

An aerial photograph of a large dam and reservoir. The dam is a long, low structure with a spillway on the right side. The reservoir is a large body of water extending into the distance. The sky is clear and blue.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária
PHD-5706 – Estruturas Hidráulicas
Prof. Dr. Kokei Uehara

CAPACIDADE DE RESERVATÓRIOS

João Eduardo G Lopes
Raquel Chinaglia P Santos

São Paulo, julho de 2002.

Sumário

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	3
2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UM RESERVATÓRIO	5
2.1. Nível d'água Mínimo Operacional	5
2.2. Volume Morto.....	5
2.3. Nível d'água Máximo Operacional	6
2.4. Volume Útil.....	6
2.5. Volume de Espera	6
2.6. Nível d'água Máximo Maximorum.....	7
2.7. Crista do Barramento	8
3. DIMENSIONAMENTO DO VOLUME ÚTIL DE UM RESERVATÓRIO ..	9
3.1. Métodos de Dimensionamento	9
3.2. Método do Diagrama de Massas (Rippl – 1883).....	10
3.3. Método do Diagrama de Massas Residual	12
3.4. Curva de Possibilidades de Regularização.....	13
3.5. Vantagens e Limitações dos Métodos Apresentados	14
4. ASSOREAMENTO EM RESERVATÓRIOS	15
4.1. Avaliação do Assoreamento	15
4.2. Distribuição dos Sedimentos nos Reservatórios.....	16
5. PERDAS POR EVAPORAÇÃO	18
6. CONTROLE DE ENCHENTES	19
7. BIBLIOGRAFIA.....	20

1. Introdução e Objetivos

Os usos dos recursos hídricos têm se intensificado nas últimas décadas com o desenvolvimento econômico, tanto no que se refere ao aumento da quantidade demandada para determinada utilização, quanto no que se refere à variedade dessas utilizações.

Tendo em vista assegurar uma gestão sistemática dos recursos hídricos, sem a dissociação dos aspectos de quantidade e qualidade, e o uso racional e integrado destes recursos, é instituída, pela Lei Federal nº 9.433 de 8 de janeiro de 1997, a Política Nacional de Recursos Hídricos, que se baseia nos seguintes fundamentos:

I – “a água é um bem de domínio público;

II - a água é um recurso natural limitado, dotado de valor econômico;

III - em situações de escassez, o uso prioritário dos recursos hídricos é o consumo humano e a dessedentação de animais;

IV - a gestão dos recursos hídricos deve sempre proporcionar o uso múltiplo das águas.”

(Lei Federal nº 9.433/97 – Art. 1º)

No plano estadual, a Lei nº 7.663 de 30 de dezembro de 1991 institui a Política Estadual de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo, que tem por objetivo assegurar que a água, “recurso natural essencial à vida, ao desenvolvimento econômico e ao bem-estar social”, possa ser controlada e utilizada, em padrões de qualidade satisfatórios, e com vistas ao desenvolvimento sustentável, por seus usuários atuais e pelas gerações futuras, em todo o seu território.

A Política Estadual de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo prevê que o aproveitamento e controle dos recursos hídricos em seu território deve levar em conta, principalmente:

I – “a utilização múltipla dos recursos hídricos, especialmente para fins de abastecimento urbano, irrigação, navegação, aquicultura, turismo, recreação, esportes e lazer;

II - o controle de cheias, a prevenção de inundações, a drenagem e a correta utilização das várzeas;

III - a proteção de flora e fauna aquáticas e do meio ambiente”.

(Lei Estadual nº 7.663/91 - Art. 8º)

Dentro deste contexto, o presente trabalho busca discorrer sobre os principais elementos envolvidos na concepção e no projeto de reservatórios de múltiplos propósitos, destacando-se as seguintes finalidades:

- abastecimento urbano e agrícola;
- controle de nível d'água e de cheias;
- geração hidrelétrica;
- recreação e lazer;
- piscicultura e aquicultura;
- navegação.

Existem, no entanto, restrições de ordens diversas – técnicas, econômicas, financeiras, sociais, ambientais, jurídicas e institucionais – que não são enfocadas neste trabalho por dependerem de cada caso em particular, mas que devem sempre ser consideradas nas etapas de concepção e projeto dos reservatórios.

2. Características Físicas de um Reservatório

Os reservatórios têm por finalidade acumular parte das águas disponíveis nos períodos chuvosos para compensar as deficiências nos períodos de estiagem, exercendo um efeito regularizador das vazões naturais.

Em geral, os reservatórios são formados por meio de barragens implantadas nos cursos d'água. Suas características físicas, em especial a capacidade de armazenamento, dependem sobretudo das características topográficas do valo no qual está inserido.

Um reservatório pode ser descrito, do ponto de vista físico, por seus níveis e volumes característicos. Estes elementos são descritos nos itens a seguir.

2.1. Nível d'água Mínimo Operacional

O NA mínimo operacional corresponde à cota mínima necessária para a operação adequada do reservatório. Esta cota que define o limite superior do volume morto e o limite inferior do volume útil do reservatório.

Normalmente, o NA mínimo operacional encontra-se acima do limite superior da estrutura de tomada d'água, de forma a evitar a formação de vórtices na entrada da tomada.

2.2. Volume Morto

O volume morto corresponde à parcela do volume total do reservatório inativa ou indisponível para fins de captação de água. Corresponde ao volume do reservatório compreendido abaixo do NA mínimo operacional, conforme ilustra a figura a seguir.

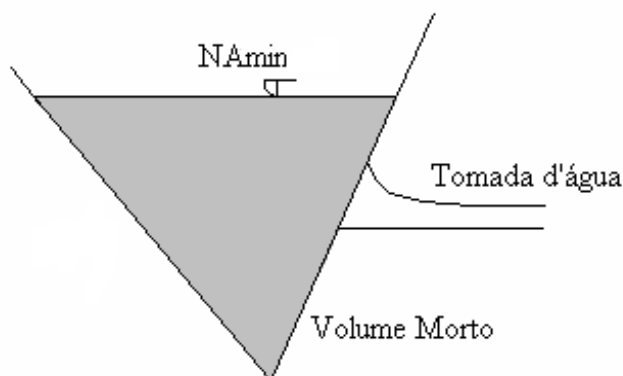


FIGURA 1 : VOLUME MORTO DO RESERVATÓRIO.

2.3. Nível d'água Máximo Operacional

O NA máximo operacional de um reservatório corresponde à cota máxima permitida para a operação normal do reservatório. Geralmente, este nível coincide com a crista do extravasor ou com a borda superior das comportas do vertedor.

O NA máximo operacional define o limite superior do volume útil do reservatório.

2.4. Volume Útil

O volume útil de um reservatório corresponde ao volume compreendido entre os níveis d'água mínimo operacional e máximo operacional, conforme ilustra a figura a seguir.

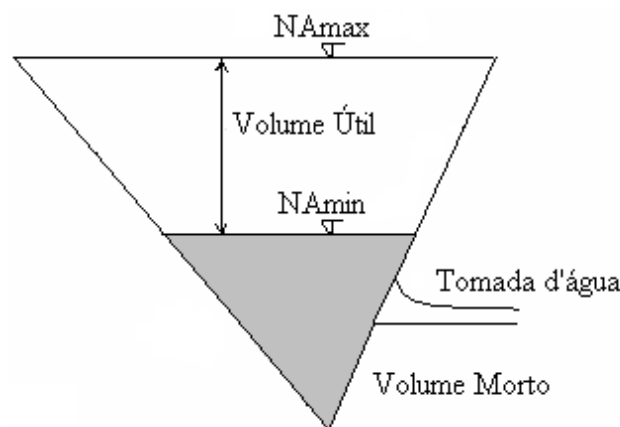


FIGURA 2: VOLUME ÚTIL DO RESERVATÓRIO.

Este é o volume efetivamente destinado à operação do reservatório, ou seja, ao atendimento das diversas demandas de água. Deve considerar, portanto, as perdas por evaporação e por infiltração no solo, quando estas forem significativas.

2.5. Volume de Espera

O volume de espera, ou volume para controle de cheias, corresponde à parcela do volume útil do reservatório destinada ao amortecimento de ondas de cheia, visando ao atendimento às restrições de vazão de jusante. Estas restrições são, em geral, ditadas pela capacidade da calha do canal de jusante e pelo não comprometimento da infra-estrutura existente, como pontes, rodovias ou áreas urbanas.

O volume de espera é variável de acordo com a época do ano, uma vez que a probabilidade de ocorrência de precipitações intensas varia ao longo do período hidrológico.

Este volume define o nível máximo operacional e o nível meta do reservatório, conforme indica a figura abaixo.

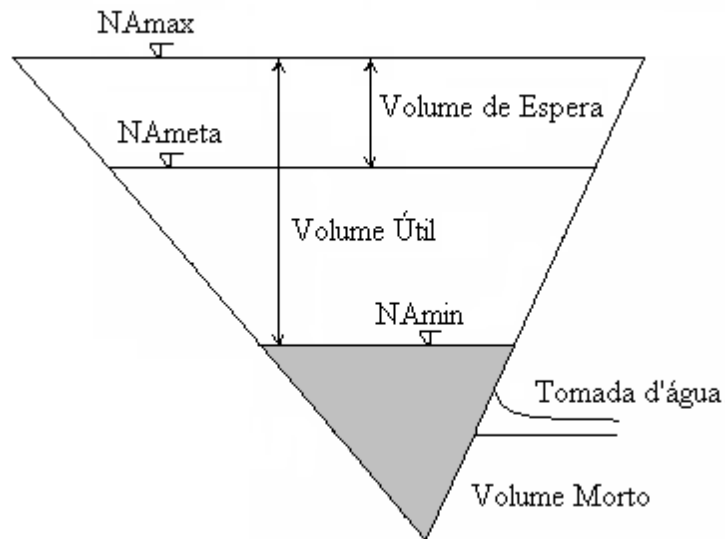


FIGURA 3 : VOLUME DE ESPERA DO RESERVATÓRIO.

2.6. Nível d'água Máximo Maximorum

O NA máximo maximorum de um reservatório corresponde à sobrelevação máxima do nível d'água, medida a partir do NA máximo operacional, disponível para a passagem de ondas de cheia.

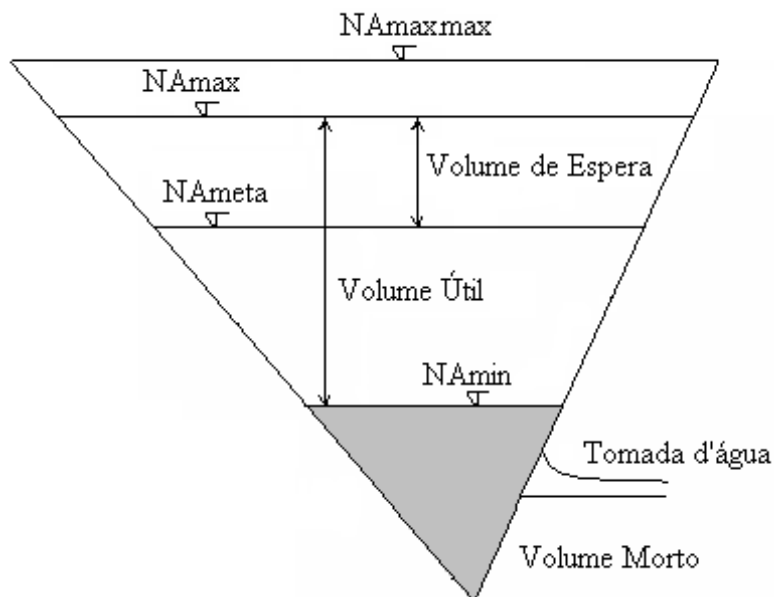


FIGURA 4 : NA MÁXIMO MAXIMORUM DO RESERVATÓRIO.

2.7. Crista do Barramento

A cota da crista do barramento é definida a partir de uma sobrelevação adicional ao NA máximo maximum denominada borda livre (em inglês, *free-board*), destinada a impedir que as ondas formadas pelo vento ultrapassem a crista da barragem e, ainda, garantir uma segurança adicional a eventuais transbordamentos sobre a crista em condições excepcionais.

Na figura a seguir, são esquematizados os níveis e volumes característicos de um reservatório.

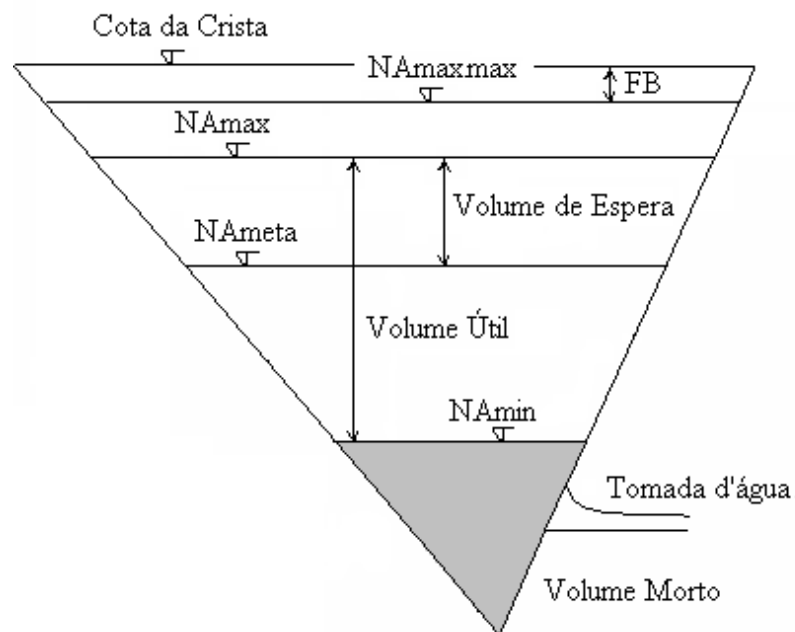


FIGURA 5 : NÍVEIS E VOLUMES CARACTERÍSTICOS DE UM RESERVATÓRIO.

