

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DO SISTEMA DE IRRIGAÇÃO E BARRAGENS DA
BACIA DO RIO ACARAÚ - CEARÁ**

JOÃO FERNANDES VIEIRA NETO

ORIENTADOR : Prof. Antônio Eduardo Leão Lanna

CO-ORIENTADOR : Prof. Vicente de Paula Pereira Barbosa Vieira(UFC)

Porto Alegre, RS, Dezembro de 1991.

Dedico este trabalho à minha
mulher, Edna Maria, pelo
carinho e dedicação com que
me apoiou durante meu curso.

SUMÁRIO

	PÁGINAS
- AGRADECIMENTOS.....	i
- RESUMO.....	ii
1. - INTRODUÇÃO.....	2
2. - OBJETIVOS.....	4
3. - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
3.1 - GENERALIDADES.....	7
3.2 - O PROBLEMA DA EXPANSÃO DA CAPACIDADE DE UM SISTEMA DE APROVEITAMENTO HÍDRICO.....	9
3.3 - CRITÉRIOS PARA AVALIAÇÃO ECONÔMICA.....	28
4. - CASO EM ESTUDO: BACIA DO ACARAÚ, CE.....	35
4.1 - DESCRIÇÃO GERAL DO CASO ESTUDADO.....	35
4.2 - DADOS DISPONÍVEIS.....	38
4.2.1 - Análise e Tratamento dos Dados.....	42
5. - METODOLOGIA.....	48
5.1 - DESCRIÇÃO DO PROBLEMA.....	48
5.2 - MODELO DE OTIMIZAÇÃO.....	48
5.2.1 - Formulação Matemática.....	48
5.2.2 - Solução Por Programação Linear Inteira.....	56
5.3 - MODELO DE SIMULAÇÃO.....	60
5.3.1 - Modelo de Simulação MOSIBAC.....	61
5.3.2 - Modelo de Simulação HEC-3.....	62
6. - APLICAÇÃO.....	66
6.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	66

SUMÁRIO

	PÁGINAS
6.2 - NOTAÇÃO ADOTADA.....	66
6.3 - FUNÇÃO OBJETIVO.....	69
6.4 - RESTRIÇÕES ÀS VARIÁVEIS 0-1.....	70
6.5 - EQUAÇÕES DE BALANÇO HÍDRICO.....	71
6.6 - RESTRIÇÕES DE VOLUME.....	73
6.7 - UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL TEMPO.....	75
7. - RESULTADOS.....	78
7.1 - RESULTADOS DA OTIMIZAÇÃO.....	78
7.1.1 - Solução Sem Otimização.....	78
7.1.2 - Primeira Solução Inteira Otimizada.....	78
7.1.3 - Segunda Solução Inteira Otimizada.....	80
7.1.4 - Terceira Solução Inteira Otimizada.....	80
7.1.5 - Solução Ótima.....	80
7.2 - SIMULAÇÃO DO SISTEMA.....	84
7.2.1 - Simulação Com o Modelo MOSIBAC.....	84
7.2.2 - Simulação Com o Modelo HEC-3.....	85
7.2.2.1 - Zoneamento de Reservas dos Açudes.....	85
7.2.2.2 - Diagrama de Fluxo do Sistema.....	87
7.2.2.3 - Resultados das Simulações....	89
7.3 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS FALHAS.....	94
8. - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	97
9. - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	102
- ANEXO A - SOLUÇÕES INTEIRAS.....	107
- ANEXO B - HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA.....	112
- ANEXO C - SAÍDA DO HEC-3.....	115

AGRADECIMENTOS

- Ao Prof. Antônio Eduardo L. Lanna ,um verdadeiro "nordestinist", pelo grande interesse com que, mais uma vez, ajudou no aprofundamento dos estudos sobre a região nordestina.

- Ao Prof. Vicente de Paula P.B. Vieira, por sua valiosa contribuição como profundo conhecedor da região Nordeste.

- Aos professores do IPH que contribuíram para minha formação em recursos hídricos.

- Ao convênio PROINE/CNPq pela bolsa de estudos fornecida.

- À SIRAC - Serviços Integrados de Assessoria e Consultoria Ltda, na pessoa do Eng^o Cornélio Diógenes, pela ajuda e incentivo na realização de meu curso de mestrado.

- Ao Consórcio TECNOSOLO/EPTISA/VBA, na pessoa do Eng^o Ednardo Cardoso, pela atenção na cessão dos dados para este trabalho.

- À Sra. Lígia Campos, secretária da Pós-Graduação, pelas incontáveis ajudas no dia a dia do curso, sempre com atenção.

- Ao Sr. Ricardo Lovatel pelas muitas ajudas junto ao CPD da UFRGS.

- Às Bibliotecárias Jussara Silva e Jussara Barbieri pela atenção dispensada quando da busca de material bibliográfico.

RESUMO

Um correto dimensionamento de um sistema de recursos hídricos, procurando-se otimizar o retorno econômico dos projetos que dele fazem parte, é um aspecto fundamental do planejamento do uso da água em uma bacia hidrográfica. É de interesse para a sociedade uma otimização dos recursos financeiros a serem alocados para uma região.

Neste trabalho estuda-se a otimização do dimensionamento de um sistema composto de 7 barragens e 7 sub-projetos de irrigação na bacia do rio Acaraú, no Estado do Ceará. Utiliza-se, para isso, uma formulação matemática que é resolvida por programação linear mista com inteiros, com uma função objetivo de maximização dos benefícios líquidos presentes do sistema, sujeita a restrições de balanço hídrico e de compatibilização entre os projetos.

Em seguida é feita uma "sintonia fina" dos resultados por simulação, demonstrando-se a viabilidade do dimensionamento.

Comparando-se os resultados obtidos com a solução adotada por estudo recente sobre a bacia, que utiliza abordagens tradicionais, conclui-se ser de fundamental importância a otimização do dimensionamento de um sistema de recursos hídricos, quando obtêm-se um retorno econômico bastante superior.

1 - INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

Em países como o Brasil, ainda em desenvolvimento, torna-se de fundamental importância uma correta aplicação dos recursos financeiros nos projetos governamentais, tendo em vista que normalmente esses recursos, escassos, provêm de fontes externas, e o pagamento será feito pela sociedade como um todo. A correta aplicação desses recursos não se restringe apenas à opção por melhores soluções sob os pontos de vista técnico e econômico, mas também à época mais adequada para que essas soluções sejam implementadas. Procura-se minimizar o custo global de desenvolvimento da região em estudo ou maximizar os benefícios líquidos provindos desse desenvolvimento.

No caso de projetos na área de recursos hídricos a situação merece uma atenção especial, visto que o potencial hídrico do nosso País é grande em todas as regiões. Em algumas, a má distribuição desses recursos requer obras de engenharia com o intuito de armazená-los e redistribuí-los temporal e espacialmente.

Em uma bacia hidrográfica há várias formas de suprir as demandas hídricas crescentes, pois há vários locais e meios de aproveitamento dos recursos de água, solo, etc. Urge, então, um estudo visando a definição das capacidades e localizações desses aproveitamentos no futuro, e qual o desenvolvimento ótimo ao longo do tempo sob os pontos de vista econômico e financeiro, garantindo sempre o atendimento às demandas. A economia proporcionada à sociedade, resultante de um correto planejamento, justifica a pesquisa de soluções dessa natureza.

Para Craig (1976), "O problema de expansão da capacidade ... é essencialmente um problema crítico de planejamento no mundo atual; envolve a aplicação de grandes somas de recursos financeiros públicos, e no caso de suprimento hídrico, é vital para o crescimento e bem-estar da comunidade".

2 - OBJETIVOS

2 - OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho de dissertação foi estudar a solução do problema de expansão ótima da capacidade instalada de um sistema de recursos hídricos. O problema se apresenta na fase de planejamento da expansão do uso dos recursos hídricos em uma bacia hidrográfica. Inicialmente, define-se os objetivos e metas a serem atingidos com base nas necessidades da população. Em seguida, determina-se as possíveis formas de suprir essas demandas hídricas através da construção de barragens, canais, sistemas de abastecimento agrícola, doméstico e industrial, etc.. Surge, então, o problema de determinar qual o sequenciamento de implantação dessas obras, qual a dimensão que cada uma deve possuir ao longo do tempo e quais as alternativas de suprimento que devem ser implementadas.

Para a solução desse problema foi testado um modelo cuja formulação teórica foi desenvolvida por Lanna (1986) a qual, na sua forma mais geral, apresenta uma função objetivo não-linear, podendo no entanto ser linearizada com algumas simplificações. Estas são adotadas, possibilitando a utilização de pacotes de programação linear. O objetivo é o de maximizar o benefício líquido de expansão do sistema. Da otimização do sistema, além da dimensão das obras, foi derivada uma regra operativa. Esta, utilizada como critério de decisão em um modelo de simulação do sistema, permitiu verificar as condições de funcionamento do mesmo sob futuro desconhecido. Essa simulação objetiva não somente confirmar a viabilidade do dimensionamento feito pelo modelo de otimização, ou seja, verificar se o nível de falhas é aceitável, mas também fazer uma "sintonia fina" nos resultados, e se possível melhorá-los.

O modelo foi aplicado à bacia do Rio Acaraú, no Ceará, que ocupa cerca de 10% da área do Estado e apresenta grande potencialidade de aproveitamento de seus recursos

naturais. Existe um grande número de obras previstas para a região e, sempre que possível, se trabalha com dados reais. Finalmente, objetiva-se demonstrar a viabilidade de se investir em estudos dessa natureza, que deverão proporcionar uma economia considerável com relação à solução adotada com as abordagens tradicionais.

3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 - GENERALIDADES

Nos últimos 30 anos houve um enorme avanço técnico na busca de soluções para um correto dimensionamento e operação de um sistema de recursos hídricos. A crescente facilidade e a redução no custo de utilização de computadores para esse fim, contribuíram de forma significativa.

Surgiram, por isso, uma série de novos processos, que compõem a análise sistêmica de recursos hídricos, que substituíram a análise clássica ou mesmo preencheram lacunas no planejamento de sistemas.

O'Laoghaire e Himmelblau (1974) definem um sistema como sendo uma combinação arbitrariamente isolada de elementos (subdivisões abstratas e arbitrárias) de um mundo real. Para Haith (1982), um sistema é um conjunto de elementos que funcionam iterativamente. Segundo o autor, um sistema é identificado com base nos objetivos do estudo a ser realizado. Assim, se o objetivo é garantir a qualidade de água com um mínimo custo de tratamento, o sistema consistirá de um rio e um conjunto de estações de tratamento. Para o autor, a análise sistêmica não requer necessariamente modelos matemáticos. Porém, a não modelagem resultaria em aplicações ineficientes, e o grande número de alternativas a avaliar consumiria tempo demasiado.

As formas gerais de utilização da análise sistêmica resultam em um procedimento cíclico de análise, onde os passos a serem seguidos são mostrados a seguir (O'Laoghaire et al, 1974):

1. Inicialmente deve-se entender e traduzir em termos quantitativos os objetivos e metas a serem atingidos na região de operação do sistema.
2. A seguir, formula-se quantitativamente (por um

diagrama de fluxo) a estrutura e os limites do sistema.

3. A montagem de um modelo matemático é feita, procurando representar todas as possíveis interações entre as variáveis do sistema que podem ser quantificadas. Todas as restrições quantificáveis devem ser incluídas no modelo, bem como as relações entre variáveis de entrada e saída do mesmo.

4. Estima-se os coeficientes do modelo e especifica-se as relações de entrada desejadas.

5. O modelo deve possibilitar o atendimento aos objetivos e metas do item 1.

Nos problemas de recursos hídricos a análise sistêmica possui aplicação em duas áreas principais: planejamento e operação de sistemas de recursos hídricos. Na fase de planejamento, objetiva-se definir quando, onde e como construir e operar canais, reservatórios, etc. Segundo O'Laoghaire e Himmelblau - (1974) "planejamento está relacionado com a seleção, entre todas as possíveis alternativas, do conjunto delas que melhor satisfaz os objetivos globais dos tomadores de decisão".

A definição da operação, segundo os autores, "está relacionada com quais decisões são necessárias para melhor atingir os objetivos em um sistema existente. Enquanto a operação de um sistema deve estar desvinculada do planejamento do mesmo, o planejamento da expansão de um sistema existente definitivamente deve englobar a hipotética futura operação do mesmo".

Neste capítulo serão revistos estudos existentes na área de planejamento da expansão de um sistema de recursos hídricos, bem como as técnicas de otimização utilizadas pelos diversos modelos.

3.2 - O PROBLEMA DA EXPANSÃO DA CAPACIDADE DE UM SISTEMA DE APROVEITAMENTO HÍDRICO

Para Lanna (1986), na implantação/expansão de um sistema de suprimento hídrico "o propósito é determinar o sequenciamento ótimo das obras e, nos casos gerais, determinar suas dimensões bem como o grau de atendimento às demandas. O objetivo a ser considerado é a maximização dos benefícios (ou minimização dos custos) de implantação, operação e manutenção do sistema ao longo do tempo".

Craig (1976) explica que "o problema de expansão da capacidade consiste em relacionar uma sequência de projetos que satisfaçam a uma função de demanda conhecida, com um custo mínimo... Em suma, o problema de expansão da capacidade procura maximizar o retorno dos recursos financeiros utilizados no atendimento das necessidades sociais, não permitindo um desenvolvimento prematuro ou ineficiente dos recursos hídricos".

Antes de proceder a uma análise da metodologia a ser utilizada, convém revisar alguns trabalhos importantes já realizados nesta área. Preferiu-se organizá-los em função da técnica de otimização utilizada pelo modelo, agrupando-os em trabalhos que utilizam técnicas de programação linear, outros que utilizam programação não-linear, os que fazem uso de programação dinâmica e os que utilizam abordagem heurística.

- Programação Linear

Em problemas de determinação da expansão ótima de um sistema de aproveitamento hídrico, a função objetivo, em sua forma geral, é não-linear, já que procura maximizar benefícios ou minimizar custos, e estas funções são nitidamente não-lineares. Para a aplicação de técnicas de programação linear deve-se procurar formas de linearizar estas funções. Para funções de custo Ramos (1981) sugere três métodos bastante simples:

O método λ : A função $f^*(X)$ que aproxima $f(X)$ real é escrita como uma combinação linear de valores discretos de X_1 e suas componentes $f(X_1)$ (Ver Figura 3.1.a)

$$f^*(X) = \lambda_1 f(X_1) + \lambda_2 f(X_2) + \dots + \lambda_n f(X_n)$$

ou

$$f^*(X) = \sum_j \lambda_j f(X_j),$$

onde

$$\sum_j \lambda_j = 1 ; \lambda_j > 0 \quad \forall j ; X = \sum_j \lambda_j \cdot X_j$$

O autor apresenta as seguintes condições:

- a) No máximo dois λ_j podem ser positivos;
- b) Se dois são positivos devem ser adjacentes.

Estas condições garantem que qualquer valor X será expresso como uma combinação única de dois pontos, o mesmo ocorrendo com a função custo:

$$X = \lambda_j X_j + \lambda_{j+1} X_{j+1}$$

$$f^*(X) = \lambda_j f(X_j) + \lambda_{j+1} f(X_{j+1})$$

Se a função $f(X)$ é convexa e o problema é de minimização, as condições (a) e (b) são satisfeitas automaticamente na aplicação do método simplex, pois neste caso altera-se primeiro os coeficientes de baixo custo (ou custo marginal), e como o custo marginal cresce com X em uma função convexa, as condições são automaticamente alcançadas.

Caso a função $f(X)$ seja côncava, aplica-se o método simplex com restrições de entrada. Uma variável λ_k só será

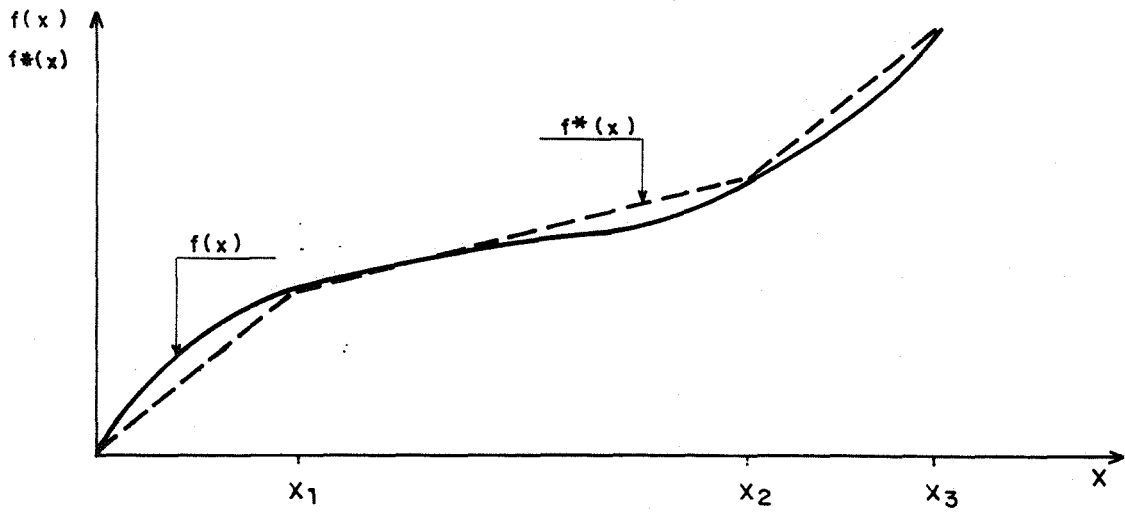


FIGURA - 3.1.a
 APROXIMAÇÃO DO MÉTODO λ

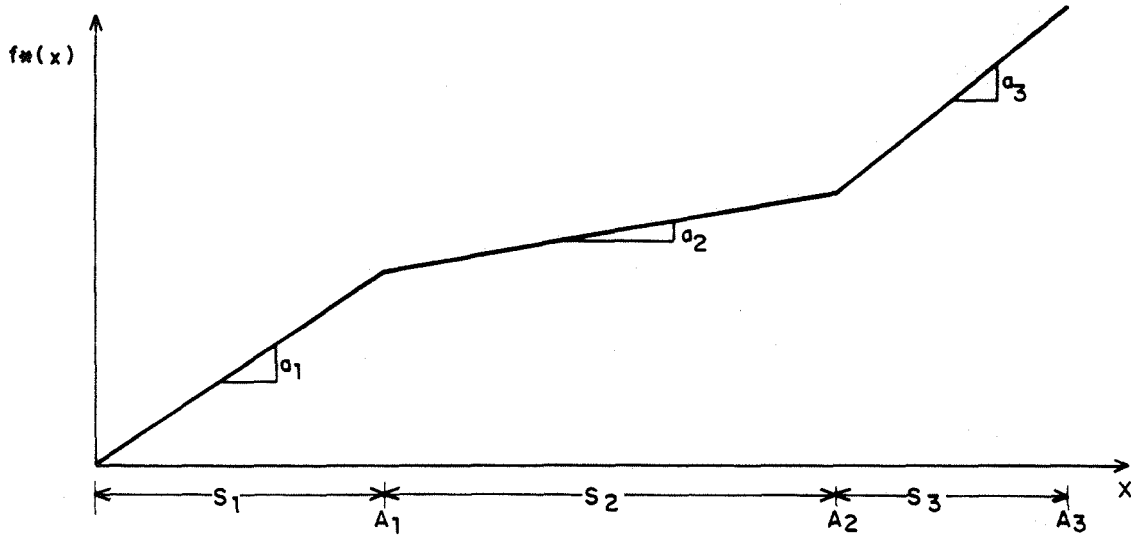


FIGURA - 3.1.b
 APROXIMAÇÃO DO MÉTODO σ

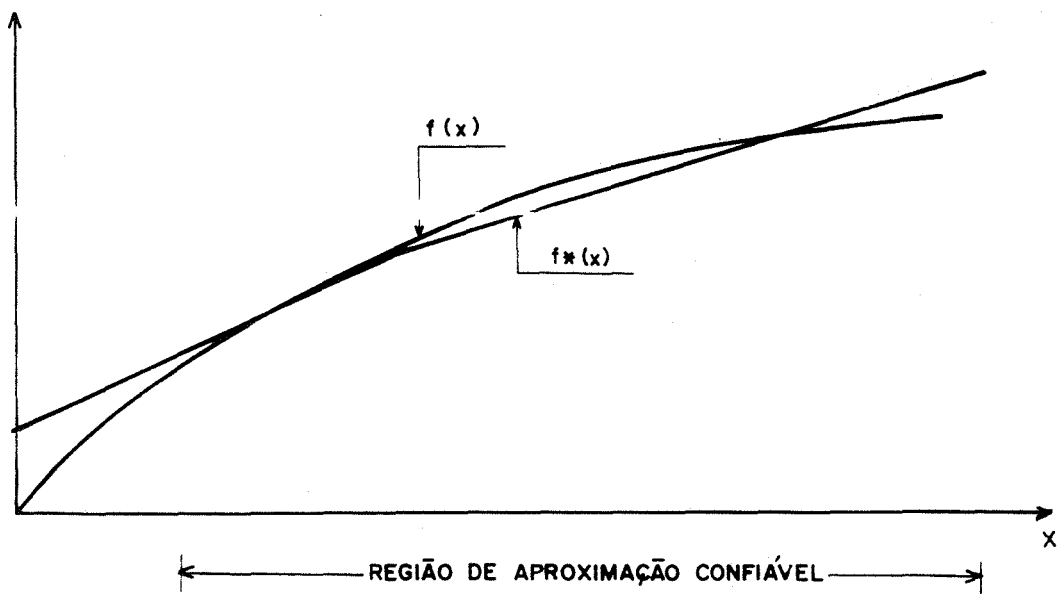


FIGURA - 3.1.c
 APROXIMAÇÃO LINEAR DA FUNÇÃO DE CUSTOS

introduzida na base caso já exista uma variável λ_j e esta seja da forma λ_{k-1} ou λ_{k+1} .

O método δ : Este método aproxima $f(X)$ por:

$$f^*(X) = a_1 \delta_1 + a_2 \delta_2 + a_3 \delta_3, \text{ com } X = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

$$\text{e } 0 \leq \delta_1 \leq A_1$$

$$0 \leq \delta_2 \leq A_2 - A_1$$

$$0 \leq \delta_3 \leq A_3 - A_2$$

Na Figura 3.1.b observa-se o significado de cada variável e a forma da função.

O algoritmo proposto fará $\delta_1 = A_1$ sempre que $\delta_2 > 0$, $\delta_2 = A_2 - A_1$ sempre que $\delta_3 > 0$ e $\delta_3 = \delta_2 = 0$ se o valor de X é menor que A_1 .

Para a solução do problema por programação linear mista com inteiros o autor propõe a introdução de variáveis binárias (variáveis 0-1):

$$W_1 = \begin{cases} 1 & \text{se } \delta_1 = A_1 \\ 0 & \text{em caso contrário} \end{cases}$$

$$W_2 = \begin{cases} 1 & \text{se } \delta_2 = A_2 - A_1 \\ 0 & \text{em caso contrário} \end{cases}$$

generalizando :

$$W_j = \begin{cases} 1 & \text{se } \delta_j = A_j - A_{j-1} \\ 0 & \text{em caso contrário} \end{cases}$$

As restrições para as variáveis δ são escritas agora na forma:

$$\begin{aligned}
A_1 W_1 &\leq \delta_1 \leq A_1 \\
(A_2 - A_1) W_2 &\leq \delta_2 \leq (A_2 - A_1) W_1 \\
&\vdots \\
&\vdots \\
(A_j - A_{j-1}) W_j &\leq \delta_j \leq (A_j - A_{j-1}) W_{j-1}
\end{aligned}$$

No caso de δ_j ser selecionado para entrar na base antes de $\delta_{j-1}, \delta_{j-2}, \dots, \delta_1$ não há solução possível, pois W_{j-1}, \dots, W_1 seriam zero e δ_j não pode satisfazer a:

$$(A_j - A_{j-1}) W_j \leq \delta_j \leq 0$$

Então, antes de tentar colocar na base δ_{j+1} o algoritmo colocará δ_j .

