACAO HIDRAULICA DE UM RESERVATORIO
*              ISOLADO, APLICANDO PREVISOES DE VAZAO E OTIMIZA-
*              CAO POR PROGRAMACAO DINAMICA REGRESSIVA.
*
*   ELABORADO POR : HOMERO BUBA
*
*   DATA DA ULTIMA ALTERACAO : 29 / JUL / 89
*
*
*****/
O/----- DECLARAÇÕES DE VARIÁVEIS -----*/
O   DCL PS(*) DEC FLOAT(6) CTL; /* VETOR COM PENALIDADES ASSOCIA-
   DAS AOS ARMAZENAMENTOS */
O   DCL PQ(*) DEC FLOAT(6) CTL; /* VETOR COM PENALIDADES ASSOCIA-
   DAS AS VAZÕES DEFLUENTES */
O   DCL PS MAIS PQ(*,*) DEC FLOAT(6) CTL; /* MATRIZ COM PENALI-
   DADES ASSOCIADAS A COMB. DOS
   ESTADOS DE ARMAZ. E NÍVEL */
O   DCL VIAVEL(*,*) BIT(1) CTL; /* MATRIZ QUE INDICA A VIABILIDA-
   DAS COMBINAÇÕES VOL X DEFLUEN. */
O   DCL QDISCR(*) DEC FLOAT(6) CTL; /* VAZÕES DEFLUENTES DISCRE-
   TIZADAS. */
O   DCL SDISCR(*) DEC FLOAT(6) CTL; /* ARMAZENAMENTOS DISCRETI-
   ZADOS. */
O   DCL DQ DEC FLOAT(6); /* INTERVALO DE DISCRETIZAÇÃO
   DAS VAZÕES NA P.D. */
O   DCL DS DEC FLOAT(6); /* INTERVALO DE DISCRETIZAÇÃO
   DOS ARMAZENAM. NA P.D. */
O   DCL QP(*) DEC FLOAT(6) CTL; /* VAZÕES PREVISTAS NA P.D. */
O   DCL SO DEC FLOAT(6); /* ARMAZ. INICIAL NO RESERV. */
O   DCL Q DEC FLOAT(6); /* DECISÃO RESULTANTE DA P.D. */
O   DCL QPA(*,*) DEC FLOAT(6) CTL; /* VAZÕES PREV. FORNECIDAS */
O   DCL (NIV(*),PENN(*)) DEC FLOAT(6) CTL; /* TABELA NÍVEL X PEN. */
O   DCL (VAZ(*),PENQ(*)) DEC FLOAT(6) CTL; /* TABELA VAZÃO X PEN. */
O   DCL QA(*) DEC FLOAT(6) CTL; /* VAZÕES AFLUENTES */
O   DCL QD(*) DEC FLOAT(6) CTL; /* VAZÕES DEFLUENTES */
O   DCL NF(*) DEC FLOAT(6) CTL; /* NÍVEIS NO FINAL DOS INTERV. */
O   DCL MPREV CHAR(2); /* TIPO DE PREVISÃO DE VAZÕES */
O   DCL COM CHAR(200); /* VAR. AUXILIAR NA LEIT. DADOS */
O   DCL (XANO,XMES,XDIA,XHORA)BIN FIXED(15); /* DATA DE INÍCIO DOS
   DADOS DA CHEIA */
O   DCL NMIN DEC FLOAT(6); /* NÍVEL MÍNIMO P/ DISCRET. */
O   DCL NMAX DEC FLOAT(6); /* NÍVEL MÁXIMO P/ DISCRET. */
O   DCL NIVIN DEC FLOAT(6); /* NÍVEL INICIAL DO RESERV. */
O   DCL AUX DEC FLOAT(6); /* VAR. AUXILIAR P/ DIV.CALCS. */
O   DCL DT DEC FLOAT(6); /* INTERVALO DE TEMPO DA SIMUL. */
O   DCL HP BIN FIXED(15); /* NO. DE INTS. DO HOR. PLANEJ. */
O   DCL INTMAX BIN FIXED(15); /* NO. MÁX. DE INTERVALOS COM
   VAZÕES PREVISTAS MOD. MM */
O   DCL DT SOBRE DS DEC FLOAT(6); /* VAR. AUX. P/ PROC. PRODIN. */
O   DCL KHP BIN FIXED(15); /* IND. AUX. NA PROC. PRODIN. */
O   DCL (MINF,MSUP) BIN FIXED(15); /* ÍNDICES INFERIOR E SUPERIOR
   DA FAIXA DE VAZÕES POSSÍVEIS
   NO PRÓXIMO ESTÁGIO DA P.D. */
O   DCL MQDO BIN FIXED(15); /* ÍNDICE DA VAZÃO DO ÚLTIMO INTER.
   ANTES DA DECISÃO */
O   DCL (I,MM,MX,IAUX,J,L,M,N,SLFE,ILFE) BIN FIXED(15); /* ÍNDICES DIVERSOS
   */
O   DCL PERC DEC FLOAT(6); /* VAR. AUX. NA INTERPOLAÇÃO DAS PENAL. */
O   DCL XLFE DEC FLOAT(6); /* VAR. AUX. NA INTERPOLAÇÃO DO ARMAZEN. */
O   DCL XPEN DEC FLOAT(6); /* VAR. AUX. NA PESQUISA DAS PEN.MÍNIMAS */
O   DCL MAXTXA DEC FLOAT(6); /* PESQUISA DA TAXA MAX+ DA AFLUEN. */
O   DCL MAXTXD DEC FLOAT(6); /* PESQUISA DA TAXA MAX- DA AFLUEN. */
O   DCL NDISCN BIN FIXED(15); /* NUM. DE ARMAZEN. DISCRETOS. */
O   DCL NDISCQ BIN FIXED(15); /* NUM. DE VAZÕES DEFL. DISCRETAS. */
O   DCL NINT BIN FIXED(15); /* NUM. DE VAZÕES AFLUENTES LIDAS.

```

```

O      DCL IFIM   BIN FIXED(15); /* INDICE DO ULTIMO INTERVALO A SER      SOLO0780
                                           CONSIDERADO NA SIMULACAO      */SOLO0790
O      DCL NITER  BIN FIXED(15); /* NUM. DE ITERACOES EM L. LIVRE */SOLO0800
O      DCL NPNIV  BIN FIXED(15); /* NUM. PONTOS TAB. NIVEL X PENALID.*/SOLO0810
O      DCL NPVAZ  BIN FIXED(15); /* NUM. PONTOS TAB. VAZAO X PENALID.*/SOLO0820
O      DCL NPREV  BIN FIXED(15); /* NUM. DE PREVISOES DO MOD. MM    */SOLO0830
O      DCL QDO    DEC FLOAT(6); /* VAZAO DEFLUENTE DO INTERVALO DE */SOLO0840
                                           /* SIMULACAO ANTERIOR AO CORRENTE. */SOLO0850
O      DCL QMAX   DEC FLOAT(6); /* VAZAO MAXIMA PARA DISCRETIZACAO.*/SOLO0860
O      DCL QMIN   DEC FLOAT(6); /* VAZAO MINIMA PARA DISCRETIZACAO.*/SOLO0870
O      DCL QX     DEC FLOAT(6); /* VAZAO AUXILIAR P/ITER. L. LIVRE. */SOLO0880
O      DCL SFIM   DEC FLOAT(6); /* VOLUME CORRESP. AO FINAL DO INT. */SOLO0890
O      DCL SMIN   DEC FLOAT(6); /* VOLUME CORRESP. AO NIVEL MINIMO  */SOLO0900
                                           /* DE DISCRETIZACAO.              */SOLO0910
O      DCL SPEN   DEC FLOAT(6); /* SOMATORIO DE PENAL. DA SIMULACAO.*/SOLO0920
O      DCL TOL    DEC FLOAT(6); /* PRECISAO DE CALCULO DA V. L. LIV.*/SOLO0930
O      DCL TXA    DEC FLOAT(6); /* TAXA MAXIMA DE AUMENTO DA DEFUEN.*/SOLO0940
O      DCL TXR    DEC FLOAT(6); /* TAXA MAXIMA DE REDUCAO DA DEFUEN.*/SOLO0950
O      DCL DISCRTXA BIN FIXED(15); /* TXA DISCRETIZADA EM NO. DE DQ.  */SOLO0960
O      DCL DISCRTXR BIN FIXED(15); /* TXR DISCRETIZADA EM NO. DE DQ.  */SOLO0970
O      DCL VX     DEC FLOAT(6); /* VOLUME AUX. NO CALCULO L. LIVRE. */SOLO0980
O      DCL VXIN   DEC FLOAT(6); /* VOLUME AUX. NO CALCULO L. LIVRE. */SOLO0990
O      DCL PEN(*,*) DEC FLOAT(6)CTL; /*PENALIDADE TOTAL EM CERTO ES-   */SOLO1000
                                           /*TAGIO DA P.DINAMICA.            */SOLO1010
O      DCL PENEST(*,*) DEC FLOAT(6)CTL; /*MATRIZ AUX. PARA CALCULO DA     */SOLO1020
                                           /*MATRIZ PEN.                     */SOLO1030
O/*-----*/SOLO1040
O      DCL (CHAVE,FLAG) BIT(1); /* VAR. AUXS. NA IMPRESSAO DO GRAFICO*/SOLO1050
O      DCL IPO(3) BIN FIXED(15); /* POSICAO DE IMPRESAO DO GRAFICO  */SOLO1060
O      DCL SIMB(3) CHAR(1) INIT('A','D','N'); /* SIMBOLOS DO GRAFICO             */SOLO1070
O      DCL (CT(50),VL(50),QLI(50),QLL(50)) DEC FLOAT(6) EXT; /* Q.L. LIVRE*/SOLO1080
                                           /*--- VETS. DA TABELA COTA X VOLUME X Q.L. LIVRE*/SOLO1090
O      DCL NCV BIN FIXED(15) EXT; /*--- NUM. PONTOS DA TAB. ACIMA    */SOLO1100
O      DCL DN DEC FLOAT(6); /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1110
O      DCL (VET(101),TET(101)) CHAR(1); /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1120
O      DCL FIXO FILE INPUT; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1130
O      DCL SYSIN FILE INPUT; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1140
O      DCL (DATE,MOD,ABS,SUBSTR,CEIL,FLOOR,FLOAT) BUILTIN; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1150
O      DCL SYSPRINT FILE OUTPUT STREAM PRINT; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1160
O      OPEN FILE (SYSPRINT) PAGESIZE(32000); /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1170
O/*----- LEITURA DOS DADOS FIXOS -----*/SOLO1180
O      GET FILE (FIXO) LIST(COM,NCV)COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1190
O      GET FILE (FIXO) LIST(COM,
                                           ,(CT(I),VL(I),QLI(I),QLL(I) DO I = 1 TO NCV))SOLO1210
                                           COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1220
O      /*----- ADEQUACAO DE UNIDADES -----*/SOLO1230
O      VL = VL * 1.OE+6; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1240
O/*----- LEITURA DOS DADOS DA SIMULACAO -----*/SOLO1250
O      GET LIST(COM,NMIN) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1260
O      GET LIST(COM,NMAX) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1270
O      GET LIST(COM,NDISCN) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1280
O      GET LIST(COM,QMIN) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1290
O      GET LIST(COM,QMAX) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1300
O      GET LIST(COM,NDISCQ) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1310
O      GET LIST(COM,DT) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1320
O      GET LIST(COM,NPNIV) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1330
O      ALLOCATE NIV(NPNIV), PENN(NPNIV), QDISCR(NDISCQ), SDISCR(NDISCN) SOLO1340
                                           ,PS(NDISCN), PQ(NDISCQ),PEN(NDISCN,NDISCQ) SOLO1350
                                           ,PENEST(NDISCN,NDISCQ),PS_MAIIS_PQ(NDISCN,NDISCQ) SOLO1360
                                           ,VIAVEL(NDISCN,NDISCQ); SOLO1370
O      GET LIST(COM,(NIV(N),PENN(N) DO N = 1 TO NPNIV)) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1380
O      GET LIST(COM,NPVAZ) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1390
O      ALLOCATE VAZ(NPVAZ), PENQ(NPVAZ); /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1400
O      GET LIST(COM,(VAZ(N),PENQ(N) DO N = 1 TO NPVAZ)) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1410
O      GET LIST(COM,TXR) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1420
O      GET LIST(COM,TXA) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1430
O      GET LIST(COM,MPREV) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1440
O      GET LIST(COM,INTMAX) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1450
O      GET LIST(COM,HP) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1460
O      GET LIST(COM,NIVIN) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1470
O      GET LIST(COM,XAND) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1480
O      GET LIST(COM,XMES) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1490
O      GET LIST(COM,XDIA) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1500
O      GET LIST(COM,XHORA) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1510
O      GET LIST(COM,IFIM) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1520
O      GET LIST(COM,NINT) COPY; /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1530
O      ALLOCATE QA(NINT),QD(NINT),NF(NINT); /*--- VAR. AUX. CONFECACAO GRAFICO */SOLO1540

```