3. Dimensionamento do Volume Útil de um Reservatório

3.1. Métodos de Dimensionamento

Os métodos para dimensionamento do volume útil de reservatórios podem ser classificados, quanto à forma de uso dos dados e apresentação dos resultados, em:

- métodos estocásticos: são aqueles que propiciam o cálculo de probabilidades, como, por exemplo, a probabilidade de ocorrência de falhas;
- métodos determinísticos: são aqueles que tratam os resultados de forma única, por exemplo, baseando-se apenas na série histórica existente. Dentre eles, está o método do diagrama de massas, que será apresentado no item a seguir.

Quanto à metodologia de cálculo, podem ser classificados em métodos simplificados, modelos de simulação e modelos de otimização.

Os métodos simplificados, como por exemplo o método do diagrama de massas, apresentam algumas limitações que dificultam sua aplicação ao dimensionamento de sistemas complexos. Na prática, estes métodos restringem-se ao dimensionamento de pequenos reservatórios de uso único ou à uma análise expedita da capacidade de grandes reservatórios durante os estágios iniciais de sua concepção.

O atual avanço da informática e o largo uso de microcomputadores têm permitido o desenvolvimento de modelos matemáticos de simulação e otimização, amplamente aplicados nos estudos hidrológicos de sistemas complexos. Estes modelos já se tornaram uma ferramenta fundamental ao planejamento racional e à gestão integrada dos recursos hídricos.

Os modelos de simulação descrevem o comportamento do sistema ao longo do tempo e do espaço em função de um determinado cenário de operação. Podem levar em conta a natureza estocástica da chuva e vazão, e ainda preservar as características do regime hidrológico natural pelo uso de séries extensas (observadas ou geradas).

Os modelos de otimização, por sua vez, determinam o ponto ótimo de um determinada função objetivo em foco, otimizando o dimensionamento e a operação do sistema. Sua aplicação para diferentes funções objetivo, parâmetros e regras operacionais permite avaliar a sensibilidade do modelo em função da variação das características e dos objetivos do sistema.

3.2. Método do Diagrama de Massas (Rippl – 1883)

O volume útil de um reservatório pode ser entendido como o volume de armazenamento necessário para garantir uma vazão regularizada constante durante o período mais crítico de estiagem observado. Os métodos de cálculo deste volume baseiam-se no diagrama de massas ou diagrama de Rippl, originalmente desenvolvido no final do século XIX.

O diagrama de massas corresponde à integral de um hidrograma. É um diagrama de volumes acumulados que afluem ao reservatório. Um hidrograma como o mostrado na figura 6 dá origem ao diagrama de massas como o da figura 7.

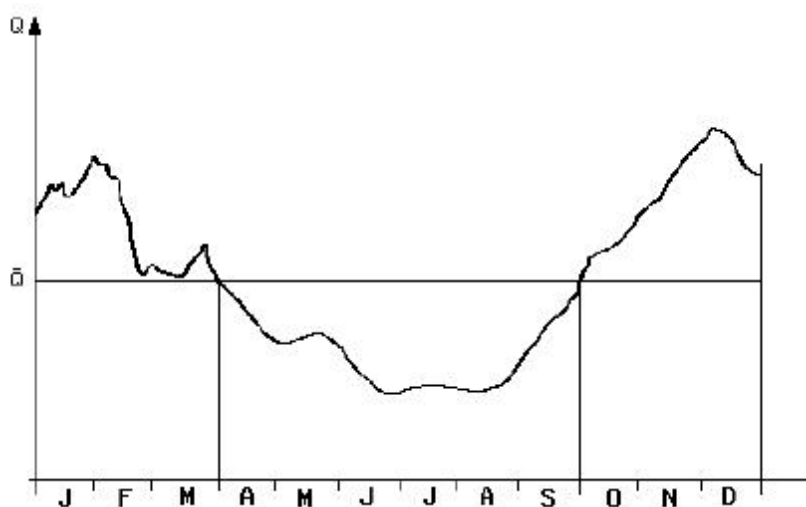


FIGURA 6 : HIDROGRAMA AFLUENTE AO RESERVATÓRIO.

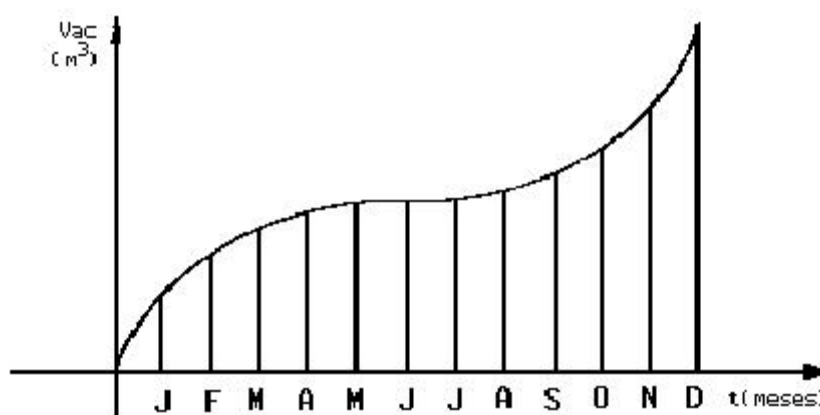


FIGURA 7 : DIAGRAMA DE MASSAS.

Como o diagrama de massas é a integral do hidrograma afluente ao reservatório, as retas tangentes a esta curva correspondem às vazões naturais do curso d'água em cada instante considerado, conforme ilustra a figura a seguir.

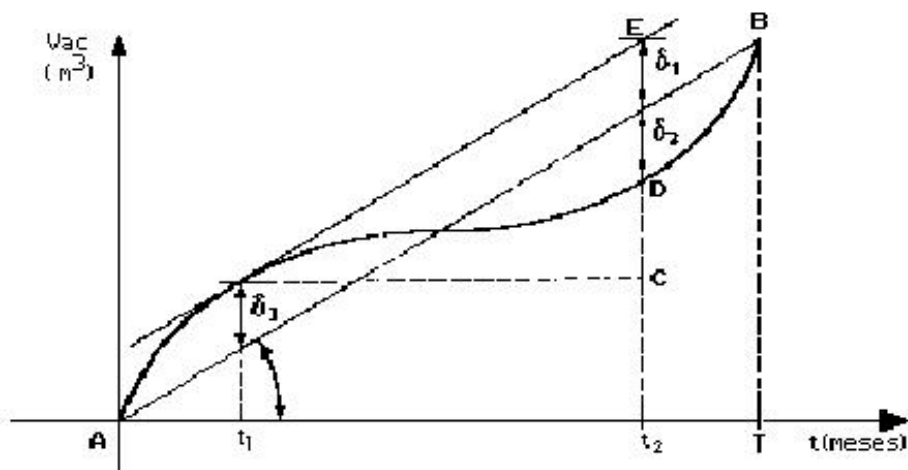


FIGURA 8 : ELEMENTOS DO DIAGRAMA DE MASSAS.

Na figura 8, a vazão média longo termo é dada pela inclinação da reta AB. As vazões a serem regularizadas são referenciadas como uma porcentagem da vazão média.

Considere que se a vazão a ser regularizada é a própria vazão média. O período crítico na figura 8 é o intervalo de tempo de t_1 a t_2 . Para manter a vazão média durante este intervalo de tempo, será necessário descarregar do reservatório um volume V_n , dado por:

$$V_n = \bar{Q}(t_2 - t_1)$$

Como o diagrama da figura 8 é um diagrama integral, o volume V_n fica representado pelo segmento EC.

O volume V_a que afui ao reservatório no período de tempo (t_1, t_2) é:

$$V_a = \int_{t_1}^{t_2} Q dt$$

Este volume é representado pelo segmento DC na figura 8.

Assim, a capacidade necessária para o reservatório, isto é $(V_n - V_a)$, é representada pelo segmento ED, que por sua vez é a soma de δ_1 e δ_2 .

Desta forma, utilizando-se o diagrama de massas, é possível determinar graficamente o volume útil do reservatório para uma determinada vazão regularizada. Para tanto, deve-se traçar uma reta passando pela origem e com inclinação igual à vazão desejada, ou seja, traçar a curva de vazões acumuladas de regularização. Passa-se, então a traçar retas paralelas à esta e tangentes à curva do diagrama de massas. O maior afastamento entre essas tangentes

corresponde ao máximo déficit existente na série histórica natural, definindo, portanto, o volume útil a ser armazenado no reservatório.

Da análise do diagrama, observa-se que, nos pontos em que a reta tangente à curva tem inclinação maior que a vazão regularizada, haverá o enchimento do reservatório. Caso contrário, ocorrerá o seu esvaziamento.

Desta forma, uma outra utilidade do diagrama de massas é a determinação da necessidade de construção do reservatório. Caso o diagrama de massas não possua tangentes com inclinação menor que a vazão a ser regularizada, não existe a necessidade construção do reservatório.

3.3. Método do Diagrama de Massas Residual

O método do diagrama de massas residual é baseado no diagrama de Rippl, distinguindo-se apenas por uma translação da escala vertical pela subtração da vazão média no eixo das ordenadas.

A vantagem deste método com relação ao método do diagrama de Rippl está na redução da escala vertical do gráfico, o que gera maior facilidade de manipulação desta curva.

O dimensionamento do volume útil do reservatório através do diagrama de massas residual é ilustrado na figura abaixo, e segue a seqüência de cálculo descrita a seguir:

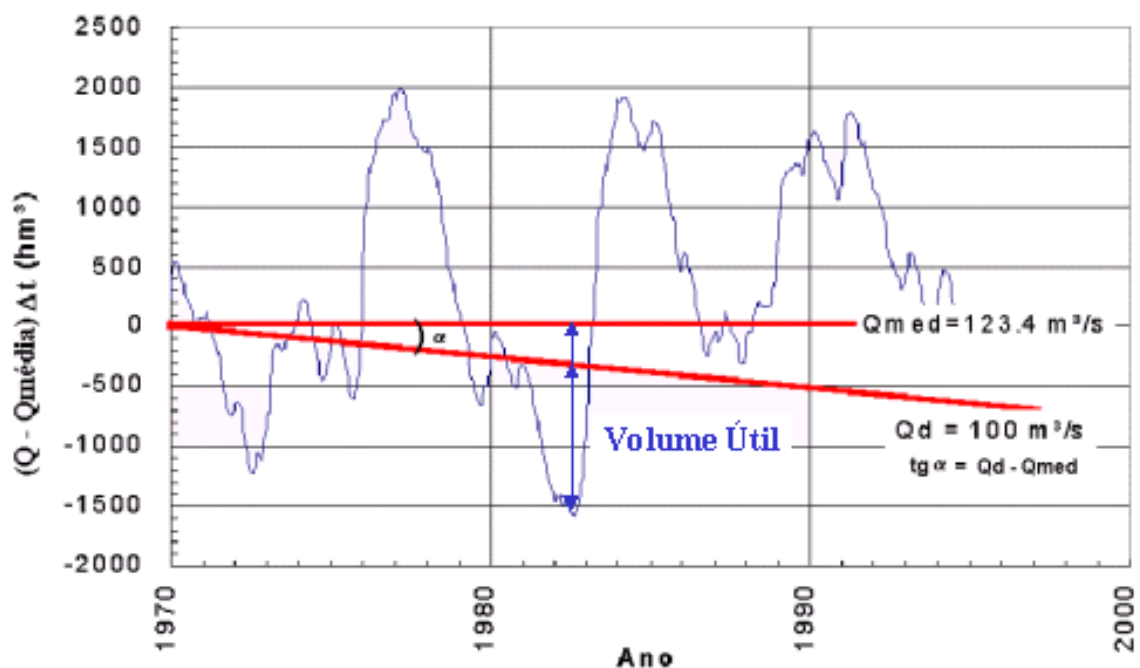


FIGURA 9 : DIAGRAMA DE MASSAS RESIDUAL.

- subtrai-se a vazão média de longo termo de cada valor da série histórica. Os valores obtidos são chamados de *residuais*;
- traça-se o gráfico da curva de massas dos valores residuais, ou seja, o gráfico dos valores residuais acumulados em função do tempo, conforme a figura 9;
- traça-se a reta de retirada residual, ou seja, a reta de valores de retirada subtraídos dos valores das vazões afluentes médias;
- traçam-se tangentes à reta de retirada residual nos pontos críticos da curva de massas residual;
- o volume útil corresponde ao maior afastamento entre uma tangente e o diagrama de massas residual.

3.4. Curva de Possibilidades de Regularização

Nos casos práticos de dimensionamento de reservatórios, a regularização da vazão média é inviável, pois sempre há perdas de água por evaporação ou extravasamentos. Além disso, pode haver restrições de ordem não técnica (financeiras, econômicas, sociais, legais, políticas ou ambientais) que limitam a altura da barragem e o volume do reservatório. Desta forma, a relação entre a vazão regularizada e a vazão média da bacia, chamada de grau de regularização, é normalmente inferior a 1.

Se calcularmos diversos valores de volume útil para diversas vazões regularizadas, é possível construir uma curva, denominada curva de possibilidades de regularização, relacionando o grau de regularização com o respectivo volume útil necessário. Um exemplo desta curva pode ser visto na figura abaixo.

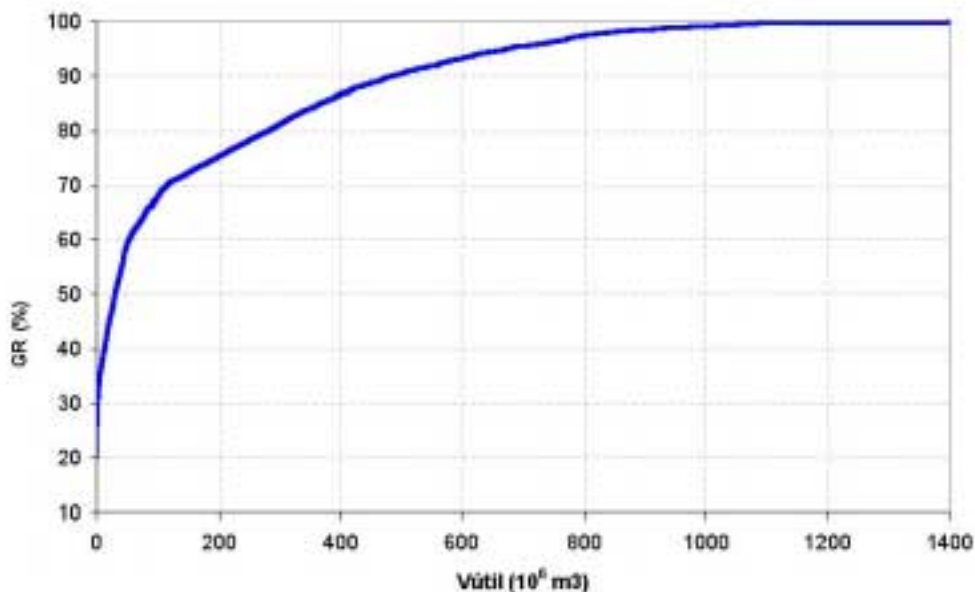


FIGURA 10 : CURVA DE POSSIBILIDADES DE REGULARIZAÇÃO.