Os dois métodos apresentados (λ e δ) possuem vantagens do ponto de vista de facilidade de soluções do algoritmo. A introdução de novas variáveis e restrições ao problema, porém, dificulta a solução para casos complexos, aumentando em demasia o tempo de computação.

O terceiro processo de linearização é mais simples e mostrou-se mais adequado para formulação do problema de expansão. O autor procurou representar a função custo por uma reta. Nela são representados os custos que variam com o tamanho do projeto. Aqueles que não variam com a capacidade são considerados custos fixos.

Na Figura 3.1.c pode-se observar o processo.

Com base nesse tipo de linearização de função custo, o autor propõe a seguinte formulação para o problema de expansão de um sistema de abastecimento urbano de água, em que representou-se o sistema por arcos (meios de transporte) e nós (pontos de união dos arcos):

$$\min Z = \min \sum_i \sum_j \sum_t \left\{ \left[\alpha_{ij}^t B_{ij} + P_{ij} f_{ij}^t \right] \cdot \sum_{\ell=1}^{\Delta} \frac{1}{(1+r)^{t+\ell}} + \left[\alpha_{ij}^t \gamma_{ij} + a_{ij} X_{ij}^t \right] \cdot \frac{1}{(1+r)^t} \right\}$$

onde:

f_{ij}^t = vazão pelo arco que conecta os nós i e j no período de tempo t (variável de decisão);

X_{ij}^t = incremento na capacidade do arco (i,j) no início do período de tempo t (variável de decisão) B_{ij} = custo fixo de O e M ;

γ_{ij} = custo fixo de incremento na capacidade do arco (i,j);

P_{ij} = custo variável linearmente de O e M ;

a_{ij} = custo variável linearmente de incremento na capacidade do arco (i, j)

Δ = intervalo de anos em que as decisões são tomadas e as demandas são consideradas constantes ;

r = taxa de descontos adotada .

$$\lambda_{ij}^t = \begin{cases} 1 & \text{se a capacidade do arco (i,j) é expandida de } X_{ij}^t > 0 \\ 0 & \text{em caso contrário} \end{cases}$$

$$\alpha_{ij}^t = \begin{cases} 1 & \text{se existe fluxo no arco (i,j) em t} \\ 0 & \text{em caso contrário} \end{cases}$$

As restrições do problema são:

$$\sum_i f_{ij}^t - \sum_k f_{ij}^t = d_i \quad \forall j, t$$

$$f_{ij}^t - \sum_{\ell=1}^t X_{ij}^{\ell} \leq e_{ij} \quad \forall i, j, t$$

$$f_{ij}^t \geq 0 \quad ; \quad X_{ij}^t \geq 0$$

$$\alpha_{ij}^t \geq \alpha_{ij}^{t+1} \quad \forall i, j, t$$

$$\alpha_{ij}^t \geq \lambda_{ij}^t \quad \forall i, j, t$$

As restrições relativas à representação linear do custo são:

$$0 \leq X_{ij}^t \leq \lambda_{ij}^t \cdot \mu_{ij}^t \quad \forall i, j, t$$

$$0 \leq f_{ij}^t \leq \delta_{ij}^t \cdot \mu_{ij}^t \quad \forall i, j, t$$

onde:

d_i = vazão da demanda retirada do nó i no período de tempo t (se i não é um nó de demanda $d_i = 0$)

μ_{ij}^t = limite superior da capacidade de fluxo do arco (i, j)

e_{ij} = capacidade de fluxo existente no início do período de tempo $t=1$

O problema, formulado dessa maneira, pode ser solucionado por programação linear mista com inteiros. Essa técnica garante uma solução ótima global, mas requer um grande esforço computacional. Abordagens heurísticas foram utilizadas pelo autor para solução do problema, e serão comentadas mais adiante.

Haimes (1977) formula o problema de expansão. Considera um número N fixo de projetos, uma função de demanda D(t) com valores discretos definidos, com $D(t+1) \geq D(t)$, e uma função de custo linear. Procura minimizar o valor presente do custo de expansão do sistema utilizando programação linear 0-1.

A função objetivo é :

$$\min \sum_{t=0}^T \sum_{i=1}^N C_i \cdot \frac{1}{(1+r)^{t_i}} \cdot X_{it}$$

sujeito a:

$$\sum_{t=0}^T \sum_{i=1}^N Q_i \cdot X_{it} \geq D(t) \quad t=0,1,\dots,T$$

$$\sum_{t=0}^T X_{it} \leq 1 \quad X_{it} \in [0,1]$$

onde:

T = horizonte de planejamento

N = n^o de projetos

C_i = custo de construção do projeto i no ano t_i

D(t) = Demanda para o ano t

Q_i = capacidade do projeto i

$$X_{ij}^t = \begin{cases} 1 & \text{se o projeto } i \text{ é construído no ano } t \\ 0 & \text{em caso contrário} \end{cases}$$

Essa formulação não é aplicável ao problema geral de expansão de um sistema de múltiplo aproveitamento dos recursos hídricos, pois não permite equação de balanço hídrico e, assim, a

região em estudo tem que possuir abundância de água em todas as épocas do ano.

Seki e Croley II(1977) propuseram um modelo de alocação de recursos hídricos a nível regional, concebendo a bacia hidrográfica como um complexo de pequenos distritos, cada um com nove elementos (rio, aquífero, instalações hidráulicas, consumidores domésticos, comércio, indústrias, agricultura, águas servidas e solo). Procuraram minimizar o custo total de construção e operação do sistema de recursos hídricos da região.

Na formulação do problema, os autores objetivaram encontrar o mínimo custo de transferência d'água entre distritos e através dos limites da bacia. Para isso, tentaram duas técnicas: a programação linear padrão (método simplex) e o princípio da decomposição da programação linear.

A decomposição do sistema foi feita da seguinte forma: n programas (1 para cada distrito) procuram minimizar o custo em cada distrito. Certamente surgiriam conflitos entre as soluções, o que levou ao desenvolvimento de um programa principal que teve como função compatibilizar as soluções, verificando os conflitos, e sugerindo novas soluções aos distritos, para que se otimize o problema do ponto de vista inter-distrital. A principal vantagem apresentada por esse processo foi a descentralização das soluções. Porém, mostrou-se computacionalmente mais dispendioso que o primeiro modelo, que lançou mão do método simplex.

Medeiros (1985) apresenta uma formulação para solução por técnicas de programação linear 0-1. Esta formulação não leva em consideração, porém, o dimensionamento do sistema com base na disponibilidade hídrica existente. Restringe-se, assim, ao escalonamento de obras previamente dimensionadas que conseguem prover uma descarga regularizada conhecida ao longo do ano, para centros de consumo também já dimensionados.

Urbaniak (1986) trata o problema por uma visão estocástica. Considerou a demanda e os coeficientes da função

objetivo como dados aleatórios, com função densidade de probabilidade conhecida. Foi feita uma divisão do sistema nos seguintes componentes (o sistema compreendia abastecimento d'água e tratamento de esgoto):

- a - Captações d'água, ou seja, fontes e estações de tratamentos com reservatórios.
- b - Estações de tratamento de efluentes reutilizáveis com reservatórios.
- c - Malha de distribuição d'água.
- d - Consumidores d'água.
- e - Estações de tratamento que descarregam efluentes.

O critério utilizado para determinar a expansão ótima foi a minimização dos custos de expansão e operação de:

- (1) - Captações
- (2) - Tratamento de esgotos reutilizáveis
- (3) - Estações de tratamento que descarregam efluentes
- (4) - Segurança do usuário-consumidor
- (5) - Qualidade do meio ambiente.

A função objetivo é:

$$\min F = (F_1, F_2, F_3, F_4, F_5)$$

onde F_1, \dots, F_5 são as funções de custo de cada unidade de (1) a (5). A solução apresentada utiliza programação linear.

Lanna (1986) formula não-linearmente o problema de expansão, mas propõe formas de linearização e solução por programação linear mista com inteiros. Será a formulação utilizada neste estudo, sendo vista com mais detalhes no Capítulo 5 deste.

- Programação não-linear

A abordagem que considera a função objetivo e/ou suas restrições não-lineares é mais geral. Às vezes, porém, encontra-se restrições computacionais para aplicação de funções não-lineares complexas, que procurem retratar o problema de forma completa, sem simplificações.

O problema a ser solucionado por programação não-linear apresenta uma formulação geral do tipo (O'Laoghaire e Himmelblau, 1974):

$$\min f(\underline{x}) \text{ para } x \in \mathbb{R}^n$$

sujeito a m restrições lineares e/ou não - lineares de igualdade.

$$h_j(\underline{x}) = 0 \quad j = 1, \dots, m$$

e a $(p-m)$ restrições lineares e/ou não-lineares de desigualdade:

$$g_j(\underline{x}) \leq 0 \quad j = m+1, \dots, p$$

Em muitos trabalhos encontram-se formulações não-lineares para o problema de expansão de sistemas de recursos hídricos, mas em sua maioria são propostas simplificações que terminam em soluções lineares ou abordagens heurísticas. Alguns mantêm a não-linearidade do problema e procuram solucioná-lo por programação dinâmica.

Wille (1985) formula por programação quadrática o problema de expansão da capacidade instalada e da correspondente alocação de água, em um sistema urbano metropolitano integrado de abastecimento de água e esgotamento sanitário. O objetivo do autor é minimizar os custos totais de investimentos e operação e manutenção, em valor presente, do sistema.

A função de custos sugerida é da forma:

$$C(x) = (a + 0,5 \cdot bx) \cdot x$$

Sejam x_{it} a variável de alocação de água, que mede a quantidade de água que passa por um dado componente da rede de fluxo, e X_{jt} a variável de expansão da capacidade, que representa a capacidade (em termos de vazão) instalada de uma obra de engenharia. Então a função objetivo é dada por:

$$\min_{\substack{x \\ X}} \sum_{t=1}^T \sum_{i=1}^n (a_{it} + 0,5 \cdot b_{it} \cdot x_{it}) \cdot x_{it} + \sum_{t=1}^T \sum_{j=1}^N (c_{jt} + 0,5 \cdot d_{jt} \cdot X_{jt}) \cdot X_{jt}$$

onde:

n = número de variáveis x_{it}

N = número de variáveis X_{jt}

T = número total de períodos de tempo

a_{it}, b_{it} = coeficiente da função custo de O e M do componente i em t , valor presente

c_{jt}, d_{jt} = coeficientes da função de custo de investimento do componente j em t , valor presente.

São apresentadas as restrições de balanço hídrico e de

qualidade da água , esta considerada pela concentração de DBO, limitada para cada trecho do rio.

Chmielowski (1986) apresenta um modelo que busca as localizações e produções ótimas de um conjunto de captações a fio d'água. Inicialmente é avaliada a disponibilidade dos recursos hídricos em cada trecho do rio, de tal forma que a água retirada não prejudique o consumo a jusante, nem o equilíbrio biológico do trecho. É traçado um diagrama de disponibilidade hídrica em cada trecho do rio. O objetivo do autor é minimizar o custo global de instalação e operação dos sistemas:

$$\min [\min F(Q,i)]$$

$$\text{sendo } F = \sum_{i=1}^S F_i, \text{ onde:}$$

$$F_i = (a_i + t_i) \cdot Q_i^2 + b_i \cdot Q_i + c_i = \text{custo de captação no local } i$$

$$S = n^0 \text{ máximo de locais de captação}$$

$$Q = \text{produção da captação } i$$

$$a_i, b_i, c_i = \text{custos de produção de } Q_i$$

$$t_i = \text{custo de transporte de } Q_i \text{ da captação aos consumidores.}$$

$$\text{Sujeito a: } D = \sum_{i=1}^I Q_i$$

$$\text{onde: } D = \text{demanda total do sistema}$$

Por programação quadrática o problema pode ser resolvido.

- Programação dinâmica

A programação dinâmica não chega a ser uma formulação matemática específica, mas sim uma técnica desenvolvida para soluções de problemas que envolvam decisões em estágios e que possam ser resolvidos sequencialmente.

No caso de problemas de recursos hídricos, tem grande aplicação nas mais diversas áreas, como é demonstrado no trabalho de Garcia (1969).

A programação dinâmica é um procedimento de otimização aplicável a problemas que requerem uma sequência de decisões interrelacionadas, que obedecem ao princípio da otimalidade. Este princípio diz que um processo ótimo de decisões sequenciais tem a propriedade de, quaisquer que sejam o estado inicial e a decisão inicial, as decisões remanescentes devem constituir um sequenciamento ótimo com respeito ao estado resultante da primeira decisão (Garcia, 1969).

No problema de alocação de recursos (hídricos ou financeiros) a função valor ótimo é definida como:

$f_k(x)$ = máximo retorno obtido da alocação de recursos entre as atividades k a N , restando x unidades de recursos a serem alocados.

A função recursiva é escrita como:

$$f_k(X_k) = \max_{x_k} [r_k(x_k) + f_{k+1}(X_{k+1})], \text{ com } f_{N+1}(X_{N+1}) = 0$$

A função de transferência é:

$$X_{k+1} = X_k - x_k$$

onde :

$r_k(X_k)$ = função benefício de alocação de x_k

A principal restrição da PD relaciona-se com o número de variáveis de estado, pois a capacidade de armazenamento requerida no computador cresce exponencialmente com o aumento dessas. Outra limitação é que a função objetivo tem que permitir sua decomposição em estágios, e em cada um deles um conjunto de variáveis de decisões tem que ser escolhido.

As vantagens da programação dinâmica sobre a programação linear são :

- Viabilidade de solucionar problemas com funções não-lineares
- O número de computações necessárias reduz significativamente ao adicionar-se novas restrições
- Não apresenta uma solução global, mas normalmente uma solução funcional. Isso facilita a análise de sub-sistemas e de soluções parciais (Garcia, 1969).

Craig (1976) comenta a inviabilidade de utilização da programação dinâmica em planos de expansão da capacidade para sistemas complexos, com mais de um certo número restrito de projetos a analisar. O empecilho é o gasto computacional que direciona para uma busca de novas soluções.

O trabalho de Garcia (1969) apresenta a solução por programação dinâmica para o problema de dimensionamento de um reservatório e um sistema de recarga a um aquífero com o objetivo de suprir um projeto de irrigação. Procura-se durante o processo maximizar o benefício líquido de irrigação. Devido ao número restrito de opções a avaliar, não houve maiores empecilhos na solução.

Haimes (1977) sugere a solução de uma formulação geral do problema de expansão por programação dinâmica. Craig (1976) comenta limitações no modelo sugerido para certos tipos de funções de demanda, e apresenta uma formulação para dar-lhe uma aplicabilidade mais geral. Além disso, o modelo não leva em consideração os custos de operação e manutenção, que para alguns tipos de projetos são bastante relevantes.

Chaudhry (1973) estuda o caso do dimensionamento ótimo de um sistema na bacia do Rio Indus, Paquistão, composto de um reservatório superficial e um canal que, junto com água bombeada do aquífero, abastecerão um projeto de irrigação. A formulação apresentada pelo autor para ser solucionada por programação dinâmica mostrou-se dispendiosa do ponto de vista computacional. Nela é procurado o custo total mínimo de suprimento hídrico para a irrigação. Resultaram duas variáveis de estado e 8 variáveis de decisão, o que obrigou a reformulação do problema, dividindo-o em dois sub-sistemas e otimizando-os por programação dinâmica separadamente, submetendo os resultados a um programa principal para compatibilização dos mesmos. Os resultados apontaram para uma produção agrícola 5 ou 6 vezes maior que a obtida pela abordagem tradicional. O suprimento hídrico para irrigação pode ser potencialmente dobrado.

Kasnikov et alli (1986) desenvolveram um modelo de alocação ótima de recursos hídricos, englobando na análise toda a República Popular da Bulgária. A otimização é feita sob o ponto de vista econômico, procurando minimizar as perdas relativas à não produção causada por déficit hídrico. A solução é via programação dinâmica. Foi definida uma função de perda $Z_m(X_m)$ para cada usuário m de água, onde X_m é a quantidade de água suprida ao usuário m . A função recursiva foi:

$$R_m(W_m) = \min_{X_m} [Z_m(X_m) + R_{m+1}(W_m - X_m)]$$

$$\text{com } a_m < X_m < b_m ; \sum a_m < W_m < b_m$$

onde:

$R_m(W_m)$ = função de mínima perda correspondente ao suprimento de um volume d'água W_m total.

a_m e b_m = mínima e máxima alocação de água ao consumidor m .

As funções individuais de perda foram calculadas para irrigação, indústrias e aproveitamentos hidrelétricos. O modelo permitiu um melhor retorno econômico com relação aos processos de alocação de água usualmente utilizados no País, seja por prioridade de fornecimento ou por alocação proporcional.

Pode-se concluir, após essa breve revisão do uso da programação dinâmica em problemas de expansão de sistemas, que sua utilização fica restrita a casos onde o número de projetos seja reduzido e, por consequência, o número de variáveis de estado não seja alto. Para casos complexos, a eficiência computacional é perdida, e outros processos têm que ser aplicados.

- Abordagens heurísticas

Ramos (1981) apresenta uma solução heurística como aquela que é viável, e que é encontrada utilizando-se um conjunto de técnicas que garantam ser uma boa solução, não havendo garantia de que a solução encontrada seja ótima. O autor acrescenta que numa abordagem heurística procura-se interromper o processo de buscar soluções quando o incremento na função objetivo é de tal forma pequeno que não compensa o esforço computacional de procurar melhores soluções.

Como exemplos de abordagens heurísticas pode-se citar métodos de decomposição, métodos de aproximação, métodos indutivos e outros.

Evanson e Moseley (1970) reportam o estudo

desenvolvido pelo Texas Water Development Board para determinar o dimensionamento e a expansão de sistemas de recursos hídricos. A técnica consiste em utilizar uma série de rotinas de otimização em conjunto com um modelo de simulação, para encontrar soluções aproximadas do ótimo. As fases de aplicação são:

- 1 - Através de um programa de alocação ótima, são determinadas as capacidades e políticas operacionais dos reservatórios.
- 2 - Uma seleção inicial de possíveis melhores planos é feita, utilizando um programa de simulação.
- 3 - Uma segunda seleção é feita pelo mesmo processo, só que é feita uma simulação mais detalhada.
- 4 - Seleção final é feita com o modelo de alocação (minimizando os custos), e chega-se aos planos de desenvolvimento.

A solução encontrada não é necessariamente a ótima, mas o processo permite ao planejador o uso de sua experiência e capacidade de julgamento durante a análise.

Jacoby e Loucks (1972) também combinaram modelos de otimização e simulação para o planejamento da bacia do Rio Delaware, Estados Unidos, onde a simulação era feita após uma prévia seleção de alternativas, por otimização, que apresentavam melhor potencialidade de fornecer benefícios líquidos máximos.

O'Laoghaire e Himmelblau (1974) apresentaram uma formulação geral, não-linear, do problema da expansão. O objetivo é maximizar os benefícios líquidos totais de incremento na capacidade. A função objetivo é:

$$\max \left\{ \sum_{t=1}^{T_{\max}} \alpha \sum_{j=1}^N \sum_{i=1}^{12} B_{ijt} + \sum_{t=1}^{T_{\max}} \alpha \sum_{j=N+1}^M \beta_{jt} \sum_{i=1}^{12} B_{ijt} - \sum_{t=1}^{T_{\max}} \alpha \sum_{j=N+1}^M \lambda_{jt} C_{jt} - \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Tmax} \\ - \sum_{t=1} \alpha \sum_{j=1}^M \tau_{jt} K_{jt} \end{array} \right\}$$

Os dois primeiros termos da função representam, respectivamente, o benefício líquido da operação da configuração de projetos existentes, e o benefício líquido da operação dos projetos adicionados ao sistema. Os termos negativos são, respectivamente, o custo de investimento em projetos e o custo de investimento em canais para transposição de água para a bacia.

C_{jt} - Capital de construção do reservatório j no ano t.

K_{jt} - Capital de construção do canal j no tempo t.

M - Número máximo de barragens a serem construídas.

N - Número de barragens existentes no início da análise.

Tmax- Horizonte de planejamento.

B_{ijt} - Benefícios do reservatório j no mês i do ano t.

α - Fator de descontos.

β_{jt} - $\begin{cases} \circ 1 \text{ se há possibilidade de retorno do projeto} \\ \text{j no ano t} \\ \circ 0 \text{ se não há retorno} \end{cases}$

λ_{jt} - $\begin{cases} \circ 1 \text{ se deve ser alocado capital para a} \\ \text{construção da barragem j em t} \\ \circ 0 \text{ se não será alocado recurso} \end{cases}$

τ_{jt} - Idem λ_{jt} , para canais.

São apresentadas restrições de orçamento anual, institucionais, de demanda, físicas e outras.

O problema poderia ser resolvido por programação linear mista com inteiros, se a função objetivo não fosse tão marcadamente não-linear (duplo somatório de B_{ijt}), assim como algumas restrições.

Para solução do problema os autores sugerem os seguintes passos:

- 1 - Decompor o problema em um conjunto de todas as combinações viáveis, analisadas separadamente.
- 2 - Considerar o retorno econômico para cada combinação, encontrando a operação ótima do sistema para cada uma delas.

No passo 1, as possíveis combinações são avaliadas do ponto de vista de restrição orçamentária, principalmente, e definidas as épocas de construção que satisfaçam essas restrições. Para esse fim, é construída uma árvore de decisões e cada combinação possível é separada.

No passo 2, para a determinação do retorno econômico é utilizado o algoritmo de redes "Out-of-kilter". Esse algoritmo define a operação ótima do sistema, procurando maximizar o retorno líquido da operação do mesmo.

Craig (1976) sugere uma solução para o problema da expansão onde o sistema é sub-dividido em sub-sistemas, no qual procura-se maximizar o benefício líquido total fazendo uma decomposição incremental, onde a demanda incremental é alocada e realocada entre os sistemas até obter o máximo benefício. A solução não garante ser a melhor, mas é próxima da ótima.

Ramos (1981) apresenta uma abordagem heurística para o caso da expansão de um sistema urbano de abastecimento de água. Nessa abordagem, o autor procura, inicialmente, determinar conjuntos de fluxos que satisfaçam à demanda. Esses conjuntos são, a seguir, utilizados como requerimentos para determinar as

configurações de arcos (meios de transporte) que, com um mínimo custo, satisfariam cada um dos conjuntos. Em uma terceira etapa modifica-se as funções de custo e repete-se a operação para obtenção de novas soluções. Esta modificação de funções de custo obriga o método a procurar possíveis novas soluções não consideradas previamente.

3.3 - CRITÉRIOS PARA AVALIAÇÃO ECONÔMICA

O estudo de expansão de um sistema de aproveitamento hídrico procura, como já foi visto, selecionar o melhor sequenciamento de projetos que torne o desenvolvimento de uma região o mais eficiente possível sob o ponto de vista econômico. Há, por isso, uma grande influência de três principais parâmetros econômicos (benefícios, custos e taxa de descontos) na determinação do plano ótimo. A avaliação desses parâmetros será abordada a seguir de forma resumida.

A avaliação dos benefícios provindos de projetos de recursos hídricos em regiões sub-desenvolvidas ou em desenvolvimento é prejudicada por dois fatores principais: (1) instabilidade do sistema de mercado, que sofre sistemática influência governamental e dificulta no presente e, principalmente, a longo prazo a estimativa do valor econômico de bens e serviços; (2) a dificuldade de avaliar benefícios de natureza não econômica advindos da construção do projeto como, por exemplo, o benefício de erradicação da fome em uma região por incremento na produção agrícola e criação de novos empregos.