```

GET LIST(COM,((AUX,QA(N)) DO N = 1 TO NINT)) COPY;          SOLO1550
GET LIST(COM,NPREV) COPY;          SOLO1560
ALLOCATE QPA(NPREV,8), QP(8);          SOLO1570
GET LIST(COM,((QPA(N,I)DO I = 1 TO 8)DO N = 1 TO NPREV))  SOLO1580
COPY;          SOLO1590
SOLO1600
SOLO1610
O/*----- CABECALHO -----*/SOLO1620
O PUT PAGE LINE(3) EDIT(SUBSTR(DATE,5,2) CAT '/' CAT      SOLO1630
SUBSTR(DATE,3,2) CAT '/' CAT      SOLO1640
SUBSTR(DATE,1,2)      SOLO1650
,C O P E L', 'DOP / SOS -      SOLO1660
CAT'COORDENADORIA DE HIDROMETEOROLOGIA')      SOLO1670
(A,SKIP(3),A,SKIP,A),.      SOLO1680
PUT SKIP(4) EDIT('- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -')  SOLO1690
(COL(24),A);      SOLO1700
O/*===== PREPARACAO DE DADOS E CALCULOS PRELIMINARES =====*/SOLO1710
O /*----- DISCRETIZACAO DAS VAZoes -----*/SOLO1720
O DQ = (QMAX - QMIN) / FLOAT(NDISCQ);      SOLO1730
DO I = 1 TO NDISCQ;      SOLO1740
QDISCR(I) = QMIN + FLOAT(I-1) * DQ;      SOLO1750
END;      SOLO1760
O /*----- DISCRETIZACAO DAS TAXAS -----*/SOLO1770
O DISCRTXA = TXA / DQ + 1.E-4;      SOLO1780
DISCRTXR = TXR / DQ + 1.E-4;      SOLO1790
O /*----- DISCRETIZACAO DOS ARMAZENAMENTOS -----*/SOLO1800
O DS = (VOL(NMAX) - VOL(NMIN)) / FLOAT(NDISCN);      SOLO1810
SMIN = VOL(NMIN);      SOLO1820
DO I = 1 TO NDISCN;      SOLO1830
SDISCR(I) = SMIN + FLOAT(I-1) * DS;      SOLO1840
END;      SOLO1850
O /*----- VETOR DE PENALIDADES DOS ARMAZENAMENTOS -----*/SOLO1860
O J = 1;      SOLO1870
DO I = 1 TO NDISCN;      SOLO1880
AUX = COTA(SDISCR(I));      SOLO1890
IF AUX > NIV(J+1)      SOLO1900
THEN J = J + 1;      SOLO1910
PS(I) = PENN(J) + (PENN(J+1) - PENN(J)) /      SOLO1920
(NIV(J+1) - NIV(J)) * (AUX - NIV(J));      SOLO1930
END;      SOLO1940
O /*----- VETOR DE PENALIDADES DAS DEFLUENCIAS -----*/SOLO1950
O J = 1;      SOLO1960
DO I = 1 TO NDISCQ;      SOLO1970
IF QDISCR(I) > VAZ(J+1)      SOLO1980
THEN J = J + 1;      SOLO1990
PQ(I) = (PENQ(J+1) - PENQ(J)) /      SOLO2000
(VAZ(J+1) - VAZ(J)) *      SOLO2010
(QDISCR(I) - VAZ(J)) + PENQ(J);      SOLO2020
END;      SOLO2030
O /*----- CALCULO DA MATRIZ AUXILIAR PS MAIS PQ -----*/SOLO2040
O DO L = 1 TO NDISCN;      SOLO2050
DO M = 1 TO NDISCQ;      SOLO2060
PS MAIS PQ(L,M) = PS(L) + PQ(M);      SOLO2070
END;      SOLO2080
END;      SOLO2090
O/*===== PROCESSO DE OTIMIZACAO / SIMULACAO =====*/SOLO2100
O /*----- INICIALIZACOES -----*/SOLO2110
O SO = VOL(NIVIN);      SOLO2120
DT = DT * 3.6E+3;      SOLO2130
QDO = QA(2);      SOLO2140
IF IFIM >= NINT      SOLO2150
THEN IFIM = NINT - INTMAX + 1;      SOLO2160
DT SOBRE DS = DT / DS;      SOLO2170
O /*----- IMPRESAO DO CABECALHO -----*/SOLO2180
O PUT EDIT(' INT. QA QD N.FIN. QP =>')      SOLO2190
(SKIP(2),A);      SOLO2200
O /*----- LOOP GERAL DA SIMULACAO / OTIMIZACAO -----*/SOLO2210
O DO I = 3 TO IFIM; /*----- PERCORRE OS INTERVALOS -----*/SOLO2220
O /*----- ATUALIZA PREVISoes -----*/SOLO2230
O SELECT(MPREV);      SOLO2240
WHEN('MP')DO;      SOLO2250
DO J = 1 TO INTMAX;      SOLO2260
QP(J) = QA(I+J-1);      SOLO2270
END;      SOLO2280
END;      SOLO2290
WHEN('MG') QP = QA(I-1);      SOLO2300
WHEN('MI')DO;      SOLO2310

```

```

        AUX = QA(I-1) - QA(I-2);
        DO J = 1 TO INTMAX;
            QP(J) = QA(I-1) + FLOAT(J) * AUX;
        END;
    END;
    WHEN('MM')DO;
        IF MOD(I,2) = 0
            THEN DO;
                IAUX = (I+1) / 2;
                DO J = 1 TO INTMAX;
                    QP(J) = QPA(IAUX,J+1);
                END;
            ELSE DO;
                IAUX = (I+1) / 2;
                DO J = 1 TO INTMAX;
                    QP(J) = QPA(IAUX,J);
                END;
            END;
        OTHERWISE DO;
            PUT LIST('=>=>=> OPCAO DE PREV. INVALIDA<');
            STOP;
        END;
    END;
O /*----- DECISAO PELA P. D. */
O CALL PRODIN;
O /*----- SIMULACAO DA DECISAO Q DA P. D. */
O IF Q <= QLIM(NIVIN)
    THEN DO; /*----- OPER. COM AB. PARCIAL DE COMPORTAS */
        QD(I) = Q;
        END;
    ELSE DO; /*----- OPER. COM ABERT. TOTAL DE COMPORTAS */
        TOL = 1.E+2;
        VXIN = VOL(NF(I-1));
        VX = VXIN;
        NITER = 0;
        DO WHILE (TOL > 1.E+0);
            NITER = NITER + 1;
            QX = QLIVRE(VX);
            VX = VXIN + (QA(I) - QX) * DT / 2.E+0;
            TOL = ABS(QLIVRE(VX) - QX);
            IF NITER > 20
                THEN DO; PUT EDIT
                    ( '*** NUMERO DE ITERACOES NO CALCULO DA '
                      || 'VAZAO DEFLUENTE A L. LIVRE IGUAL A '
                      || '21 (MAXIMO) NO INTERVALO LISTADO NA '
                      || 'LINHA ABAIXO DESTES COMENTARIOS. NAO '
                      || 'HOVE CONVERGENCIA PARA A PRECISAO DE '
                      || '1 M3/S (DIF. NA VAZAO DEFLUENTE ENTRE '
                      || 'AS DUAS ULTIMAS ITERACOES IGUAL A '
                      || 'M3/S). '
                      || 'VERIFIQUE CURVA COTA X VAZAO X VOLUME E/OU '
                      || 'DIMINUA O INTERVALO DE TEMPO DE SIMULA '
                      || 'CAO. *** '
                      || ' (4 (COL(20),A),F(8,2),A,COL(20),A),.
                        TOL = 1.E-3;
                        END,.
                    END,.
                QD(I) = QLIVRE(VX);
        END;
O /*----- VOLUME E NIVEL NO FINAL DO INTERVALO */
O SFIM = SO + (QA(I) - QD(I)) * DT ;
O NF(I) = COTA(SFIM);
O /*----- VOLUME E NIVEL NO INICIO DO PROXIMO INTERVALO */
O SO = SFIM;
O NIVIN = NF(I);
O /*----- VAZAO DEFLUENTE ANTERIOR DO PROXIMO INTERVALO */
O QDO = QD(I);
O /*----- IMPRESSAO DOS RESULTADOS DO INTERVALO */
O PUT EDIT(I,QA(I),QD(I),NF(I),(QP(J) DO J = 1 TO INTMAX))
    (SKIP,3 F(10),F(10,2).X(3).(INTMAX) F(8,1));
O /*----- CALCULO DAS PENAL. REAIS ,PESQ. TAXAS DA AFLUENCIA E
O IMPRESSAO DOS RESULTADOS
O SPEN = 0.0;

```

```

MAXTXA = 0.E+0;
MAXTXD = 0.E+0;
DO I = 3 TO IFIM;
  SPEN = SPEN + PQ((QD(I) - QMIN) / DQ + 1.50000E+00)
        + PS((VOL(NF(I)) - SMIN) / DS + 1.50000E+00);
  AUX = QA(I) - QA(I-1);
  IF AUX > MAXTXA
    THEN MAXTXA = AUX;
  ELSE IF AUX < MAXTXD
    THEN MAXTXD = AUX;
END;
PUT SKIP(3) EDIT('++++ SOMATORIO DE PENALIDADES = ',SPEN)
(A,F(10,1));
PUT SKIP(3) EDIT('++++ TAXAS MAXIMAS DO HID. AFLUEN. = ',MAXTXA
,MAXTXD)
(A,2 (COL(45),F(10,2)));
O/*----- GRAFICO -----*/
O
NMIN = 1.OE+50;
QMIN = 1.OE+50;
QMAX = 0.0;
DO J = 3 TO IFIM;
  IF NMIN GT NF(J)
    THEN NMIN = NF(J);
  IF QMIN GT QA(J)
    THEN QMIN = QA(J);
  IF QMIN GT QD(J)
    THEN QMIN = QD(J);
  IF QMAX LT QA(J)
    THEN QMAX = QA(J);
  IF QMAX LT QD(J)
    THEN QMAX = QD(J);
END;
DQ = FLOAT(100) / (QMAX - QMIN);
DN = FLOAT(100) / (NMAX - NMIN);
PUT EDIT((120)'-'
(COL(1),A);
PUT PAGE LINE(3) EDIT('- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -')
(COL(24),A);
PUT SKIP(4) EDIT('LIMITES DA ESCALA..','VAZAO..',QMIN,' A '
,QMAX,' (M3/S)', 'NIVEL..',NMIN,' A ',NMAX,' (M)')
(COL(3),A,(2)(COL(25),(2)(A,P'ZZZZ9V,99'),A)),.
PUT SKIP(3) EDIT('CONVENCAO ..','A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO'
,'D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO'
,'N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO '
CAT'INTERVALO')
(COL(3),A,(3)(COL(18),A));
TET = ' ';
TET(1) = ' ';
TET(101) = ' ';
I = (7.42E+2 - NMIN) * DN + 1.5E+0;
TET(I) = ' ';
PUT SKIP(4) EDIT('NMXN',(120)'-'
(COL(I + 4),A,COL(1),A);
DO J = 3 TO IFIM;
  CHAVE = '1'B;
  IPO(1) = (QA(J) - QMIN) * DQ + 1.5E+0;
  IPO(2) = (QD(J) - QMIN) * DQ + 1.5E+0;
  IPO(3) = (NF(J) - NMIN) * DN + 1.5E+0;
  IF IPO(3) > 101
    THEN IPO(3) = 101;
  VET = TET;
  VET(IPO(1)) = SIMB(1);
  CHAVE = '1'B;
  FLAG = '1'B;
  DO WHILE( FLAG );
    FLAG = '0'B;
    DO I = 2 TO 3 WHILE( ~ FLAG );
      IF IPO(I) > 0
        THEN IF IPO(I) = IPO(I-1)
          THEN DO;
            IPO(I-1) = 0;
            FLAG = '1'B;
          END;
        ELSE VET(IPO(I)) = SIMB(I);
    END;
  IF CHAVE
    THEN PUT EDIT(J,VET(*),J)

```