Nota-se que a curva de possibilidades de regularização é assintótica: para a vazão regularizada tendendo à vazão média, o volume útil tende ao infinito.

3.5. Vantagens e Limitações dos Métodos Apresentados

Os métodos baseados no diagrama de massas anteriormente apresentados apresentam duas vantagens principais:

- a simplicidade e facilidade de compreensão do método de cálculo e, principalmente, do conceito teórico aplicado;
- a consideração da sazonalidade implícita na série histórica.

Entretanto, tais métodos apresentam uma série de limitações, dentre as quais se destacam:

- admitem a série histórica como sendo uma repetição cíclica (não supõe séries mais ou menos críticas). Isto pode levar ao sub ou super-dimensionamento do volume útil;
- não associam riscos a um volume definido;
- não permitem variar a vazão regularizada em função do volume armazenado;
- não consideram perdas por evaporação do reservatório;
- admitem que o reservatório esteja cheio no início de sua operação.

4. Assoreamento em Reservatórios

Os reservatórios funcionam como grandes bacias de detenção de sedimentos, pois propiciam condições favoráveis à sedimentação do material sólido transportado pelo curso d'água devido à diminuição da velocidade das águas. Ao longo do reservatório, formam-se depósitos com distribuição granulométrica característica, variando o tamanho dos grãos de montante (onde se deposita o material mais grosseiro) para jusante (com material fino).

Em conseqüência da retenção dos sedimentos, as águas saem claras do reservatório, aumentando o poder erosivo a jusante da barragem.

Uma vez que os sedimentos acumulados alcançam a soleira da tomada d'água, não há mais condições para a operação adequada do reservatório, esgotando-se sua vida útil.

4.1. Avaliação do Assoreamento

O método usual para se tratar o problema do assoreamento é destinar uma parcela do volume total do reservatório à sedimentação dos sólidos durante a sua vida útil. A estimativa do volume de sedimentos que irá se depositar no reservatório é feita com base na taxa de aporte sólido anual e na eficiência de retenção do reservatório, ou seja, na porcentagem do afluxo de sedimentos que fica retida no mesmo.

No Brasil, os dados de transporte sólido ainda são escassos. Assim, muitos estudos desta natureza acabam recorrendo à regionalização dos dados sedimentométricos, efetuando estimativas do aporte sólido anual em função de dados existentes em regiões próximas à área de projeto, em bacias vizinhas de características físicas e de uso e ocupação do solo semelhantes. Assim, pode-se recorrer a curvas que relacionam a vazão sólida total com a vazão líquida ou, mais freqüentemente, com a área de drenagem da bacia hidrográfica.

A eficiência de retenção de sedimentos no reservatório depende da proporção entre a capacidade do reservatório e o volume total afluente. Um reservatório pequeno, em um grande rio, deixa passar a maior parte de sua vazão afluente tão rapidamente, que as partículas finas não se depositam e seguem para jusante. Um grande reservatório, por sua vez, pode reter a água por vários anos, possibilitando uma deposição quase total dos sólidos em suspensão. Além disso, a eficiência de retenção de sedimentos diminui com o tempo, à medida em que a capacidade do reservatório se reduz pelo assoreamento.

A figura a seguir apresenta um gráfico proposto por Brune (1953) que relaciona a eficiência de retenção dos reservatórios com a razão capacidade/vazão afluente anual, obtido a partir de levantamentos realizados em médios e grandes reservatórios em operação.

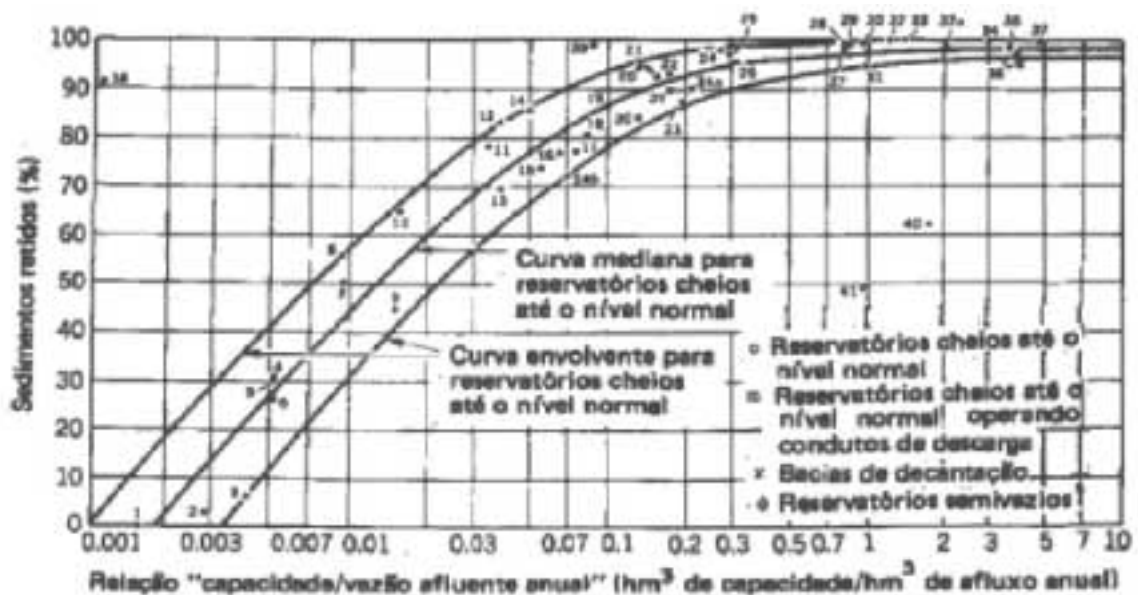


FIGURA 11 : CURVA DE BRUNE PARA AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DE RETENÇÃO DE SEDIMENTOS NOS RESERVATÓRIOS.

4.2. Distribuição dos Sedimentos nos Reservatórios

Os depósitos de sedimentos se formam irregularmente ao longo dos reservatórios, estendendo-se de montante para jusante com distribuição granulométrica que varia desde os sedimentos mais grossos até as partículas finas.

A deposição de montante denomina-se depósito de remanso (em referência ao fenômeno hidráulico), e caracteriza-se por uma granulometria grosseira. As deposições que ocorrem dentro do reservatório são chamadas de delta, depósito de margem e depósito de leito. O delta ainda se forma com sedimentos grosseiros; já nos depósitos de margem e de leito, depositam-se os sedimentos mais finos.

A deposição e distribuição dos sedimentos nos reservatórios causam diferentes impactos ao longo do curso d'água, conforme ilustra a figura a seguir.

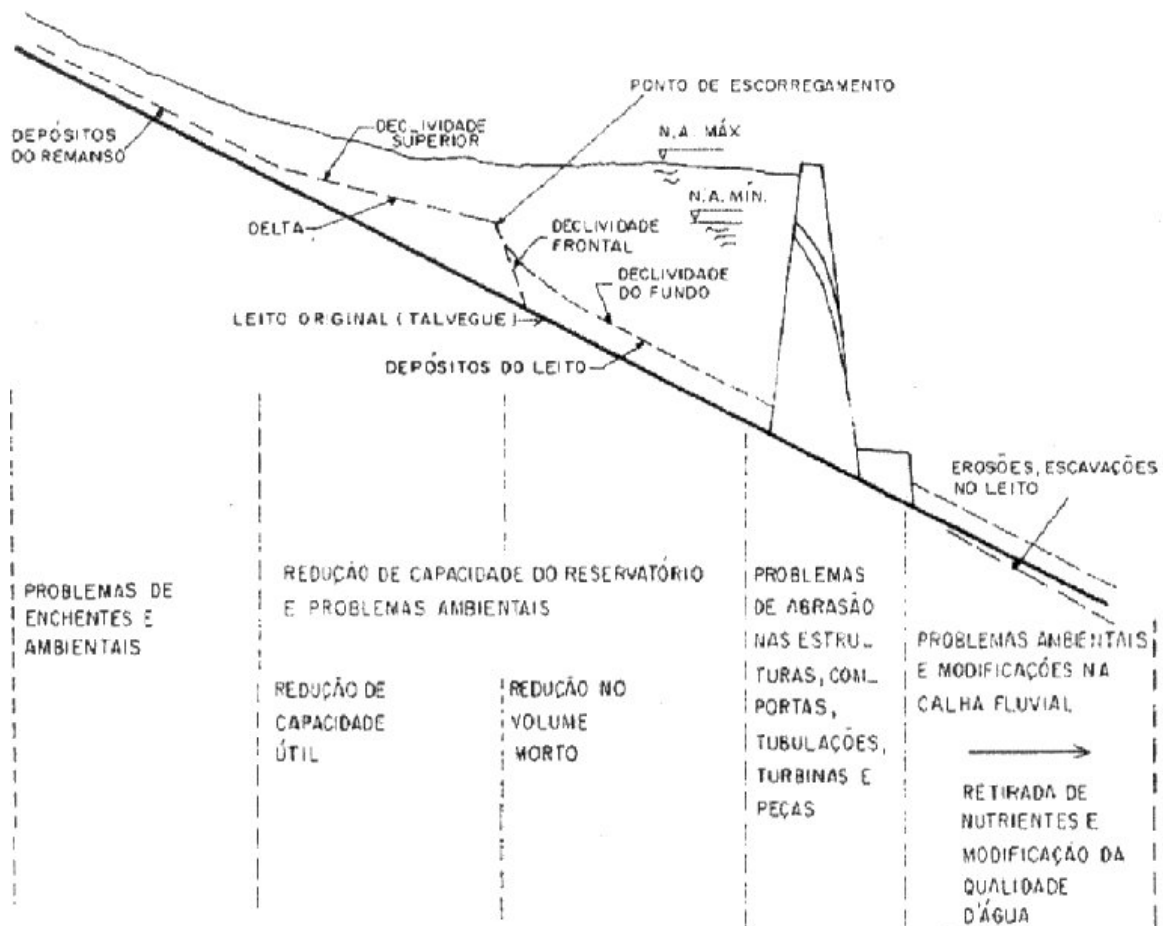


FIGURA 12 : DEPOSIÇÃO DOS SEDIMENTOS E IMPACTOS CAUSADOS NO CURSO D'ÁGUA.

Os depósitos de remanso criam problemas de enchentes a montante do lago. Os depósitos que se formam no interior do reservatório provocam a redução de sua capacidade de acumulação: o delta tende a reduzir gradualmente o volume útil do reservatório, enquanto os depósitos do leito causam o assoreamento do volume morto. Os sedimentos que alcançam a barragem, passando por condutos ou pelas estruturas de vertimento, provocam a abrasão e o desgaste das comportas, turbinas, tubulações e outros elementos. A jusante da barragem, as águas claras provocam a erosão do leito e das margens do canal, gerando escavações que podem evoluir para montante e prejudicar a própria estrutura da barragem.

5. Perdas por Evaporação

Nos reservatórios de pequena profundidade, assim como nos de regularização plurianual, as perdas por evaporação podem ser significativas, e devem ser levadas em consideração nos estudos de dimensionamento de reservatórios e na operação dos sistemas existentes.

A avaliação das perdas por evaporação devem considerar a evaporação líquida, que é a diferença entre a evaporação real do reservatório (ou evaporação do lago) e a evapotranspiração real da bacia hidrográfica no local do reservatório antes de sua implantação (ou seja, a perda de água por evaporação do solo e por transpiração de plantas).

As perdas por evaporação devem, ainda, ser estimadas para o período crítico de depleção do reservatório. As variações sazonais da evaporação podem ter importância significativa, em particular nos projetos de irrigação, uma vez que, normalmente nos períodos em que a evaporação é máxima, as demandas de água também o são.

Vários métodos podem ser utilizados para se determinar a evaporação líquida de um reservatório. Recomenda-se a consulta ao relatório “*Evaporações Líquidas nas Usinas Hidrelétricas*”, publicado pelo Operador Nacional do Sistema Elétrico, que define uma metodologia de cálculo e apresenta os resultados das estimativas de evaporações líquidas em diversos reservatórios nacionais.

6. Controle de Enchentes

O anexo 1 apresenta a reprodução parcial de relatório do ONS – Operador Nacional do Sistema, com descrição da metodologia e apresentação de uma aplicação real a uma bacia do sistema hidroelétrico brasileiro.

7. Bibliografia

[1] Linsley, R. K. & Franzini, J. B. – *Engenharia de Recursos Hídricos* – Tradução e adaptação: Luiz Americo Pastorino. Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1978.

[2] Tucci, Carlos E. M. – *Hidrologia, Ciência e Aplicação* – Porto Alegre : Editora da Universidade : ABRH : EDUSP, 1993.

[1] Agência Nacional de Energia Elétrica, Superintendência de Estudos e Informações Hidrológicas - *Guia de Avaliação de Assoreamento de Reservatórios* – Brasília, 2000.

[4] Operador Nacional do Sistema Elétrico - *Evaporações Líquidas nas Usinas Hidrelétricas* (ONS RE 3/159/2001) - Relatório emitido pela Gerência de Planejamento da Operação GPO-3 do ONS, Agosto de 2001* .