Em projetos agrícolas, o benefício pode ser avaliado pelo valor do incremento na produção, ou seja, pela diferença de benefícios com e sem o projeto. No caso de controle de enchentes, os benefícios são avaliados pela redução nos prejuízos causados pelos eventos de cheia. Na avaliação de projetos hidrelétricos o custo da segunda melhor alternativa, uma termoelétrica por exemplo, pode ser a estimativa do benefício.

O custo de uma obra inclui o capital necessário para implementação da mesma, como por exemplo custo de investimento e despesas de operação e manutenção, e outros custos necessários à produção dos bens e serviços.

Os custos podem ser classificados nos seguintes tipos (Lanna, 1986):

(1) Custos de investimentos, que constam de:

a) Custos diretos

- instalação da construtora
- desapropriação
- desmatamento
- aterros
- caminhos de serviço
- materiais, mão-de-obra, máquinas e equipamentos, etc.

b) Custos indiretos

- estudos de campo na fase de projeto
- projeto executivo detalhado
- supervisão da obra por consultora
- contingências, juros durante a construção.

(2) Custos anuais

- juros sobre o capital emprestado
- amortização do capital emprestado
- operação e manutenção.

Os custos de operação e manutenção, segundo Kuiper (1971), podem ser estimados como uma percentagem de investimento por:

Barragem e Reservatório:	0,1 %
Hidrelétrica:	1,0 %
Canais:	1,0 a 2,0 %
Condutores - aço	1,5 %
- concreto:	1,0 %
- madeira:	8,0 %

Há, ainda, os custos associados e induzidos, que estão indiretamente relacionados com o projeto.

O'Laoghaire et al. (1974) aponta para o fato de que não devem ser omitidos, na avaliação de projetos de recursos hídricos, custos importantes como da drenagem ou sistematização de terras em novos projetos de irrigação e custos de efeitos adversos, como reassentamento de populações e relocações de vias de transporte em regiões inundadas.

Ramos (1981) afirma que esses custos, associados ou induzidos, não são muitas vezes considerados, por impossibilidade ou inviabilidade de avaliá-los ou mesmo por escolha do planejador, que decide não computá-los.

Goodman (1984) aponta a necessidade de países em desenvolvimento analisarem a viabilidade financeira de fazer frente aos custos de infra-estrutura, necessários para implantação, por exemplo, de um projeto de irrigação. Existirá, nesse caso, um aumento nas demandas de energia, de transporte, novas moradias, escolas, sistemas de abastecimento d'água potável, e outros. Se estas demandas não forem previstas ou se não fizer parte dos objetivos atendê-las, certamente as metas anteriormente traçadas de aumento da produção não serão atingidas. Do ponto de vista econômico, no entanto, pode-se considerar que os benefícios obtidos dessas obras de infra-estrutura igualam ou superam os custos das mesmas quando existir capacidade ociosa.

Outro parâmetro econômico que possui fundamental importância para o planejamento de recursos hídricos é a taxa de

descontos, utilizada para analisar custos e benefícios em uma mesma base no tempo. Esse parâmetro possui uma sensibilidade muito grande e, como é mostrado por Haith (1982), pode influir significativamente na obtenção da solução ótima.

A determinação da taxa de descontos para projetos públicos difere substancialmente da utilizada em projetos privados. Nestes, a taxa de juros de mercado é geralmente utilizada, pois considera-se que o capital deve render pelo menos o montante que renderia se fosse aplicado no mercado financeiro. É o custo de oportunidade do investimento privado.

No caso de projetos públicos, o enfoque é modificado. O custo de oportunidade é encarado agora do ponto de vista público. Considera-se que, em geral, a taxa de descontos deve igualar a taxa interna de retorno média dos projetos públicos rentáveis. Ou seja, o custo de oportunidade refere-se, nos projetos públicos, aos projetos alternativos, que são considerados rentáveis e que poderiam captar o investimento do projeto em análise.

Haith (1982) explica que a taxa de descontos em projetos públicos deve quantificar as preferências entre custos e benefícios futuros ou presentes. A sua escolha deve ser feita, segundo o autor, por decisão legislativa ou executiva. Embora os argumentos de eficiência econômica devam ser levados em conta, a decisão final é política, feita pelas pessoas que legitimamente representam a sociedade.

Goodman (1984) entende que o planejador deve encontrar a alternativa de projetos que não seja afetada significativamente quando for realizada uma análise de sensibilidade em um intervalo de valores da taxa de descontos.

O efeito da inflação foi analisado por Haith (1982). O autor explica que, em períodos inflacionários, as taxas de descontos tendem a ser altas, já que está computado no seu valor o declínio de valor do capital.

Esse efeito inflacionário deve ser considerado de duas formas alternativas (Haith, 1982) :

- Na primeira, custos e benefícios são expressos em valor monetário corrente, e uma taxa de descontos não inflacionada é utilizada. Nesse caso, admite-se que a inflação atingirá em níveis semelhantes os valores de benefícios e custos e, portanto, sua não consideração não afetará o resultado final.

- A segunda forma seria incluir a inflação tanto nos valores de benefícios e/ou custos quanto na projeção da taxa de descontos. Assim, em ambos os casos o tratamento tanto de preços como da taxa de descontos deve ser o mesmo. Considera-se ambos ou em base real ou em base nominal.

Matematicamente, o autor expressa o que foi dito acima da seguinte forma:

$$VPBL = B_0 - C_0 + \sum_{t=1}^N \frac{(1+r_i)^t}{1+r} \cdot (B_t - C_t)$$

onde:

VPBL = valor presente de benefícios líquidos

B_0, \dots, B_t = benefícios não inflacionados

C_0, \dots, C_t = custos não inflacionados

r_i = taxa de inflação anual

r = taxa de desconto inflacionada anual

O autor faz, então, a demonstração de que a formulação feita dessa forma é equivalente à que não considera a inflação. Para isso, lembra que a taxa de descontos inflacionada r é igual a:

$$r = (1+r_0)^t \cdot (1+r_i)^t$$

sendo r_0 a taxa de descontos não inflacionada e r_1 a taxa de inflação. Substituindo esta equação na anterior, têm-se:

$$\begin{aligned} \text{VPBL} &= B_0 - C_0 + \sum_{t=1}^N \frac{(1+r_1)^t}{(1+r_0)^t \cdot (1+r_1)^t} \cdot (B_t - C_t) = \\ &= B_0 - C_0 + \sum_{t=1}^N \frac{(B_t - C_t)}{(1+r_0)^t} \end{aligned}$$

No presente estudo a taxa de descontos utilizada é não-inflacionada, pois é a normalmente fornecida pelos organismos públicos federais da área de recursos hídricos.

4 - CASO EM ESTUDO : BACIA DO ACARAÚ, CE

4 - CASO EM ESTUDO : BACIA DO ACARAÚ, CE

4.1 - DESCRIÇÃO GERAL DO CASO ESTUDADO

A bacia estudada foi a do rio Acaraú, no estado do Ceará. Com área de 14.500 km², ocupa a Região Norte do Estado, representando cerca de 10 % da área total do mesmo (ver mapa de localização, Figura 4.1).

Três fatores condicionaram à escolha dessa região para testar a metodologia de otimização :

- Bom número de obras de aproveitamento hídrico previstas para a região, totalizando um máximo de 04 barragens projetadas, 03 construídas e 07 sub-projetos de irrigação, com área total de 27.612 ha de S.A.U (Superfície Agrícola Útil), correspondente ao Projeto Baixo Acaraú .
- Disponibilidade de dados, já que no início deste trabalho de dissertação havia sido recém concluído o Estudo de Viabilidade Técnico Econômico do Baixo Acaraú (DNOCS/Tecnosolo/Eptisa/Vba, 1987).
- O Estudo de Viabilidade, realizado sem a utilização de técnicas de otimização mostrou-se um bom modelo de comparação dos resultados obtidos, para avaliar-se a significância dos estudos de otimização sob os pontos de vista técnico e econômico.

Os açudes já construídos na bacia, e que serão objeto de estudos para suprimento dos projetos previstos para a região, (Açudes Araras, Ayres de Souza e Edson Queiroz) e os açudes previstos para complementação do sistema (Poço Comprido, Pedregulho, Taquara e Sem Nome), são mostrados na Figura 4.2.

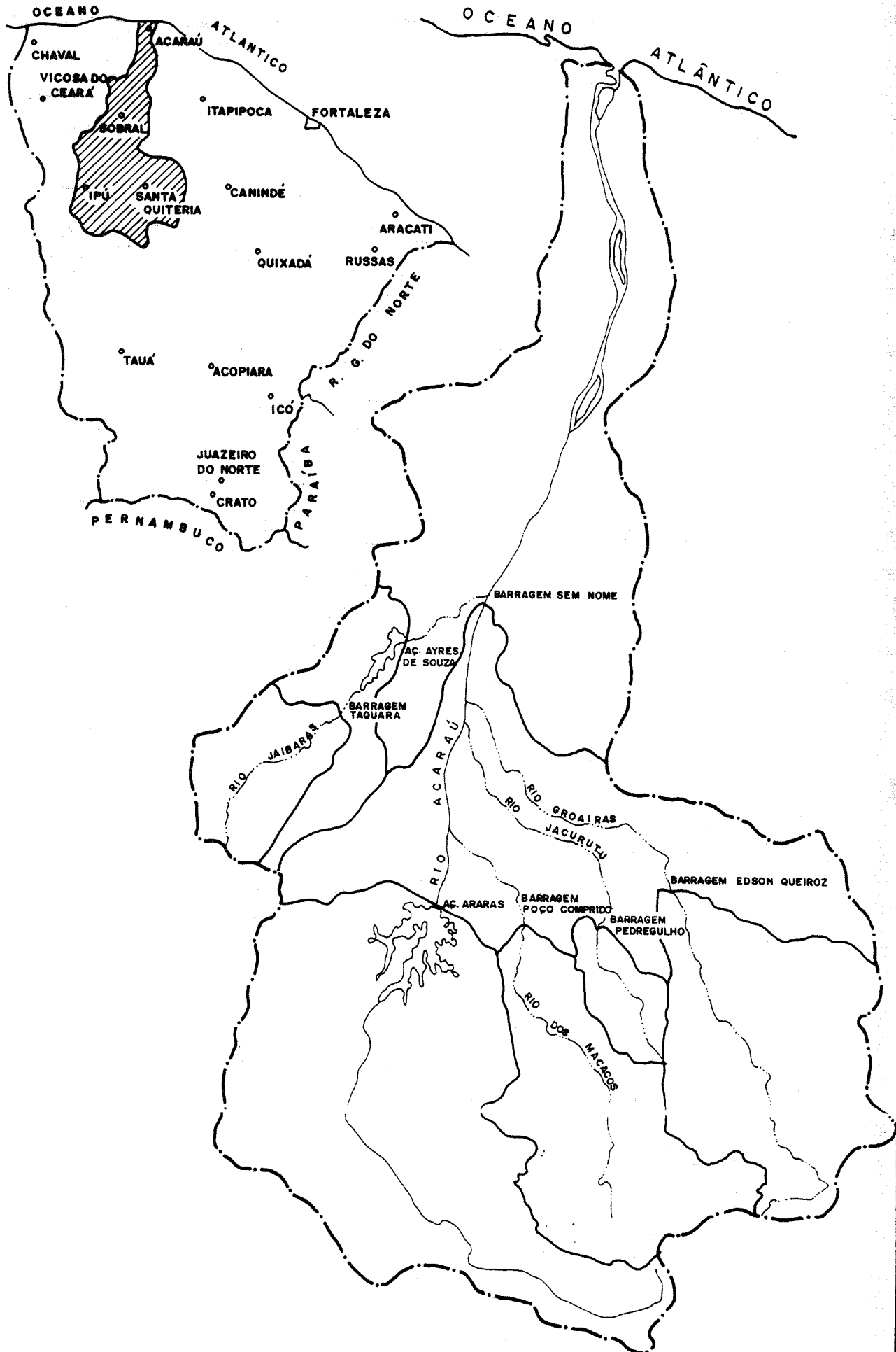
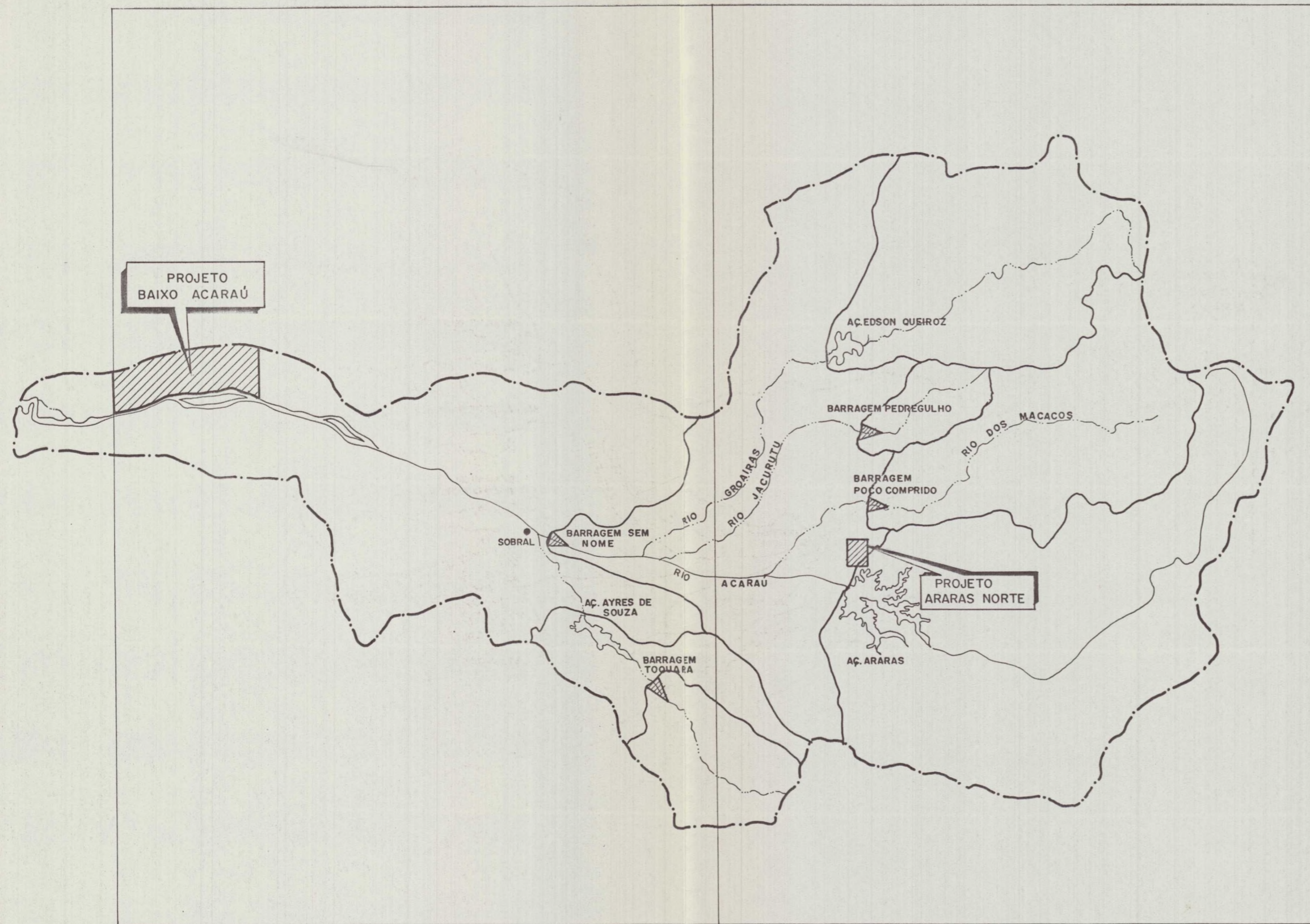
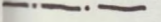

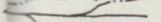
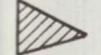


FIGURA - 4.1

MAPA DE LOCALIZAÇÃO DA BACIA DO ACARAÚ



CONVENÇÕES

-  — LIMITE DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO ACARAÚ
-  — DIVISOR D'ÁGUA DAS SUB-BACIAS
-  — CURSO D'ÁGUA
-  — AÇUDE PREVISTO

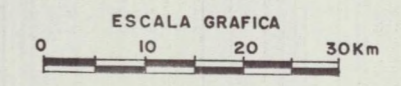


FIGURA - 4.2
SISTEMA DO ACARAÚ

Na mesma figura, observa-se a localização do Projeto Baixo Acaraú; com uma área de 27.612 ha de S.A.U., e do Projeto Araras Norte, com 3.023 ha de S.A.U. (considerado construído) e da cidade de Sobral, cujo abastecimento d'água é feito a partir do açude Ayres de Souza.

O Estudo de Viabilidade chegou a um dimensionamento do sistema, utilizando abordagens tradicionais, cujos resultados são os seguintes:

- Açudes a serem construídos: Taquara, Sem Nome e Poço Comprido.
- Área a ser irrigada pelo sistema de reservatórios: 16.091 ha de S.A.U., além dos 3.023 ha de S.A.U. do Projeto Araras Norte.

4.2 - DADOS DISPONÍVEIS

Foram coletadas as séries de dados apresentadas a seguir, divididos em dados agronômicos e econômicos e dados hidroclimatológicos. Todos foram coletados em DNOCS et al. (1987)

• Dados econômicos e agronômicos

O estudo de viabilidade chegou a um plano cultural ótimo, via programação linear, mostrado no Quadro 4.1 a seguir, correspondente ao modelo de exploração selecionado. No Quadro 4.2 observa-se o calendário cultural.

Para efeito de análise econômica, o Projeto Baixo Acaraú foi subdividido em 07 partes, aqui denominadas sub-projetos A a F e Projeto Prioritário, este último diferenciado por estar em fase de projeto executivo. Aos sub-projetos A e B corresponde a Captação Morrinhos, com a construção de um

QUADRO 4.1
PLANO CULTURAL

CULTURA	PERCENTAGEM DA ÁREA PLANTADA
Fruteiras	35 %
Hortaliças	3 %
FORAGEIRAS	32 %
Feijão/Algodão	24 %
Milho/Algodão	6 %

QUADRO 4.2
PLANO CULTURAL

CULTURA	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
FORRAGEIRA												
MILHO/ALGODÃO			M							A		
FEIJÃO/ALGODÃO			F							A		
HORTALIÇAS												
FRUTEIRAS												

barramento para elevação de nível. Da mesma forma, o mesmo tipo de obra foi prevista para a captação dos sub-projetos C a F e PPR, chamada de Barragem Santa Rosa. Na Figura 4.3 pode-se observar o sistema.

Quanto às obras de captação para os projetos de irrigação, optou-se por dividi-las em duas obras principais, quais sejam:

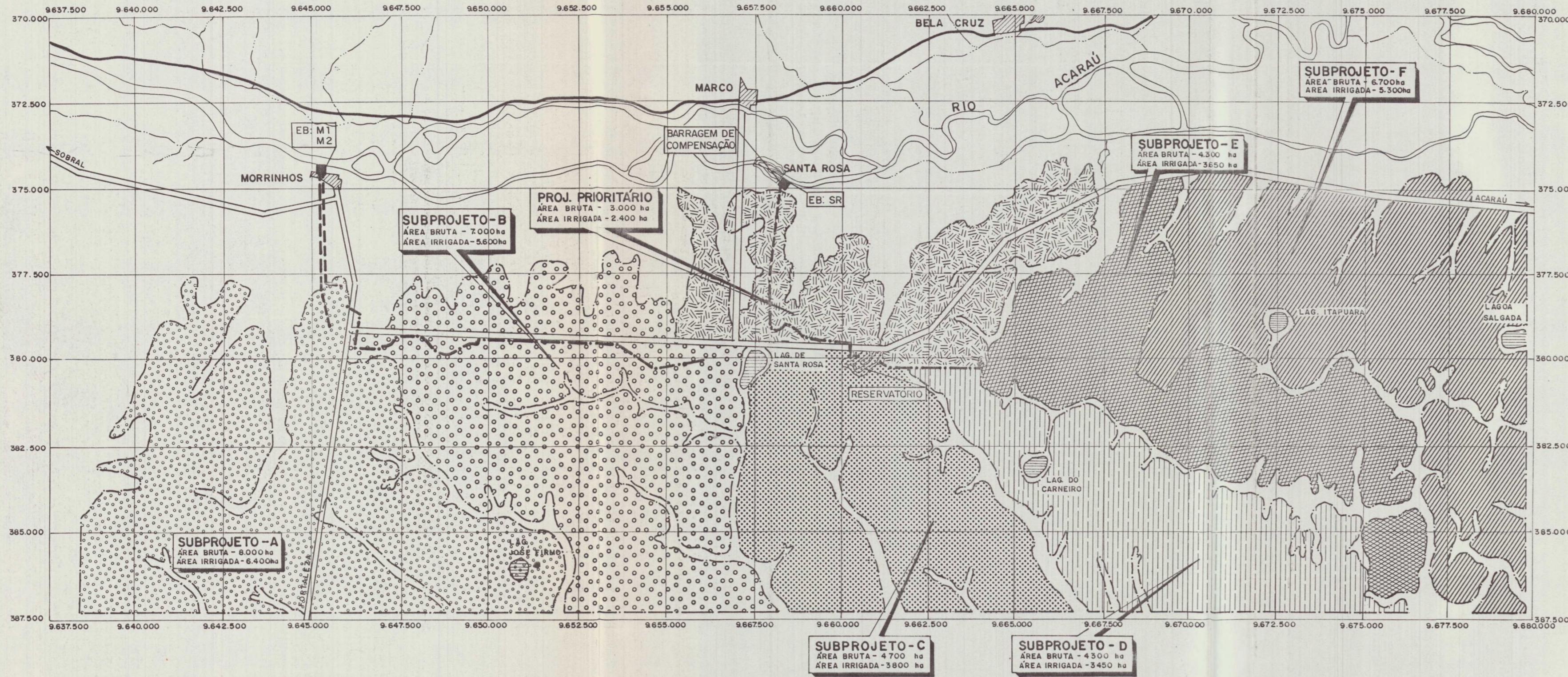
- Captação em Morrinhos, que resume-se à barragem de elevação de nível. Os canais de adução principal para os sub-projetos A e B são independentes;
- Captação em Santa Rosa, que inclui a barragem de elevação de nível e o canal principal de adução aos sub-projetos C a F, que é comum a todos.

Nos Quadros 4.3.a e 4.3.b, são mostradas as características de cada obra, com os seus principais parâmetros econômicos. Os preços são de setembro de 1987, convertidos para o dólar com a taxa de câmbio oficial de Cz\$ 50,00 por dólar, do referido mês.