```

                (COL(1),P'ZZZ',101 A(1),P'ZZZ');
ELSE PUT EDIT(VET(*))
                (SKIP(-1),COL(4),101 A(1));
CHAVE = 'O'B;
VET = TET;
END;
END;
PUT EDIT((120)'-' )
        (COL(1),A);
CLOSE FILE (SYSPRINT);
1PRODIN:
PROC;
/*-----
I
I          PROCEDURE:  P R O D I N
I
I          OBJETIVO:   FORNECER DESISOES OTIMAS PELA P. D. A PARTIR
I                      DE DADOS DE NIVEL E VAZOS INICIAIS E PREV.
I                      VAZOS PARA VARIOS HORIZ. DE PLAN.
I-----*/
O /*----- INICIALIZACOES
O VIAVEL = '1'B;
O /*----- ULTIMO ESTAGIO
O DO L = 1 TO NDISCN;
      DO M = 1 TO NDISCQ;
        XLFE = FLOAT(L) + (QP(HP) - QDISCR(M)) * DT_SOBRE_DS;
        ILFE = FLOOR(XLFE);
        SLFE = CEIL(XLFE);
        IF ILFE < 1 | SLFE > NDISCN
          THEN VIAVEL(L,M) = 'O'B;
          ELSE PEN(L,M) = PS_MAIS_PQ(L,M) + (XLFE - FLOAT(ILFE))
            * (PS(SLFE) - PS(ILFE)) + PS(ILFE);
      END;
O /*----- ESTAGIOS INTERMEDIARIOS
O KHP = HP - 1;
      DO J = KHP TO 1 BY -1;
        DO L = 1 TO NDISCN;
          DO M = 1 TO NDISCQ;
            XLFE = FLOAT(L) + (QP(J) - QDISCR(M))
              * DT_SOBRE_DS;
            ILFE = FLOOR(XLFE);
            SLFE = CEIL(XLFE);
            IF ILFE < 1 | SLFE > NDISCN
              THEN VIAVEL(L,M) = 'O'B;
              ELSE DO;
                MINF = M - DISCRTXR;
                MSUP = M + DISCRTXA;
                IF MINF < 1
                  THEN MINF = 1;
                IF MSUP > NDISCQ
                  THEN MSUP = NDISCQ;
                AUX = 1.00000E+60;
                PERC = XLFE - FLOAT(ILFE);
                DO MM = MINF TO MSUP;
                  IF VIAVEL(SLFE,MM) & VIAVEL(ILFE,MM)
                    THEN DO;
                      XPEN = PERC * (PEN(SLFE,MM)
                        - PEN(ILFE,MM))
                        + PEN(ILFE,MM);
                      IF AUX > XPEN
                        THEN AUX = XPEN;
                    END;
                END;
            END;
            IF AUX > 1.00000E+50
              THEN VIAVEL(L,M) = 'O'B;
              ELSE PENEST(L,M) = PS_MAIS_PQ(L,M) + AUX;
          END;
        END;
      PEN = PENEST;
O /*----- DESCONTANDO A PENALIDADE DO ARMAZEN. INICIAL
O DO L = 1 TO NDISCN;
      DO M = 1 TO NDISCQ;
        PEN(L,M) = PEN(L,M) - PS(L);
      END;

```

```

SOLO3860
SOLO3870
SOLO3880
SOLO3890
SOLO3900
SOLO3910
SOLO3920
SOLO3930
SOLO3940
SOLO3950
SOLO3960
SOLO3970
SOLO3980
SOLO3990
SOLO4000
SOLO4010
SOLO4020
SOLO4030
SOLO4040
SOLO4050
SOLO4060
SOLO4070
SOLO4080
SOLO4090
SOLO4100
SOLO4110
SOLO4120
SOLO4130
SOLO4140
SOLO4150
SOLO4160
SOLO4170
SOLO4180
SOLO4190
SOLO4200
SOLO4210
SOLO4220
SOLO4230
SOLO4240
SOLO4250
SOLO4260
SOLO4270
SOLO4280
SOLO4290
SOLO4300
SOLO4310
SOLO4320
SOLO4330
SOLO4340
SOLO4350
SOLO4360
SOLO4370
SOLO4380
SOLO4390
SOLO4400
SOLO4410
SOLO4420
SOLO4430
SOLO4440
SOLO4450
SOLO4460
SOLO4470
SOLO4480
SOLO4490
SOLO4500
SOLO4510
SOLO4520
SOLO4530
SOLO4540
SOLO4550
SOLO4560
SOLO4570
SOLO4580
SOLO4590
SOLO4600
SOLO4610
SOLO4620

```



```

1QLIM: SOL05390
PROC(XCT); SOL05400
O/*----- SOL05410
I SOL05420
I FUNCAO: Q L I M I SOL05430
I SOL05440
I OBJETIVO: INDICAR PARA NIVEIS FORNECIDOS QUAL A I SOL05450
I VAZAO NA ABERTURA LIMITE. I SOL05460
I SOL05470
I-----*/ SOL05480
O DCL XQLI DEC FLOAT(6) SOL05490
, (CT(50)) SOL05500
, QLI(50)) DEC FLOAT(6) EXT SOL05510
, NCV BIN FIXED(15) EXT SOL05520
, N BIN FIXED(15) SOL05530
, XCT DEC FLOAT(6) SOL05540
, XAV BIT(1); SOL05550
O/*----- INTERPOLACAO NA CURVA CT X QLI -----*/ SOL05560
O XAV = '1'B; SOL05570
DO N = 1 TO NCV WHILE(XAV); SOL05580
IF XCT >= CT(N) & XCT <= CT(N+1) SOL05590
THEN DO; SOL05600
XQLI = QLI(N) + (XCT - CT(N)) / (CT(N+1) - CT(N)) SOL05610
* (QLI(N+1) - QLI(N)); SOL05620
XAV = '0'B; SOL05630
END; SOL05640
END; SOL05650
IF XAV SOL05660
THEN DO; SOL05670
PUT LIST('=> PROC QLIM: PONTO FORA DA CURVA CT X QLI =>' SOL05680
, 'COTA =', XCT); SOL05690
STOP; SOL05700
END; SOL05710
RETURN (XQLI); SOL05720
END QLIM; SOL05730
1COTA: SOL05740
PROC(XVOL); SOL05750
O/*----- SOL05760
I SOL05770
I FUNCAO.. C O T A I SOL05780
I SOL05790
I OBJETIVO.. CALCULAR O NIVEL CORRESPONDENTE AO VOLUME I SOL05800
I FORNECIDO. I SOL05810
I SOL05820
I-----*/ SOL05830
O DCL XVOL DEC FLOAT(6) SOL05840
, XCT DEC FLOAT(6) SOL05850
, (CT(50)) SOL05860
, VL(50)) DEC FLOAT(6) EXT SOL05870
, NCV BIN FIXED(15) EXT SOL05880
, N BIN FIXED(15) SOL05890
, XAV BIT(1); SOL05900
O/*----- INTERPOLACAO NA CURVA CT X VL -----*/ SOL05910
O XAV = '1'B; SOL05920
DO N = 1 TO NCV WHILE(XAV); SOL05930
IF XVOL GE VL(N) AND XVOL LE VL(N+1) SOL05940
THEN DO; SOL05950
XCT = CT(N) + (XVOL - VL(N)) / (VL(N+1) - VL(N)) SOL05960
* (CT(N+1) - CT(N)); SOL05970
XAV = '0'B; SOL05980
END; SOL05990
END; SOL06000
IF XAV SOL06010
THEN DO; SOL06020
PUT LIST('=> PROC COTA: PONTO FORA DA CURVA CT X VL ==>' SOL06030
, 'VOL =', XVOL); SOL06040
STOP; SOL06050
END; SOL06060
RETURN (XCT); SOL06070
END COTA; SOL06080

```

```

1VOL:
PROC(XCT);
O/*-----*/
I
I      FUNCAO..  V O L
I
I      OBJETIVO..  CALCULA O VOLUME CORRESPONDENTE AO NIVEL
I                  FORNECIDO.
I
I-----*/
O      DCL XVOL          DEC FLOAT(6)
          ,XCT          DEC FLOAT(6)
          ,(CT(50))
          ,VL(50))     DEC FLOAT(6) EXT
          ,NCV          BIN FIXED(15) EXT
          ,N            BIN FIXED(15)
          ,XAV          BIT(1);
O/*-----*/
O      XAV = '1'B;
      DO N = 1 TO NCV WHILE(XAV);
      IF XCT GE CT(N) AND XCT LE CT(N+1)
      THEN DO;
          XVOL = VL(N) + (XCT - CT(N)) / (CT(N+1) - CT(N))
                * (VL(N+1) - VL(N));
          XAV = '0'B;
      END;
      END;
      IF XAV
      THEN DO;
          PUT SKIP LIST('=> PROC VOL: PONTO FORA DA CT X VL =>'
                        ,COTA =',XCT);
          PUT SKIP(2) LIST(' COTA X VOLUME');
          PUT SKIP EDIT((CT(N),VL(N) DO N = 1 TO NCV))
                (SKIP,2 E(15,5));
          STOP;
      END;
      RETURN (XVOL);
END VOL;
END SOL;

```

```

SOLO6090
SOLO6100
SOLO6110
I SOLO6120
I SOLO6130
I SOLO6140
I SOLO6150
I SOLO6160
I SOLO6170
*/SOLO6180
SOLO6190
SOLO6200
SOLO6210
SOLO6220
SOLO6230
SOLO6240
SOLO6250
*/SOLO6260
SOLO6270
SOLO6280
SOLO6290
SOLO6300
SOLO6310
SOLO6320
SOLO6330
SOLO6340
SOLO6350
SOLO6360
SOLO6370
SOLO6380
SOLO6390
SOLO6400
SOLO6410
SOLO6420
SOLO6430
SOLO6440
SOLO6450
SOLO6460
SOLO6470

```

Anexo 2

Cheia de Maio/83 - CEHPAR
Operação sem Volume de Espera