* Documento disponível para download no site oficial do Operador Nacional do Sistema Elétrico (www.ons.org.br)

Anexo 1 - Controle de Enchentes

Reprodução parcial de relatório do ONS – Operador Nacional do Sistema - **PLANO ANUAL DE PREVENÇÃO DE CHEIAS - CICLO 2000/2001**

SUMÁRIO	Pag.
1. INTRODUÇÃO	2
1.1 Considerações Iniciais.....	2
1.2 Prevenção e Controle de Cheias - Um Outro Papel do Setor Elétrico	3
1.2.1- BREVE HISTÓRICO	3
1.2.2- CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	3
1.3 Objetivos do Trabalho.....	5
2. METODOLOGIAS PARA A PREVENÇÃO DE CHEIAS	6
2.1 Método da Curva Volume x Duração	13
2.2 Metodologia CEPEL.....	17
2.2.1 - MÉTODO DAS TRAJETÓRIAS CRÍTICAS	17
2.2.2 - TEORIA DAS CONDIÇÕES DE CONTROLABILIDADE	20
2.3 Conceitos Gerais das Regras de Operação para Controle de Cheias	21
2.3.1 - OPERAÇÃO NORMAL.....	21
2.3.2 - OPERAÇÃO EM EMERGÊNCIA	22
2.3.3 - CURVA DE SOBRECARGA INDUZIDA	22
2.3.4 - DIAGRAMA DE OPERAÇÃO NORMAL E EM EMERGÊNCIA	23
3. BACIA DO RIO PARANÁ ATÉ PORTO SÃO JOSÉ.....	24
3.1 Localização e Principais Características da Bacia	24
3.2 Sistema de Reservatórios para a Operação de Controle de Cheias e Períodos de Controle de Cheias.....	24
3.3 Restrições Hidráulicas Existentes no Sistema de Reservatórios	29
3.4 Séries de Vazões Naturais Médias Diárias	30
3.5 Aplicação da Metodologia.....	32
3.5.1 - TENDÊNCIAS MACRO-CLIMÁTICAS	33
3.5.2 - SISTEMA INTEGRADO DE RESERVATÓRIOS DA BACIA DO RIO PARANÁ ATÉ JUPIÁ	34
4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	42
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	44

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O aproveitamento do vasto potencial de recursos hidráulicos do país foi a resposta natural do Setor Elétrico brasileiro ao desafio imposto pelas elevadas taxas de crescimento do mercado consumidor, verificadas principalmente a partir da década de 70. Hoje, a capacidade total instalada no Sistema Interligado Nacional é da ordem de 61859 MW (Planejamento Anual de Operação Energética – ANO 2000 - ONS), dos quais as usinas hidrelétricas representam cerca de 93%.

Dentro do quadro regulatório em que esse desenvolvimento se deu, observa-se que a maioria dos reservatórios do sistema hidrelétrico brasileiro pôde ser projetada e construída com vistas à geração de energia exclusivamente. Geralmente, a consideração do amortecimento de cheias, contemplada na fase de projeto destes reservatórios, visava apenas atender à segurança da barragem.

Tal concepção de projeto, ou seja, voltada para atender, com raras exceções, apenas a objetivos locais ou setoriais da economia, com os custos alocados aos respectivos setores, foi o que predominou historicamente em nosso país. Os principais fatores que dificultaram a concepção de aproveitamentos de recursos hídricos de uso múltiplo foi a ausência de planos setoriais e a falta de legislação específica.

Com a aprovação da Lei nº 9433, de 8 de janeiro de 1997, que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos, o uso múltiplo da água passou a ser considerado como um dos fundamentos para a gestão dos recursos hídricos no Brasil. Em face da importância das normas recém trazidas por esta lei, foi criada a Agência Nacional de Águas – ANA – através da lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000.

A ANA é uma autarquia sob regime especial, vinculada ao Ministério do Meio Ambiente, tendo por finalidade precípua implementar a Política Nacional de Recursos Hídricos, integrando o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Verifica-se na lei nº 9984 que deverá haver intensa articulação entre a ANA, o ONS e os agentes públicos e privados, principalmente em função das disposições contidas nos incisos X e XII e parágrafo 3º do artigo 4º desta lei.

Portanto, prevê-se que ocorra uma profunda transformação no sentido do uso integrado dos recursos hídricos, com a regulamentação destas leis e a conseqüente constituição dos Comitês de bacias, que são o fórum de decisão no âmbito de cada bacia hidrográfica, constituídos pelos representantes de todos os usuários da bacia.

Este novo marco regulatório do uso das águas representa um novo cenário para o setor de geração de energia elétrica, a partir do qual o seu planejamento da operação hidroenergética passará a ter maiores influências decorrentes de outros usos da água, podendo aumentar o número das restrições hidráulicas hoje consideradas.

1.2 Prevenção e Controle de Cheias - Um Outro Papel do Setor Elétrico

1.2.1- BREVE HISTÓRICO

A partir de 1977 a área de planejamento da operação dos sistemas elétricos interligados brasileiros começou a contemplar sistematicamente o controle de cheias. Para tal contribuiu as grandes enchentes verificadas na bacia do rio Grande em fevereiro daquele ano, as quais provocaram diversos danos, incluindo o rompimento das barragens de Euclides da Cunha e Limoeiro, localizadas em um dos seus afluentes, o rio Pardo.

Desta forma, em 1977, o GCOI (Grupo Coordenador para Operação Interligada), constituiu a CECCA (Comissão de Estudos para Controle de Cheias e Armazenamento), com o objetivo de estudar e propor uma metodologia aplicável à operação de controle de cheias do sistema de reservatórios da bacia do rio Grande. No ano seguinte, a metodologia adotada foi estendida para os rios Paranaíba e Paraná.

A partir de 1979, foi constatado que o suporte técnico-hidrológico do GCOI deveria ser mais amplo e de caráter permanente, sendo então dissolvida a CECCA e criado o Grupo de Trabalho de Estudos Hidrológicos - GTEH, no âmbito do Subcomitê de Estudos Energéticos - SCEN do GCOI.

No ano de 1979, após a criação do GTEH, tem início também a participação do CEPEL (Centro de Pesquisas de Energia Elétrica - Grupo ELETROBRÁS) nos trabalhos e pesquisas na área de controle de cheias, trazendo grandes contribuições.

Ao longo dos anos, o GTEH, depois denominado GTHO (Grupo de Trabalho de Hidrologia Operacional), ampliou os estudos de controle de cheias e acompanhamento permanente da operação dos reservatórios, para as bacias dos rios Grande, Paranaíba, Paraná, São Francisco, Paraíba do Sul e Iguaçu, as quais apresentam a característica comum de possuírem aproveitamentos hidrelétricos pertencentes a diferentes empresas.

Com o processo de reestruturação do setor elétrico brasileiro, iniciado a partir da segunda metade da década de 90, em 1999 extinguiu-se o GCOI e suas atribuições foram absorvidas pelo ONS. Dessa forma, a partir de 1999, os estudos de prevenção de cheias e a operação passaram a ser uma atribuição do ONS.

Deve-se mencionar que com a criação do ONS, que tem atribuições mais amplas que o GCOI, ocorreu também uma reformulação na sistemática de elaboração dos estudos de prevenção de cheias e na coordenação da operação, seguindo os Procedimentos de Rede de Hidrologia Operacional, Módulo 9, Submódulos 9.3 e 9.4.

1.2.2- CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

Os reservatórios do nosso parque gerador estão distribuídos por extensas regiões geográficas e foram implantados, em sua maioria, em bacias hidrográficas que após a construção desses adquiriram um acentuado grau de ocupação sócio-econômica.

A implantação desses grandes reservatórios propiciou uma considerável regularização fazendo com que as cheias de menor porte, ou de menor período de recorrência, fossem absorvidas, não causando impacto a jusante destes reservatórios. Em consequência deste fato, áreas que eram freqüentemente inundadas passaram a ser protegidas e utilizáveis, embora ainda sujeitas a um determinado risco.

A utilização destas áreas para fins diversos, como obras civis, agricultura e urbanização, deu origem a restrições para o escoamento dos rios, que vieram a se refletir na forma de operar estes reservatórios. Assim, ao objetivo inicial de geração de energia dos aproveitamentos hidrelétricos do sistema brasileiro veio se somar, em vários casos, o de controle de cheias.

Para efetuar o controle de cheias o Setor Elétrico passou então a prever a disponibilidade de volumes vazios nos reservatórios, capazes de absorver parcelas determinadas das afluições, para evitar, com um risco prefixado, que fossem causados danos a jusante. Dada a concepção inicial desses reservatórios, tornou-se evidente a existência de um conflito, qual seja, a utilização dos reservatórios para a geração de energia e controle de cheias simultaneamente.

Tendo em vista que a maioria dos aproveitamentos hidrelétricos não foi projetada para a utilização no controle de cheias, o planejamento da operação deve procurar minimizar este conflito, através de uma alocação criteriosa de espaços vazios nos reservatórios para o controle de cheias, denominados "volumes de espera", para proteção de restrições a jusante, ou "rebaixamento de nível" para não agravar restrições de montante

No entanto, até a data presente, a natureza do problema a ser resolvido para o sistema elétrico brasileiro tem sido diferente daquela indicada em aproveitamentos de usos múltiplos. Neste caso, a geração de energia figura como objetivo prioritário a ser maximizado, sujeito, no entanto, a restrições de controle de cheias.

De qualquer maneira, a manutenção de volumes de espera sazonais nos reservatórios conduz a um aumento do risco de que os mesmos não sejam totalmente recuperados até o final da estação chuvosa. Isto traz como implicação uma redução nas disponibilidades energéticas e, por se tratar de um sistema hidrotérmico, um aumento do risco de geração térmica futura ou até mesmo déficits de suprimentos no Sistema Interligado Nacional - SIN. Deve-se ressaltar que os eventuais ônus decorrentes do controle de cheias são arcados pelo próprio Setor Elétrico.

O estabelecimento dos valores ótimos dos volumes de espera a serem alocados nos aproveitamentos deveria levar em consideração, além dos aspectos hidrológicos, a minimização da relação entre o custo esperado da geração térmica futura e os benefícios sócio-econômicos promovidos pelo controle de possíveis cheias. Como o levantamento de tais benefícios é de difícil consecução, optou-se por uma decisão baseada numa alternativa que não acarrete apreciável aumento do risco de déficits e de geração térmica no SIN. Portanto, a contribuição dada pelo Setor Elétrico para o controle de cheias tem uma característica conjuntural.

Para a escolha da alternativa a ser adotada pelo Setor Elétrico, a cada ano, a metodologia de estudos consiste em se admitir várias hipóteses de valores de volumes de espera para os diversos reservatórios, correspondentes a selecionados períodos de retorno das cheias, e simular a operação do sistema interligado para cada uma destas hipóteses, objetivando avaliar os aumentos do risco de geração térmica futura e de déficits de suprimentos, para cada hipótese.

Estes estudos são realizados anualmente, seguindo a mesma freqüência adotada pelo GCOI. No entanto, esta determinação de volumes de espera é elaborada pelo ONS para todos os reservatórios das bacias hidrográficas onde estão localizados aproveitamentos hidrelétricos despachados centralizadamente.

Cabe ainda mencionar que, nos últimos anos, o Setor Elétrico tem realizado um grande esforço para reduzir ou evitar os impactos causados pelas cheias, através da prática de alocação de volumes de espera e da adoção de regras de operação adequadas para os seus reservatórios. No entanto, tem-se constatado que para se atingir uma maior eficiência do controle de cheias será necessário se dispor de:

-
- uma política de ocupação e uso do solo;
 - um plano de ação integrada entre empresas, comunidades e poder público, para áreas sujeitas a inundações.

1.3 Objetivos do Trabalho

Este trabalho tem por objetivo apresentar os resultados dos estudos efetuados no ciclo de planejamento 2000/2001, quanto ao aspecto da prevenção de cheias nos aproveitamentos do Sistema Interligado Nacional. Estes estudos são realizados sempre que ocorrem modificações nos elementos que definem volumes de espera, tais como: mudança na configuração do sistema; alteração de restrições; atualização de séries de vazões; aprimoramento metodológico.

O presente trabalho apresenta um conjunto de alternativas de alocação de volumes de espera para os reservatórios do sistema interligado. Cada alternativa foi obtida em função da frequência da cheia a ser controlada, indicada em termos de tempo de recorrência.

Do ponto de vista estritamente hidrológico, este trabalho não pode ser conclusivo, sobre a melhor alternativa a ser adotada para a totalidade dos reservatórios contemplados, tendo em vista os possíveis impactos energéticos já comentados no item anterior. No entanto, a partir de uma avaliação dos impactos energéticos das diferentes alternativas de volume de espera para o sistema interligado, cujos resultados estão no capítulo 9 deste relatório, são apresentados os volumes de espera recomendados.

Vale mencionar que este trabalho é uma revisão dos estudos realizados no ciclo de planejamento 1997/1998, que constam do relatório "Prevenção de Cheias nos Aproveitamentos dos Sistemas Interligados- 1997/1998- SCEN/GTHO-02/97, bem como os estudos de prevenção de cheias para o período 1998/1999 realizado no âmbito do SCEN-GTHO-GCOI, e aprovado através de resolução nº 2956/98.

2. METODOLOGIAS PARA A PREVENÇÃO DE CHEIAS

No planejamento da operação hidráulica dos reservatórios do sistema interligado, objetivando o controle de cheias, são consideradas duas etapas. Na primeira, chamada de prevenção, os órgãos responsáveis pela operação dos sistemas dotam-se de recursos físicos e materiais para o controle de enchentes.

Os recursos físicos são os rebaixamentos de nível dos reservatórios para proteção de restrições de montante, bem como aqueles deixados nos reservatórios para proteção de restrições de jusante, utilizados para amortecer cheias de magnitudes até ao correspondente tempo de recorrência adotado, chamados neste último caso de volume de espera.

Os recursos materiais do controle de cheias correspondem às redes de medição hidrometeorológicas e sistemas de transmissão de dados, de forma que a manipulação dessas informações forneça elementos para decisões operativas mais adequadas dentro de cada situação.

Em uma segunda etapa são elaboradas todas as medidas que devem ser tomadas durante a ocorrência de cheias, tanto de caráter administrativo como de engenharia. As medidas administrativas compreendem o estabelecimento de responsabilidades nas decisões operativas entre as diversas pessoas e órgãos envolvidos na operação, o acionamento de equipes para execução de tarefas de emergência, tais como, o aviso ou a remoção de moradores ribeirinhos etc.

As medidas de engenharia constam principalmente da coleta, processamento e análise dos dados operativos observados no sistema visando a sua utilização para quantificação e previsão das afluições, bem como as decisões operativas indicadas pelas regras de operação para controle de cheias estabelecidas. Estas regras são um conjunto de instruções pelas quais devem ser definidas descargas defluentes que garantam a segurança do sistema hidráulico e/ou reservatório, tendo em vista as condições operativas caracterizadas pelos níveis d'água no(s) reservatório(s), afluições, taxas de variação do(s) armazenamento(s) etc.