· Dados hidroclimatológicos

Foram obtidos os seguintes dados, coletados ou gerados por ocasião do estudo de viabilidade:

- a) Pluviometria diária dos postos de maior interesse na bacia;
- b) Séries mensais de 73 anos de vazões, obtidas no Estudo de Viabilidade via aplicação de um modelo diário chuva x deflúvio;
- c) Demanda hídrica mensal, em m^3/ha , para cada cultura selecionada (Quadro 4.4);



CONVENÇÕES

- CANAL DA ALTERNATIVA
- ~ RIO
- ~ RIACHO
- ESTRADA
- ESTRADA SECUNDÁRIA
- LAGOA
- LOCALIDADE
- ▭ RESERVATÓRIO DE COMPENSAÇÃO
- ESTAÇÃO DE BOMBAMENTO
- - - LIMITE DAS SUBPROJETOS

FIGURA-4.3
PROJETO BAIXO ACARAU

QUADRO 4.3.a

PARÂMETROS ECONÔMICOS DOS PROJETOS

PROJETO	Área de S.A.U. (ha)	Benefício Anual (US\$·10 ³)	Custo de Invest. (US\$·10 ³)	Custo de O & M (US\$·10 ³)
Barragem Taquara	—	—	20574,00	20,60
Barragem Pedregulho	—	—	5668,00	5,70
Barragem P.Comprido (A)	—	—	17805,00	17,80
Barragem P.Comprido (B)	—	—	22682,00	22,70
Barragem P.Comprido (C)	—	—	28242,00	28,20
Barragem Sem Nome	—	—	40691,00	40,70
Sub-Projeto A	6062	26954,00	78146,00	2979,20
Sub-Projeto B	5459	24735,00	65957,00	2352,00
Sub-Projeto C	3732	16910,00	47768,00	1616,60
Sub-Projeto D	1956	8863,00	20749,00	746,20
Sub-Projeto E	3522	15958,00	33097,00	1243,80
Sub-Projeto F	4298	19474,00	43571,00	1579,00
Projeto Prioritário	2583	11704,00	24710,00	1000,20
Captação Morrinhos	—	—	2720,00	2,80
Captação Santa Rosa	—	—	12401,00	12,40

QUADRO 4.3.b

PARÂMETROS ECONÔMICOS DOS PROJETOS

PROJETO	Custo de Reposição, em US\$·1000 aos :					
	10 anos	20 anos	25 anos	30 anos	40 anos	50 anos
Barragem Taquara	—	—	—	—	—	—
Barragem Pedregulho	—	—	—	—	—	—
Barragem P.Comprido (A)	—	—	—	—	—	—
Barragem P.Comprido (B)	—	—	—	—	—	—
Barragem P.Comprido (C)	—	—	—	—	—	—
Barragem Sem Nome	—	—	—	—	—	—
Sub-Projeto A	3185	18529	1935	7159	53289	8366
Sub-Projeto B	5642	15843	1394	5642	45566	7467
Sub-Projeto C	4004	10882	—	4004	32774	6007
Sub-Projeto D	3209	6682	—	3209	13513	4078
Sub-Projeto E	5674	10193	720	5674	21229	6566
Sub-Projeto F	6549	12681	1020	6549	29459	7849
Projeto Prioritário	2989	8075	2695	2989	18338	6152
Captação Morrinhos	—	—	—	—	—	—
Captação Santa Rosa	—	—	—	—	—	—

- d) Evaporação, em mm/mês, para os açudes construídos e previstos (Quadro 4.5);
- e) Volumes máximo e mínimo de acumulação de cada açude (Quadro 4.6);
- f) Curvas cota x área x volume dos açudes construídos e previstos.

A Barragem Poço Comprido foi considerada, no estudo de viabilidade, super-dimensionada. Devido a isso, procurou-se aqui analisá-la também em duas dimensões menores de volume máximo acumulado, ou seja, 207,00 hm³ e 367,50 hm³, correspondentes a 2 e a 3 vezes o volume médio anual afluente. Estes valores são bastantes utilizados no Nordeste brasileiro como indicativos da dimensão que possibilita melhor rendimento hidrológico ao açude.

4.2.1 - Análise e Tratamento dos Dados

Da avaliação dos dados coletados, verificou-se a inconsistência entre as séries de vazões mensais afluentes aos açudes Taquara e Ayres de Souza. Ambos estão localizados sobre o mesmo rio, o primeiro a montante do segundo, e com uma distância de aproximadamente 16 km entre os locais de barramento, sendo a área da bacia hidrográfica do Taquara de 578,89 km² e do Ayres de Souza de 1.097,59 km².

Devido à diferença de áreas, o volume afluente mensal ao açude Ayres de Souza deveria ser sempre maior ou igual ao do Taquara, pois entre os dois existe uma diferença de área controlada de 518,70 km². Observa-se, no entanto, que em vários anos consecutivos o volume afluente ao açude Ayres de Souza é menor, e em outros anos igual, ao volume afluente ao Taquara, caracterizando uma inconsistência na avaliação dos deflúvios.

QUADRO 4.4
DEMANDA HÍDRICA DAS CULTURAS

CULTURA	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
FRUTAIS	797	37	0	0	0	624	1094	1494	1592	1701	1581	1435
HORTAL.	0	0	286	144	578	1357	0	0	2736	2929	2746	2567
FORRAG.	2235	1055	585	416	859	1653	2376	2981	3222	3452	2434	2298
FEI/ALG	0	809	360	212	648	0	2114	2679	2898	3103	2912	2733
MIL/ALG	0	809	360	212	648	1431	2114	2679	2898	3103	2912	2733

QUADRO 4.5
TAXA DE EVAPORAÇÃO MENSAL DOS AÇUDES

	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1	167	137	138	128	132	135	167	203	220	232	215	198
2	158	120	127	108	101	108	133	178	192	217	189	174
3	174	127	140	114	108	108	130	177	198	220	201	180

- 1 - Açudes Araras, Poço Comprido, Pedregulho e Edson Queiroz
 2 - Açudes Ayres de Sousa e Taquara
 3 - Açude Sem Nome

QUADRO 4.6
VOLUMES OPERACIONAIS DOS AÇUDES

	Araras	P.Comp.	Pedreg.	E.Queir	Taquara	A.Sousa	S.nome
Vol.Máximo	891,10	560,00	78,60	248,60	278,80	104,40	250,00
Vol.Mínimo	30,10	11,70	5,70	24,60	6,10	12,20	22,70

Para solucioná-la, optou-se por avaliar os deflúvios na bacia do Ayres de Souza por correlação de área com a bacia do Taquara, aplicando-se porém um coeficiente de redução à relação, haja visto que a altura média anual de chuva em toda a bacia é menor que a média da bacia até o Taquara, pois há um alto gradiente de altura pluviométrica devido às chuvas orográficas nesta última.

Utilizou-se, então, o coeficiente de 1,655, obtido de ponderação área-isoietas, que multiplicado pelas vazões mensais afluentes ao açude Taquara, fornece as vazões afluentes ao açude Ayres de Sousa .

Quanto aos valores de demandas por cultura, foram transformados, de acordo com o plano de cultivos, em $m^3/s/ha$. Posteriormente, determinou-se as demandas mensais, em m^3/s para cada sub-projeto de irrigação previsto, e para o projeto Araras Norte, considerado construído. Esses valores são mostrados no Quadro 4.7 .

Com base nas curvas cota x área x volume dos açudes previstos e construídos, foram obtidas regressões lineares entre as áreas e os volumes, com o objetivo de obter a função linear $A = f(s)$, para computar, no balanço hídrico de cada reservatório, os volumes evaporado e precipitado sobre o espelho d'água.

Os resultados são mostrados a seguir:

- Ayres de Sousa: $A = 294,305 + 9,180.V$; $R^2 = 0,982$
- Araras: $A = 523,328 + 10,946.V$; $R^2 = 0,990$
- Taquara: $A = 239,971 + 12,943.V$; $R^2 = 0,994$
- Edson Queiroz: $A = 331,525 + 8,925.V$; $R^2 = 0,993$
- Pedregulho: $A = 82,472 + 17,737.V$; $R^2 = 0,978$
- Poço Comprido: $A = 764,632 + 8,569.V$; $R^2 = 0,984$
- Sem Nome: $A = 751,194 + 13,791.V$; $R^2 = 0,981$

QUADRO 4.7
DEMANDAS MENSAS PARA CADA SUB-PROJETO, EM m³/s,
PARA O PLANO DE CULTIVO SELECIONADO

PROJETO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
A	2,25	1,49	0,71	0,47	1,10	2,04	4,02	5,14	5,94	6,15	5,35	4,83
B	2,03	1,34	0,64	0,42	0,99	1,84	3,62	4,63	5,35	5,54	4,82	4,35
C	1,39	0,92	0,44	0,29	0,68	1,26	2,48	3,16	3,65	3,79	3,29	2,97
D	0,73	0,48	0,23	0,15	0,36	0,66	1,30	1,66	1,92	1,99	1,73	1,56
E	1,31	0,86	0,41	0,27	0,64	1,19	2,33	2,99	3,45	3,58	3,11	2,81
F	1,60	1,05	0,50	0,33	0,78	1,45	2,85	3,64	4,21	4,36	3,79	3,42
PP(*)	0,96	0,63	0,30	0,20	0,47	0,87	1,71	2,19	2,53	2,62	2,28	2,06
PAN(+)	1,12	0,74	0,35	0,23	0,55	1,02	2,00	2,56	2,96	3,07	2,67	2,41

Como pode ser visto, as expressões anteriores foram obtidas para valores de A e V a partir da cota mínima de acumulação, razão pela qual, ao aplicar-se $V = 0$ nas equações, não se obtém $A = 0$ como era de se esperar.

Esse fato não interfere nos resultados, pois quando da aplicação do modelo de otimização os volumes dos açudes foram sempre restringidos entre os seus respectivos volumes mínimo e máximo.

5 - METODOLOGIA

5 - METODOLOGIA

5.1 - DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Como já foi demonstrado, não só a correta escolha das melhores alternativas de aproveitamento dos recursos hídricos de uma região garante um plano ótimo. É de fundamental importância a determinação do correto sequenciamento de implantação dessas obras, bem como quando se dará a construção das mesmas. Todo esse trabalho evitará um desenvolvimento ineficiente ou prematuro do sistema, proporcionando uma economia considerável para a sociedade.

O processo de determinação da expansão do sistema poderá ser encarado de duas formas, maximizando os benefícios líquidos ou minimizando o custo de implantação, operação e manutenção dos projetos no horizonte de planejamento.

Optou-se por buscar a maximização dos benefícios líquidos de expansão do sistema, por considerar-se uma metodologia mais adequada sob o ponto de vista econômico, e também pela disponibilidade de dados para verificação da mesma.

5.2 - MODELO DE OTIMIZAÇÃO

5.2.1 - Formulação Matemática

A formulação apresentada por Lanna (1986) foi a utilizada para o estudo da expansão de um sistema de aproveitamento hídrico.

O autor propõe, em seu trabalho, formas de linearização da função objetivo e restrições que foram consideradas, resultando em um modelo que soluciona o problema com técnicas de programação linear mista com inteiros.

As suposições adotadas pelo autor para formular o problema são transcritas a seguir:

- 1 - A localização de barragens, canais e usuários são ditadas por considerações topográficas, hidrológicas, geológicas, políticas, etc.
- 2 - As dimensões dessas obras são fixas, ou variáveis sobre um conjunto discreto de valores. Podem atingir valores que são mutuamente excludentes, mas que poderão ser fixos ou não. Essa suposição permitirá a consideração de economias de escala.
- 3 - O intervalo temporal da expansão que garantirá uma precisão adequada será o anual.
- 4 - O intervalo temporal de operação do sistema que refletirá variações regionais de demanda hídrica e disponibilidade será o mensal.
- 5 - As séries de variáveis (vazões, demandas, etc.) são consideradas determinísticas.

Para linearização são acrescentadas as seguintes suposições:

- 6 - As demandas hídricas são atendidas em sua totalidade, e os benefícios líquidos provindos do atendimento a essas demandas são considerados fixos.
- 7 - A evaporação dos reservatórios é uma função linear dos seus armazenamentos.

8 - Se os benefícios brutos e os custos de operação e manutenção dos projetos forem variáveis com a vida dos mesmos, essa variação será linear.

Notação Utilizada

O autor sugere que a existência de um elemento de projeto seja caracterizada pelos valores de duas variáveis inteiras, que podem possuir valores 0 ou 1. Assim:

$v(j,t)$ - terá valor 1 quando o elemento j entrar em funcionamento no início do intervalo de expansão t . Nos intervalos anteriores ou posteriores a t terá valor 0.

$u(j,t)$ - será 1 caso o elemento de projeto j existir no intervalo de expansão t . Não existindo, seu valor será 0. Quando $v(j,t) = 1$, $u(j,t)$ assumirá o valor 1 deste intervalo em diante.

Desta forma, o custo de investimento para construção do projeto j só será computado uma vez quando $v(j,t) = 1$. Os custos de operação e manutenção serão computados a partir dos intervalos em que $u(j,t)$ for igual a 1.

Outra variável de decisão será:

$o(j,t,i)$ - vazão defluente do reservatório j durante o intervalo de operação i do intervalo de expansão t ; será vazão afluyente controlada do reservatório k a jusante de j .

Os parâmetros de projeto, que serão função das variáveis de decisão, são:

$B(j,t)$ = Benefício anual resultante do projeto j , se

este existir, capitalizado no início de intervalo de expansão t .

$C(j,t)$ - custo de implantação do projeto j , capitalizado no início do intervalo de expansão t no qual inicia sua operação.

$M(j,t)$ - custo anual de operação e manutenção, capitalizado no início do intervalo de expansão t , do elemento de projeto j .

$R(t)$ - disponibilidade orçamentária para investimento no ano t de expansão.

$\alpha(t)$ - fator de descontos, para transportar valores de custos para o presente. Igual a $1/(1+r)^t$, onde r é a taxa de descontos.

$S_m(j)$ - armazenamento mínimo do reservatório j

$S_M(j)$ - armazenamento máximo do reservatório j .

As variáveis de estado do sistema são:

$s(j,t,i)$ - volume armazenado no reservatório j no início de i , em t .

$Q(j,t,i)$ - vazão afluente não controlada ao reservatório ou seção fluvial j durante i , em t . Considerada determinística.

A função objetivo proposta pelo autor procura maximizar os benefícios líquidos presentes.

Função Objetivo

$$\max Z = \max_{t=1}^T \left\{ \alpha(t) \cdot \sum_{j=1}^J [u(j,t) \cdot B(j,t) - v(j,t) \cdot C(j,t) - u(j,t) \cdot M(j,t)] \right\}$$

Sendo os termos à direita da igualdade os benefícios anuais, os custos de construção e os custos de operação e manutenção, respectivamente. T é o período de análise, ou horizonte de planejamento e J o número de projetos possíveis.

Restrições

Para evitar que haja uma contagem do custo de investimento mais de uma vez e para relacionar-se $u(j,t)$ e $v(j,t)$, têm-se:

$$\sum_{t=1}^T v(j,t) \leq 1 ; j = 1, \dots, J$$

$$u(j,s) = \sum_{t=1}^s v(j,t) ; j = 1, \dots, J ; s = 1, \dots, T$$

Sejam $k, k+1, \dots, k+n$ o número de dimensões possíveis para um elemento de projeto, ou mesmo os locais alternativos de construção de um projeto. Supondo que só uma entre as alternativas poderá ser construída, sem possibilidade de expansão, têm-se:

$$\sum_{t=1}^T \left[\sum_{j=k}^{k+n} v(j,t) \right] \leq 1$$

No caso de um projeto poder ser construído de forma escalonada, as restrições considerando $k, k+1, \dots, k+n$ dimensões alternativas são:

$$\begin{aligned}
u(k,t) &\geq v(k+1,t) ; t = 1, \dots, T \\
u(k+1,t) &\geq v(k+2,t) ; t = 1, \dots, T \\
\vdots & \\
\vdots & \\
\vdots & \\
u(k+n-1,t) &\geq v(k+n,t) ; t = 1, \dots, T
\end{aligned}$$

O autor observa no trabalho que, para considerar-se rigorosamente as economias de escala, os custos de construção de, por exemplo, k a k+1 e de k+1 a k+2 somados não representariam o custo de expansão de k a k+2, que seria menor. Este último pode ser calculado e elimina-se a alternativa intermediária, recalculando-se tudo. Porém, o autor explica que se o problema for bem formulado, e o sequenciamento possível de um elemento de projeto bem dimensionado, esse problema não irá ocorrer, ou seja, o fato de haver a possibilidade de economia de escala não influirá na solução final.

Muitas outras restrições podem ser compatibilizadas para cada problema em particular. Com relação às restrições orçamentárias, pode-se ter:

$$\sum_{j=1}^J [v(j,t) \cdot C(j,t)] \leq R(t) ; t = 1, \dots, T$$

Se é levado em conta um limite cumulativo de investimento por intervalo de expansão \underline{s} , TR(s), então:

$$\sum_{t=1}^s \left\{ \sum_{j=1}^J [v(j,t) \cdot C(j,t)] \right\} \leq TR(s) ; s = 1, \dots, T$$

Equações de Balanço Hídrico

Para as equações de balanço hídrico em cada local j (reservatório ou seção fluvial) convém definir outras variáveis além das já citadas anteriormente:

$D(j,t,i)$ - captação realizada pelos usuários $j = f$ a g no reservatório, se estes usuários existirem, ou seja, se $u(j,t) = 1$;

$e(s)$ - evaporação do reservatório durante o período i de operação, função linear do volume médio do mês, $f\left[\frac{S(i) + s(i+1)}{2}\right]$.

A equação de balanço hídrico na sua forma geral ficará:

$$s(j,t,i+1) = s(j,t,i) + Q(j,t,i) + \sum_{j=h}^k o(j,t,i) - \sum_{j=f}^g u(j,t) \cdot D(j,t,i) - o(j,t,i) - e(s)$$

$$j = 1, \dots, J ; t = 1, \dots, T ; i = 1, \dots, 12.$$

O termo $\sum_{j=h}^k o(j,t,i)$ representa a afluência controlada decorrente da operação dos reservatórios h a k à montante. $Q(j,t,i)$ é a afluência não controlada, e $o(j,t,i)$ é a defluência resultante da operação do reservatório em estudo.

Se forem acrescentadas as seguintes restrições de armazenamento, a equação de balanço hídrico poderá ser utilizada para seções fluviais onde não existem reservatórios, mas são locais onde podem vir a existir barramentos.

$$u(j,t) \cdot S_m(j) \leq s(j,t,i) \leq u(j,t) \cdot S_M(j)$$

$$j = 1, \dots, J ; t = 1, \dots, T ; i = 1, \dots, 12$$

Ou seja, quando $u(j,t) = 0$ (não existe reservatório) $s(j,t,i) = 0$.

Se a dimensão do reservatório pode ser expandida, o autor sugere a seguinte restrição:

$$u(j,t) \cdot S_m(j) + u(j+1,T) \cdot S_m(j+1) + \dots \leq s(j,t,i) \leq \\ \leq u(j,t) \cdot S_M(j) + u(j+1,t) \cdot S_M(j+1) + \dots$$

tendo os termos S_m e S_M sido definidos anteriormente.

Levando-se em conta o caso de existir uma transferência de demanda (de um usuário W) de um reservatório Y já construído a outro reservatório x quando este for construído. A equação de balanço hídrico de y ficará:

$$s(y,t,i+1) = s(y,t,i) + Q(y,t,i) + \sum_{j=h}^k o(j,t,i) - \\ - \sum_{j=f}^g u(j,t) \cdot D(j,t,i) - D(w,t,i) + u(x,t) \cdot DP(w,t,i) - e(s)$$

Quando x for implantado e começar a suprir o usuário W com parte de sua demanda, $DP(w,t,i)$, será creditado ao reservatório y, que antes supria toda a demanda de W, este valor.

A formulação mostra-se versátil para contemplar várias possibilidades de restrições em estudos de sistemas de recursos hídricos. O controle de enchentes pode ser levado em conta pela adição de novas restrições às vazões defluentes dos reservatórios.

As simplificações promovidas no sentido de linearizar o problema não chegam a limitar demasiadamente o uso do modelo, sendo aplicável, segundo o autor, à maioria dos casos de planejamento estratégico de sistemas ou mesmo em estudos de viabilidade.

5.2.2 - Solução Por Programação Linear Inteira

Para solução do problema resultante da aplicação da metodologia descrita no item anterior, optou-se, pelo porte do problema, pela utilização de pacotes computacionais comerciais, do tipo TEMPO (Burroughs), APX (IBM) ou LINDO (DIGITAL). Neste estudo foi utilizado o programa TEMPO, em computador Burroughs A-10 da UFRGS.

Em geral, esses programas usam técnicas avançadas de otimização linear, tal como o método simplex revisto com cálculo recorrential de matrizes, reduzindo o número de iterações e o armazenamento computacional. Detalhes maiores são encontrados em Lasdon (1970).

A formulação matricial da PL, utilizada pelos pacotes, pode ser resumida da seguinte forma:

$$\min F = \underline{C} \underline{X}$$

sujeito a:

$$\underline{A} \underline{X} = \underline{b}$$

$$\underline{X} \geq \underline{0}$$

onde:

$$\underline{x} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \end{bmatrix}$$

é o vetor $n \times 1$ das variáveis do problema, incluindo as variáveis de folga ;

$\underline{C} = [C_1, C_2, \dots, C_m]$ é o vetor $1 \times m$ dos coeficientes das variáveis na função objetivo;

$$\underline{A} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1m} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2m} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ a_{m-11} & a_{m-12} & & a_{m-1m} \\ a_{m1} & a_{m2} & & a_{mm} \end{bmatrix}$$

é a matriz dos coeficientes das variáveis nas m restrições do problema ;

$$\underline{b} = \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \vdots \\ b_{m-1} \\ b_m \end{bmatrix} \quad \text{é o vetor } m \times 1 \text{ dos termos independentes das restrições;}$$

$$\underline{0} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{é o vetor } m \times 1 \text{ onde todos os elementos são nulos.}$$

O problema escrito dessa forma é conhecido como primal, podendo ser solucionado pelo tradicional Método Simplex Primal. Nesse caso, parte-se de uma solução básica possível e procura-se melhorar o valor da função objetivo, sempre no domínio das soluções possíveis, até chegar-se ao ótimo.

Da aplicação do método simplex obtêm-se a solução não inteira do problema, ou seja, as restrições quanto aos valores inteiros de algumas variáveis não são necessariamente atendidos.

A solução inteira ótima do problema é encontrada em uma segunda etapa, pelo método "Branch and Bound", partindo-se da solução não inteira obtida pelo método simplex revisto.

O processo de "Branch and Bound" pode ser explicado resumidamente pelo exemplo a seguir.

Suponha-se que a solução de um problema bi-dimensional de PL pelo método simplex é:

$$X_1 = 2,83$$

$$X_2 = 1,94$$

X_1 e X_2 devem ser, porém, variáveis inteiras, o que não é satisfeito na solução acima. O método consiste, então, em examinar "nós" definidos pela arbitragem de valores inteiros a X_1 e X_2 próximos aos valores encontrados. Na Figura 5.1 a seguir são mostrados os diversos nós pesquisados pelo método.

Das quatro soluções inteiras encontradas, a que tiver menor valor de função objetivo, no caso de minimização, será a solução ótima do problema.