```

'NUMERO DE PONTOS DA TABELA ABAIXO:' 11
'TABELA COTA X VOLUME (10E+6 M3) X VAZAO LIM. X VAZAO L. LIVRE : '
736.0 5016.0 3479.0 3700.0
737.0 5133.0 3995.0 4250.0
738.0 5254.0 4601.0 4880.0
739.0 5380.0 5198.0 5520.0
740.0 5510.0 5831.0 6200.0
741.0 5643.0 6479.0 6890.0
742.0 5780.0 7174.0 7600.0
743.0 5921.0 7878.0 8350.0
744.0 6066.0 8651.0 9180.0
745.0 6205.0 9477.0 10030.0
746.0 6344.0 10255.0 10890.0
'NMIN - NIVEL MINIMO DO RES. P/ DISCRET.: ' 741.50
'NMAX - NIVEL MAXIMO DO RES. P/ DISCRET.: ' 742.50
'NDISCN - NUMERO DE PONTOS P/ DISCRET. DO ARMAZENAMENTO: ' 200
'QMIN - VAZAO DEFL. MINIMA: ' 0.00
'QMAX - VAZAO DEFL. MAXIMA: ' 10000.0
'NDISCQ - NUMERO DE PONTOS P/ DISCRET. DA DEFLUENCIA: ' 100
'DT - TEMPO EM HORAS DO INTERVALO DE SIMULACAO: ' 3.0
'NPNIV - NUMERO DE PONTOS DA TABELA DE PENALIDADES DOS NIVEIS: ' 7
'NIV,PENN - TABELA NIVEL, PENALIDADE: '
741.00 600.0
741.90 10.0
742.00 0.0
742.10 10.0
743.00 600.0
744.00 700.0
745.00 800.0
'NPVAZ - NUM. DE PONTOS DA TABELA QUE DEFINE PENAL. P/VAZOES : ' 3
'VAZ,PENQ - TABELA VAZAO PENALIDADE : '
0.0 0.0
6000.0 15.0
10000.0 30.0
'TXR - TAXA MAXIMA DE REDUCAO DE DEFLUENCIA : ' 600.0
'TXA - TAXA MAXIMA DE AUMENTO DE DEFLUENCIA : ' 1200.0
'MPREV - MODELO DE PREVISAO DE VAZOES (MP,MG,MI,MM) : ' 'MP'
'INTMAX - NUMERO DE INTERV. DO MAIOR HOR. PREV./ PLANEJ. POSSIVEL: ' 7
'HP - HORIZONTE DE PLANEJAMENTO DA SIMULACAO: ' 3
'NIVIN - NIVEL INICIAL DO RESERVATORIO: ' 742.00
'XANO - ANO DE INICIO DA SIMULACAO : ' 83
'XMES - MES DE INICIO DA SIMULACAO : ' 5
'XDIA - DIA DE INICIO DA SIMULACAO : ' 18
'XHORA - HORA DE INICIO DA SIMULACAO : ' 0.00
'IFIM - INDICE DO ULTIMO INTERVALO A SER SIMULADO : ' 45
'NINT - NUMERO DE INTERVALOS DE COMPR. DT DA SIM.: ' 58
'NOR,QA - NO. DE ORDEM, VAZAO (CEHPAR) AFLUEN. MEDIA NO INTERVALO : '
1 1359.75
2 1313.25
3 1277.50
4 1252.50
5 1252.50
6 1277.50
7 1325.00
8 1395.00
9 1497.50
10 1632.50
11 1860.00
12 2180.00
13 2480.00
14 2760.00
15 3200.00
16 3800.00
17 4662.50
18 5787.50
19 6362.50

```

20	6387.50								
21	6378.75								
22	6336.25								
23	6048.75								
24	5516.25								
25	5137.50								
26	4912.50								
27	4680.00								
28	4440.00								
29	4215.00								
30	4005.00								
31	3827.50								
32	3682.50								
33	3572.00								
34	3496.00								
35	3428.50								
36	3369.50								
37	3317.50								
38	3272.50								
39	3232.50								
40	3197.50								
41	3167.50								
42	3142.50								
43	3120.00								
44	3100.00								
45	3083.00								
46	3069.00								
47	3056.50								
48	3045.50								
49	3035.25								
50	3025.75								
51	3016.50								
52	3007.50								
53	2997.25								
54	2985.75								
55	2960.00								
56	2920.00								
57	2862.50								
58	2787.50								
'NPREV - NUMERO DE PREVISOES MODELO MM : ' 30									
'QPA(1...HP) - VAZOES PREVISTAS A CADA 6 HORAS E PARA 8 INTERVALOS : '									
1366	1333	1310	1296	1283	1270	1259		1248	
1290	1290	1282	1268	1255	1243	1232		1223	
1249	1268	1271	1258	1245	1232	1220		1210	
1290	1290	1287	1280	1271	1262	1251		1240	
1426	1419	1425	1444	1456	1461	1457		1445	
1689	1666	1728	1875	2023	2174	2297		2394	
2529	2907	3295	3692	3992	4194	4279		4245	
3282	4047	4658	5117	5454	5672	5749		5687	
4454	5163	5691	6038	6295	6460	6522		6481	
6317	6250	6264	6357	6328	6177	5952		5654	
6320	6159	6010	5873	5689	5457	5220		4978	
6218	6025	5824	5615	5386	5137	4907		4696	
5198	5094	4860	4496	4165	3866	3639		3483	
4723	4569	4328	4001	3721	3488	3326		3236	
4236	4068	3855	3595	3371	3185	3053		2977	
3819	3658	3473	3264	3092	2958	2859		2826	
3567	3480	3389	3293	3216	3155	3108		3075	
3404	3296	3199	3114	3051	3008	2980		2966	
3305	3235	3172	3116	3069	3033	3004		2983	
3219	3157	3101	3053	3012	2980	2954		2935	
3150	3091	3042	3003	2969	2940	2916		2895	
3098	3033	2985	2956	2933	2917	2903		2892	
3091	3093	3111	3145	3180	3215	3239		3252	
3065	3072	3073	3067	3055	3038	3014		2983	
3031	3012	2992	2970	2945	2916	2885		2850	
3012	2993	2972	2950	2924	2894	2861		2826	
2983	2942	2902	2862	2825	2789	2758		2731	
2947	2882	2830	2793	2759	2728	2702		2681	
2866	2798	2746	2709	2674	2641	2613		2590	
2735	2705	2673	2639	2607	2579	2555		2535	

02/10/89

C O P E L
DOP / SOS

- COORDENADORIA DE HIDROMETEOROLOGIA

- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

INT.	QA	QD	N.FIN.	QP =>		
3	1278	1300	742.00	1278	1253	1253
4	1253	1200	742.00	1253	1253	1278
5	1253	1300	742.00	1253	1278	1325
6	1278	1200	742.00	1278	1325	1395
7	1325	1400	742.00	1325	1395	1498
8	1395	1400	742.00	1395	1498	1633
9	1498	1500	742.00	1498	1633	1860
10	1633	1600	742.00	1633	1860	2180
11	1860	1900	742.00	1860	2180	2480
12	2180	2100	742.00	2180	2480	2760
13	2480	2500	742.00	2480	2760	3200
14	2760	2800	742.00	2760	3200	3800
15	3200	3200	742.00	3200	3800	4663
16	3800	3800	742.00	3800	4663	5788
17	4663	4700	742.00	4663	5788	6363
18	5788	5800	741.99	5788	6363	6388
19	6363	6300	742.00	6363	6388	6379
20	6388	6400	742.00	6388	6379	6336
21	6379	6300	742.00	6379	6336	6049
22	6336	6400	742.00	6336	6049	5516
23	6049	6000	742.00	6049	5516	5138
24	5516	5600	742.00	5516	5138	4913
25	5138	5100	742.00	5138	4913	4680
26	4913	4900	742.00	4913	4680	4440
27	4680	4700	742.00	4680	4440	4215
28	4440	4400	742.00	4440	4215	4005
29	4215	4200	742.00	4215	4005	3828
30	4005	4000	742.00	4005	3828	3683
31	3828	3900	742.00	3828	3683	3572
32	3683	3700	742.00	3683	3572	3496
33	3572	3500	742.00	3572	3496	3429
34	3496	3500	742.00	3496	3429	3370
35	3429	3500	742.00	3429	3370	3318
36	3370	3300	742.00	3370	3318	3273
37	3318	3300	742.00	3318	3273	3233
38	3273	3300	742.00	3273	3233	3198
39	3233	3300	742.00	3233	3198	3168
40	3198	3200	742.00	3198	3168	3143
41	3168	3100	742.00	3168	3143	3120
42	3143	3200	742.00	3143	3120	3100
43	3120	3100	742.00	3120	3100	3083
44	3100	3100	742.00	3100	3083	3069
45	3083	3100	742.00	3083	3069	3057

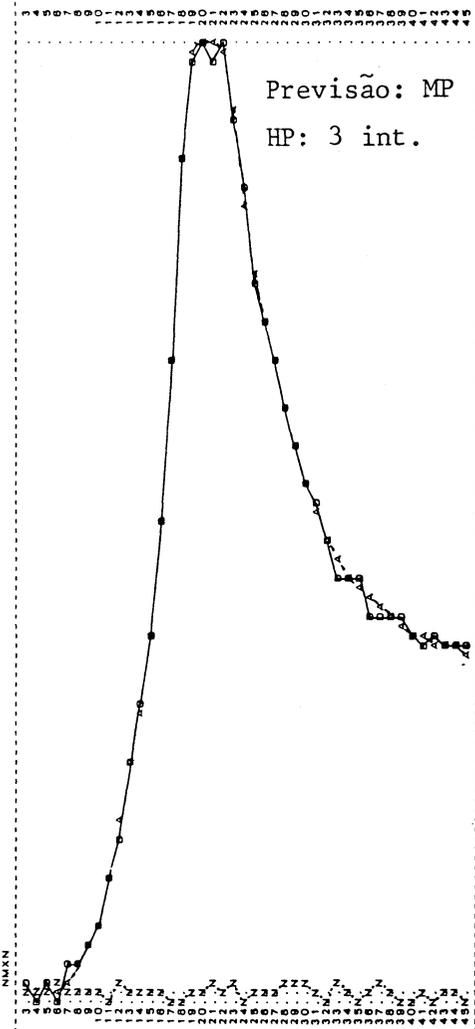
++++ SOMATORIO DE PENALIDADES = 393.1

++++ TAXAS MAXIMAS DO HID. AFLUEN. = 1125.00
-532.50

- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1200.00 A 8400.00 (M3/S)
 NIVEL... 741.99 A 742.50 (M)

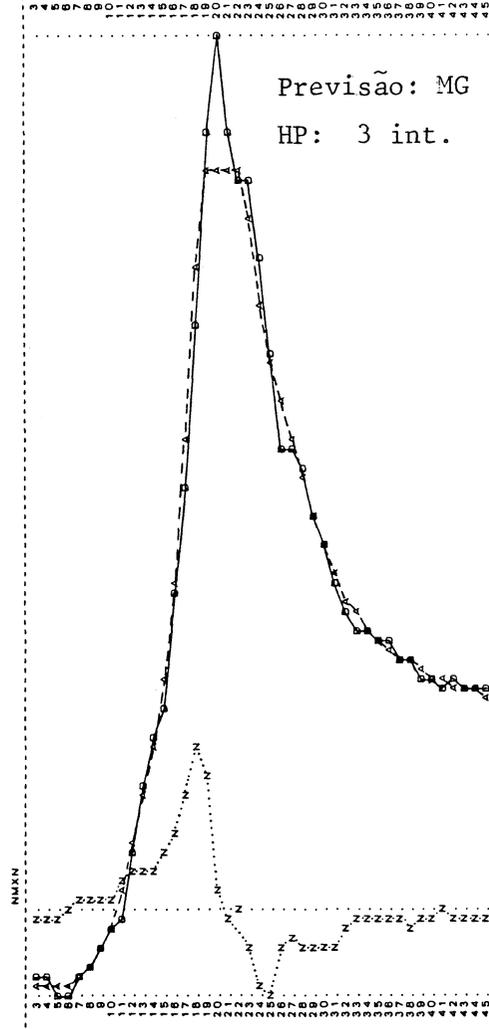
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1200.00 A 7200.00 (M3/S)
 NIVEL... 741.95 A 742.50 (M)

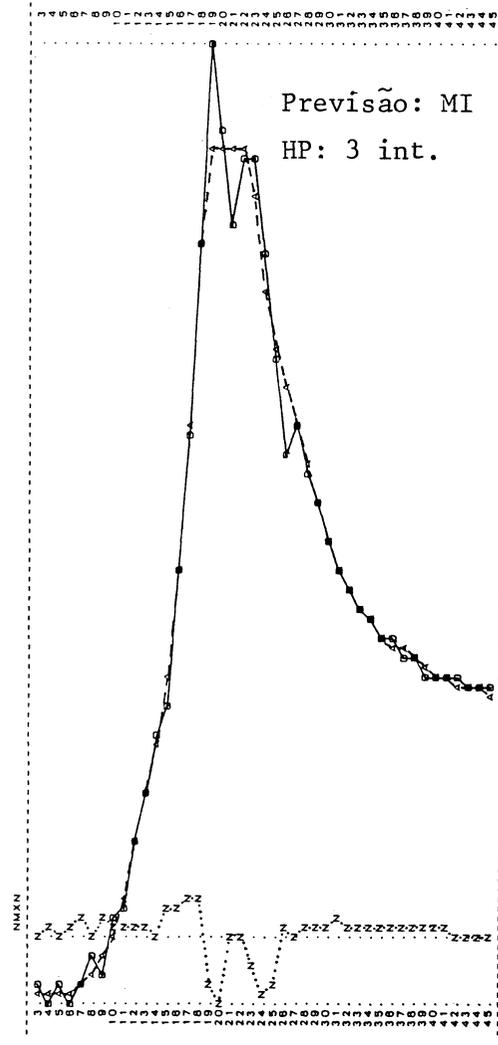
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1200.00 A 7000.00 (M3/S)
 NIVEL... 741.95 A 742.50 (M)

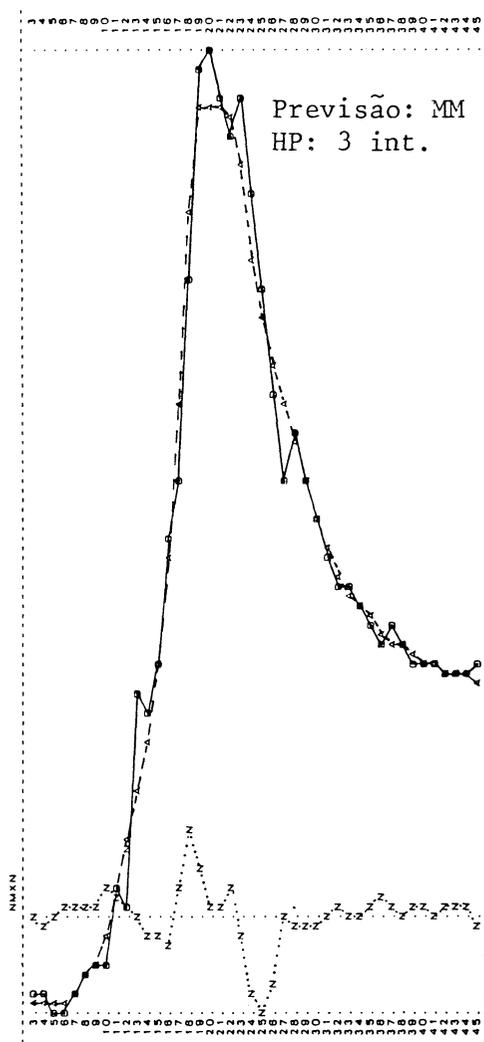
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1200.00 A 6700.00 (M3/S)
NIVEL... 741.94 A 742.50 (M)

CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



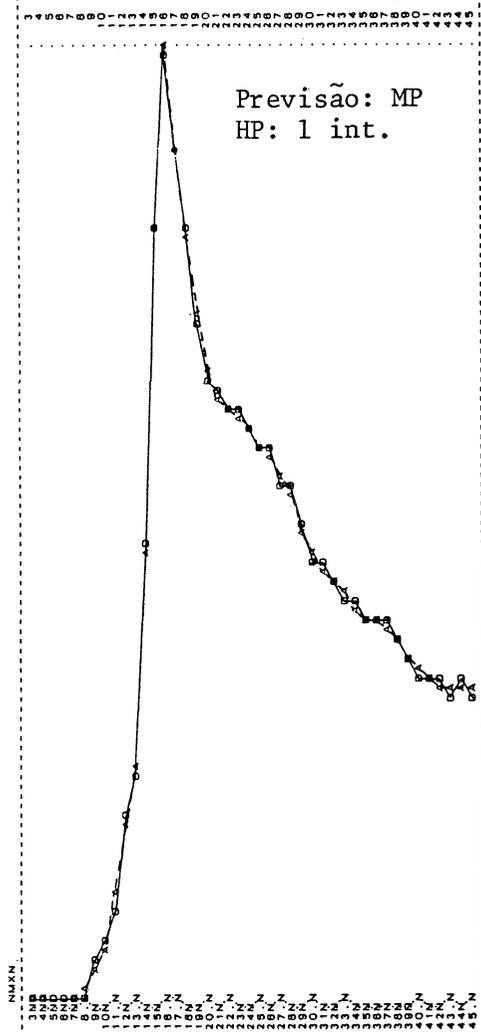
Anexo 3

Cheia de Maio/83
Operação sem Volume de Espera

- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1188.18 A 8258.85 (M3/S)
NIVEL... 741.99 A 743.00 (M)

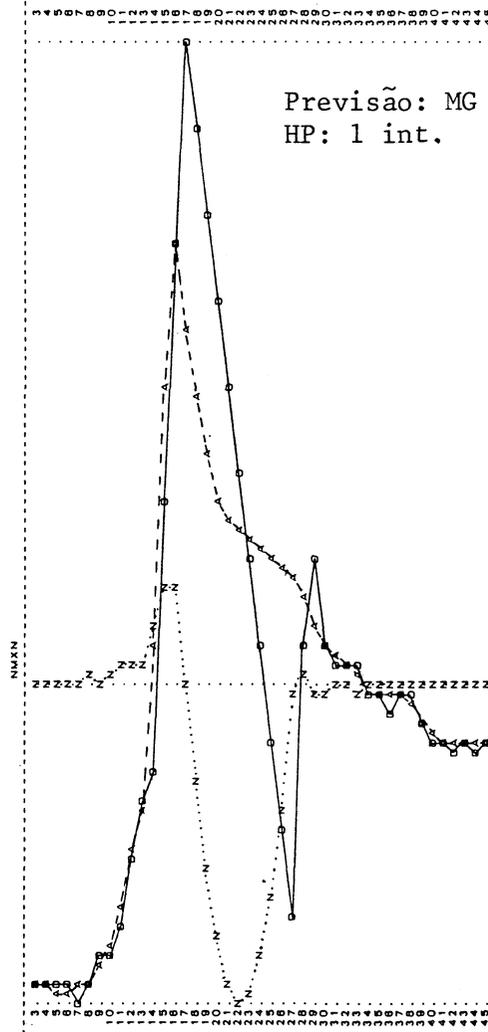
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1100.00 A 7857.58 (M3/S)
NIVEL... 741.51 A 743.00 (M)

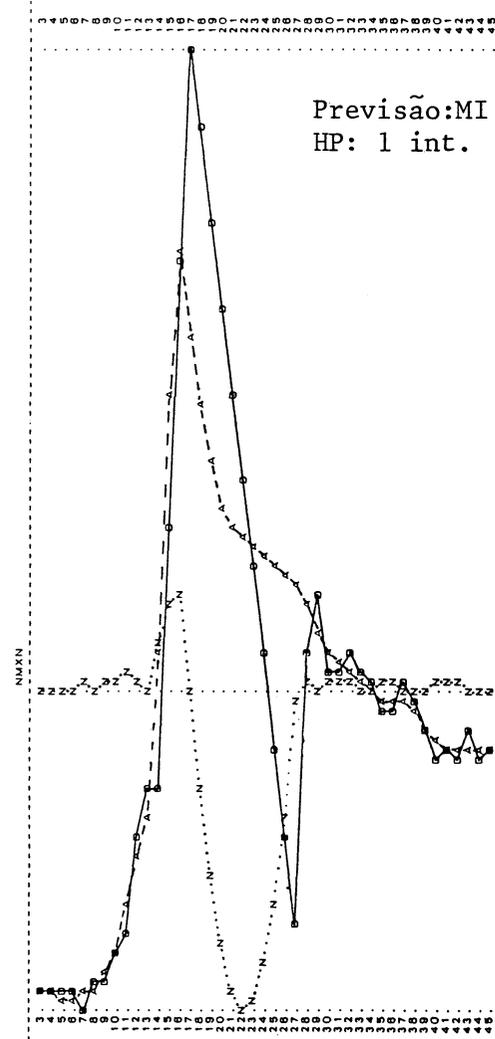
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1100.00 A 7851.87 (M3/S)
NIVEL... 741.50 A 743.00 (M)

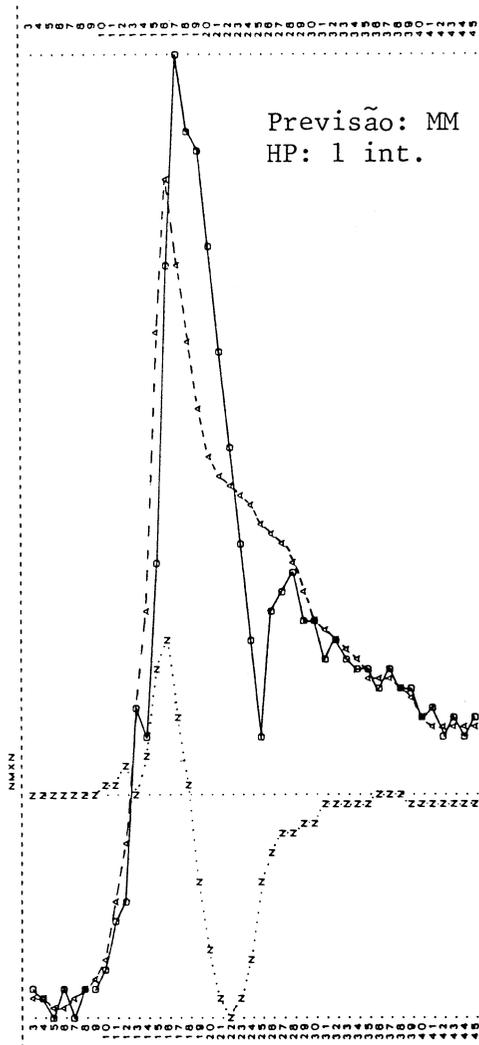
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULAÇÃO DA OPERAÇÃO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA: VAZAO.. 1100,00 A 7000,00 (M3/S)
NIVEL.. 741,89 A 743,00 (M)

CONVENCAO .. A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



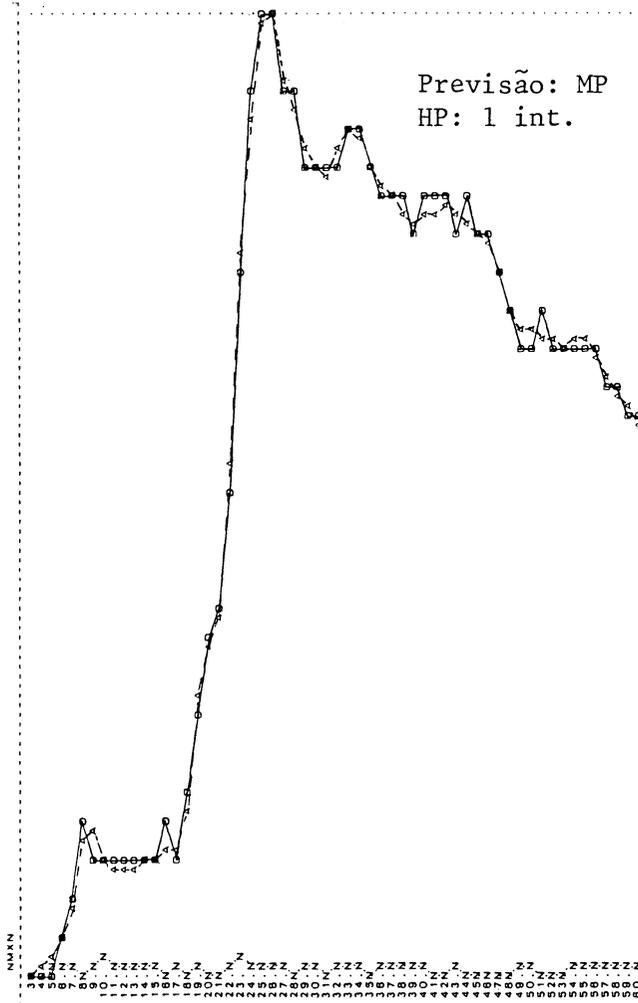
Anexo 4

Cheia de Junho/84
Operação sem Volume de Espera

- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 293.25 A 2910.00 (M3/S)
 NIVEL... 741.98 A 742.50 (M)

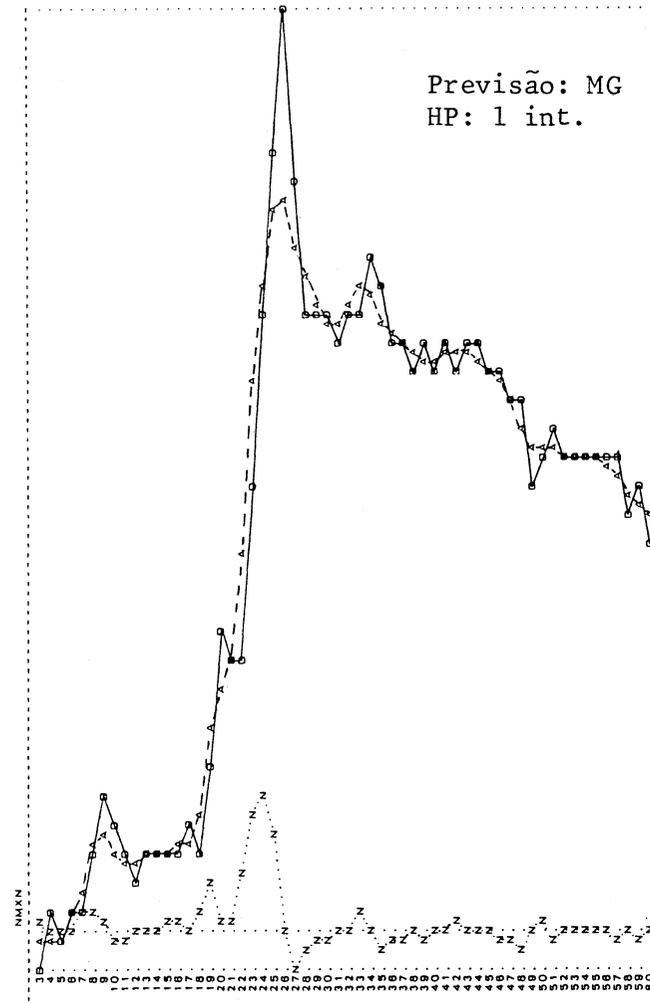
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 200.00 A 3800.00 (M3/S)
 NIVEL... 741.98 A 742.50 (M)

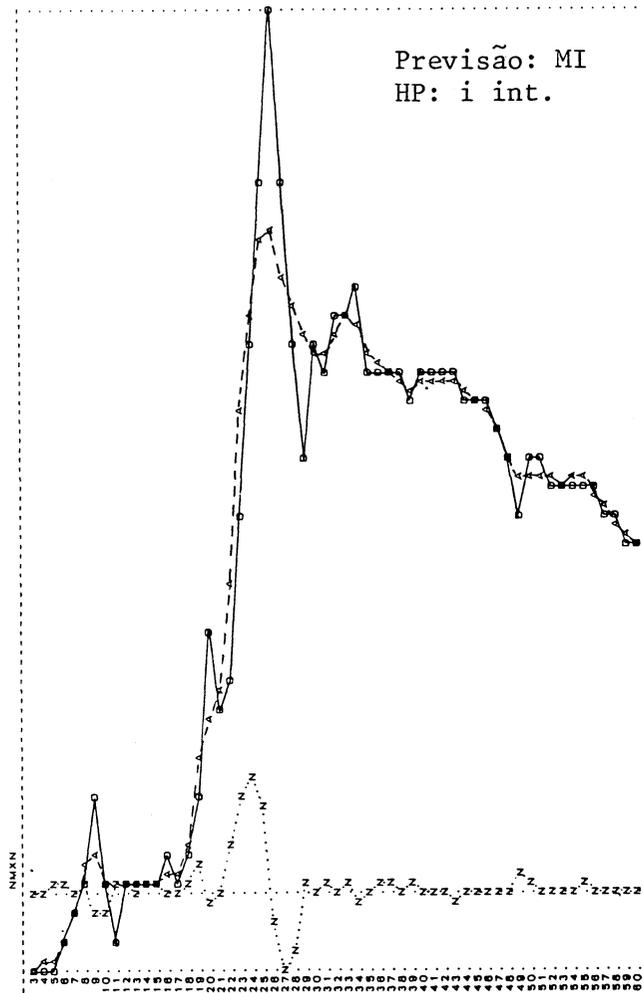
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULAÇÃO DA OPERAÇÃO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 293.25 A 3700.00 (M3/S)
 NIVEL... 741.95 A 742.50 (M)

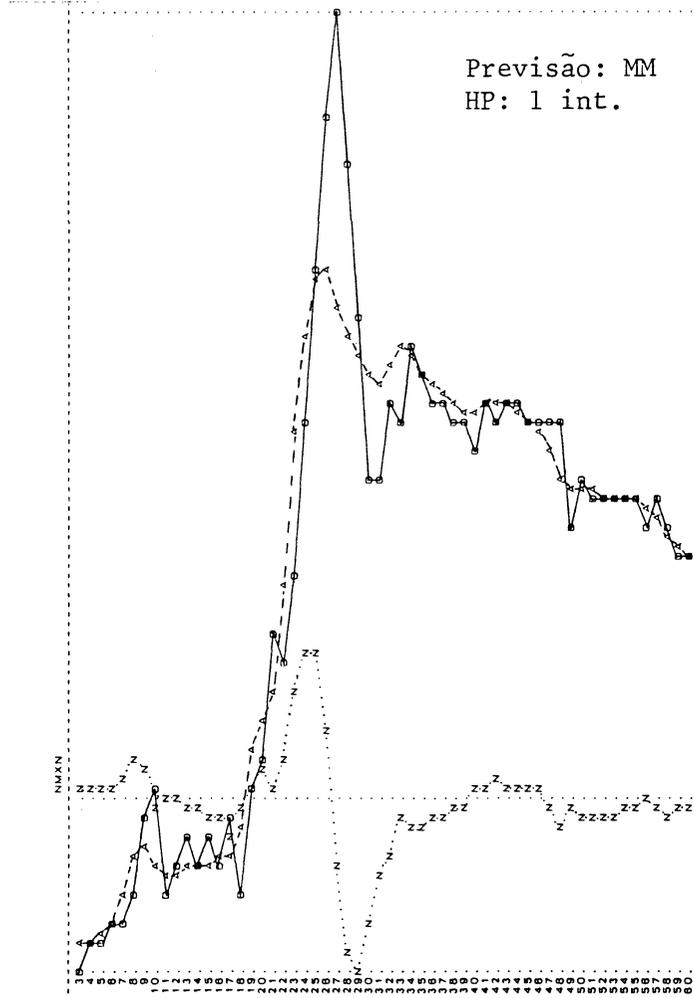
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULAÇÃO DA OPERAÇÃO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 200.00 A 3900.00 (M3/S)
 NIVEL... 741.89 A 742.50 (M)

CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



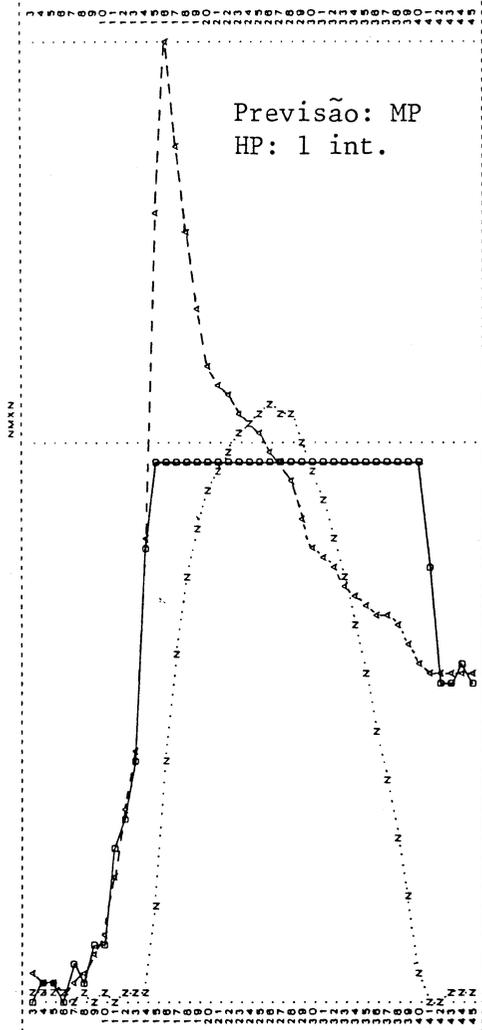
Anexo 5

Cheia de Maio/83
Operação com Volume de Espera

- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1100.00 A 6256.65 (M3/S)
 NIVEL... 741.30 A 742.50 (M)

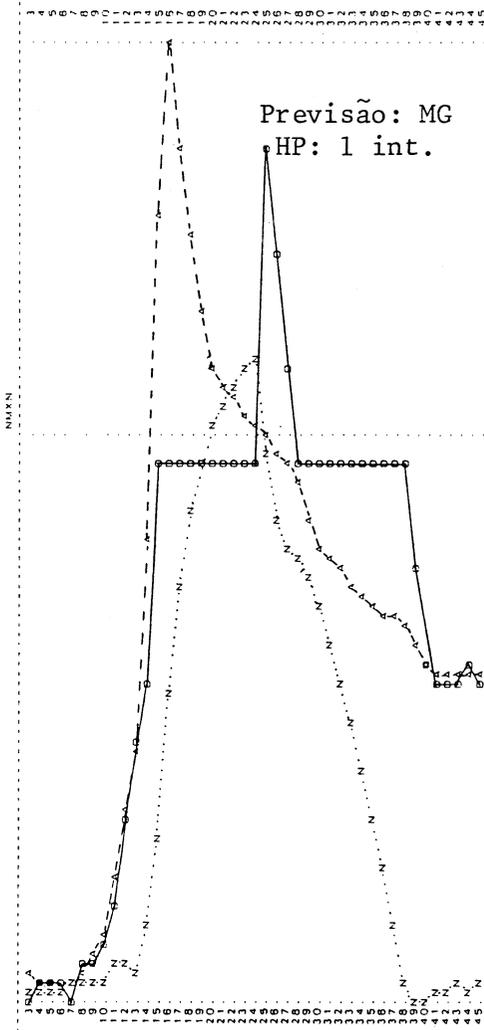