Os estudos de prevenção de cheias têm início com o levantamento e determinação pelas empresas, das restrições à operação dos aproveitamentos nas várias bacias. Tais restrições podem ser de máximas vazões defluentes que não causem danos a jusante ou de nível no reservatório, como é o caso, por exemplo, da limitação de Marimondo para evitar afetar a ponte Gumercindo Penteado da Rodovia BR-364.

A ocupação pelas populações e suas benfeitorias das áreas marginais de rios controlados deu origem a diversos tipos de restrições hidráulicas. De uma maneira geral, as principais limitações atualmente existentes na operação hidráulica dos reservatórios devem-se a pontes, estradas, plantações, casas, áreas urbanas, travessias de balsas e, em alguns casos, às próprias instalações da usina (por exemplo a sua Casa de Força).

No entanto, como ainda não se possui um levantamento completo das planícies de inundação, bem como o cadastramento dos bens ali existentes, o conjunto de informações sobre restrições hidráulicas vem sendo formado, ao longo destes anos, basicamente em função da constatação dos problemas verificados após a ocorrência de cheias. Portanto, para estudos de planejamento da operação hidráulica, com raras exceções, a consideração de novas restrições é feita de forma estimada, devido às dificuldades técnicas e materiais da quantificação precisa das mesmas.

Um outro aspecto importante é a heterogeneidade dos tipos de restrições. Para isso não se possui ainda instrumentos técnicos e políticos que propiciem a definição criteriosa de qual restrição hidráulica, dentro do conjunto levantado, deverá ser considerada nos estudos de controle de cheias.

Neste ponto deve-se mencionar que o submódulo 9.9 dos Procedimentos de Rede deu um passo importante ao estabelecer os procedimentos para atualização das restrições operativas hidráulicas.

Para exemplificar a severidade do problema, foram selecionadas as principais restrições consideradas para controle de cheias, apresentadas na tabela 2.1 a seguir.

Para comparação e análise das restrições foram coletados dados hidráulicos das usinas e valores de vazões observadas, bem como calculadas as freqüências das vazões de restrição em condições naturais.

Constatou-se, como pode ser observado na tabela 2.1, que as vazões de restrição apresentam tempos de recorrência inferiores a 10 anos em sua grande maioria, sendo que em alguns casos este valor é igual ou menor que 2 anos, o que mostra a gravidade da situação. Neste último caso enquadram-se por exemplo: Santa Branca e Funil no rio Paraíba do Sul, Jupia no rio Paraná e Três Marias no rio São Francisco.

Através das vazões observadas, nota-se que os valores das restrições foram superados na maioria dos casos, principalmente durante as cheias de 83 e 92.

Pelos dados hidráulicos, observa-se que apenas duas usinas, no rio Paranapanema, tiveram aflúências superiores à capacidade máxima dos vertedores.

Diante deste quadro de complexidade, o Setor Elétrico tem feito um esforço muito grande para reduzir ou evitar os impactos causados pelas cheias, através da prática de alocação de volumes de espera e de regras de operação adequadas para os seus reservatórios. No entanto, o resultado destas medidas só não tem tido maior eficiência, por motivos extra-setoriais como os citados no capítulo anterior deste trabalho.

Nesta direção, enquanto não são regulamentados o uso das planícies de inundação e os Comitês de Bacia, o ONS em conjunto com os agentes procura garantir a segurança das populações ribeirinhas adotando volumes de espera compatíveis com cheias de probabilidades de ocorrência, utilizadas universalmente, em geral equivalentes a períodos de retorno entre 15 e 100 anos.

Vale ressaltar que não existem padrões universais para regulamentação do uso de planícies de inundação. Entretanto, muitas comunidades vem adotando regulamentação, ou modificando as que existem, para determinar pelo menos as exigências mínimas para um programa de controle de cheias. Tais leis variam na forma e grau de regulamentação, dependendo da avaliação dos dados técnicos e preferências das comunidades, embora todas com o mesmo objetivo de diminuir os prejuízos com as cheias.

Quando se dispõe de um levantamento da planície de inundação é possível incorporar regras de ocupação das várzeas às leis de zoneamento, códigos de obras e regulamentações de loteamentos e subdivisões de terras. Estas providências são discutidas com as comunidades para se estabelecer elevações mínimas de terra e outros critérios para construções em áreas sob perigo de cheias. Internacionalmente, usa-se a cheia de probabilidade de 1% (equivalente a 100 anos de período de retorno) para definição dos limites da planície de inundação.

Neste processo é estabelecido um "leito maior" do rio com uma largura baseada na necessidade de escoamento da cheia selecionada. O perfil da cheia selecionada é então desenvolvido. Isto estabelece elevações mínimas de terra para construções nas margens. A figura 2.1, a seguir, descreve o "leito maior" e as "margens inundáveis" ao longo de um rio típico.

Em um zoneamento, o leito maior do rio é designado como uma zona que tem exigências especiais, semelhantes a uma área residencial que tem seus próprios requisitos. Dentro do leito maior somente serão permitidos usos não sujeitos aos danos das cheias e que não obstruam a passagem das vazões.

Novas construções, para serem permitidas na margem inundável, devem apresentar elevação mínima de terra e outros requisitos de proteção para seu tipo de utilização. Outras providências são incluídas para prevenir a criação de condições de risco.

Códigos de construção podem ser efetivamente aplicados tanto em novas construções como para mudanças nas já existentes. Eles podem prover quanto à elevação mínima de terra, uso de certos materiais e projetos de estruturas apropriadas.

Uma última observação refere-se ao fato do Setor Elétrico procurar, sempre que possível, trabalhar com períodos de retorno elevados quando do estabelecimento dos volumes de espera dos aproveitamentos cujas restrições são as próprias Casas de Força das usinas.

TABELA 2.1 - RESTRIÇÕES OPERATIVAS CONSIDERADAS PARA CONTROLE DE CHEIAS E DADOS DE USINAS

Bacia	Local da Restrição	Usina	Tipo	Empresa	Dados Observados			Dados. Hidr. da Usina		Restrições de Vazões					Restrições de Nível
					MLT (m³/s)	Afluência Máxima		Turrb.in Nominal Total (m³/s)	Cap. Max. Vertedor max.max. (m³/s)	Taxa de Variação (m³/s/tpo)	Vazão (m³/s)	Vazão MLT	Vazão Cap. Vertedor (%)	Freq. Vazão Natural TR (anos)	níveis máximos de montante (m) e % V.U.
						Vazão (m³/s)	Data								
Grande	adotada na usina cid.Rib.Vermelho áreas rib/balsa casa de força áreas urbanas áreas ribeirinhas ponte rodoviária ponte/usina	Camarg/Itutinga	IJ	CEMIG	136	713	22/03/83	236	2070	150/h	400	3	19	< 2	-
		Camarg/Itutinga	J	CEMIG	-	3100	28/01/85	-	-	-	1100				-
		Furnas	IJ	FURNAS	943	8706	23/01/92	1515	13000	2000/d	4000	4	31	6	-
		M.de Moraes	IJ	FURNAS	1041	5333	03/02/83	1189	10400	2000/d	4400	4	42	9	-
		Jaguara	IJ	CEMIG	1072	5017	13/02/83	1080	14100	-	4500	4	32	3	-
		Volta Grande	IJ	CEMIG	1158	5609	04/02/83	1720	12700	-	5000	4	39	3	-
		Porto Colômbia	IJ	FURNAS	1291	6751	08/02/83	1864	16000	-	7000	5	44	-	-
		Marimondo	M/IJ	FURNAS	1816	9069	13/02/83	2552	23600	1000/h	8000	4	34	11	445,73 (95%)
Paranaíba	acesso à usina cidade Itumbiara ponte a jusante	Emborcação	IJ	CEMIG	485	3943	04/02/83	972	8200	-	5000	10	61	67	-
		Itumbiara	IJ	FURNAS	1526	10338	04/02/83	2858	16270	2500/d	7000	5	43	5	-
		São Simão	IJ	CEMIG	2366	14298	20/01/83	2520	24100	-	16000	7	66	250	-
Tietê	cid.Pirap.B.Jesus rodovia áreas ribeirinhas cid.B.Bon./naveg	Pirapora	IJ	EPAULO	73	830	02/02/83	-	1155	-	480	7	42	35	-
		Rasgão	IJ	EPAULO	77	684	02/02/83	130	1443	-	600	8	42	45	-
		Porto Goes	IJ	EPAULO	98	884	16/06/87	56	-	-	700	7	-	45	-
		Barra Bonita	IJ	CESP	416	4011	07/06/83	592	4530	(1)	2000	4	40	4	-
Paraná	áreas ribeirinhas	Jupia	IJ	CESP	6033	28943	10/02/83	6440	50000	(2)	16000	3	32	2	-
Parapanema	usina Piraju pontes/usina áreas ribeirinhas	Jurumirim	IJ	CESP	203	2784	06/06/83	274	2530	-	1200	4	32	4	-
		Chavantes	IJ	CESP	310	3972	06/06/83	568	3250	-	2000	6	55	6	-
Paraná	áreas ribeirinhas	Porto São José	J	Posto Fluv.							24000				

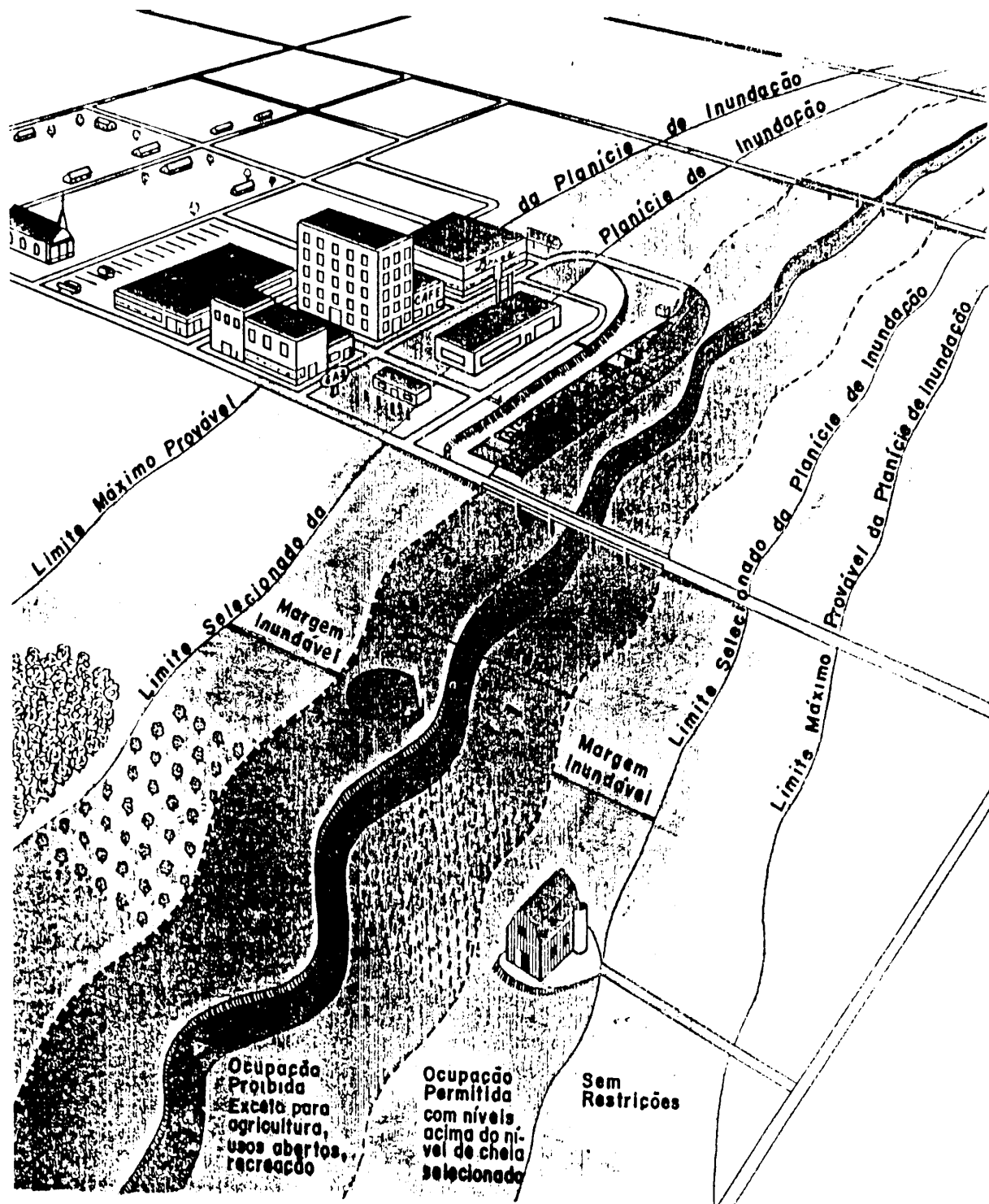
Legenda: TIPO IJ restrição imediatamente a jusante da usina
J restrição distante da usina com influência de vazão na área intermediária
M restrição a montante da usina
DADOS OBSERVADOS MLT vazão média de longo termo na usina ou seção da restrição
AFLUÊNCIA MÁXIMA máxima afluência observada na usina ou vazão máxima na seção de restrição, caso esta seja distante da usina
VAZÃO/MLT indica a razão entre a restrição e a MLT
VAZÃO CAP. VERTEDOR indica a abertura máxima, em % da capacidade, que os vertedores podem ser abertos sem causar rompimento da restrição
FREQ. VAZÃO NATURAL indica o tempo de recorrência da vazão de restrição, em condições naturais, isto é frequência com que a restrição seria rompida caso não houvessem os reservatórios na bacia

(1) Para defluências acima de 1000 m³/s é igual a 10% da vazão defluente anterior.
(2) Para defluências acima de 9000 m³/s é igual a 10% da vazão defluente anterior limitada a 2000 m³/s/dia

TABELA 2.1 - RESTRIÇÕES OPERATIVAS CONSIDERADAS PARA CONTROLE DE CHEIAS E DADOS DE USINAS (continuação)