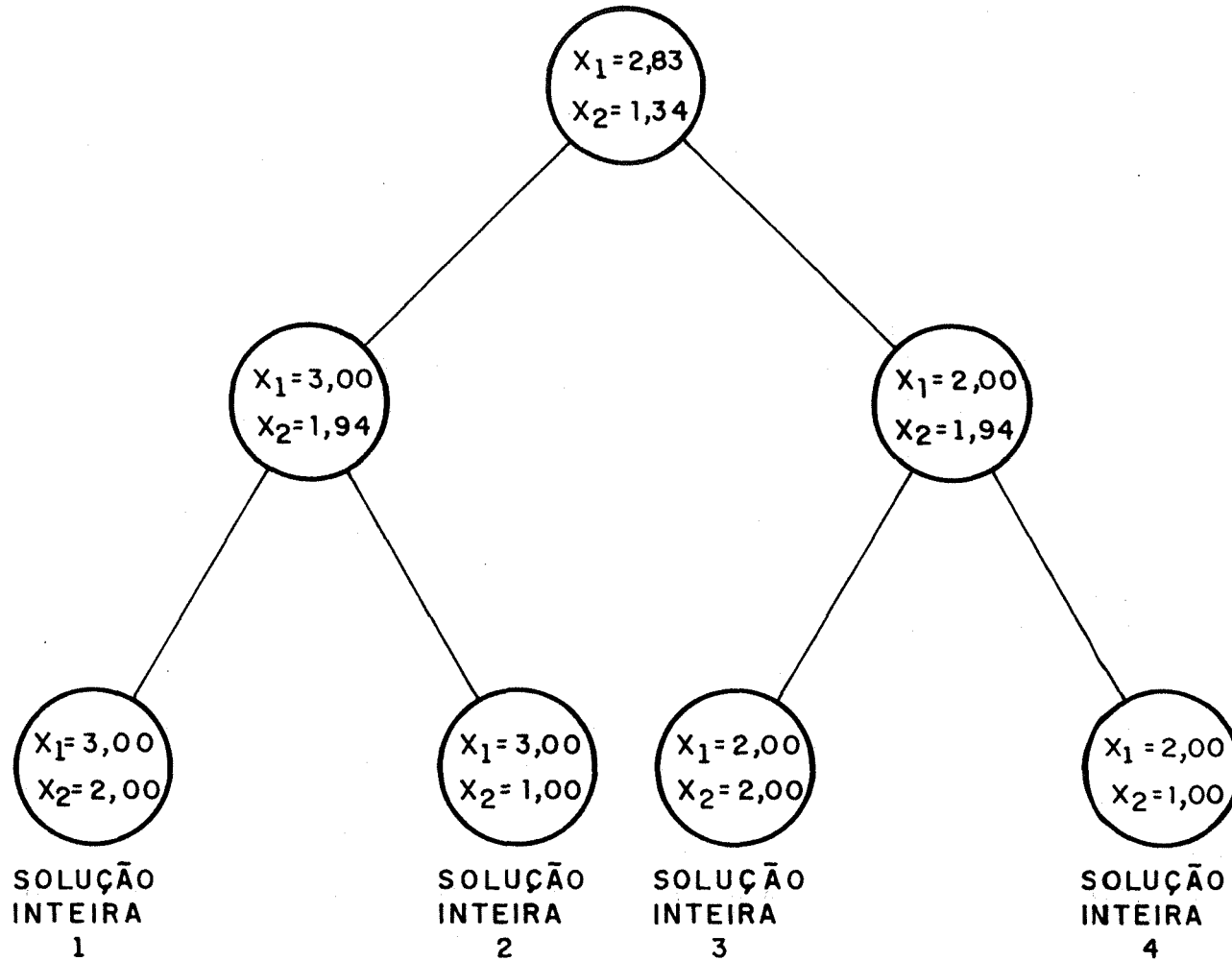
Resumindo o procedimento utilizado pelo programa TEMPO da Burroughs, tem-se.

- 1) Partindo-se da solução encontrada pelo método simplex, o programa decide qual o melhor caminho a seguir, inicialmente, para pesquisa dos nós.
- 2) Definido o melhor caminho, integraliza-se a variável escolhida, aproximando para o maior e para o menor valor inteiro.
- 3) Para cada nó resultante, resolve-se novamente o problema de P.L, restringindo a variável escolhida ao seu valor inteiro.
- 4) Os valores de função objetivo resultantes, no caso de minimização, são os menores valores de todas as soluções resultantes do "Branching"

FIGURA - 5.1

EXEMPLO DO MÉTODO DE "BRANCH AND BOUND"

SOLUÇÃO ÓTIMA NÃO INTEIRA



realizado nos passos 2 e 3.

- 5) Continua-se o processo de ramificação até encontrar-se ou uma solução inteira ou uma solução inviável.
- 6) No caso da solução ser inviável, abandona-se o nó, pois as soluções seguintes também o serão.
- 7) No caso da solução ser inteira, compara-se com as outras soluções inteiras já obtidas.
- 8) Se ainda houver nós com variáveis fracionadas a pesquisar, retorna-se ao passo 2 e repete-se o processo.
- 9) Se não houver mais nós a pesquisar, a solução inteira com menor valor de F.O. será a solução ótima do problema.

5.3 - MODELO DE SIMULAÇÃO

A utilização de um modelo de simulação se fez necessária, devido ao fato de a otimização do sistema ser feita com futuro conhecido. Ou seja, as vazões afluentes a cada açude no período de planejamento são conhecidas previamente pelo modelo, podendo o mesmo otimizar os estados do sistema com conhecimento pleno do que irá ocorrer.

A simulação servirá, assim, para verificar com que garantia o sistema poderá atender aos níveis de demanda desejados. O custo da incerteza pode ser avaliado, verificando-se se o número de falhas é compatível com grau de risco aceitável.

Para simular o sistema, optou-se por tentar, inicialmente, um modelo de simulação baseado em uma regra

operativa derivada dos resultados da otimização.

Com esse intuito, tentou-se utilizar um processo de desagregação, para o qual o valor da defluência mensal operada de cada açude seria função do armazenamento ao início de cada mês e da demanda mensal.

Matematicamente, isso corresponderia a:

$$\underline{X} = \underline{A} \cdot \underline{D} + \underline{B} \cdot \underline{S}, \text{ onde:}$$

\underline{X} = Vetor de defluências;

\underline{D} = Demanda mensal;

\underline{S} = Vetor de armazenamento ao início do mês;

$\underline{A}, \underline{B}$ = Matriz de ajuste do modelo.

O método de desagregação, no entanto, utiliza as médias das variáveis envolvidas no processo, o que, durante a simulação do sistema, não se conhece.

Tentou-se, assim, usar as médias dos armazenamentos e das vazões defluentes do modelo de otimização, não obtendo-se resultados aceitáveis.

Em seguida, foram tentadas duas metodologias, que forneceram resultados aceitáveis e serão descritas nos itens a seguir.

5.3.1 - Modelo de Simulação MOSIBAC

O modelo MOSIBAC (Modelo de Simulação da Bacia do Acaraú), foi desenvolvido buscando representar o sistema da bacia em que foi aplicada a otimização.

A regra operativa escolhida foi bastante simples. Procurou-se, quando da simulação, decidir as defluências a serem

operadas por cada reservatório com base no volume armazenado em cada um deles, com relação ao volume total do sistema. Ou seja:

$$X_{ij} = \frac{S_{ij}}{S_T} \cdot D_i, \text{ onde:}$$

X_{ij} = Vazão retirada do reservatório j no mês i ;

S_{ij} = Volume armazenado pelo reservatório j ao início do mês i ;

D_i = Demanda total no mês i ;

S_T = Somatório dos volumes armazenados em cada reservatório no mês i.

5.3.2 - Modelo de Simulação HEC-3

O modelo HEC-3 (Hydrologic Engineering Center, 1974), foi desenvolvido pelo U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, com o objetivo de prover um modelo geral, que se aplique a diversos tipos de sistemas conservativos. O conceito de zoneamento de reservas é por ele utilizado, permitindo a definição por parte do usuário de uma política operacional para cada tipo de sistema. Esse conceito baseia-se na divisão da capacidade de armazenamento de cada reservatório em zonas de armazenamento. Na Figura 5.2 é mostrado o zoneamento esquemático de um reservatório. Podem existir 08 níveis de armazenamento, que é o máximo permitido pelo programa, podendo, no entanto, ser usado um número menor de divisões. O volume contido entre os níveis 08 e 07 corresponde à região de volume de espera para controle de cheias, região essa que deve estar, sempre que possível, livre. Entre os níveis 07 e 01 está localizada a zona de conservação, que pode ou não ser subdividida da forma como está no exemplo. Nessa região, procura-se compatibilizar possíveis usos conflitivos, como geração de

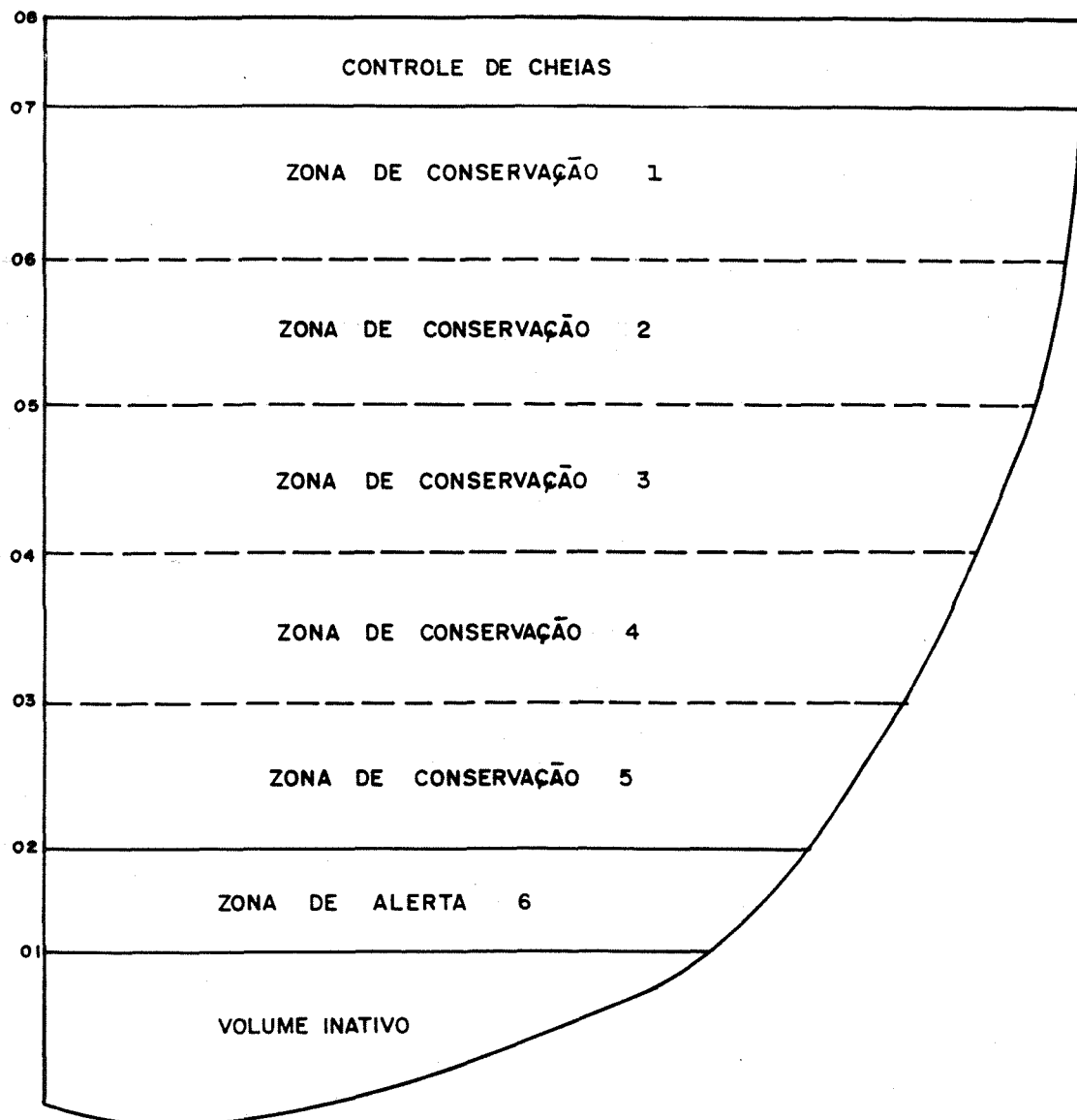


FIGURA - 5.2

ZONEAMENTO DE RESERVAS ESQUEMÁTICO

energia elétrica e consumo hídrico. O nível 01 corresponde ao nível do topo do volume mínimo (volume morto).

O modelo procura, com base no zoneamento de cada reservatório, operá-los de tal forma que todos mantenham-se, em cada intervalo de operação, dentro de mesma zona de armazenamento. Essas zonas funcionam, dessa forma, como substitutas de curvas-guias.

Como será visto no Capítulo a seguir, o zoneamento foi feito de forma a aproveitar ao máximo os resultados da otimização.

6 - APLICAÇÃO

6 - APLICAÇÃO

6.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os valores de benefícios e custos utilizados foram aqueles já apresentados anteriormente. Vale ressaltar, porém, que os benefícios dos projetos de irrigação foram considerados constantes desde a implantação dos mesmos, igual aos benefícios de cada um no ano de maturação.

Essa simplificação, de não considerar a ascendência inicial da curva de benefícios devidos à irrigação não influencia os resultados obtidos, haja visto que a lei de variação dos benefícios é a mesma para cada sub-projeto, que só diferem em termos de área cultivada.

Os locais de balanço hídrico são aqueles relativos à cada açude, somado o local de captação dos projetos de irrigação.

A evaporação foi estimada como uma função linear do armazenamento médio do mês, $E = f \left[\frac{S(1) + S(1+1)}{2} \right]$

As obras consideradas na otimização são aquelas já apresentadas nos Quadros 4.3.a e 4.3.b, no Cap. 4.

6.2 - NOTAÇÃO ADOTADA

· Variáveis 0-1

As variáveis $u(j,t)$, que caracterizam a existência do projeto j em t , foram substituídas pelo somatório das variáveis $v(j,t)$, de acordo com a relação matemática entre elas (ver Capítulo 5). Ou seja:

$$u(j,t) = \sum_{t=1}^T v(j,t)$$

Essa transformação permitiu reduzir o número de variáveis consideravelmente. Reduziu-se $N.T = 750$ variáveis, onde N é o número de obras (15) e T o horizonte de planejamento (50 anos).

Para a aplicação à bacia do rio Acaraú, procurou-se identificar as variáveis $v(j,t)$ do seguinte modo, para as obras com construção prevista:

Forma geral: $VABC_n$, onde:

ABC - são iniciais das obras, que as identificam

n - variável de 1 a 15, identifica o ano.

Dessa forma, para as obras previstas, obtém-se:

Açude P. Comprido, dimensão A:	VPCA1, VPCA2, ..., VPCA15
Açude P. Comprido, dimensão B:	VPCB1, VPCB2, ..., VPCB15
Açude P. Comprido, dimensão C:	VPCC1, VPCC2, ..., VPCC15
Açude Pedregulho	: VPED1, VPED2, ..., VPED15
Açude Taquara	: VTAQ1, VTAQ2, ..., VTAQ15
Açude Sem Nome	: VSEN1, VSEN2, ..., VSEN15
Sub-projeto A	: VSPA1, VSPA2, ..., VSPA15
.	.
.	.
.	.
Sub-projeto F	: VSPF1, VSPF2, ..., VSPF15
Projeto Prioritário	: VPPR1, VPPR2, ..., VPPR15
Captação Morrinhos	: VMOR1, VMOR2, ..., VMOR15
Captação Santa Rosa	: VSAR1, VSAR2, ..., VSAR15

Desse modo, considerou-se que as obras ou seriam implantadas até o 15^o ano, ou não seriam mais construídas. Isso

porque não há sentido em prolongar-se o número de variáveis, pois se a obra não for viável nos primeiros anos, quando os valores presentes de benefícios líquidos são maiores, não o serão em anos subsequentes, pois não foi considerado nenhum limite anual de investimentos.

• Defluências operadas pelos reservatórios

São as variáveis do tipo $o(i,j,t)$, que caracterizam a vazão liberada pelos açudes no intervalo de operação i , do projeto j , no intervalo de expansão t .

Para o caso estudado, a notação foi análoga à descrita anteriormente, ou seja:

Forma geral - $OABC_m$

com ABC descrito anteriormente, e m representando o mês.

Assim, $OTAQ53$ representa, por exemplo, a defluência gerada pelo açude Taquara no mês 53.

Para o açude Poço Comprido, não houve necessidade de representar a defluência com um símbolo diferente para cada dimensão alternativa, ficando, então, $OPOC_m$ sendo representativo do açude em questão no mês m . A razão será vista mais adiante.

• Armazenamento dos açudes

Os volumes armazenados em cada instante i foram notados da seguinte forma:

Forma Geral: SAB_m

onde AB representa as iniciais dos açudes seguidas do número m , representando o mês.

Por exemplo, SAR85 é o armazenamento do açude Araras no mês 85, SEQ125 o volume do açude Edson Queiroz no mês 125, e assim por diante.

6.3 - FUNÇÃO OBJETIVO

A função objetivo resultante, mostrada a seguir, é um somatório das variáveis do tipo $v(j,t)$ somente, pois as do tipo $u(j,t)$, como foi dito anteriormente, foram substituídas pelo somatório das primeiras.

Assim, o coeficiente de cada variável $v(j,t)$ foi resultado da seguinte equação geral:

$$K_{j,t} = \sum_{\tau=t}^T a(\tau) \cdot [B(j,\tau) - M(j,\tau)] - a(t) \cdot C(j,t) -$$

$$- a(t+10) \cdot CR(j,10) - a(t+20) \cdot CR(j,20) -$$

$$- a(t+30) \cdot CR(j,25) - a(t+30) \cdot CR(j,30) -$$

$$- a(t+50) \cdot CR(j,50)$$

onde:

t - ano de construção do projeto

$a(\tau)$ - fator de descontos, para capitalização de benefícios e custos em valor presente, igual a $(1/1+r)$, sendo r a taxa de descontos;

$B(j,\tau)$ - Benefício anual do projeto j ;

$M(j,\tau)$ - Custo anual de operação e manutenção do projeto j ;

$C(j,t)$ - Custo de construção do projeto j , no ano t ;

$CR(j,x)$ - Custo de reposição do projeto j , aos x anos da construção do mesmo.

A taxa de descontos utilizada foi de 10% , não inflacionada.

6.4 - RESTRIÇÕES ÀS VARIÁVEIS 0-1

Restrições de compatibilização

Para cada projeto previsto só pode haver uma variável do tipo v igual a 1, no máximo. Dessa forma, têm-se que:

$$\sum_{t=1}^{15} v(j,t) \leq 1$$

sendo t o ano (intervalo de expansão) e j o projeto.

No caso da barragem Poço Comprido, que possui 3 dimensões alternativas, somente uma delas pode ser implementada, fazendo com que uma só variável seja igual a 1. Ou seja:

$$\sum_{t=1}^{15} VPCAt + \sum_{t=1}^{15} VPCBt + \sum_{t=1}^{15} VPCct \leq 1$$

Além dessas, existem aquelas restrições que limitam a implantação dos sub-projetos de irrigação à anterior, ou simultânea, construção das obras de captação, quais sejam Santa Rosa para os sub-projetos C a F e PPR e Morrinhos para os sub-projetos A e B.

Traduzindo isso em termos matemáticos, chega-se a:

$$\sum_{t=1}^n VSARt \geq V(n,j) , \text{ com } j \text{ variando de C a F e PPR;}$$

$$\sum_{t=1}^n VMORt \geq V(n,j) , \text{ com } j \text{ variando entre A e B.}$$

n assume os valores de 1 a 15, ou seja, para cada valor de n têm-se uma equação. Por exemplo, para n=4 e para o caso dos sub-projetos C e B:

$$VSAR1 + VSAR2 + VSAR3 + VSAR4 \geq VSPC4$$

$$VMOR1 + VMOR2 + VMOR3 + VMOR4 \geq VSPB4$$

6.5 - EQUAÇÕES DE BALANÇO HÍDRICO

Para os diversos locais de balanço hídrico têm-se, basicamente, 3 tipos de equações de balanço :

a) Equação Geral dos Açudes Taquara, Araras, Poço Comprido, Pedregulho e Edson Queiroz:

$$S_{i+1} = S_i + Q_i - O_i + (P_i - E_i) \cdot \left[a + b \left(\frac{S_{i+1} + S_i}{2} \right) \right]$$

onde:

S_{i+1} - armazenamento do açude no início do mês i+1, ou no final do mês i;

S_i - armazenamento do açude no início do mês i;

Q_i - vazão afluente ao açude no mês i;

P_i - precipitação sobre o espelho d'água no mês i;

E_i - taxa de evaporação mensal, para o mês i ;

a, b - parâmetros da equação que relaciona volume armazenado com área do espelho d'água;

O_i - vazão operada pelo açude no mês i , sendo variável de decisão. Nos meses de cheias, está imbutido o vertimento.

Para o açude Araras, retirou-se a demanda do Projeto Araras Norte diretamente das vazões afluentes ao mesmo, por ser o projeto considerado construído.

Como a relação $A \times V$ foi feita linear, pode-se obter a seguinte equação geral:

$$S_{i+1} = \frac{C}{D} \cdot S_i + \frac{Q_i}{D} - \frac{O_i}{D} + \frac{P_i - E_i}{D} \cdot a, \text{ sendo :}$$

$$C = 1 + \frac{P_i - E_i}{2} \cdot b$$

$$D = 1 - \frac{P_i - E_i}{2} \cdot b$$

b) Equação geral do açude Ayres de Sousa :

$$S_{i+1} = S_i + QAYS_i + OTAQ_i - O_i + (P_i - E_i) \left[a + b \cdot \left(\frac{S_{i+1} + S_i}{2} \right) \right]$$

sendo que $QAYS_i$ refere-se à vazão mensal afluyente não controlada pelo açude Taquara, localizado a montante, e $OTAQ_i$ representa a vazão liberada pelo referido açude, incluindo os vertimentos do mesmo.

Analogamente ao caso anterior, chega-se a:

$$S_{i+1} = \frac{C}{D} \cdot S_i + \frac{QAYS_i}{D} + \frac{OTAQ_i}{D} - \frac{O_i}{D} + \frac{P_i - E_i}{D} \cdot a,$$

tendo C e D já sido definidos anteriormente.

c) Equação geral para o açude Sem Nome:

$$S_{i+1} = S_i + QSN_i + OAR_{Ai} + OPED_i + OPOC_i + OEQZ_i - O_i + \\ + (P_i - E_i) \left[a + b \cdot \left(\frac{S_{i+1} + S_i}{2} \right) \right]$$

sendo OAR_{Ai}, OPED_i, OPOC_i e OEQZ_i as vazões liberadas pelos açudes Araras, Pedregulho, Poço Comprido e Edson Queiroz, respectivamente.

Da mesma forma, chega-se à expressão geral:

$$S_{i+1} = \frac{C}{D} \cdot S_i + \frac{QSN_i}{D} + \frac{OAR_{Ai}}{D} + \frac{OPED_i}{D} + \frac{OPOC_i}{D} + \frac{OEQZ_i}{D} - \frac{O_i}{D} + \\ + \frac{(P_i - E_i)}{D} \cdot a$$

6.6 - RESTRIÇÕES DE VOLUME

• Volume mensal na captação do Baixo Acaraú

O volume que passa no local de captação do projeto deve ser, pelo menos, igual ao volume captado para os sub-projetos existentes naquele mês. Ou seja:

$$OAYS_i + OSEN_i \geq \sum_{j=A}^{PPR} \sum_{t=1}^n v(t, j) \cdot D(i, j)$$

sendo D(i, j) a demanda no mês i do sub-projeto j e t o ano.

Por exemplo, para o mês 35 (ano 3), têm-se que:

$$OAYS_{35} + OSEN_{35} \geq (VSPA1 + VSPA2 + VSPA3) \cdot D(35, SPA) + \\ + (VSPB1 + VSPB2 + VSPB3) \cdot D(35, SPB) + \dots + (VPPR1 + VPPR2 +$$

$$+ VPPR3) \cdot D(35, PPR).$$

Desse modo, se por exemplo o sub-projeto B existir naquele mês, uma das variáveis VSPBt será igual a 1, e se levará em conta a demanda D(35, SPB).