CONVENCAO... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1100.00 A 6256.65 (M3/S)
 NIVEL... 741.29 A 742.60 (M)

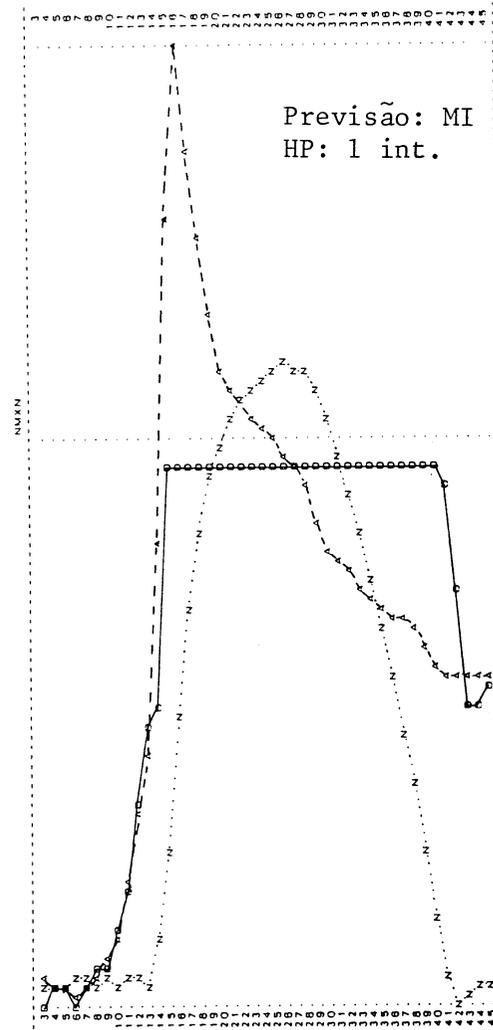
CONVENCAO... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1100.00 A 6256.65 (M3/S)
 NIVEL... 741.28 A 742.50 (M)

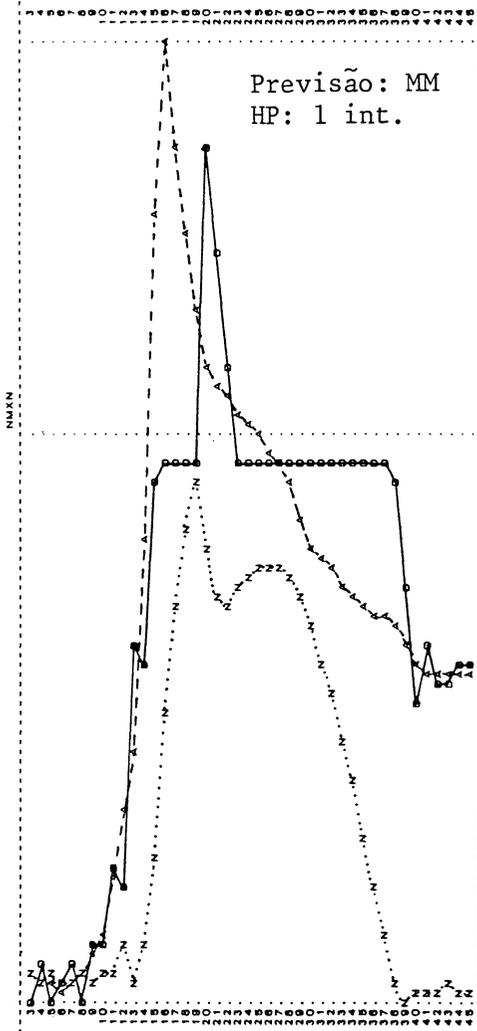
CONVENCAO... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1100.00 A 8258.85 (M3/S)
NIVEL... 741.27 A 742.50 (M)

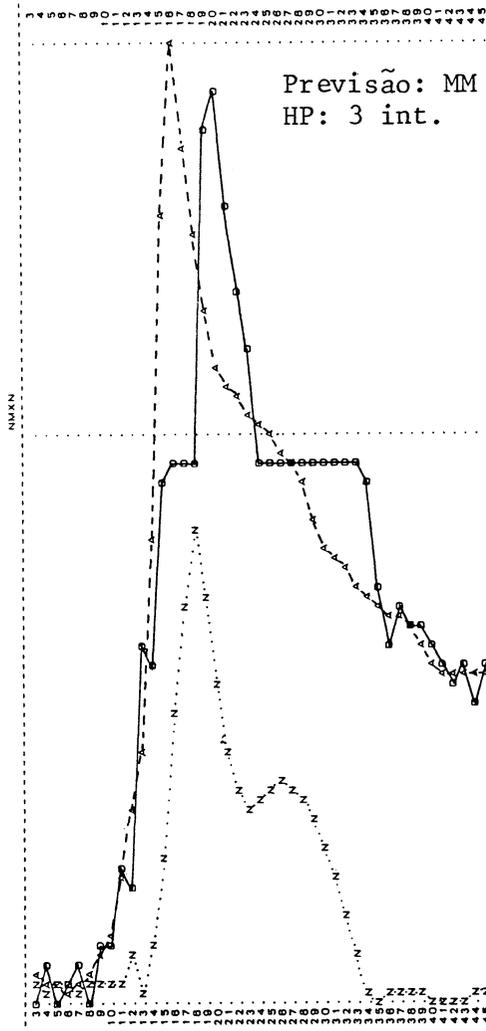
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1100.00 A 8258.85 (M3/S)
NIVEL... 741.28 A 742.50 (M)

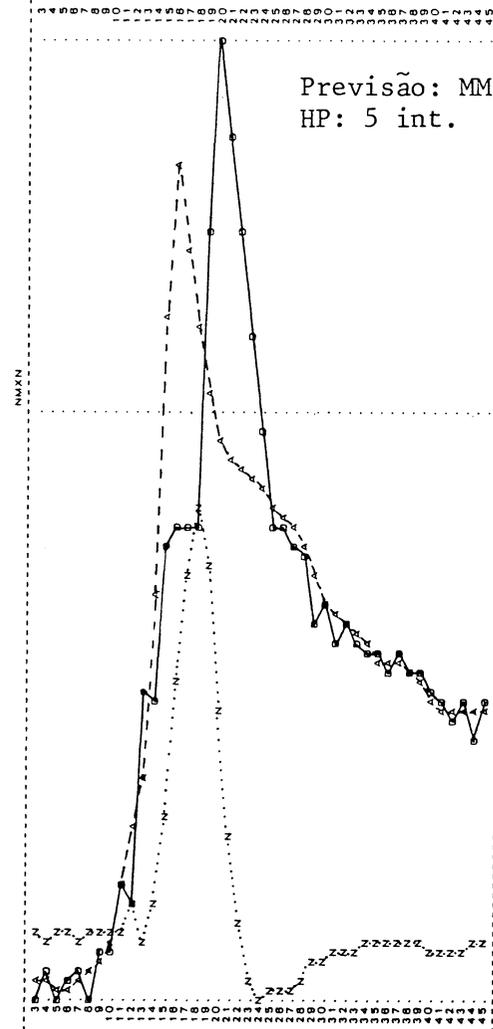
CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1100.00 A 7000.00 (M3/S)
NIVEL... 741.22 A 742.50 (M)

CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO



Anexo 6

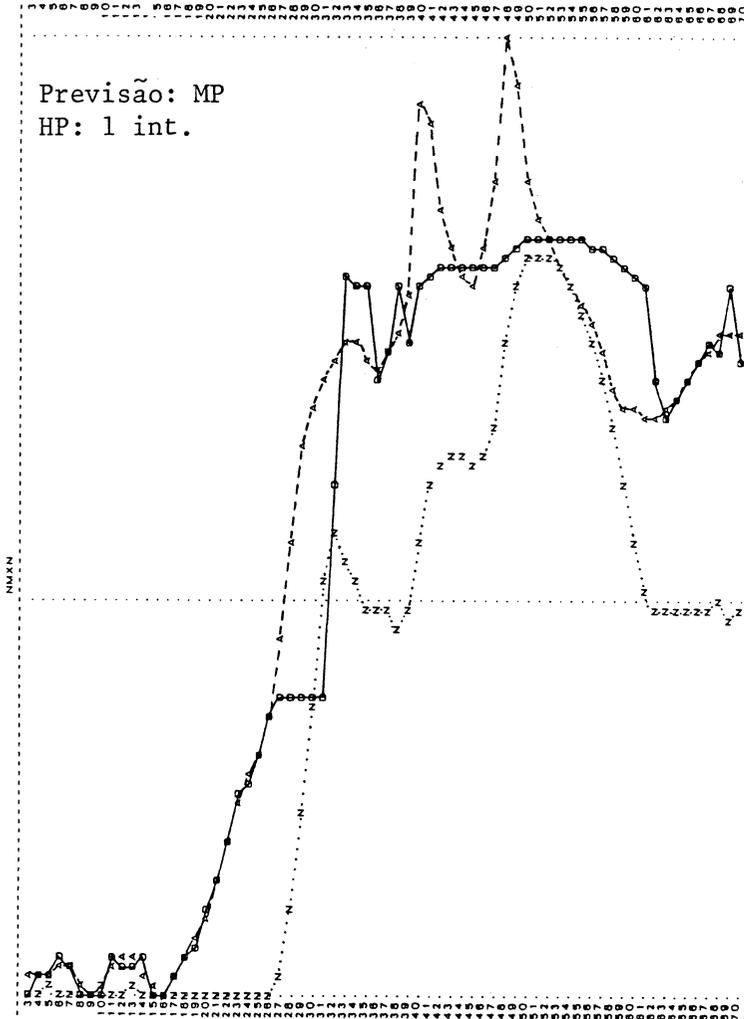
Cheia de Julho/83
Operação com Volume de Espera

- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO.. 1359.35 A 9798.85 (M3/S)
 NIVEL.. 741.30 A 743.00 (M)

CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO

Previsão: MP
 HP: 1 int.

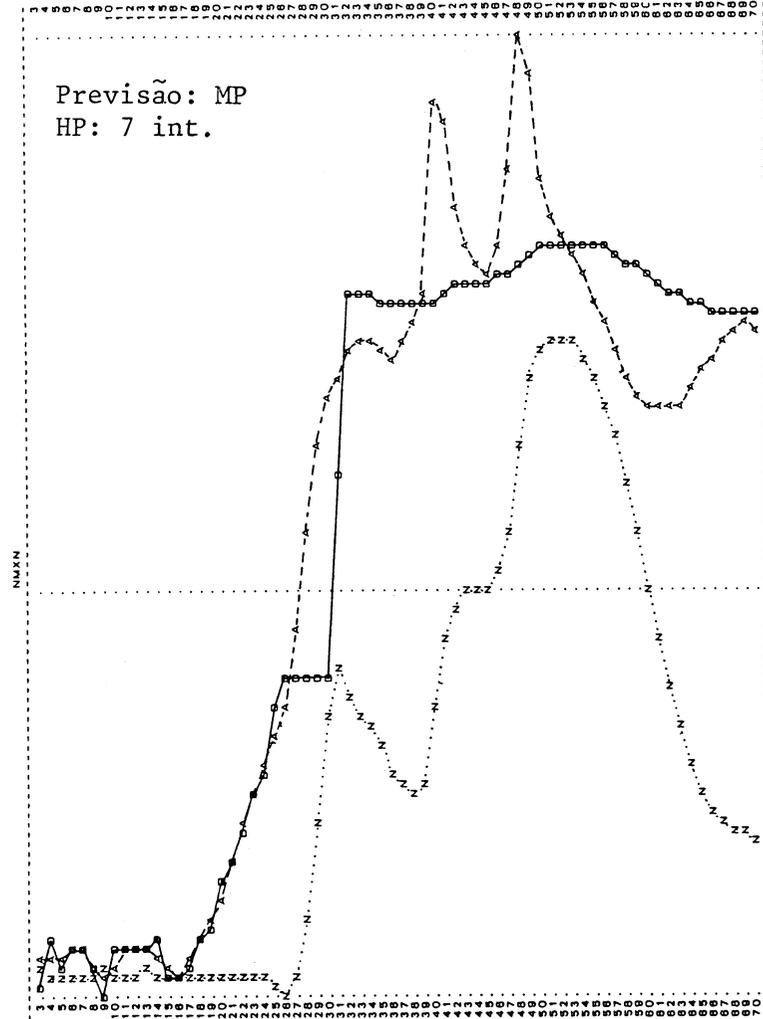


- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO.. 1200.00 A 9798.85 (M3/S)
 NIVEL.. 741.27 A 743.00 (M)

CONVENCAO ... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO

Previsão: MP
 HP: 7 int.

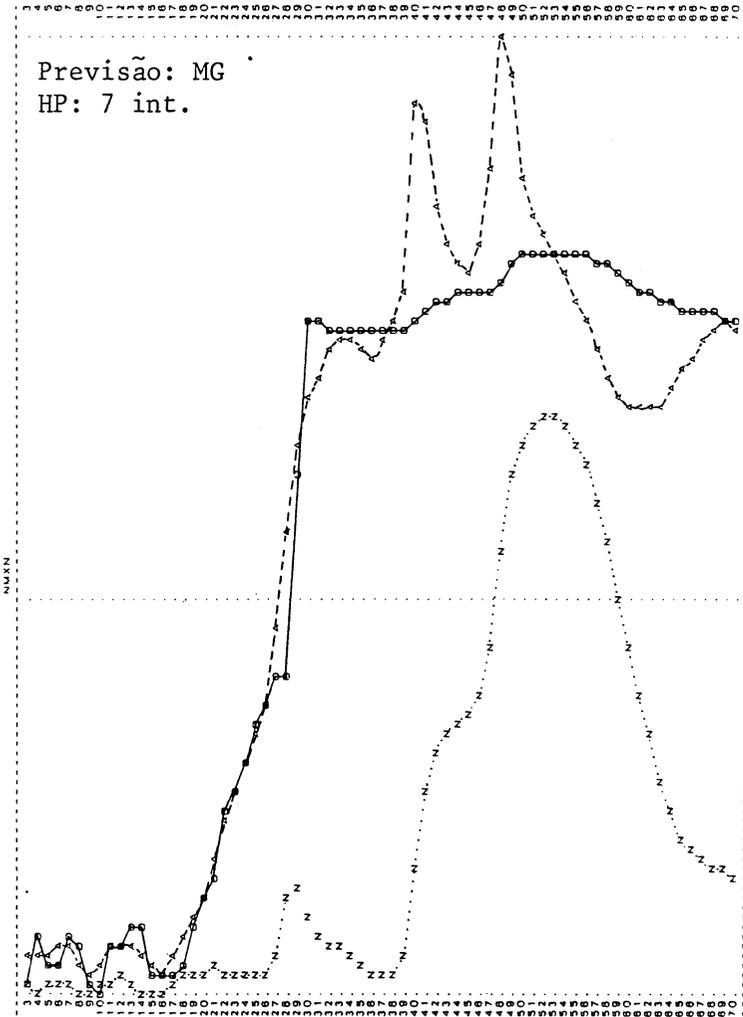


- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1200.00 A 9796.65 (M3/S)
 NIVEL... 741.30 A 743.00 (M)

CONVENCAO... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO

Previsão: MG
 HP: 7 int.

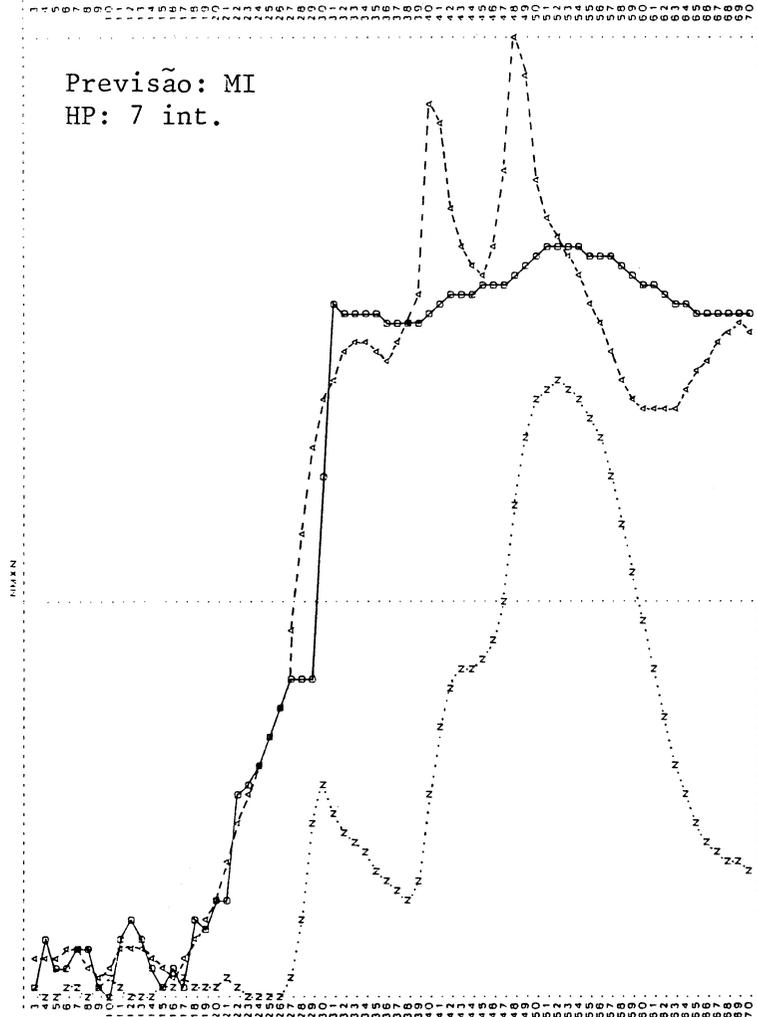


SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1200.00 A 9796.65 (M3/S)
 NIVEL... 741.30 A 743.00 (M)

CONVENCAO... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
 D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
 N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO

Previsão: MI
 HP: 7 int.

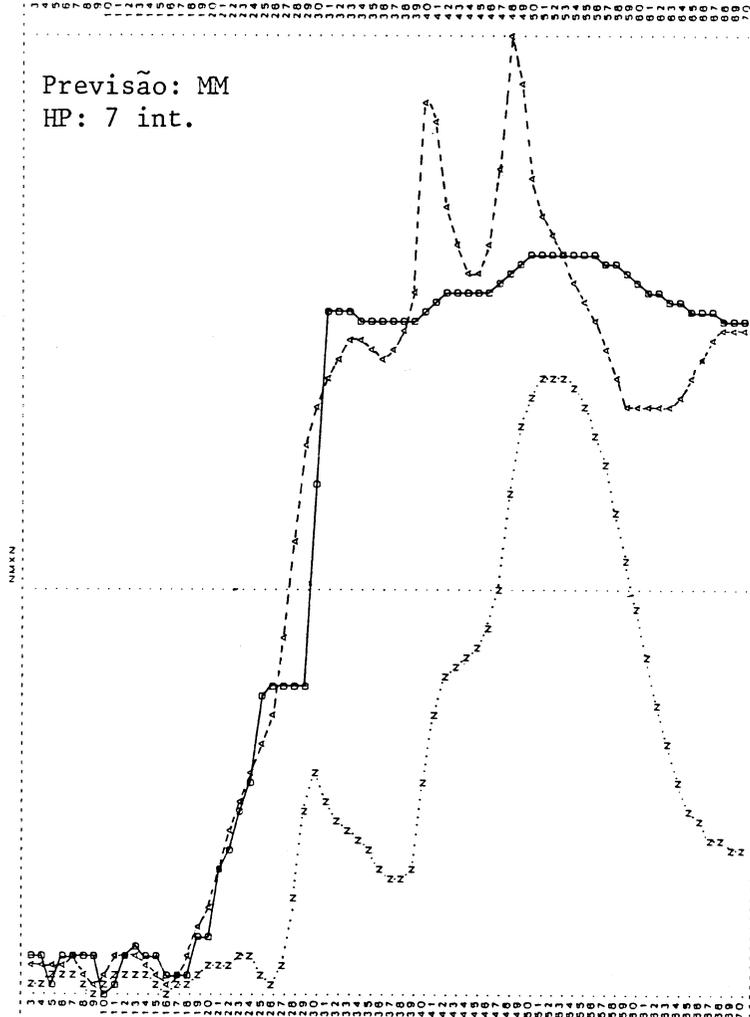


- SIMULACAO DA OPERACAO HIDRAULICA -

LIMITES DA ESCALA... VAZAO... 1300.00 A 9798.65 (M3/S)
NIVEL... 741.27 A 743.00 (M)

CONVENCAO... A - VAZAO AFLUENTE NO INTERVALO
D - VAZAO DEFLUENTE NO INTERVALO
N - NIVEL DO RESERVATORIO NO FINAL DO INTERVALO

Previsão: MM
HP: 7 int.



Referências Bibliográficas:

- 01 - BARRETO, L. A. L.; GONTIJO, E. A.; MING, L.; KONISHI, S.
Regras de operação de reservatórios para controle de cheias. Apresentado no V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, realizado no Recife em 1979. Grupo I. Produção Hidráulica, GHP.
- 02 - BEARD, J. R. Flood control operation of reservoirs. J. of the Hydraulics Division. New York, ASCE, 89(HY1):1-23, Jan. 1963.
- 03 - BECHARD, D.; CORBU, I.; CAGNON, R.; NIX, G. A.; PARKER, L. E.; STEWART, K.; TRINH, M. The Ottawa River regulation modeling system (ORRMS). In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE REAL-TIME OPERATION OF HYDROSYSTEMS, Waterloo, Ontario, 1981. Proceedings. s. n. t. v. 1, p.179-98.
- 04 - BECHARD, D.; CORBU, I.; CAGNON, R.; NIX, G. A.; STEWART, K.; TRINH, M. ORRMS. A computer program with capability for river planning basin studies. Paper presented at the Canadian Water Resources Association's 34th Annual Conference, held in Banff, Alberta, 1981.
- 05 - BECKER L. & YEH, W. W-G. Optimization of real time operation of a multiple-reservoir system. Water Resources Research. Washington, AGU, 10(6):1107-12, Dec. 1974.
- 06 - BECKER, L.; YEH, W. W-G., FULTS, D.; SPARKS, D. Operations model for Central Valley Project. J. of the Water Resources Planning and Management. New York, ASCE, 102(WR1): 101-15, April 1976.
- 07 - BERTALANFFY, L. von. Teoria Geral dos Sistemas.

Petrópolis, Ed. Vozes, 1973. 348 p.

- 08 - BRAGA JR., B. P. F. Análise de decisão para seleção de modelos de previsão de vazões. Revista Brasileira de Engenharia. Rio de Janeiro, RBE, 3(3):53-67, nov.1985.
- 09 - CAN, E. K. & HOUCK, M. H. Problems with modeling real-time reservoir operations. J. of the Water Resources Planning and Management. New York, ASCE, 111(4):367-81, Oct.1985.
- 10 - _____. Real-time reservoir operations by goal programming. J. of the Water Resources Planning and Management, New York, ASCE, 110(3):297-309, July 1984.