Bacia	Local da Restrição	Usina	Tipo	Empresa	Dados Observados			Dados. Hidr. da Usina		Restrições de Vazões					Restrições de Nível
					MLT (m³/s)	Afluência Máxima		Turrb.in Nominal Total (m³/s)	Cap. Max. Vertedor max.max. (m³/s)	Taxa de Variação (m³/s/tpo)	Vazão (m³/s)	Vazão MLT	Vazão Cap. Vertedor (%)	Freq. Vazão Natural TR (anos)	níveis máximos de montante (m) e % V.U.
						Vazão (m³/s)	Data								
Iguaçu	cid. U.Vitória casa força/usina	Foz do Areia Salto Santiago	M IJ	COPEL ESUL	622	9800	09/07/83	1488	10030	600/4h	-	-	-	-	variável
					924	17333	09/07/83	1392	27830	-	19000	21	68	175	-
Capivari	ponte rodoviária	Gov. P. Souza	IJ	COPEL	19	335	11/01/95	40	1000	25/2h	140	7	27	4	-
Jacuí	casa maq. usina subestação usina	Ernestina Jacuí	IJ IJ	CEEE CEEE	25	1300	05/07/83	17	635	70/h	750	-	-	-	-
					196	2600	05/07/83	220	7850	150/h	2400	12	31	9	-
Paraíba do Sul	cidade Jacareí adotada na usina cidade Resende cid. Barra Mansa cid. V. Redonda cid. Barra Pirai cid. Barra Pirai ferrovia	Santa Branca Funil Funil Funil Santa Cecília Santana Ilha dos Pombos	J M/IJ J J IJ IJ M	LIGHT FURNAS FURNASF URNAS FURNAS LIGHT LIGHT LIGHT	81	625	19/02/59	126	1300	-	350	2	14	< 2	-
					235	873	25/03/73	366	4481	100/h	700	3	16	< 2	466,50(100%)
					241	1295	13/03/47	-	-	-	850	3	-	2	-
					268	1410	15/03/47	-	-	-	800	-	-	-	-
					279	1370	14/03/47	-	-	-	880	-	-	-	-
					300	2185	15/03/47	0	1710	-	1100	4	64	2	-
					19	376	24/01/92	0	1160	-	15	1	1	< 2	-
603	4532	01/02/24	636	9758	-	-	-	-	-	-	140,15				
São Francisco	Adotada na usina cidade Pirapora cid.Petr./Juazeiro áreas urbanas áreas urbanas	Três Marias Três Marias Sobradinho Itaparica Moxotó/PA IV	IJ J IJ J IJ	CEMIG CEMIG CHESF CHESF CHESF	710	8572	11/02/83	900	8700	500/h	2500	4	29	< 2	-
					871	5872	13/02/83	-	-	-	4000	5	-	3	-
					2837	17800	10/03/79	4290	22500	1000/d	8000	3	36	5	-
					2926	14450	31/03/60	2820	35300	1000/d	8000	3	23	3	-
					2926	14450	31/03/60	2200	28000	1000/d	8000	3	29	3	-
Parnaíba	cidade Floriano	Boa Esperança	J	CHESF	471	2800	27/01/64	960	12000	500/d	< 2000	3	13	2	-

FIGURA 2.1 - RECOMENDAÇÕES PARA USO DE PLANÍCIES DE INUNDAÇÃO



Tradicionalmente os estudos de prevenção de cheias são finalizados na sua 1ª parte com a apresentação de alternativas de volumes de espera associados a tempos de recorrência. Com base nestas alternativas e numa avaliação de impactos energéticos toma-se uma decisão sobre os volumes a serem implantados.

No entanto, esta análise poderia ser levada mais adiante, utilizando o procedimento tradicional em obras hidráulicas (ver Kite, 1977; Pinto e outros, 1976 e Raudkivi, 1975) de calcular o risco dentro de um determinado período de tempo (vida útil da obra ou benfeitoria a ser protegida, ou um período de tempo arbitrado para análise econômica), a partir do evento de recorrência T_r e da probabilidade de ocorrência $1/T_r$ dentro do período unitário de tempo considerado (**ano** para o nosso caso).

Admitindo a independência dos eventos anuais, a probabilidade de não ocorrência de um evento com período de retorno superior a T_r é:

$$q = 1 - \frac{1}{T_r}$$

- a probabilidade de não ocorrência (ou segurança) em n anos é:

$$S = \left(1 - \frac{1}{T_r} \right)^n$$

- finalmente a probabilidade (ou risco) que o evento ocorra ao menos uma vez nos n anos é:

$$R = 1 - S = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r} \right)^n$$

- assim, por exemplo, se tivéssemos um volume de espera para proteger uma ponte para cheias de até 50 anos de recorrência, num período de 10 anos o risco de inundá-la seria de:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{50} \right)^{10} = 0,18 \text{ ou } 18\%$$

- a este risco poderia ser atribuído um valor monetário (o custo do risco) multiplicando-o pelo prejuízo com a possível perda da ponte.

O custo do risco é diretamente comparável com o custo de alocação do volume de espera em n anos, o que poderia em alguns casos levar a um dimensionamento ótimo dos volumes de espera sob o ponto de vista econômico.

Obviamente há casos em que a quantificação das perdas econômicas é difícil ou mesmo não aplicável, quando envolve perdas de vidas humanas. No entanto, há uma vasta classe de problemas em que a análise acima é aplicável.

Quando os custos totais resultantes da quebra de restrições puderem ser avaliados, será possível determinar o grau de proteção ótimo a ser adotado, em função do risco em um determinado período de tempo e do custo do risco. No presente estudo isto não foi possível em razão da não existência de boas estimativas dos custos envolvidos.

2.1 Método da Curva Volume x Duração

Dentro da etapa denominada "prevenção de cheias", o primeiro método adotado pelo Setor Elétrico para o cálculo dos volumes de espera é o chamado "Método da Curva Volume x Duração", apresentado em (Beard, 1963). A solução obtida com este procedimento é ainda utilizada, apesar de algumas dificuldades na sua aplicação, constatadas ao longo dos anos.

Neste trabalho, o método da Curva Volume x Duração para cálculo de volumes de espera foi adotado nos estudos das bacias dos rios Paraíba do Sul e Parnaíba.

Este método relaciona cada intervalo de tempo com duração de **d** dias consecutivos com o máximo volume afluente neste período. Este fica definido como:

$$va(d) = \max_{0 < t < h - d + 1} \left[\sum_{j=0}^{d-1} (q(t+j) \cdot \Delta t) \right] \quad (1)$$

onde:

va (d)	=	máximo volume afluente para a duração de d dias;
D	=	duração em dias;
q (t+j)	=	vazão média diária no dia t + j;
Δt	=	intervalo de discretização do tempo (1 dia = 86400 s);
H	=	número de dias da estação chuvosa;
T	=	dia.

A partir da série histórica de vazões naturais médias diárias e admitindo uma vazão defluente máxima que não cause danos a jusante (descarga de restrição), pode-se definir, para o período chuvoso de cada ano hidrológico, o volume vazio necessário para absorver cheias com qualquer duração. Este volume, denominado volume de espera, pode ser representado pela seguinte expressão:

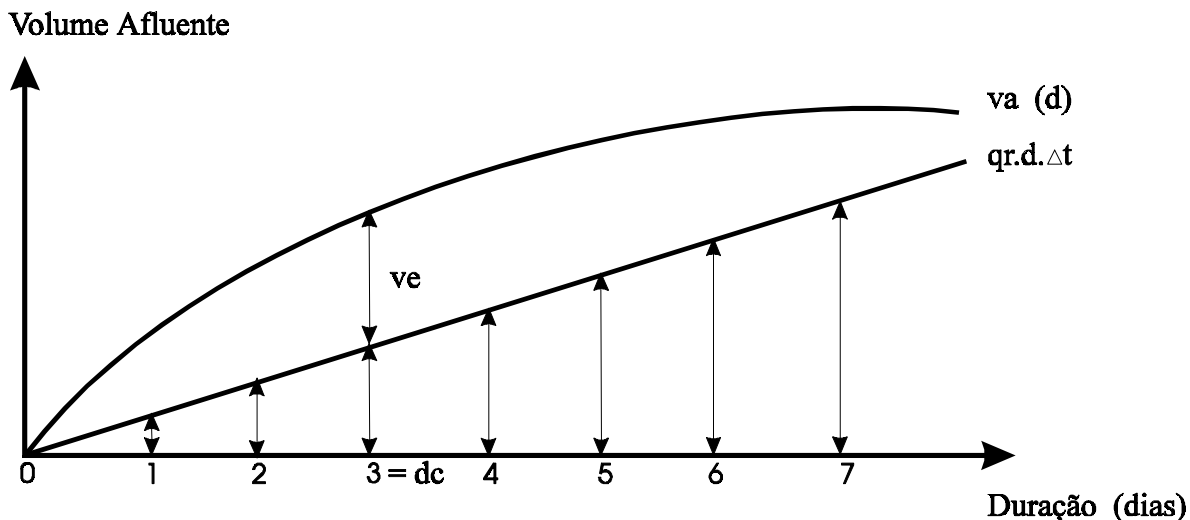
$$ve(i) = \max [(va(d) - d \cdot qr \cdot \Delta t), d = 1, 2, 3, \dots, h] \quad (2)$$

onde:

ve (i)	=	volume de espera para o período chuvoso do ano hidrológico;
Qr	=	descarga de restrição.

A duração associada a este volume é chamada duração crítica. A figura 2.2 ilustra o conceito da Curva Volume x Duração.

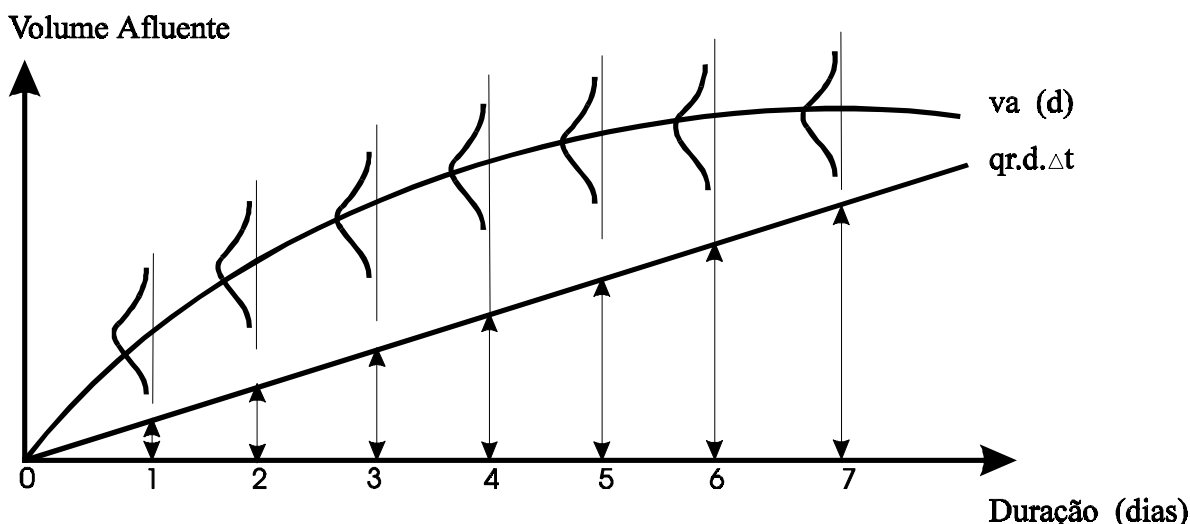
FIGURA 2.2 - CURVA VOLUME x DURAÇÃO



Um possível critério para obtenção do volume de espera a ser alocado seria selecionar o máximo volume de espera levantado na série histórica. Como, contudo, nada garante que o histórico se repetirá no futuro, ou mesmo, que seja viável a alocação deste volume, a solução mais comum leva a um estudo de freqüência e à adoção de uma distribuição teórica de probabilidades.

São levantadas, da série histórica, amostras de eventos máximos de várias durações. Ajustando, então, uma distribuição de probabilidades a cada duração de d dias torna-se possível construir a Curva Volume x Duração associada a uma probabilidade p fixa de emergência. A figura 2.3 mostra a obtenção da Curva Volume x Duração associada a uma probabilidade p .

FIGURA 2.3 - OBTENÇÃO DA CURVA VOLUME x DURAÇÃO ASSOCIADA A PROBABILIDADE FIXA p DE EMERGÊNCIA



Neste caso, $va(d)$ é tal que:

$$P [VA(d) > va(d)] = p \quad (3)$$

Uma das dificuldades observadas na aplicação deste método deve-se à variação amostral que, ocasionalmente, faz com que a curva $va(d)$ não seja côncava, como é o esperado.

O procedimento inicialmente adotado para superar este inconveniente consistia no ajuste de uma função analítica aos pares (volume afluente, duração) pelo Método dos Mínimos Quadrados. Contudo, mesmo pequenos desvios da curva ajustada, em relação aos volumes próprios das várias durações, implicavam em erros significativos nos volumes de espera resultantes.

Desta forma, passou-se a recomendar a construção gráfica com ajuste manual da curva, o que, em parte, corrigiu os problemas do ajuste automático de uma parábola do 2º grau, ao conjunto de pares de pontos, pelo Método dos Mínimos Quadrados.

Entretanto, este processo artesanal, além de lento e trabalhoso, induz à uma perda de precisão em função da escala gráfica adotada.

Atualmente utiliza-se um processo computacional de ajuste automático, porém em duas etapas. Na primeira etapa são calculadas as diferenças entre os volumes afluentes para as várias durações, $va(d)$, e os volumes passíveis de serem liberados no mesmo período, isto é, $qr.d.\Delta t$, conforme mostra a figura 2.2.

Considerando d^* como a duração em que verificou-se a máxima diferença calculada, em uma segunda etapa o programa computacional efetua o ajuste de uma parábola do 2º grau por três pares de pontos, a saber:

$$(d^* - 1, va(d^* - 1)), (d^*, va(d^*)) \text{ e } (d^* + 1, va(d^* + 1)).$$

Logo, como uma curva do grau n se ajusta perfeitamente a $n+1$ pontos e utilizou-se os pares de pontos de maiores diferenças $va(d) - qr.d.\Delta t$, ter-se-á o valor mais preciso para o par (volume de espera, duração crítica) associado a cada tempo de retorno considerado para o aproveitamento.