• Volumes máximos e mínimos de cada açude

Para os açudes existentes limita-se o volume armazenado em cada mês pelo volume máximo acumulável e pelo volume mínimo operacional. Ou seja:

$$S_{\min}(j) \leq S(i, j) \leq S_{\max}(j)$$

Para os açudes a serem construídos, os volumes máximo e mínimo só existirão quando da entrada do açude em operação. Para isso, limita-se seus volumes mensais da seguinte forma:

$$\sum_{t=1}^n v(t, j) \cdot S_{\min}(j) \leq S(i, j) \leq \sum_{t=1}^n v(t, j) \cdot S_{\max}(j)$$

Essa restrição dá origem, assim, a duas inequações:

$$S(i, j) - \sum_{t=1}^n v(t, j) \cdot S_{\min}(j) \geq 0$$

$$S(i, j) - \sum_{t=1}^n v(t, j) \cdot S_{\max}(j) \leq 0$$

Se a obra existir, então o somatório de v(t, j) será igual a 1, resultando:

$$S(i, j) - S_{\min}(j) \geq 0$$

$$S(i, j) - S_{\max}(j) \leq 0$$

Caso contrário, o somatório será zero, e resultará :

$$\begin{array}{l}
 S(i,j) \geq 0 \\
 \\
 S(i,j) \leq 0
 \end{array}
 \Rightarrow S(i,j) = 0$$

Para o açude Poço Comprido, que possui 3 dimensões alternativas, têm-se que:

$$SPO_i - \sum_{t=1}^n VPCAt \cdot S_{\min}(A) - \sum_{t=1}^n VPCBt \cdot S_{\min}(B) - \sum_{t=1}^n VPCct \cdot S_{\min}(C) \geq 0$$

$$SPO_i - \sum_{t=1}^n VPCAt \cdot S_{\max}(A) - \sum_{t=1}^n VPCBt \cdot S_{\max}(B) - \sum_{t=1}^n VPCct \cdot S_{\max}(C) \leq 0$$

sendo A,B e C as dimensões alternativas para o açude.

6.7 - UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL TEMPO

A formulação descrita anteriormente foi colocada sob a forma padrão de entrada de dados para o programa TEMPO da Burroughs. O formato de entrada padrão é o mesmo utilizado pelos programas chamados "MPS", ou "Mathematical Programming System", e pode ser visto em detalhes em Burroughs Corp. (1975).

A princípio, tentou-se utilizar o período de 50 anos, que é a vida útil do projeto, para balanço hídrico. O arquivo de dados ficou com uma dimensão maior que 100.000 linhas, o que não foi suportado pelo programa.

Foi-se reduzindo o período de 5 em 5 anos, até que, com 25 anos de balanço hídrico, chegou-se a um arquivo aceito pelo programa, com aproximadamente 45.000 linhas.

Os 25 anos de dados utilizados foram os últimos disponíveis, até 1984, pois neles estava incluído o período extremamente seco de 1979 a 1983.

Durante o processamento, foram encontradas 7 soluções inteiras para o problema, sendo a última a solução ótima. Vale ressaltar que, em termos de seleção de projetos, as soluções 4 a 7 não apresentaram diferenças, mudando de uma para a outra apenas a época da implantação de alguns projetos.

7 - RESULTADOS

7 - RESULTADOS

7.1 - RESULTADOS DA OTIMIZAÇÃO

Vale a pena, antes de apresentar os resultados finais da otimização, mostrar a solução adotada pelo Estudo de Viabilidade, sem otimização, e as soluções inteiras intermediárias fornecidas pelo programa TEMPO, soluções essas sub-ótimas. No Anexo A podem ser observadas as saídas do programa para as 7 soluções inteiras.

Observe-se que os valores de benefícios líquidos presentes a serem apresentados para as barragens são negativos, pois estão computados somente os custos de investimento, operação e manutenção das mesmas. Os benefícios são advindos dos projetos de irrigação.

7.1.1 - Solução Sem Otimização (Est. Viabilidade)

O sistema proposto no Estudo de Viabilidade compreende as obras a serem construídas, mostradas no Quadro 7.1 a seguir, além daquelas já construídas. Apresenta um benefício líquido de US\$ 22.986,00 por hectare irrigado.

7.1.2 - Primeira Solução Inteira Otimizada

O Quadro 7.2 a seguir mostra a primeira solução inteira obtida. Pode-se observar que, em termos de área irrigada e de função objetivo, que nada mais é do que o Valor Presente dos Benefícios Líquidos (VPBL), a solução já é equivalente à adotada pelo Estudo de Viabilidade, sendo que irriga-se 1.118 ha a mais.

QUADRO 7.1
SISTEMA PROPOSTO PELO ESTUDO DE VIABILIDADE

Projeto Proposto	Ano de Const.	Benefício Líquido Presente (US\$ x 10 ³)	Área Irrigada (ha)
Barragem P. Comprido	03	- 25.955,00	—
Barragem Taquara	02	- 17.189,00	—
Barragem Sem Nome	03	- 30.904,00	—
Sub-Projeto C	01	104.424,00	3.732
Sub-Projeto D	01	59.033,00	1.956
Sub-Projeto E	02	101.398,00	3.522
Sub-Projeto F	03	109.515,00	4.298
Projeto Prioritário	01	80.948,00	2.583
Captação Santa Rosa	01	- 11.397,00	—
	TOTAL	369.873,00	16.091

QUADRO 7.2
PRIMEIRA SOLUÇÃO INTEIRA

Projeto Proposto	Ano de Const.	Benefício Líquido Presente (US\$ x 10 ³)	Área Irrigada (ha)
Barragem P. Comprido(*)	03	- 25.955,00	—
Barragem Taquara	02	- 17.189,00	—
Barragem Sem Nome	03	- 30.904,00	—
Sub-Projeto C	01	104.424,00	3.732
Sub-Projeto D	01	59.033,00	1.956
Sub-Projeto E	02	101.398,00	3.522
Sub-Projeto F	03	109.515,00	4.298
Projeto Prioritário	01	80.948,00	2.583
Captação Santa Rosa	01	- 11.397,00	—
	TOTAL	369.873,00	16.091

(*)Poço Comprido em sua menor dimensão proposta.

7.1.3 - Segunda Solução Inteira Otimizada

Essa solução mostrada no Quadro 7.3 corresponde, em termos de projetos de irrigação, à solução do Estudo de Viabilidade. Nas obras de regularização do regime fluvial, no entanto, não consta a barragem Taquara, de 278,80 hm³ de volume máximo. Outra diferença é a presença da Barragem Pedregulho, que segundo o Estudo de Viabilidade não é necessária.

Observa-se, porém, a presença da Captação Morrinhos, que não é necessária, visto que serviria aos sub-projetos A e B somente, e estes não estão selecionados nesta opção. Isso se deve ao fato de, nas restrições, ter-se colocado que a variável de existência da obra de captação teria que ser igual ou maior que as variáveis de existência dos sub-projetos, o que permite o resultado matematicamente.

Por essa razão, mostra-se o benefício líquido (custo) da obra Morrinhos entre parênteses, pois não computou-se o valor para cálculo do VPBL. Isso corresponderia à realidade, se a solução fosse adotada.

7.1.4 - Terceira Solução Inteira Otimizada

O Quadro 7.4 mostra a terceira solução inteira.

7.1.5 - Solução Ótima

As soluções inteiras 4, 5, 6 e 7 são iguais em termos de configuração final do sistema. Variam, de uma para outra, as épocas de implantação de algumas obras.

QUADRO 7.3
SEGUNDA SOLUÇÃO INTEIRA

Projeto Proposto	Ano de Const.	Benefício Líquido Presente (US\$ x 10 ³)	Área Irrigada (ha)
Barragem P. Comprido(*)	01	- 16.363,00	—
Barragem Pedregulho	01	- 5.209,00	—
Barragem Sem Nome	15	- 9.845,00	—
Sub-Projeto C	02	94.812,00	3.732
Sub-Projeto D	01	59.033,00	1.956
Sub-Projeto E	02	101.398,00	3.522
Sub-Projeto F	02	120.619,00	4.298
Projeto Prioritário	02	73.506,00	2.583
Captação Santa Rosa	01	- 11.397,00	—
Captação Morrinhos	06	(- 1.552,00)	—
TOTAL		406.554,00	16.091

(*)Poço Comprido em sua menor dimensão proposta.

QUADRO 7.4
TERCEIRA SOLUÇÃO INTEIRA

Projeto Proposto	Ano de Const.	Benefício Líquido Presente (US\$ x 10 ³)	Área Irrigada (ha)
Barragem P. Comprido(*)	01	- 16.363,00	—
Barragem Pedregulho	01	- 5.209,00	—
Barragem Sem Nome	11	- 14.415,00	—
Barragem Taquara	01	- 18.908,00	—
Sub-Projeto A	02	151.284,00	6.062
Sub-Projeto C	02	94.812,00	3.732
Sub-Projeto D	01	59.033,00	1.956
Sub-Projeto F	03	109.515,00	4.298
Projeto Prioritário	02	73.506,00	2.583
Captação Santa Rosa	01	- 11.397,00	—
Captação Morrinhos	01	- 2.500,00	—
TOTAL		419.358,00	18.631

(*)Poço Comprido em sua menor dimensão proposta.

Apresenta-se, por isso, a solução n^o 7, considerada a solução ótima do problema.

Vale observar que, mesmo após a solução 7 ser obtida, o programa continuou na investigação de nós, procurando esgotar a análise dos restantes.

Passou-se muito tempo de computação e, no entanto, mais nenhum nó inteiro viável foi encontrado. Além disso, a concepção final do sistema nas 4 últimas soluções inteiras obtidas manteve-se constante, o que levou a uma conclusão de que a solução 7 era a ótima.

Preferiu-se não continuar com a busca de novas soluções, pois a quantidade de nós a investigar ainda era extremamente grande. Como o próprio programa TEMPO busca, inicialmente, o melhor caminho a seguir para o processo de "Branch and Bound", o que leva à solução ótima bem antes da investigação do total de nós existentes (ver Burroughs Corp, 1975), essa conclusão pode ser considerada adequada.

O quadro 7.5 apresenta a solução ótima para o sistema do Acaraú. Observando-se o mesmo, verifica-se a existência da Barragem Sem Nome, sendo implantada no 15^o ano, ou seja, no último ano permitido. Uma análise desse fato leva à suposição de que isso é causado pelos anos de 1979 e 1983 serem extremamente secos, pois nesse período ocorreu uma das piores secas do século no Nordeste do Brasil.

Como o modelo de otimização trabalha com 100% de garantia, supõe-se que a existência do açude fez-se necessária para o atendimento total nesse período seco, já que para os 14 anos anteriores não houve necessidade do mesmo.

Escolheu-se, por isso, a configuração do sistema sem o açude Sem Nome. Deve ser testada, por simulação, se a hipótese supracitada é verdadeira.

QUADRO 7.5
SOLUÇÃO ÓTIMA

Projeto Proposto	Ano de Const.	Benefício Líquido Presente (US\$ x 10 ³)	Área Irrigada (ha)
Barragem P. Comprido(*)	01	- 16.363,00	—
Barragem Pedregulho	01	- 5.209,00	—
Barragem Sem Nome	15	- 9.845,00	—
Barragem Taquara	01	- 18.908,00	—
Sub-Projeto B	02	142.167,00	5.459
Sub-Projeto C	02	94.812,00	3.732
Sub-Projeto D	01	59.033,00	1.956
Sub-Projeto E	02	101.398,00	3.522
Sub-Projeto F	02	120.619,00	4.298
Captação Santa Rosa	01	- 11.397,00	—
Captação Morrinhos	02	- 2.273,00	—
	TOTAL	454.034,00	18.967

(*)Poço Comprido em sua menor dimensão proposta.

Além disso, a presença do açude Pedregulho deve ser verificada, pois, pelos resultados da operação ótima, pode-se observar que o açude pouco regulariza, se comparado com os demais do sistema.

7.1.6 - Custos Computacionais

De acordo com tabela de preços fornecida pelo Centro de Processamento de Dados da UFRGS, o custo da utilização do computador para obter-se os resultados anteriores são apresentados dos no Quadro 7.6 a seguir. Estão computados apenas os custos de processamento do programa, ou seja, o custo da montagem do arquivo de dados não está computado.

QUADRO 7.6
CUSTOS COMPUTACIONAIS

Ítem	Unidade	Quantidade	Custo Total (US\$)
Processador A9-P	h	54,68	13.779,36
I/O A9-P	h	59,81	8.612,64
Página Impressa	un	746	7,46
		TOTAL	22.399,46

7.2 - SIMULAÇÃO DO SISTEMA

A simulação do sistema serviu não somente para verificar se os resultados da otimização são viáveis quando da análise sob futuro desconhecido, mas também para avaliar alterações na concepção original, fazendo uma "sintonia fina" nos resultados. Além disso, a série utilizada na otimização foi restrita a 25 anos, devendo-se agora simular com a série completa.

Conforme explicado no capítulo anterior, foram 2 os modelos de simulação testados, sendo que um deles foi desenvolvido especificamente para a bacia, como será mostrado a seguir.

7.2.1 - Simulação com o Modelo MOSIBAC

Conforme foi mostrado no Capítulo 5, a regra operativa desse modelo foi bastante simplificada, e era de se esperar uma baixa garantia do sistema. Além disso, não foram aproveitados os resultados da otimização, que poderiam indicar regras operativas a serem seguidas.

Resultou uma garantia de mensal de 81,5 % . O Projeto

Araras Norte foi suprido com 100% de garantia. É de se esperar que, ao procurar-se uma solução mais aprimorada, fazendo uso das informações obtidas da otimização, os resultados melhorem sensivelmente. É o que será visto a seguir, ao apresentar-se os resultados da utilização do Modelo HEC-3.

7.2.2 - Simulação com o Modelo HEC-3

Foi fundamental, para um melhor aproveitamento das potencialidades hídricas do sistema simulado, uma boa definição do zoneamento de reservas de cada açude. Para isso, buscou-se uma forma de aproveitar os resultados da otimização, que será descrita a seguir.

7.2.2.1 - Zoneamento de Reservas dos Açudes

Procurou-se, ao definir as partições de volume necessárias ao Zoneamento de Reservas, levar em conta os resultados da otimização, pois a operação dela resultante é ótima.

Para isso, escolheu-se um processo heurístico, em que procedeu-se, inicialmente, a um estudo de frequência de níveis intervalos de classe para cada açude.

O procedimento é descrito a seguir:

- 1 - Pela fórmula de Sturges, escolheu-se o n° de intervalos de classe para cada açude, ou seja:

$$n = 1 + 3,3 \cdot \log m \quad , \quad \text{sendo:}$$

n - n° de intervalos de classe;

m - n° de dados (meses) nos 14 anos de operação sem o açude Sem Nome.

Como a configuração a ser verificada não inclui o açude Sem Nome, só foram utilizados os primeiros 14 anos dos resultados do balanço hídrico ótimo, que não incluem esse açude. Resultaram 8 intervalos de classe.

2 - Para cada açude, contou-se o nº de ocorrências em cada intervalo, obtendo-se um histograma de frequências para cada um, mostrados no Anexo B.

3 - Com base nesses histogramas, escolheu-se as zonas de armazenamento, de forma intuitiva.

Observando-se os histogramas de cada açude, pôde-se tirar as seguintes conclusões, que alteraram as dimensões de alguns açudes :

- O açude Poço Comprido poucas vezes ultrapassou a 85 hm³ de armazenamento, não tendo, inclusive, vertido em qualquer mês. Escolheu-se, por isso, esse volume como máximo acumulável, em lugar dos 207 hm³ originais que já era a menor das dimensões impostas ao modelo de otimização.

- O açude Pedregulho, da mesma forma, nunca verteu em todo o período, o que levou a reduzir sua dimensão de 267,00 hm³ para 34,29 hm³.

- Para os dois açudes supracitados, subdividiu-se a faixa entre o novo volume máximo e o mínimo, avaliando-se novamente as frequências nos novos intervalos de classe.

Optou-se pelo zoneamento mostrado no Quadro 7.7 . Foram escolhidas 6 zonas, sendo o volume de espera para controle de cheias feito igual a zero para todos os açudes.

Entre os níveis 6 e 5 está a zona de controle de

cheias. Entre os níveis 5 e 1 está a zona de conservativa, subdividida de acordo com cada açude. O nível 1 é o topo da zona de volume morto, inativa, portanto.

QUADRO 7.7

ZONEAMENTO DE RESERVAS PARA O SISTEMA ACARAÚ

Nível	Açude Araras	Açude P.Compr.	Açude Pedreg.	Açude E.Queiroz	Açude Taquara	Açude A. Sousa
6	891,10	85,00	34,29	248,60	278,80	104,40
5	891,00	85,00	34,29	248,60	278,80	104,40
4	675,00	85,00	34,29	220,00	170,00	70,00
3	460,00	85,00	34,29	110,00	100,00	45,00
2	245,00	57,50	20,29	50,00	40,00	25,00
1	30,10	11,70	5,70	24,60	6,10	12,20

7.2.2.2 - Diagrama de Fluxo do Sistema

O sistema do Acaraú foi esquematizado segundo a Figura 7.1 a seguir, onde são mostrados os locais das barragens e de consumo.

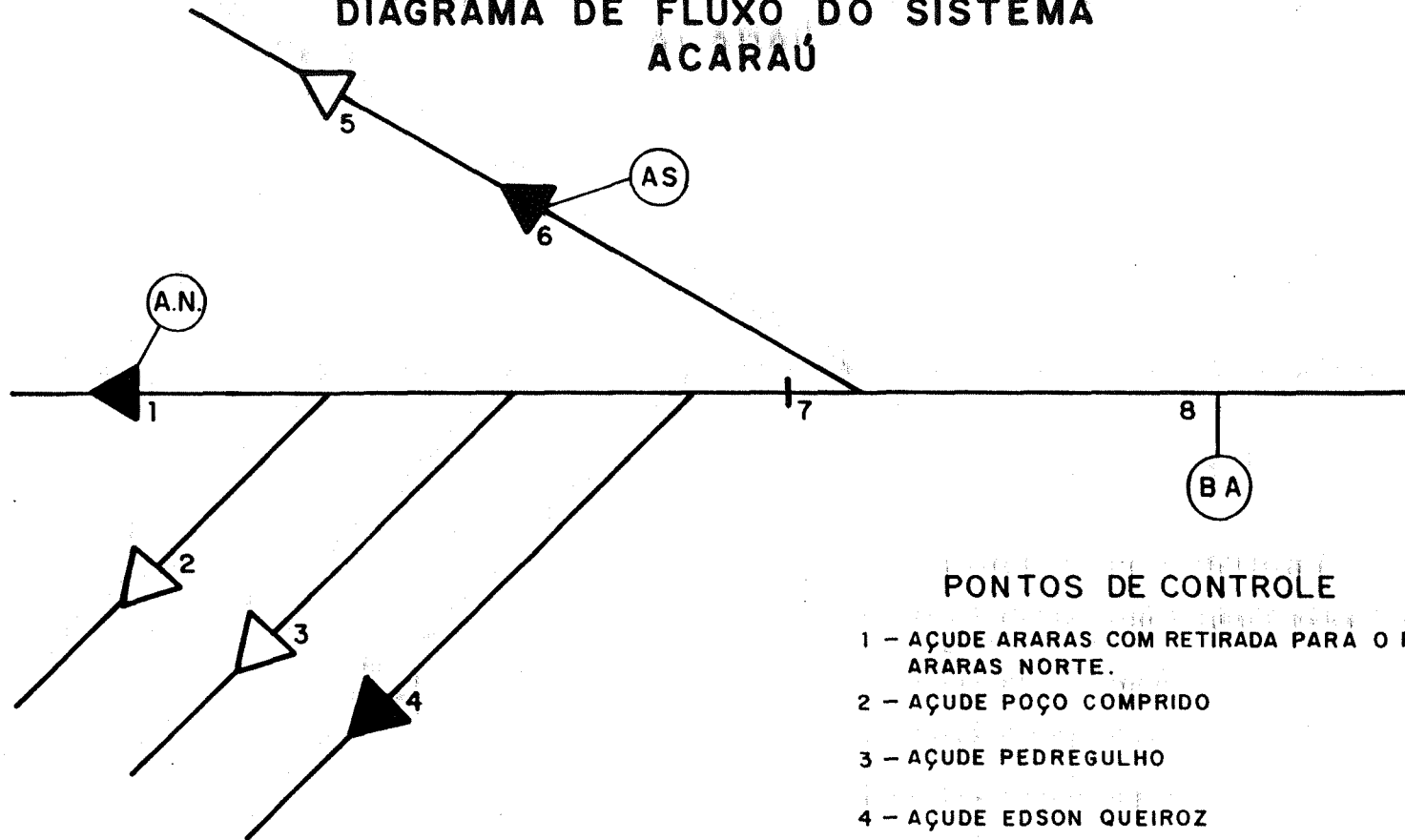
Os locais de consumo considerados foram :

- a) Projeto Baixo Acaraú, com a configuração resultante da otimização ;
- b) Projeto Ayres de Sousa e abastecimento da cidade de Sobral, a partir do açude Ayres de Sousa, com demanda mensal (com folga) de $1,00 \text{ m}^3/\text{s}$.
- c) Projeto Araras Norte, com retiradas a partir do açude Araras.

Vale ressaltar que, quando da aplicação do modelo de otimização, a demanda do Projeto Araras Norte não estava entre os

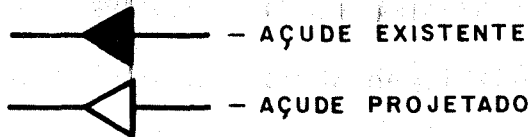
FIGURA - 7.1

DIAGRAMA DE FLUXO DO SISTEMA ACARAÚ



PONTOS DE CONTROLE

- 1 - AÇUDE ARARAS COM RETIRADA PARA O PROJETO ARARAS NORTE.
- 2 - AÇUDE POÇO COMPRIDO
- 3 - AÇUDE PEDREGULHO
- 4 - AÇUDE EDSON QUEIROZ
- 5 - AÇUDE TAQUARA
- 6 - AÇUDE AYRES DE SOUSA, COM CAPTAÇÃO DE $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- 7 - LOCAL DO AÇUDE SEM NOME
- 8 - CAPTAÇÃO DO PROJETO BAIXO ACARAÚ



dados coletados, razão pela qual utilizou-se a mesma demanda por hectare do Baixo Acaraú. Após a edição definitiva do Volume III, Tomo I (Hidrologia) do Estudo de Viabilidade, verificou-se que as demandas mensais eram diferentes, resultando numa demanda anual superior à utilizada. Também a demanda retirada do açude Ayres de Sousa não havia sido considerada na otimização.

Os resultados das simulações com a demanda total menor, utilizada na otimização, serão mostrados a seguir. Mais adiante são mostradas, então, as simulações realizadas para as demandas reais, e a influência que esse aumento provocou na garantia do sistema, bem como as alterações adotadas para melhorá-la.

7.2.2.3 - Resultados das Simulações

a) Com as demandas estimadas, utilizadas na otimização:

Obteve-se, inicialmente, os resultados a seguir mostrados :

Projeto	Nº de Falhas	Garantia (%)
Baixo Acaraú	120	86
Araras Norte	72	92

Para isso, voltou-se aos resultados de otimização e verificou-se que o modelo procurou operar, prioritariamente, o açude Araras, e em seguida os açudes Edson Queiroz e Ayres de Sousa. Para representar essa prioridade, adotou-se o zoneamento de reservas do quadro 7.8 , que forneceu os seguintes resultados:

Projeto	Nº de Falhas	Garantia (%)
Baixo Acaraú	105	88
Araras Norte	73	92

Novamente alterou-se o zoneamento, resultando o do quadro 7.9 , e obteve-se as seguintes garantias, essas já plenamente satisfatórias :

Projeto	Nº de Falhas	Garantia (%)
Baixo Acaraú	67	92
Araras Norte	75	91

Como foi dito anteriormente, o açude Pedregulho pouco regulariza, o que pode ser observado tanto nos resultados da otimização quanto nos resultados da simulação. Por isso optou-se por testar o comportamento do sistema sem a presença do açude, e verificar o que se passa com os níveis de garantia.