- 11 - CENTRO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGIA PROF. PARIGOT DE SOUZA. Projeto HG-51. Análise hidrológica e matemática de operação de reservatórios; considerações sobre previsão de cheias em Foz do Areia; relatório de visita à Divisão de Hidrometria da CESP. Curitiba, 1984.
- 12 - _____. _____ ; previsão de vazões de cheias em Foz do Areia, relatório n.º 03. Curitiba, 1987/8.
- 13 - _____. Projeto HG-43. Previsão de cheias em Foz do Areia. Curitiba, 1980.
- 14 - COMPANHIA HIDROELÉTRICA DO SÃO FRANCISCO. Diretoria de Operação. Departamento de Movimento de Energia. Previsão de afluências aos reservatórios de Sobradinho e Itaparica. Apresentado no II Encontro Técnico da Hidrologia Operacional, realizado em Itaipava, Rio de Janeiro, de 01 a 03 de agosto de 1988.
- 15 - COMPANHIA PARANAENSE DE ENERGIA. Superintendência de Estudos Energéticos. Influência do Reservatório de Foz do Areia sobre níveis de enchentes em União da Vitória.

Curitiba, 1980.

- 16 - COOPER, A. J. TVA's methods of forecasting reservoirs in-flows for water control operations. Knoxville, s. ed., 1972. 14 p.
- 17 - COOPER, A. J. & ROBERTS C. A. Integrated river system operation in a major flood. J. of the Power Division. New York, ASCE, 102(P01): 63-80, Jan. 1976.
- 18 - CORBU, I. & LAU, P. C. K. Trade-off decisions in stream-flow forecasting for multiobjective river basins; the Ottawa river case. Revue Canadienne des Ressources en Eau. 9(4):47-61, 1984.
- 19 - CORBU, I. & THOMPSON, K. RRM. A computer model with capabilities of assessing recreational and environmental constraints. Canadian Water Resource Journal. 7(4):126-46, 1982.
- 20 - DATTA, B & HOUCK, M. H. A stochastic optimization model for real-time operations of reservoirs using uncertain forecasts. Water Resources Research. Washington, AGU, 20(8):1039-46, Aug. 1984.
- 21 - EICHERT, B. S. et alii. Techniques for real time operation of flood control reservoirs in the Merrimack river basin. Washington, Corps of Engineers, U. S. Army, 1975. (Technical Paper no.45).
- 22 - EUA. Corps of Engineers. Reservoir regulation. Washington, 1959. 59p.
- 23 - FULTS, D. M. & HANCOCK. Optimum operations model for Shasta-Trinity system. J. of the Hydraulics Division. New York, ASCE, 98(HY9): 1497-514, Sept. 1972.
- 24 - FURNAS CENTRAIS ELETRICAS. Departamento de Estudos

Energéticos. Divisão de Hidrologia. Previsão de Afluências em Furnas. Apresentado no II Encontro Técnico da Hidrologia Operacional, realizado em Itaipava, Rio de Janeiro, de 01 a 03 de agosto de 1988.

- 25 - GRUPO COORDENADOR PARA A OPERAÇÃO INTERLIGADA. Região Sudeste. Subcomité de Estudos Energéticos. Diretrizes para as regras de operação de controle de cheias dos reservatórios da bacia do rio Paraná. s. l., 1980.
- 26 - _____ . _____ . s. l., 1981.
- 27 - _____ . _____ . s. l., 1982.
- 28 - _____ . _____ . s. l., 1988.
- 29 - _____ . Diretrizes para as regras de operação de controle de cheias da bacia do rio São Francisco. s. l., 1979.
- 30 - _____ . _____ . s. l., 1980.
- 31 - _____ . _____ . s. l., 1982.
- 32 - GRUPO COORDENADOR PARA A OPERAÇÃO INTERLIGADA. Região Sul. Subcomité de Estudos Energéticos. Diretrizes para as regras de operação de controle de cheias da bacia do Rio Iguaçu. s. l., 1980.
- 33 - _____ . _____ . s. l., 1984.
- 34 - GRUPO COORDENADOR PARA A OPERAÇÃO INTERLIGADA. Subcomité de Estudos Energéticos. Diretrizes para as regras de operação de controle de cheias dos reservatórios da bacia do Rio Paraíba do Sul. s. l., 1983.
- 35 - _____ . _____ . s. l., 1987.
- 36 - GRUPO COORDENADOR PARA A OPERAÇÃO INTERLIGADA. Subcomité de Estudos Energéticos. Revisão dos estudos de alocação de volumes de espera e diretrizes para as regras de

- operação nos reservatórios da bacia do rio Iguaçu. s. l., 1989.
- 37 - HOUCK, M. K. Real-time daily operation by mathematical programming. Water Resources Research. Washington, AGU, 18(5): 1345-51, Oct. 1982.
- 38 - JAMIESON, D. G. & WILKINSON, J. C. River Dee research program; a short-term control strategy for multipurpose reservoirs systems. Water Resources Research. Washington, AGU, 8(4): 911-20, Aug. 1972.