A questão fundamental que se coloca para a utilização do método é relativa a qual distribuição teórica de probabilidades deve ser ajustada. Este assunto é polêmico no meio hidrológico e vem sendo discutido há bastante tempo conforme relatado em (NERC, 1975), (USWRC, 1977), (Kite, 1977) e (ELETROBRÁS, 1987). Contudo, uma conclusão bastante difundida é que não se dispõe de uma distribuição "melhor" para o ajuste a séries de vazões extremas. Portanto, desejando-se uma maior segurança no estudo, é necessário uma análise do ajustamento de diversas distribuições.

Para se ter uma noção de quão polêmica é a escolha da distribuição de probabilidades para vazões extremas, três das publicações citadas recomendam distribuições diferentes. Com efeito, o estudo da ELETROBRÁS recomenda a distribuição Exponencial de 2 parâmetros, admitindo para certos casos o uso de distribuição Gumbel. O estudo do NERC recomenda a distribuição Gumbel, enquanto o estudo do USWRC a Log-Pearson III. O trabalho de Kite não indica uma distribuição específica, atendo-se mais à questão da estimação dos parâmetros das distribuições mais utilizadas.

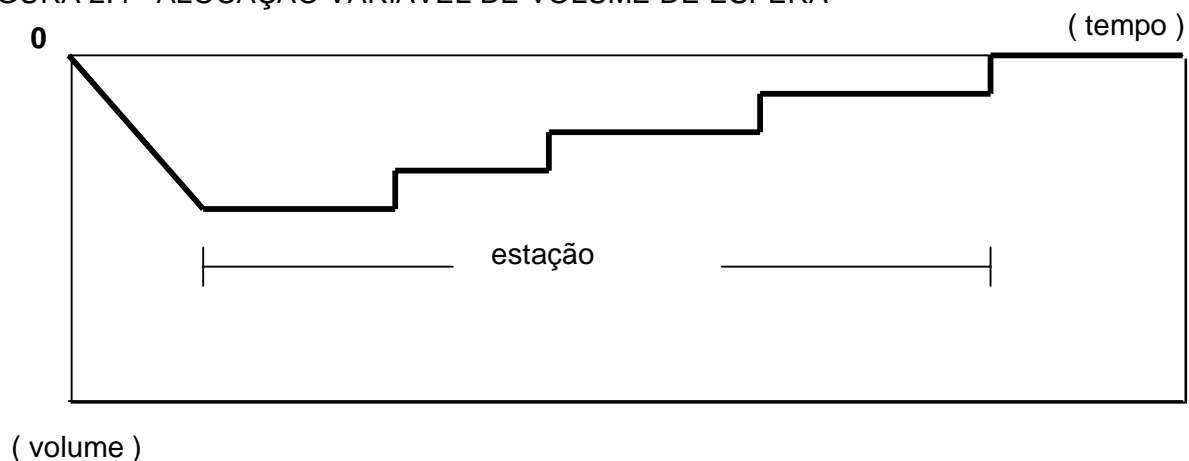
Pode-se acrescentar, ainda, que no caso da escolha de uma distribuição de probabilidades para a determinação de volumes de espera, deve-se levar em consideração que existe a particularidade de não incorrer em grandes extrapolações da faixa amostral. Em geral, a proteção considerada no controle de cheias, em situações normais, não ultrapassa uma recorrência de 50 anos. Portanto, o bom ajustamento da distribuição teórica à faixa amostral tem relevância maior nesta situação que no caso do dimensionamento de vertedores, por exemplo.

Uma outra dificuldade da aplicação do método da Curva Volume x Duração é que o mesmo determina somente um único volume de espera para toda a estação chuvosa. Este método não considera implicitamente a variação do potencial de cheia com o decorrer da estação chuvosa.

Tal solução, na medida em que existem interesses conflitantes, não é eficiente. Realmente, em regiões com sazonalidade bem definida, o risco para o qual o volume de espera foi dimensionado só se verifica no período inicial da estação chuvosa, para então ir decaindo conforme se aproxime o final da estação. Logo, a alocação constante do volume de espera superdimensiona a proteção desejada. Há que se ressaltar, ainda, que o evento "cheia" pode não ocorrer, e neste caso o objetivo "geração de energia" fica muito penalizado durante a estação seca que se segue.

A estratégia que vem sendo adotada para compatibilizar a manutenção do risco com a evolução dos volumes de espera alocados, consiste na determinação de volumes de espera a partir da censura contínua da série de vazões médias diárias, conforme o avanço da estação chuvosa. Melhor explicando, a determinação do volume de espera para o dia t considera a série de vazões no intervalo que vai do dia t ao final do período chuvoso. Neste caso, então, o risco se mantém constante e o volume de espera se torna variável. A figura 2.4 mostra este tipo de alocação.

FIGURA 2.4 - ALOCAÇÃO VARIÁVEL DE VOLUME DE ESPERA



O procedimento indicado na figura 2.4 consegue promover um rápido reenchimento do volume de espera. Entretanto, esta solução deixa o Método da Curva Volume x Duração muito vulnerável ao problema da variação amostral. O esperado é que os volumes de espera obtidos decaiam continuamente. Contudo, na prática, devido à variação amostral, isto pode não ocorrer.

Cabe assinalar que a solução apresentada atende a somente um único reservatório, de forma que sua extensão para o caso de um sistema de reservatórios requer algumas considerações. O procedimento usual, o qual inclusive é utilizado nas bacias do rio Paraíba do Sul, consiste na determinação de volumes de espera para o reservatório de montante a partir da série de vazões naturais, para então obter os volumes de espera dos reservatórios de jusante a partir de séries de vazões afluentes.

Estas séries são obtidas pela soma das vazões defluentes do reservatório de montante, as quais são obtidas através de um modelo de simulação que considere as regras de operação para o controle de cheias, com as vazões naturais incrementais da bacia intermediária. A aplicação deste expediente nem sempre é possível devido as séries de vazões naturais disponíveis, as

quais ora não existem para alguns aproveitamentos, ora contemplam períodos distintos que inviabilizam a obtenção das séries de vazões afluentes. Além disso, o procedimento é discutível pelo fato de haver a necessidade de ajustar a distribuição de probabilidades a séries de vazões regularizadas.

2.2 Metodologia CEPEL

A Metodologia CEPEL para cálculo de volumes de espera é composta do método das trajetórias críticas acoplado à teoria das condições de controlabilidade. Os métodos e os seus desenvolvimentos para a aplicação aos estudos de controle de cheias dos sistemas de reservatórios brasileiros são apresentados nos itens 2.2.1 e 2.2.2 a seguir.

Neste trabalho, a Metodologia CEPEL para cálculo de volumes de espera foi aplicada apenas aos estudos da bacia do rio Paraná até Porto São José, São Francisco, Iguaçu e Jacuí.

2.2.1 - MÉTODO DAS TRAJETÓRIAS CRÍTICAS

Utilizando-se o contrato de estudos de controle de cheias que a ELETROBRÁS manteve com o CEPEL foi possível desenvolver por esta entidade, dentre outros trabalhos, o chamado "Método das Trajetórias Críticas" para determinação de volumes de espera, com objetivo de superar as limitações acima referidas, relativas ao Método da Curva Volume x Duração. No âmbito do GTHO, esta metodologia vinha sendo estudada desde 1985, quando houve sua primeira aplicação, que resolve a questão da alocação temporal dos volumes

Esta nova metodologia, que depende essencialmente de um bom gerador de séries de vazões diárias, começou a ser testada nas bacias dos rios São Francisco, Paraná e Paraíba do Sul. Inicialmente, pelos resultados encontrados, observou-se que ainda seria necessário se aprofundar algumas pesquisas, para que esta opção metodológica ocorresse de forma gradual e consistente.

Durante o III Encontro Técnico de Hidrologia Operacional, realizado em 1994, foi recomendada uma ampla aplicação da metodologia CEPEL para cálculo de volumes de espera, abrangendo todos os locais de interesse para os estudos de prevenção de cheias do Setor Elétrico. A aplicação recomendada começou no início de 1995 com a implantação dos programas computacionais da metodologia CEPEL nas empresas. O conceito de trajetória crítica já vinha sendo utilizado para subsidiar a alocação temporal dos volumes de espera determinados pelo Método da Curva Volume x Duração. Tal procedimento já fora utilizado na bacia do rio São Francisco, para auxiliar a determinação de uma alocação temporal assemelhada às trajetórias críticas verificadas no histórico.

Efetivamente, a estação chuvosa 1997/1998 constituiu o marco da primeira aplicação integral desta metodologia, no caso, à bacia do rio Paraná. No presente relatório, esta aplicação se estendeu às bacias dos rios São Francisco, Iguaçu e Jacuí.

O método das Trajetórias Críticas foi desenvolvido no CEPEL por Kelman (1987) e permite determinar para cada dia da estação chuvosa, o volume de espera associado a uma probabilidade de ocorrência p' , previamente estabelecida. Emprega um algoritmo recursivo sobre as vazões naturais médias diárias do local a ser estudado. Partindo-se de um volume de espera nulo no final do último dia do período chuvoso, no dia h de um ano i , da vazão média diária neste dia e da descarga de restrição, determina-se o volume no início deste dia da seguinte forma:

$$ve(h,i) = \max [0, (q(h,i) - q_r) \times \Delta t] \quad (1)$$

onde: v_e - volume de espera;
 h - índice do último dia do período chuvoso;
 i - índice do ano
 $q(h,i)$ - vazão média diária no dia h do ano i ;
 q_r - descarga de restrição
 Δt - intervalo de discretização (1 dia = 86400 s).

Ao início do penúltimo dia, o volume de espera deverá ser igual a:

$$v_e(h-1) = \max [0, (q(h-1,i) - q_r) \times \Delta t + v_e(h,i)] \quad (2)$$

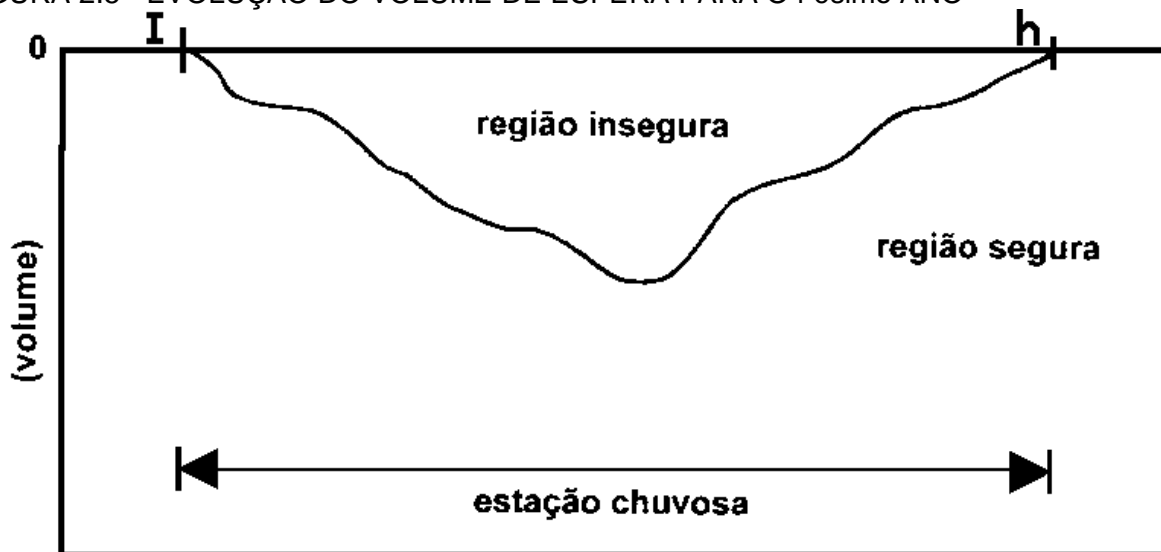
De uma forma geral, então, dispondo-se sempre do volume necessário no início do dia posterior, pode-se, recursivamente, determinar os volumes necessários nos dias anteriores:

$$v_e(h-t) = \max [0, (q(h-t,i) - q_r) \times \Delta t + v_e(h,i)] \quad (3)$$

$t=1,2,3,\dots, h$

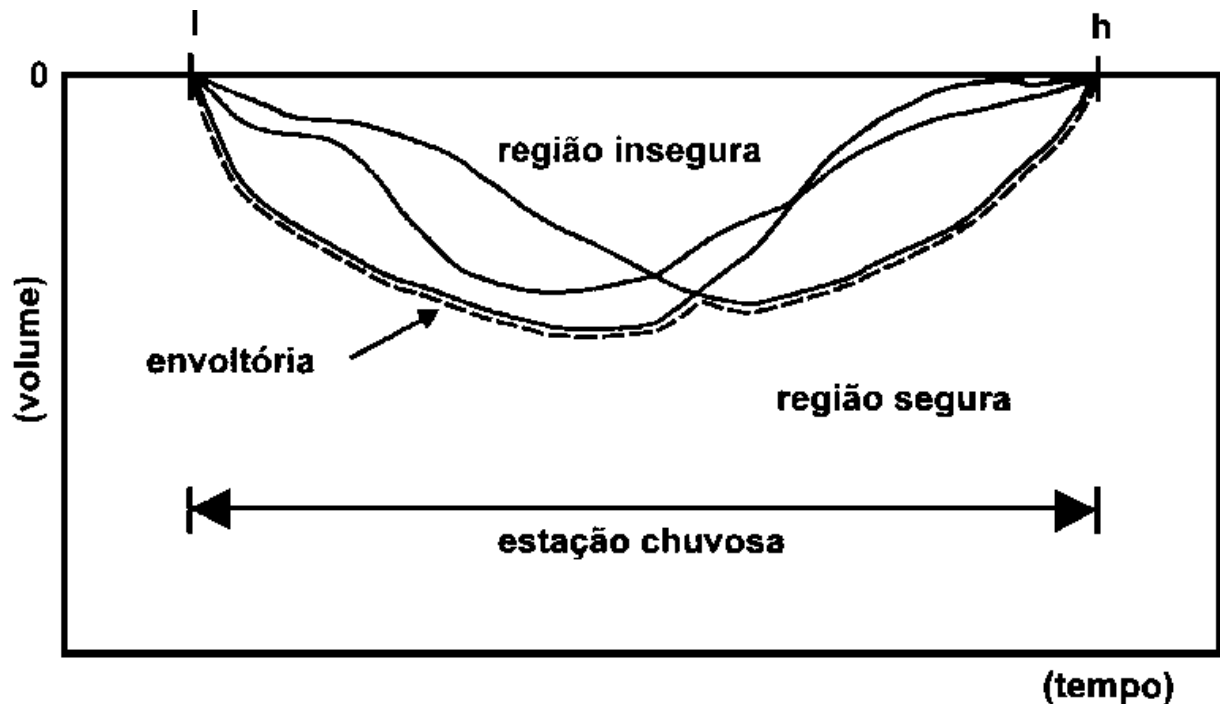
A evolução do volume de espera ao longo do tempo para o i -ésimo ano denomina-se trajetória crítica. A figura 2.5 a seguir, apresenta a trajetória crítica para o ano i , mostrando as regiões segura e insegura para a operação de controle de cheias do reservatório.