Utilizando-se o mesmo zoneamento de reservas do Quadro 7.9 e retirando-se o açude Pedregulho do conjunto, chegou-se, como era esperado, aos seguintes níveis de garantia :

Projeto	Nº de Falhas	Garantia (%)
Baixo Acaraú	55	94
Araras Norte	76	91

b) Com as demandas reais dos projetos

Findo o Estudo de Viabilidade, pôde-se verificar que

QUADRO 7.8
ZONEAMENTO DE RESERVAS PARA O SISTEMA ACARAÚ

Nível	Açude Araras	Açude P. Compr.	Açude Pedreg.	Açude E. Queiroz	Açude Taquara	Açude A. Sousa
6	891,10	85,00	34,29	248,60	278,80	104,40
5	891,00	85,00	34,29	248,60	278,80	104,40
4	675,00	85,00	34,29	248,60	278,80	104,40
3	460,00	85,00	34,29	110,00	100,00	45,00
2	245,00	57,50	20,29	50,00	40,00	25,00
1	30,10	11,70	5,70	24,60	6,10	12,20

QUADRO 7.9
ZONEAMENTO DE RESERVAS PARA O SISTEMA ACARAÚ

Nível	Açude Araras	Açude P. Compr.	Açude Pedreg.	Açude E. Queiroz	Açude Taquara	Açude A. Sousa
6	891,10	85,00	34,29	248,60	278,80	104,40
5	891,00	85,00	34,29	248,60	278,80	104,40
4	675,00	85,00	34,29	248,60	278,80	104,40
3	460,00	85,00	34,29	248,60	100,00	45,00
2	245,00	85,00	34,29	50,00	40,00	25,00
1	30,10	11,70	5,70	24,60	6,10	12,20

as demandas por hectare utilizadas para o Projeto Araras Norte, consideradas as mesmas do Baixo Acaraú na otimização e nas simulações anteriormente realizadas, estavam menores que as demandas do referido estudo, razão pela qual decidiu-se verificar o comportamento do sistema sob essas novas condições. As novas demandas para o Araras Norte são:

MESES	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
D(m ³ /s)	2,3	1,5	0,8	0,6	1,4	1,4	2,0	2,2	2,5	2,6	1,8	1,8

Foi, além disso, acrescentada uma retirada constante, com folga, de 1,0 m³/s do açude Ayres de Sousa, com o objetivo de abastecer a cidade de Sobral, principal centro urbano da região e 3^o do Ceará, e o projeto Ayres de Sousa, de irrigação.

Fazendo uso do zoneamento de reservas do Quadro 7.8 , chegou-se aos seguintes resultados :

Projeto	N ^o de Falhas	Garantia (%)
Baixo Acaraú	96	89
A. de Sousa	42	95
Araras Norte	96	89

Com a garantia dos projetos de irrigação abaixo de 90%, testou-se o zoneamento do Quadro 7.9. Os resultados, nesse caso, mostraram-se mais satisfatórios, e são mostrados a seguir :

Projeto	N ^o de Falhas	Garantia (%)
Baixo Acaraú	85	90
A. de Sousa	37	96
Araras Norte	92	90

Pode ser verificada a necessidade de um melhor suprimento do acude Araras ao projeto Araras Norte. Para isso, alterou-se o zoneamento de reservas para o do quadro 7.10, retirando-se o açude Pedregulho, pois como já foi visto ele pouco regulariza. Obteve-se resultados que mostram claramente a viabilidade do sistema com essa configuração final. As garantias obtidas foram.

A saída do programa HEC-3 para esse resultado final encontra-se no Anexo C. É uma saída resumida do balanço efetuado.

Projeto	Nº de Falhas	Garantia (%)
Baixo Acaraú	73	92
A. de Sousa	27	97
Araras Norte	85	90

No Quadro 7.11 a seguir é mostrada a configuração final do sistema, com o valor atual dos benefícios líquidos.

QUADRO 7.10
ZONEAMENTO DE RESERVAS PARA O SISTEMA ACARAÚ

Nível	Açude Araras	Açude P. Compr.	Açude E. Queiroz	Açude Taquara	Açude A. Sousa
6	891,10	85,00	248,60	278,80	104,40
5	891,00	85,00	248,60	278,80	104,40
4	891,00	85,00	248,60	278,80	104,40
3	460,00	11,70	248,60	100,00	45,00
2	245,00	11,70	50,00	40,00	25,00
1	30,10	11,70	24,60	6,10	12,20

QUADRO 7.5
SOLUÇÃO ÓTIMA AJUSTADA POR SIMULAÇÃO

Projeto Proposto	Ano de Const.	Benefício Líquido Presente (US\$ x 10 ³)	Área Irrigada (ha)
Barragem P. Comprido(*)	01	- 10.863,00(**)	—
Barragem Taquara	01	- 18.908,00	—
Sub-Projeto B	02	142.167,00	5.459
Sub-Projeto C	02	94.812,00	3.732
Sub-Projeto D	01	59.033,00	1.956
Sub-Projeto E	02	101.398,00	3.522
Sub-Projeto F	02	120.619,00	4.298
Captação Santa Rosa	01	- 11.397,00	—
Captação Morrinhos	02	- 2.273,00	—
	TOTAL	474.361,00	18.967

(*)Poço Comprido na sua menor dimensão proposta.

(**)Custo estimado

7.3 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS FALHAS

Apesar do suprimento dos diversos projetos levados em conta na simulação estar garantido pelo menos em 90 % do tempo, é necessária uma avaliação dos períodos de falhas.

No semi-árido nordestino são comuns períodos longos de estiagens, o que leva muitas vezes a uma ocorrência seguida de anos com falhas de suprimento. Isso deve ser minorado ao máximo, para garantir uma sobrevivência das atividades econômicas diretamente dependentes do suprimento hídrico. Por isso, mesmo nas sequências de anos mais secos deve ser garantida uma dotação de água mínima em alguns deles.

Para isso, foi feito um acréscimo ao programa HEC-3 para que este imprimisse um resumo anual da percentagem do volume requerido que foi suprido pelos acudes. No quadro 7.12 são

mostrados os períodos críticos, com os respectivos percentuais de falha para cada centro de consumo.

Como pode ser observado, sempre que uma falha de suprimento acima de 80 % ocorre, está precedida e sucedida por anos em que pelo menos 60 % do volume é atendido, atenuando-as sobremaneira. Não há, dessa forma, colapso total do sistema em 2 anos seguidos.

ANO	BAIXO ACARAÚ	A. DE SOUSA	ARARAS NORTE
1932	53,6	25,2	28,9
1933	5,5	8,5	17,8
1943	46,2	16,7	29,9
1944	38,5	13,4	89,9
1945	0,0	0,0	11,2
1953	10,1	0,0	8,8
1954	50,0	15,0	91,8
1955	0,9	0,0	38,9
1956	23,3	0,0	86,9
1957	5,3	9,3	21,7
1958	39,8	16,7	21,1
1959	15,8	8,1	91,8
1960	14,1	0,0	26,5
1982	14,3	5,1	8,8
1983	91,5	67,1	99,9
1984	9,2	14,9	17,8

8 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

- A metodologia adotada mostrou-se bastante eficiente. Possui a vantagem de produzir um ótimo global garantindo, por isso, um melhor rendimento econômico do sistema do ponto de vista da coletividade.

- A simulação pura e simples de um sistema de recursos hídricos geralmente leva a soluções longe da ótima, devido ao grande número de opções de dimensionamento a serem analisados. Por outro lado, a otimização encontra a solução ideal dentre as inúmeras possíveis, que deve ser refinada utilizando-se da simulação. Esta possui sua importância no fato de, ao utilizar-se qualquer das técnicas de otimização, haver a necessidade de serem feitas simplificações ao problema para que o mesmo se adapte à técnica escolhida. Por isso, simulando-se o sistema garante-se uma verificação do dimensionamento ótimo sob condições de operação mais reais, sem simplificações significativas.

- Os resultados obtidos na otimização mostraram-se viáveis quando da análise por simulação sob futuro desconhecido. O custo da incerteza, que pode ser traduzido pelo percentual de falhas durante a simulação é inferior a 10%.

- O modelo de otimização utilizado possui pouca flexibilidade sob os pontos de vista de análise de um grande número de projetos e várias aplicações intercaladas por simulações. Isso se dá devido ao custo computacional ainda ser elevado.

- O pacote computacional TEMPO não permite a análise de sistemas muito maiores do que o do Acaraú, pois um arquivo de dados com mais de 50.000 linhas não é suportado pelo programa, apesar de o número máximo de variáveis e equações não ser fator limitante na maioria dos casos.

- A maior dificuldade em termos de obras a otimizar,

do ponto de vista de aumento do arquivo de dados, reside nos açudes planejados e existentes, pois cada um deles implicará em duas variáveis de decisão para cada mês de balanço hídrico, que são o armazenamento ao início do mês e a defluência operada do açude.

- Devem ser estudadas metodologias de decomposição de grandes sistemas em sub-sistemas, para que uma otimização em separado possa ser utilizada, sucedida por uma análise conjunta do sistema para evitar os possíveis conflitos entre as soluções dos sub-sistemas.

- No presente trabalho procurou-se, além da ótima dimensão do sistema do Acaraú, a melhor época para implantação dos projetos. O único fator limitante para a entrada em operação de um projeto de irrigação foi a disponibilidade hídrica inicial, já que os açudes foram considerados em seus volumes mínimos ao entrarem em operação. Um outro fator limitante que poderia ser utilizado seria um limite anual de investimentos, com base na capacidade do poder público de investir anualmente na região estudada.

- No caso de procurar-se somente a dimensão ótima do sistema deve-se utilizar somente uma variável 0-1 $v(i,j)$ de implantação de cada obra, além de considerar os açudes cheios ao entrarem em operação, eliminando o volume inicial de cada um como limitante. Neste caso, reduz-se consideravelmente o número de nós inteiros a pesquisar pelo processo de "Branch and Bound", diminuindo muito o esforço computacional.

- A utilização de outros pacotes computacionais, que possuam maior assistência ao usuário merece ser tentada. A experiência deste trabalho com o programa TEMPO traduziu-se em uma constante falta de apoio técnico especializado ao programa, apesar da boa vontade dos analistas da UFRGS.

- Os resultados obtidos na otimização do Acaraú foram bastante superiores à solução adotada utilizando-se abordagens

tradicionais. Isso pode ser traduzido pela comparação do benefício líquido presente para cada uma, que é de US\$ 369.873.000,00 (US\$ 22.986 por ha irrigado) para a solução sem otimização do estudo de viabilidade, e de US\$ 474.361.000,00 (US\$ 25.010,00 por ha irrigado) para a solução ótima após os ajustes por simulação.

- Uma pré-seleção de alternativas é importante, pois reduz consideravelmente o número de opções a otimizar. Essa seleção, no entanto, deve ser criteriosa, tendo-se o cuidado de não eliminar soluções potencialmente boas.

- Uma escolha criteriosa da taxa de descontos a ser utilizada para atualização de benefícios e custos é muito importante. Uma análise de sensibilidade da solução ótima quanto a este parâmetro é inviável computacionalmente, demorando muito mais tempo do que a otimização em si.

- Para a bacia do Acaraú as simulações foram importantes para um refinamento dos resultados. O modelo de simulação fornece, desse modo, a flexibilidade à análise do sistema que não se encontra no modelo de otimização.

- O ideal seria a utilização repetida e intercalada otimização-simulação, até chegar-se a uma solução ótima que não seja alterada por simulação.

- A rigor, no caso estudado, as alterações feitas após as simulações, como a redução na dimensão do açude Poço Comprido, deveria levar a nova otimização, o que seria complicado pelo custo computacional. No entanto, a ausência no leque de obras analisadas de alguma que pudesse substituir o referido açude leva a crer que a solução final não seria alterada. Além disso, o que houve foi uma redução no custo do sistema, mantendo-se as mesmas condições de atendimento às demandas.

- A constante utilização do programa HEC-3 levou à

conclusão de que, quando da utilização de vários reservatórios para suprimento de um único centro de consumo, deve-se operar inicialmente aqueles que possuem maior volume de acumulação, deixando os menores como reserva estratégica. Isso reduz a evaporação no sistema, fato de relevante importância no nordeste brasileiro.

- Devem ser estudados critérios de garantia a serem adotados na simulação para aceitar-se falhas de suprimento ao sistema. O critério usualmente utilizado no Nordeste, de garantir a irrigação em 90% do tempo não representa muito, pois os 10% de falha normalmente estão concentrados em 2 ou 3 períodos extremamente secos. Por esse critério, podem ocorrer vários anos seguidos com falha total de suprimento, o que na prática inviabiliza o projeto para o usuário da água.

- Pode-se considerar o sistema do Acaraú bem dimensionado, tendo em conta que a análise do comportamento das falhas não apresentou o problema supracitado.

- Avaliando-se o benefício da utilização da abordagem de otimização como sendo a diferença entre o benefício líquido presente obtido e o benefício líquido presente da solução não-otimizada do estudo de viabilidade, chega-se a um valor de US\$ 104.488.000,00. Esse valor, comparado com o custo computacional de otimização, que foi de US\$ 22.399,46, demonstra ser de fundamental importância para a sociedade a abordagem de otimização do dimensionamento de um sistema de recursos hídricos.

9 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

9 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BURROUGHS CORP. 1975. The B6000/B7000, TEMPO Mathematical Programming System ; User's Manual. Detroit, 1 V.

CHAUDHRY, Mohammad T. Jan. 1973. Conjunctive Use of Indus Basin Waters. Civil Engineering Department, Colorado State University. PhD Dissertation. Fort Collins, Co.

CHMIELOWSKI, Wojciech. Mai. 1986. Models of Optimal Cooperation of Water Intakes as a Tool for Planning Aims, Part I and II. In: International UNESCO Symposium on Decision Making in Water Resources Planning. Papers. Oslo, Norway.

CRAIG, James A. June 1976. A Decomposition Approach to the Capacity Expansion Problem. MSc. Thesis. Department of Systems Engineering. Case Western Reserve University. Cleveland Ohio.

DNOCS, TECNOSOLO, EPTISA, VBA. 1987. Estudo de Viabilidade Técnico Econômico do Baixo Acaraú. Fortaleza, Ceará.

EVENSON, D.E. and MOSELEY, J.C. Sept./Oct. 1970. Simulation/Optimization Techniques for Multi-Basin Water Resource Planning. Water Resources Bulletin. N^o 5.

GARCIA, L.L. Sept. 1969. Dynamic Programming in Water Resources. MSc Thesis. Civil Engineering Department, Colorado State University, Fort

Collins, Co.

GOODMAN, Alvin S. 1984. Economic Analyses (Chapter 8) and Prices for Financial and Economic Analysis (Chapter 10). Principles of Water Resources Planning. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs. New Jersey.

HAIMES, Yacov Y. 1977. Water Resource Project Scheduling and Capacity Expansion, Chapter 5. Hierarchical Analyses of Water Resources Systems. McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering. N.Y. p.157-192.

HAITH, Douglas A. 1982. Optimization Over Time, Chapter 10. Environmental Systems Optimization. John Wiley & Sons. N.Y. p.281-300.

JACOBY, A.D. and LOUCKS, D.P. July 1972. Combined Use of Optimization and Simulation Models in River Basin Planning. Water Resources Research. 8(6): 1401-1414.

KUIPER, E. 1971. Cost Composition. Chapter 5. Water Resources Project Economics. Butterworths, London. p.61-72.

KVASNIKOV, P.; IANCHEVA, S.; NIKOLOVA, K.; NYAGOLOV, I. Mai.1986. Optimal Allocation of Water Resources of a Real Water Resources Complex in the People's Republic of Bulgaria. International UNESCO Symposium on Decision Making in Water Resources Planning. Papers. Oslo, Norway.

LANNA, Antonio E.L. Nov.1986. Dimensionamento e/ou

Expansão da Capacidade de um Sistema de Suprimento Hídrico com Técnicas de Programação Linear. In: VII Congresso Latino-Americano sobre Métodos Computacionais para Engenharia. Paper. São Carlos, SP. 1986.

LANNA, Antonio E.L. 1986. Notas de Aula: Planejamento de Recursos Hídricos. IPH/UFRGS.

LASDON, Leon S. 1970. Optimization Theory for Large Systems. The Macmillan Company. London, England.

MEDEIROS, Ivonilde D.P. Setembro de 1985. Aplicação da Programação Linear Inteira 0 (zero) e 1 (um) na Otimização de Sistemas de Recursos Hídricos a Múltiplos Propósitos. Dissertação de Mestrado. E.E da USP-São Carlos.

O'LAOGHAIRE, D.T. and HIMMELBLAU, D.M. 1974. Optimal Expansion of a Water Resources System. Water Pollution. A Series of Monographs. Academic Press. N.Y. and London. 268p.

RAMOS, Fábio. Jan. 1981. Capacity Expansion of Regional Urban Water Supply Networks. PhD Thesis. Department of Civil Engineering. Massachusetts Institute of Technology. 259p.

SEKI, M. and CROLEY II, T. Sept. 1977. Inter-District Water Allocations Via Linear Programming and Linear Programming Decomposition. IIHR Report n° 207. Iowa Institute of Hydraulic Research. University of Iowa. Iowa City, Iowa.

URBANIAK, A. 1986. A Multicriteria Expansion Planning of a Water Supply and Wastewater Treatment Systems with Random Data. In: International UNESCO Symposium on Decision Making in Water Resources Planning. Papers. Oslo, Norway.

U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center. July 1974. Reservoir System Analysis For Conservation, Users Manual. Davis, California.

WILLE, Silvio A.C. 1984. Otimização da Expansão da Capacidade e Operação de um Sistema Metropolitano Integrado de Água e Esgoto Via Programação Quadrática. In: VI Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, São Paulo, 1984. Anais. São Paulo, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1985, V.1, p.330-339.

ANEXO A - SOLUÇÕES INTEIRAS

I N T E G E R S O L U T I O N

NODE ** 152 ** OPTIMIZED INTEGER NODE

FIRST INTEGER SOLUTION OBJECTIVE = -19878.4457

A C T I V E I N T E G E R V A R I A B L E S

	NAME	NUMBER	ACTIVITY	AREA(HA)
17.	VSPA2	4961	1.00	6062
32.	VSPB2	4976	1.00	5459
47.	VSPC2	4991	1.00	3732
61.	VSPD1	5005	1.00	1956
106.	VPCA1	5050	1.00	--
121.	VPED1	5065	1.00	--
165.	VSN15	5109	1.00	--
166.	VCAA1	5110	1.00	--
181.	VMOR1	5125	1.00	--

TOTAL: 17209

MXINT TIME--PROCESSOR = 160.04 ELAPSED = 333.28

I N T E G E R S O L U T I O N (EST. VIAB. MENOS TAQUARA)

NODE ** 203 ** OPTIMIZED INTEGER NODE

SECOND INTEGER SOLUTION OBJECTIVE = -20025.7357

A C T I V E I N T E G E R V A R I A B L E S

	NAME	NUMBER	ACTIVITY	AREA(HA)
2.	VPPR2	4946	1.00	2583
47.	VSPC2	4991	1.00	3732
61.	VSPD1	5005	1.00	1956
77.	VSPE2	5021	1.00	3522
92.	VSPF2	5036	1.00	4298
106.	VPCA1	5050	1.00	--
121.	VPED1	5065	1.00	--
165.	VSN15	5109	1.00	--
166.	VCAA1	5110	1.00	--
186.	VMOR6	5130	1.00	--

TOTAL: 16091

MXINT TIME--PROCESSOR = 188.67 ELAPSED = 389.27

I N T E G E R S O L U T I O N

NODE ** 375 ** OPTIMIZED INTEGER NODE

THIRD INTEGER SOLUTION OBJECTIVE = -20538.7000

A C T I V E I N T E G E R V A R I A B L E S

	NAME	NUMBER	ACTIVITY	AREA(HA)
2.	VPPR2	4946	1.00	2583
17.	VSPA2	4961	1.00	6062
47.	VSPC2	4991	1.00	3732
61.	VSPD1	5005	1.00	1956
93.	VSPF3	5037	1.00	4298
106.	VPCA1	5050	1.00	--
121.	VPED1	5065	1.00	--
136.	VTAQ1	5080	1.00	--
161.	VSN11	5105	1.00	--
166.	VCAA1	5110	1.00	--
181.	VMOR1	5125	1.00	--

TOTAL:18631

MXINT TIME--PROCESSOR = 23.39 ELAPSED = 64.32

I N T E G E R S O L U T I O N

NODE ** 553 ** OPTIMIZED INTEGER NODE

FOURTH INTEGER SOLUTION OBJECTIVE = -21577.4900

A C T I V E I N T E G E R V A R I A B L E S

	NAME	NUMBER	ACTIVITY	AREA(HA)
32.	VSPB2	4976	1.00	5459
47.	VSPC2	4991	1.00	3732
62.	VSPD2	5006	1.00	1956
78.	VSPE3	5022	1.00	3522
92.	VSPF2	5036	1.00	4298
106.	VPCA1	5050	1.00	--
121.	VPED1	5065	1.00	--
136.	VTAQ1	5080	1.00	--
165.	VSN15	5109	1.00	--
166.	VCAA1	5110	1.00	--
181.	VMOR1	5125	1.00	--

TOTAL:18967

MXINT TIME--PROCESSOR = 92.35 ELAPSED = 264.15

I N T E G E R S O L U T I O N

NODE ** 691 ** OPTIMIZED INTEGER NODE

FIFTH INTEGER SOLUTION OBJECTIVE = -22044.0800

A C T I V E I N T E G E R V A R I A B L E S

	NAME	NUMBER	ACTIVITY	AREA(HA)
32.	VSPB2	4976	1.00	5459
47.	VSPC2	4991	1.00	3732
62.	VSPD2	5006	1.00	1956
77.	VSPE2	5021	1.00	3522
92.	VSPF2	5036	1.00	4298
106.	VPCA1	5050	1.00	--
121.	VPED1	5065	1.00	--
136.	VTAQ1	5080	1.00	--
165.	VSN15	5109	1.00	--
166.	VCAA1	5110	1.00	--
181.	VMOR1	5125	1.00	--

TOTAL: 18967

MXINT TIME--PROCESSOR = 134.43 ELAPSED = 353.16

I N T E G E R S O L U T I O N

NODE ** 905 ** OPTIMIZED INTEGER NODE

6' TH INTEGER SOLUTION OBJECTIVE = -22315.5500

A C T I V E I N T E G E R V A R I A B L E S

	NAME	NUMBER	ACTIVITY	AREA(HA)
32.	VSPB2	4976	1.00	5459
47.	VSPC2	4991	1.00	3732
61.	VSPD1	5005	1.00	1956
77.	VSPE2	5021	1.00	3522
92.	VSPF2	5036	1.00	4298
106.	VPCA1	5050	1.00	--
121.	VPED1	5065	1.00	--
136.	VTAQ1	5080	1.00	--
165.	VSN15	5109	1.00	--
166.	VCAA1	5110	1.00	--
181.	VMOR1	5125	1.00	--