- 39 - KONISHI, S. Utilização de modelos de simulação hidráulico-hidrológicos para a operação de reservatórios; experiência da CESP. Apresentado no II Encontro Técnico da Hidrologia Operacional, realizado em Itaipava - RJ de 01 a 03 de agosto de 1988.
- 40 - LEITE, A. G. de S. Sistema de telemetria da CESP. Apresentado no II Encontro Técnico da Hidrologia Operacional, realizado em Itaipava, Rio de Janeiro, de 01 a 03 de agosto de 1988.
- 41 - LINSLEY, R. K. Flood-control operation of Tennessee Valley Authority reservoirs; discussion. Transaction ASCE, 116:704-7, 1951.
- 42 - LOAICIGA, H. A. & MARINO, M. A. Risk analysis for reservoir operation. Water Resources Research. Washington, AGU, 22(4):483-8, April 1986.
- 43 - LOUCKS, D. P.; STEDINGER, J. R.; HAITH, D. A. Water Resources Planning and Analysis. Englewood cliffs, Prentice-Hall, 1981. 559p.
- 44 - MING, L.; BARRETO, L. A. L.; LOPES, A. L.; GONTIJO, E. A.; KONISHI, S. Prevenção de cheias em reservatórios do

sistema interligado. Apresentado no V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, realizado no Recife em 1979. Grupo I. Produção Hidráulica, GPH.

- 45 - NEIVA, F. A. & PINHEIRO, M. C. Relatório de estágio técnico; aspectos técnicos e metodológicos do controle de cheias; National Weather Service, Environment Canada, Hydro-Québec, Tennessee Valley Authority. Belo Horizonte, CEMIG, s. d. v. 2.
- 46 - _____; descrição do estágio. Belo Horizonte, CEMIG, s. d. parte 1.
- 47 - _____. Tennessee Valley Authority; palestra descritiva de estágio técnico. Belo Horizonte, CEMIG, s. d.
- 48 - NELSON, M. L. & ROCKWOOD, D. M. Flood regulation by Columbia Treaty projects. J. of the Hydraulics Division. New York, ASCE, 97(HY1): 143-61, Jan. 1971.
- 49 - RUSSEL, S. O. & CASELTON, W. F. Reservoir operation with imperfect flow forecasts. J. of the Hydraulics Division. New York, ASCE, 97(HY2): 323-31, Feb. 1971.
- 50 - RUTTER, E. J. Flood-control operation of Tennessee Valley Authority reservoirs. Transactions ASCE. 116: 671-703, 1951.
- 51 - SHELTON, R. A. Management of the TVA reservoir system. Knoxville, Tennessee Valley Authority, 1979. 15p.
- 52 - SIGVALDASON, O. T. A simulation model for operating a multipurpose multireservoir system. Water Resources Research. Washington, AGU, 12(2): 263-78, April 1976.
- 53 - STOCK, R. Apoio e trocas de informações com órgãos

- relacionados com previsão meteorológicas durante o período de chuvas. Apresentado no II Encontro Técnico da Hidrologia Operacional, realizado em Itaipava, Rio de Janeiro, de 01 a 03 de agosto de 1988.
- 54 - _____. Modelos de previsão de chuva para operação de reservatórios; experiência da CESP. Apresentado no II Encontro Técnico da Hidrologia Operacional, realizado em Itaipava, Rio de Janeiro, de 01 a 03 de agosto de 1988.
- 55 - SUGAI, M. R. von B.; MASSUCCI, L. A.; Busetti, D. C.; SANTOS, A. F. dos. Influência do reservatório de Foz do Areia sobre níveis de enchentes em União da Vitória; revisão e atualização. Curitiba, Copel, 1985. (Relatório Técnico).
- 56 - TENNESSEE VALLEY AUTHORITY. Developing a water resource management program. s. n. t. 14p.
- 57 - _____. Floods and flood control. Knoxville, 1961. 302 p. (Technical Report No. 26).
- 58 - TENNESSEE VALLEY AUTHORITY. Division of Water Resources. Water Systems Development Branch. Fixed rule main river flood control model for Chattanooga. Knoxville, 1978. 31 p. (Report WM28-1-500-100, TVA WMM Staff).
- 59 - TOEBES, G. H. & RUKVICHAI, C. Reservoir system operating policy; case study. J. of the Water Resources Planning and Management Division. New York, ASCE, 104(WR1): 175-91, Nov. 1978.
- 60 - WUNDERLICH, W. O. Development of water management methods for the TVA reservoirs system s. n. t.
- 61 - YAZICIGIL, H.; HOUCK, M. H.; TOEBES, G. H. Daily operation

of a multipurpose reservoir system. Water Resources Research. Washington, AGU, 19(1):1-13, Feb. 1983.

62 - YEH, W. W-G. State of the art review theories and applications of systems analysis techniques to the optimal management and operation of a reservoir system. Los Angeles, University of California, 1982. 149p.

63 - YEH, W. W-G.; BECKER, L.; CHU, W-S. Real-time hourly reservoir operation. J of the Water Resources Planning and Management. New York, ASCE, 105(WR2): 187-203, Sept. 1979.