TOTAL: 18967

MXINT TIME--PROCESSOR = 197.16 ELAPSED = 483.80

I N T E G E R S O L U T I O N

NODE **4185 *** OPTIMIZED INTEGER NODE

7' TH INTEGER SOLUTION OBJECTIVE = -22329.2200

CUTOFF NOW AT -2.23E 04 POSTPONE AT -2.23E 04

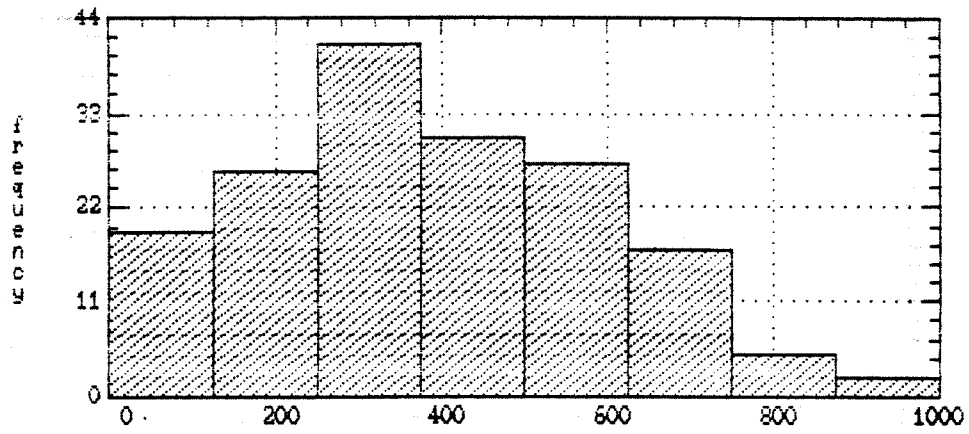
A C T I V E I N T E G E R V A R I A B L E S

	NAME	NUMBER	ACTIVITY	AREA(HA)
32.	VSPB2	4976	1.00	5459
47.	VSPC2	4991	1.00	3732
61.	VSPD1	5005	1.00	1956
77.	VSPE2	5021	1.00	3522
92.	VSPF2	5036	1.00	4298
106.	VPCA1	5050	1.00	--
121.	VPED1	5065	1.00	--
136.	VTAQ1	5080	1.00	--
165.	VSN15	5109	1.00	--
166.	VCAA1	5110	1.00	--
182.	VMOR2	5126	1.00	--

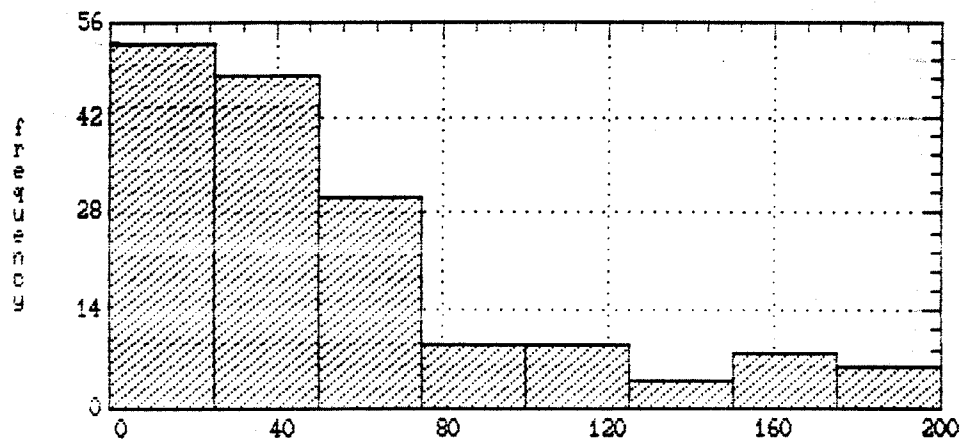
OTAL:18967

EXIT MXINT ON INTEGER SOLUTION DEMAND

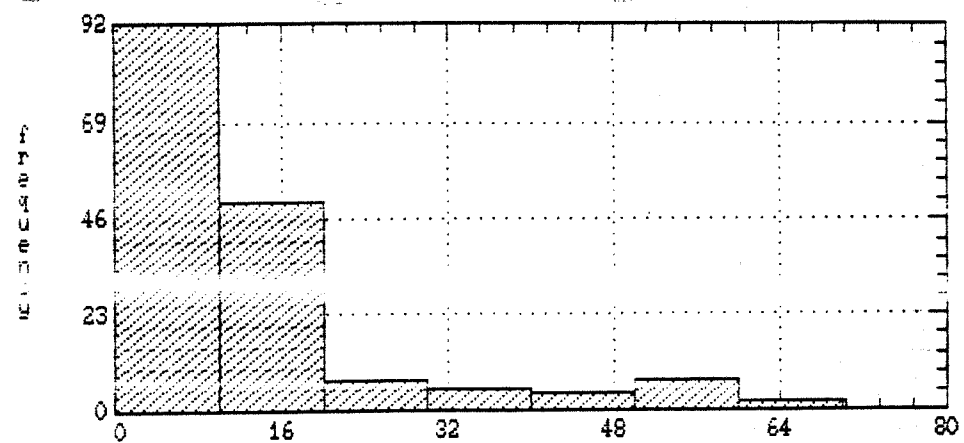
ANEXO B - HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA



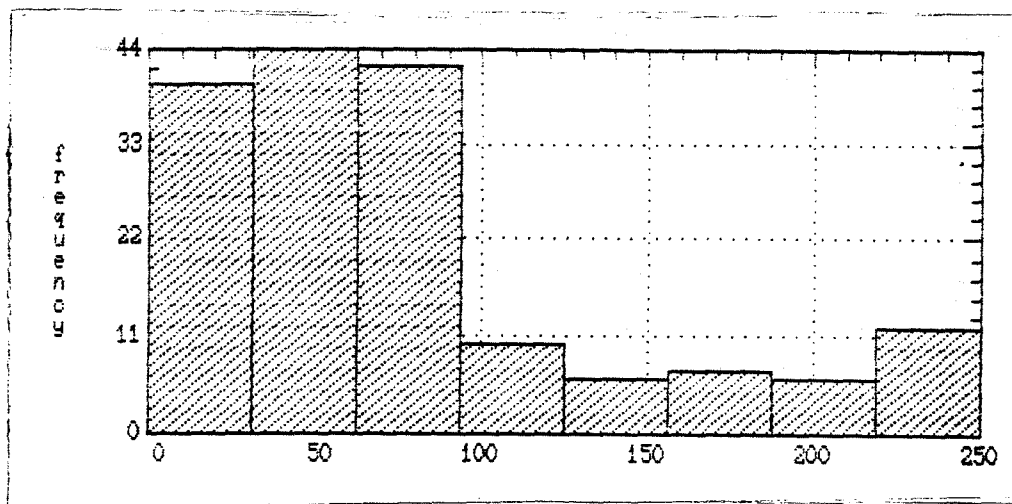
AÇ. ARARAS



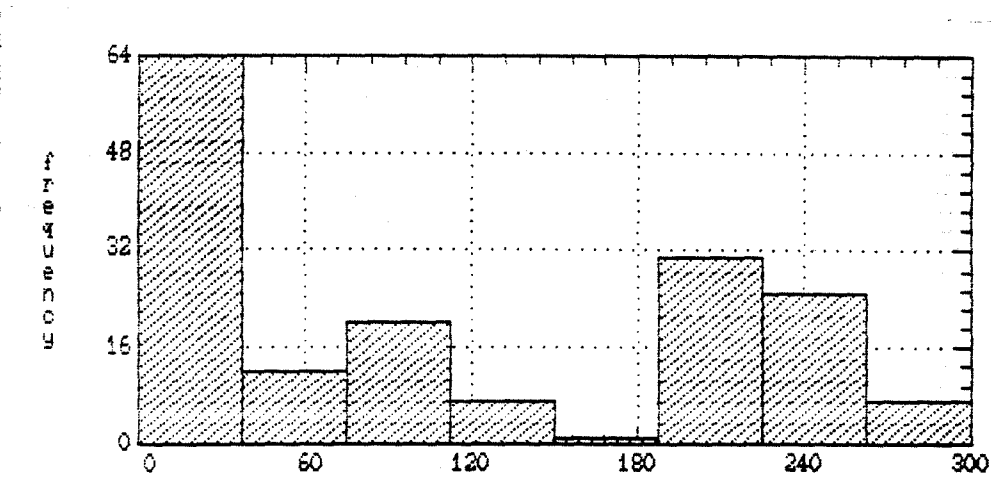
AÇ. POÇO COMPRIDO



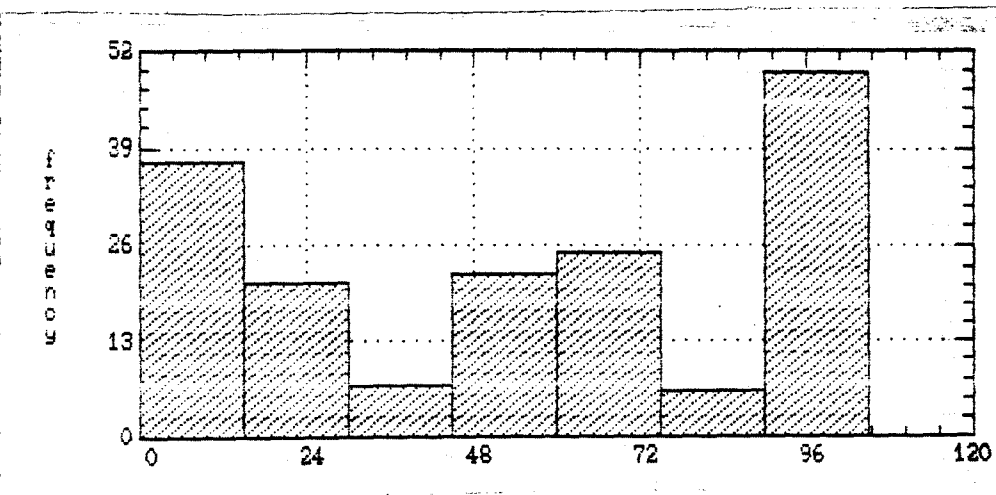
AÇ. PEDREGULHO



AÇ. EDSON QUEIROZ



AÇ. TAQUARA



AÇ. AYRES DE SOUSA

ANEXO C - SAÍDA DO HEC-3

 * RESERVOIR SYSTEM ANALYSIS *
 * 723-X6-L2030 1 JULY 1974 *
 * ERROR CORR 11 FEB 1983 *

SIMULACAO DO SISTEMA ACARAU
 DISSERTACAO DE MESTRADO - IPH - UFRGS
 JOAO F. VIEIRA NETO

MYRS IYR NL ICONS IDVSP IPWPR IDVPR IFLOW JUPQI
 73 1912 6 1 0 -1 0 0 1

CLOCL CFLD IUNIT METRC CNSTI CNSTO CCF5 QUNIT CACFT VUNIT IPRNT IPRL IPWKV IUPDT IDGST
 1.00 1.00 0 1 1.000 1.000 1.000 M3/S 1.000 K M3 -1 0 0 0 0

NPER= 12 IPERA= 1

PERIOD	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
NDAYS	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

CONTROL POINT SEQUENCE

 * CP NO 1 ACUDE ARARAS *

MDNST	MDIV	MRES	MPWR	NTSRV	IPRN	NFLW	QDV	QMN	QK2	QKXX			
8	1	1	0	0	0	1	-1.	0.	0.	999999.			
MQ AND RTIO=		1	1.000										
DIVERSION=		2.3	1.5	0.8	0.6	1.4	1.4	2.0	2.2	2.5	2.6	1.8	1.8

RESERVOIR DATA

INITIAL STOR = 445550. CEVAP = 1.000 QKKG = 0. ISRCH = 0

*** STORAGES ***

	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
LEVEL 6	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.
LEVEL 5	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.
LEVEL 4	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.	891100.
LEVEL 3	460000.	460000.	460000.	460000.	460000.	460000.	460000.	460000.	460000.	460000.	460000.	460000.
LEVEL 2	245000.	245000.	245000.	245000.	245000.	245000.	245000.	245000.	245000.	245000.	245000.	245000.
LEVEL 1	30100.	30100.	30100.	30100.	30100.	30100.	30100.	30100.	30100.	30100.	30100.	30100.
STOR	563.	2635.	9710.	30100.	76694.	149600.	273782.	475372.	789716.	891100.		
AREA	124.0	664.0	2752.0	7617.0	13145.0	22616.0	36947.0	57836.0	87342.0	93344.0		
QCAP	0.	0.	0.	49.	59.	68.	76.	83.	90.	91.		
ELEV	120.00	124.00	128.00	132.00	136.00	140.00	144.00	148.00	152.00	153.00		

* CP NO 2 ACUDE POÇO COMPRIDO *

MDNST MDIV MRES MPWR NTSRV IPRN NFLW QDV QMN QM2 QMXX
0 0 1 0 0 0 1 0 0 0.999999
HQ AND RTIO= 2 1.000

RESERVOIR DATA

INITIAL STOR = 11700. CEVAP = 1.000 QLKG = 0. ISRCH = 0

*** STORAGES ***

	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
LEVEL 6	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.
LEVEL 5	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.
LEVEL 4	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.	85000.
LEVEL 3	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.
LEVEL 2	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.
LEVEL 1	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.	11700.
STOR	5830.	11700.	26250.	32000.	43750.	56580.	67080.	81670.	85000.			
AREA	5000.0	5800.0	7000.0	8200.0	9600.0	11200.0	12800.0	14400.0	14800.0			
QCAP	0.	21.	23.	25.	27.	29.	30.	31.	32.			
ELEV	164.00	165.00	166.00	167.00	168.00	169.00	170.00	171.00	171.23			

* CP NO 3 LOCAL DO ACUDE PEDREGULHO *

MDNST MDIV MRES MPWR NTSRV IPRN NFLW QDV QMN QM2 QMXX
0 0 0 0 0 0 1 0 0 0.999999
HQ AND RTIO= 3 1.000

* CP NO 4 ACUDE EDSON QUEIROZ *

MDNST MDIV MRES MPWR NTSRV IPRN NFLW QDV QMN QM2 QMXX
0 0 1 0 0 0 1 0 0 0.999999
HQ AND RTIO= 4 1.000

RESERVOIR DATA

INITIAL STOR = 124300. CEVAP = 1.000 QLKG = 0. ISRCH = 0

*** STORAGES ***

	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
LEVEL 6	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.
LEVEL 5	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.
LEVEL 4	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.
LEVEL 3	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.	248600.
LEVEL 2	50000.	50000.	50000.	50000.	50000.	50000.	50000.	50000.	50000.	50000.	50000.	50000.
LEVEL 1	24600.	24600.	24600.	24600.	24600.	24600.	24600.	24600.	24600.	24600.	24600.	24600.

STOR	4850.	10910.	23030.	65450.	98180.	143030.	248600.
AREA	700.0	2200.0	4500.0	9500.0	12800.0	16500.0	24600.0
QCAP	0.	0.	4.	11.	13.	15.	17.
ELEV	175.00	180.00	184.00	190.00	193.00	196.00	201.00

* CP NO 5 ACUDE TAQUARA *

MDNST	MDIV	MRES	MPWR	NTSRV	IPRN	NFLW	QDV	OMN	QM2	QMXX
6	0	1	0	0	0	1	0.	0.	0.	999999.
MQ AND RTIO=		5	1.000							

RESERVOIR DATA

INITIAL STOR = 6100. CEVAP = 1.000 QLKG = 0. ISRCH = 0

*** STORAGES ***

	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
LEVEL 6	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.
LEVEL 5	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.	278800.
LEVEL 4	278000.	278000.	278000.	278000.	278000.	278000.	278000.	278000.	278000.	278000.	278000.	278000.
LEVEL 3	100000.	100000.	100000.	100000.	100000.	100000.	100000.	100000.	100000.	100000.	100000.	100000.
LEVEL 2	40000.	40000.	40000.	40000.	40000.	40000.	40000.	40000.	40000.	40000.	40000.	40000.
LEVEL 1	6100.	6100.	6100.	6100.	6100.	6100.	6100.	6100.	6100.	6100.	6100.	6100.

STOR	3030.	6100.	15150.	33330.	71210.	116670.	159090.	278800.
AREA	930.0	1870.0	4130.0	7070.0	12670.0	18130.0	23200.0	36800.0
QCAP	0.	3.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
ELEV	110.00	112.00	115.00	118.00	122.00	125.00	127.00	131.00

AVERAGES FOR PERIOD OF OPERATION 1912 - 1984

1 ACUDE ARARAS

LOC FLW 14.147
UNREG 14.147
INFLOW 14.147
REQ DIV 1.746
DIVERSN 1.577
SHORTGE 0.169
EVAPO 61325.

CSV REL 3.934
RIV FLW 10.597
DES FLW 0.001
SHORTGE 0.000

2 ACUDE POÇO COMPRIDO

LOC FLW 2.855
UNREG 2.855
INFLOW 2.855
EVAPO 10179.

CSV REL 1.002
RIV FLW 2.529
DES FLW 0.001
SHORTGE 0.000

3 LOCAL DO ACUDE PEDREGULHO

LOC FLW 0.684
UNREG 0.684
RIV FLW 0.684
DES FLW 0.001
SHORTGE 0.000

4 ACUDE EDSON QUEIROZ

LOC FLW 4.991
UNREG 4.991
INFLOW 4.991
EVAPO 23897.

CSV REL 1.175
RIV FLW 4.190
DES FLW 0.001
SHORTGE 0.000

5 ACUDE TAQUARA

LOC FLW 4.097
UNREG 4.097
INFLOW 4.097
EVAPO 19592.

CSV REL 2.127
RIV FLW 3.461
DES FLW 0.001
SHORTGE 0.000

6 ACUDE AYRES DE SOUZA

LOC FLW 2.683
UNREG 6.780
INFLOW 6.144
REQ DIV 1.001
DIVERSN 0.972
SHORTGE 0.028
EVAPO 7575.

CSV REL 2.527
RIV FLW 4.943
DES FLW 0.001
SHORTGE 0.000

7 LOCAL DO ACUDE SEM NOME

LOC FLW 8.963
UNREG 8.963
RIV FLW 8.963
DES FLW 0.001
SHORTGE 0.000

8 CAPTACAO DO PROJETO BAIXO ACARAU

LOC FLW 9.646
UNREG 38.420
INFLOW 31.905
REQ DIV 10.341
DIVERSN 9.726
SHORTGE 0.615
RIV FLW 22.179
DES FLW 0.001
SHORTGE 0.000
MIN FLW 0.001
SHORTGE 0.000

DIVERSION SHORTAGE INDEX 1 6.633 6 0.906 8 2.856

DES FLOW SHORTAGE INDEX 1 -1.000 2 -1.000 3 -1.000 4 -1.000 5 -1.000 6 -1.000 7 -1.000
8 -1.000

MIN FLOW SHORTAGE INDEX 1 -1.000 2 -1.000 3 -1.000 4 -1.000 5 -1.000 6 -1.000 7 -1.000
8 -1.000

STA	DIVERSION SHORTAGES		DES FLOW SHORTAGES		MIN FLOW SHORTAGES		SYS PWR SHORTAGES		AT SITE PWR SHRTGS	
	NO	MAX	NO	MAX	NO	MAX	NO	MAX	NO	MAX
1	85	3.	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
2	-	-	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
3	-	-	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
4	-	-	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
5	-	-	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
6	27	1.	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
7	-	-	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
8	73	19.	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00

STORAGE FREQUENCY PER 73 YEARS AT LOCATION 1

CONS POOL	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
99-100 PCT	0	1	7	19	21	16	1	0	0	0	0	0
95- 99 PCT	0	0	0	1	3	6	14	1	0	0	0	0
90- 95 PCT	0	0	3	1	1	2	7	7	1	0	0	0
80- 90 PCT	0	0	3	6	6	7	7	15	18	2	0	0
70- 80 PCT	1	2	2	3	1	1	3	8	9	20	10	1
60- 70 PCT	19	18	15	8	3	3	1	1	4	7	15	21
40- 60 PCT	12	11	9	11	17	16	18	17	12	13	10	12
20- 40 PCT	19	19	15	10	8	9	9	11	16	15	21	18
1- 20 PCT	9	11	12	8	8	8	8	7	5	7	5	8
0- 1 PCT	13	11	7	6	5	5	5	6	8	9	12	13

STORAGE FREQUENCY PER 73 YEARS AT LOCATION 2

CONS POOL	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
99-100 PCT	0	0	8	17	24	18	0	0	0	0	0	0
95- 99 PCT	0	1	1	3	2	4	4	0	0	0	0	0
90- 95 PCT	0	0	0	3	2	5	8	0	0	0	0	0
80- 90 PCT	0	2	0	3	0	1	15	6	0	0	0	0
70- 80 PCT	0	1	4	2	5	4	2	15	1	0	0	0
60- 70 PCT	0	0	4	3	4	4	3	6	17	0	0	0
40- 60 PCT	3	9	14	15	14	6	5	7	10	24	13	1
20- 40 PCT	21	15	12	14	8	13	10	3	6	6	16	22
1- 20 PCT	5	15	20	8	6	8	8	13	3	3	3	7
0- 1 PCT	44	30	10	5	8	10	18	23	36	40	41	43

STORAGE FREQUENCY PER 73 YEARS AT LOCATION 4

CONS POOL	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
99-100 PCT	0	5	19	30	36	32	11	0	0	0	0	0
95-99 PCT	1	2	5	4	3	8	29	35	10	0	0	0
90-95 PCT	4	8	5	5	3	3	2	6	24	29	9	3
80-90 PCT	25	16	12	9	9	6	7	5	10	11	24	27
70-80 PCT	6	8	5	2	4	6	5	6	4	7	9	8
60-70 PCT	5	5	2	4	2	2	2	3	3	3	4	6
40-60 PCT	9	7	5	5	4	4	3	4	6	3	4	5
20-40 PCT	3	4	7	9	8	7	7	6	4	5	6	4
1-20 PCT	10	12	12	4	3	4	6	7	8	9	6	8
0-1 PCT	10	6	1	1	1	1	1	1	4	6	11	12

STORAGE FREQUENCY PER 73 YEARS AT LOCATION 5

CONS POOL	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
99-100 PCT	0	0	5	15	20	18	6	0	0	0	0	0
95-99 PCT	0	1	0	2	1	5	13	7	0	0	0	0
90-95 PCT	0	1	2	4	5	3	5	12	12	0	0	0
80-90 PCT	3	3	12	5	7	6	8	9	10	18	16	3
70-80 PCT	14	14	2	4	5	6	5	5	6	6	5	14
60-70 PCT	6	4	5	6	5	5	4	6	7	6	4	6
40-60 PCT	5	6	12	12	9	8	10	9	9	11	11	9
20-40 PCT	19	21	18	14	11	12	12	10	11	11	15	15
1-20 PCT	16	18	15	11	9	9	9	14	16	17	15	16
0-1 PCT	10	5	2	0	1	1	1	1	2	4	7	10

STORAGE FREQUENCY PER 73 YEARS AT LOCATION 6

CONS POOL	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
99-100 PCT	0	0	6	21	32	20	1	0	0	0	0	0
95-99 PCT	0	0	0	0	0	7	6	0	0	0	0	0
90-95 PCT	0	0	0	1	1	4	12	1	0	0	0	0
80-90 PCT	0	1	2	3	4	5	10	18	1	0	0	0
70-80 PCT	0	2	6	10	5	5	6	7	18	1	0	0
60-70 PCT	0	4	7	5	3	3	5	6	8	21	2	0
40-60 PCT	27	21	19	12	11	7	9	10	6	8	27	26
20-40 PCT	14	22	21	14	12	16	14	15	20	20	16	16
1-20 PCT	22	17	10	7	4	5	9	14	14	15	17	19
0-1 PCT	10	6	2	0	1	1	1	2	6	8	11	12

```

*****
* RESERVOIR SYSTEM ANALYSIS FOR CONSERVATION *
* JULY 1974 UPDATED FEBRUARY 1983 *
* ERROR CORRECTION 11 *
* *
* RUN DATE TIME *
*****

```

```

*****
* U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS
* THE HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER
* 609 SECOND STREET, SUITE D
* DAVIS, CALIFORNIA 95616
* (916) 440-2105 (FTS) 448-2105
*****

```

```

X X XXXXXXX XXXXX XXXXX
X X X X X X X X X
X X X X X X X X X
XXXXXXXX XXXX X XXXXX XXX
X X X X X X X X X
X X X X X X X X X
X X XXXXXXX XXXXX XXXXX

```