FIGURA 2.5 - EVOLUÇÃO DO VOLUME DE ESPERA PARA O i -ésimo ANO



Suponha-se agora, três anos distintos, cujas trajetórias estão na figura 2.6 A envoltória das mesmas, representada em linha tracejada, garantirá que em nenhum instante, não importando o ano ocorrido, a vazão defluente será superior a descarga de restrição.

FIGURA 2.6 - DEFINIÇÃO DA ENVOLTÓRIA DAS TRAJETÓRIAS CRÍTICAS



Em uma série de n anos, conseqüentemente n trajetórias, a envoltória garantirá a não ocorrência de violação da descarga de restrição.

A envoltória é definida por:

$$v^1(t) = \max [v_e(t,i); i = 1, 2, \dots, n]; t = 1, 2, \dots, h$$

Como a seqüência de vazões futuras não é conhecida, adota-se, assim como no caso da Curva Volume X Duração, uma abordagem probabilística, sendo que neste caso o universo de possíveis seqüências de vazões futuras é obtido através de séries sintéticas de vazões. A utilização de séries sintéticas é imperiosa pois as séries históricas de vazões diárias disponíveis nos locais de interesse para os estudos de prevenção de cheias geralmente não ultrapassam 60 anos, período este, ainda pequeno para a determinação de trajetórias associadas aos tempos de retorno comumente adotados pelo Setor Elétrico brasileiro.

Como, provavelmente, a alocação da envoltória obtida das séries sintéticas de vazões seria inviável, é necessária a aceitação de alguma probabilidade p' de insucesso no controle de cheias. Define-se, então, um conjunto de k trajetórias críticas que não serão consideradas na determinação da envoltória de volumes de espera.

A eliminação das k trajetórias críticas é realizada segundo critério que prioriza a retirada de trajetórias com altas taxas de reenchimento ao final do período chuvoso. A taxa de reenchimento de cada trajetória é obtida por pesquisa, ao longo de todos os dias da estação chuvosa, de qual é a maior razão entre o volume vazio diário e o tempo existente até o final da estação. Desta forma, as envoltórias de volumes de espera resultantes deste processo de eliminação de trajetórias críticas apresentam as menores taxas de reenchimento para cada um dos tempos de retorno considerados.

Desde os estudos e testes realizados com o Método das Trajetórias Críticas, o modelo de geração de séries sintéticas utilizado tem sido o modelo DIANA, desenvolvido por Kelman (1986).

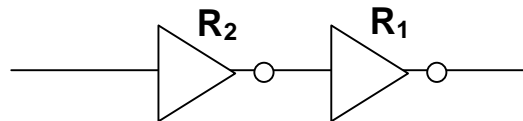
2.2.2 - TEORIA DAS CONDIÇÕES DE CONTROLABILIDADE

O Método das Trajetórias Críticas resolve a questão da alocação temporal dos volumes de espera, entretanto, para um sistema de reservatórios é necessário, ainda, a determinação de como este volume deve estar disponível espacialmente.

Os problemas de sistemas multireservatórios para controle de cheias foram analisados teoricamente pela primeira vez por Marien (1984), levando a formulação da teoria das condições de controlabilidade para a análise determinística de sistemas de reservatórios com apenas um local sujeito à restrição. Damázio (1989) estendeu estes resultados de forma a considerar também sistemas com múltiplos locais sujeitos à restrição, agregando ainda à esta teoria a noção de envoltórias, permitindo um tratamento estocástico do problemas.

Tome-se como exemplo um sistema de dois reservatórios, R2 e R1, em série, sendo R2 o reservatório de montante, conforme a figura 2.7, no qual existem restrições de vazão máxima imediatamente a jusante de cada reservatório. O cálculo do volume de espera a ser alocado em cada reservatório e em cada dia deve considerar que existe um mínimo espaço vazio a ser alocado em R2, função exclusiva de sua restrição e das aflúncias a R2. Por outro lado, o mínimo espaço vazio a ser alocado à jusante depende do total afluente à R1 (soma da afluência à R2 com a afluência incremental entre R2 e R1) e também do espaço vazio que tiver sido alocado em R2.

FIGURA 2.7 - SISTEMA DE DOIS RESERVATÓRIOS COM RESTRIÇÕES DE VAZÃO MÁXIMA



Para o entendimento das condições de controlabilidade é necessária a noção de sistemas parciais (Marien, 1984). Formam sistemas parciais todos os conjuntos de reservatórios de um sistema que dispõem de apenas um exutório, ou seja, só um ponto de saída. No caso do exemplo da figura 2.7, formam sistemas parciais os conjuntos {R1}, {R2} e {R1,R2}.

Para um dia qualquer t , o domínio das soluções possíveis é caracterizado pelas seguintes equações, uma para cada sistema parcial, chamadas de condições de controlabilidade:

$$E_1(t) \geq Ve_1(t) \quad (1)$$

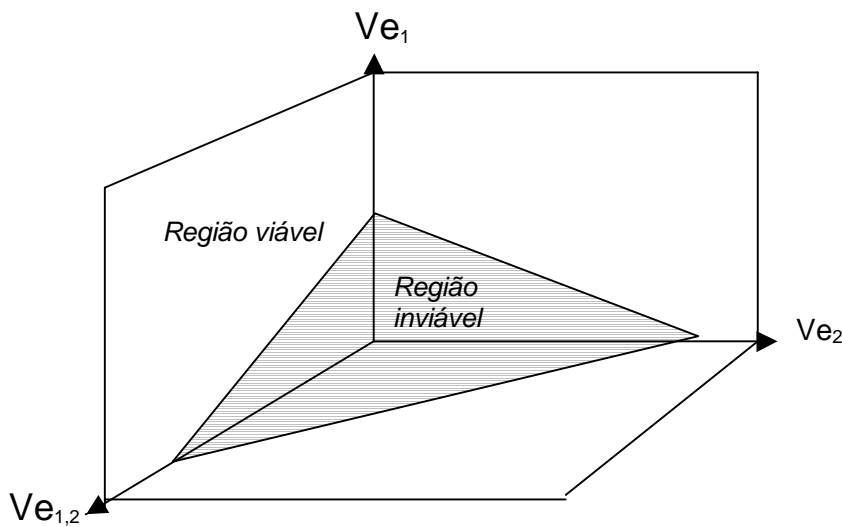
$$E_2(t) \geq Ve_2(t) \quad (2)$$

$$E_1(t) + E_2(t) \geq Ve_{1,2}(t) \quad (3)$$

Os valores de $Ve(t)$ servem para definir a região viável para os espaços vazios no dia t . Em geral, para qualquer sistema multireservatório a região viável será sempre caracterizada por limites inferiores $Ve(t)$ para somas de espaços vazios de reservatórios pertencentes aos vários sistemas parciais existentes neste sistema.. A figura 2.8 ilustra a fronteira entre as regiões viável para controle de cheias neste sistema como um todo para um determinado dia.

Damázio (1989), mostra como os limites inferiores de espaços vazios, $Ve(t)$ são determinados para cada sistema parcial.

FIGURA 2.8 – REGIÕES VIÁVEIS E INVIÁVEIS PARA OS ESPAÇOS VAZIOS NUM DETERMINADO DIA



2.3 Conceitos Gerais das Regras de Operação para Controle de Cheias

Uma vez escolhida a alternativa de alocação de volume de espera, passa-se à segunda etapa do planejamento da operação hidráulica onde devem ser estabelecidas diretrizes para regras de operação considerando duas condições, a saber: operação normal e operação em emergência.

Julga-se, portanto, conveniente apresentar os conceitos gerais destas regras de operação, com o objetivo de fornecer elementos para melhor compreensão da função dos volumes de espera.

2.3.1 - OPERAÇÃO NORMAL

Esta operação pode ser caracterizada pela ocorrência de uma cheia que permanece, ao longo de sua duração, sob o controle do Centro de Operação, não havendo perspectivas de esgotamento dos volumes de espera dos reservatórios nem da liberação de descargas defluentes que ultrapassem restrições a jusante dos aproveitamentos.

No caso de reservatórios com restrição de montante, a operação normal ocorre enquanto houver capacidade de descarga para controlar o reservatório em níveis inferiores àqueles que começariam a causar danos.

Durante a operação normal para controle de cheias, são recebidas e processadas as informações de dados provenientes de postos hidrometeorológicos da rede de medição, oferecendo um quadro aproximado da situação real do sistema e permitindo uma boa confiabilidade das decisões.

Se o Centro de Operação se mantém em comunicação com todas as usinas do sistema, existem meios adequados para a definição da operação integrada do sistema hidráulico para controle de enchentes. No entanto, é indispensável a disponibilidade de regras de operação que recomendem os valores das descargas totais em função de vários parâmetros, tais como níveis

em pontos críticos do(s) rio(s), vazões afluentes em pontos situados a montante ou a jusante dos reservatórios, vazões dos principais afluentes, alturas de chuva etc.

Estas regras são frutos de uma longa experiência operativa ou podem ser obtidas de simulações com modelos programados para este objetivo, e são apresentadas em relatórios específicos para cada bacia.

2.3.2 - OPERAÇÃO EM EMERGÊNCIA

Esta operação pode ser caracterizada pela ocorrência de uma cheia com perspectivas de esgotamento dos volumes de espera dos reservatórios, sendo necessário providenciar descargas defluentes totais que superam as limitações impostas por eventuais restrições, provocando danos. As enchentes que impliquem em decisões operativas em condições de emergência podem ocasionar situações críticas que coloquem em risco a própria segurança da barragem.

Outra situação possível que caracteriza a condição de emergência é a perda de comunicações da usina com o Centro de Operação. Neste caso, o elemento encarregado da operação da usina deve estar autorizado a tomar as providências cabíveis, para as quais deve estar disponível uma sistemática de procedimentos bem definidos, que garantam a segurança da barragem.

Em ambas as situações, é indispensável a existência de regras de operação que indiquem, a cada instante, qual defluência deve ser programada de forma a garantir a segurança das estruturas dos aproveitamentos, sem provocar enchentes mais críticas do que as que ocorreriam sob condições naturais de escoamento.

2.3.3 - CURVA DE SOBRECARGA INDUZIDA

Em aproveitamentos onde existe folga na capacidade de vertimento em relação à cheia de projeto revista, pode-se invadir o volume de segurança, entre os níveis máximo normal e máximo maximorum, para dispor de um volume adicional para controle de cheias.

No esquema a ser desenvolvido para operação em emergência, salienta-se o conceito de curva de sobrecarga induzida. A sobrecarga induzida é obtida quando as comportas do vertedor são operadas todas ao mesmo tempo, através de aberturas parciais, de modo a possibilitar o armazenamento do excesso de afluência em relação à descarga defluente total. A sobrecarga induzida, para cada abertura parcial das comportas, está limitada pela cota do topo das comportas do vertedor para esta mesma abertura, de modo a evitar o galgamento das mesmas.

A curva de sobrecarga induzida é obtida pela união de todos os pontos que representam os máximos níveis permitidos do reservatório, para várias taxas de descargas defluentes totais, quando em operação sob sobrecarga induzida. Portanto, o efeito da utilização da curva de sobrecarga induzida é o de criar uma capacidade adicional de amortecimento de cheias no reservatório, pelo menos para aquelas mais freqüentes, porém garantindo a abertura ordenada total para lâmina livre das comportas, quando necessário, para a garantia da segurança da barragem.

Em (Beard, 1977) é recomendado que a curva de sobrecarga induzida seja traçada a partir de um ponto correspondente à descarga máxima de restrição que não provoque danos a jusante, no nível máximo normal operativo, até o nível em que todas as comportas devem estar totalmente abertas, correspondente à sobrecarga induzida máxima.

2.3.4 - DIAGRAMA DE OPERAÇÃO NORMAL E EM EMERGÊNCIA

Uma ferramenta bastante utilizada, durante a ocorrência de uma cheia, para obtenção do valor da defluência mínima necessária em cada aproveitamento, é o denominado diagrama de operação em emergência apresentado em (U.S. Army - Corps of Engineers, 1959), (Beard, 1963) e (CECCA, 1977). Este diagrama define a descarga que deve ser defluída, quando são conhecidos os níveis do reservatório e a taxa de variação dos níveis ou a afluência, tendo em vista uma previsão do mínimo volume afluente que pode ser esperado em uma particular cheia.

A hipótese admitida é de que o hidrograma tenha atingido o seu pico para o valor atual e de que os valores futuros ocorrerão segundo uma lei exponencial que governa a recessão das vazões de um rio. O volume mínimo afluente a ser esperado pode ser calculado pela área sob o trecho de descida do hidrograma.

A partir deste volume afluente mínimo esperado, com uma dada afluência presente e o nível atual do reservatório, pode ser calculada a descarga defluente, de modo que seja utilizado o volume do reservatório até a sua capacidade disponível, limitada no seu nível máximo normal ou, quando possível, pela sua curva de sobrecarga induzida. Uma família de curvas características de afluências pode ser traçada a partir destes cálculos.

Estes mesmos conceitos foram, posteriormente, utilizados para a definição do diagrama de operação normal, considerando como limite máximo o nível estabelecido para o volume de espera.

Portanto, o diagrama de operação em emergência é usado para indicar a necessidade de rompimento da descarga de restrição, haja vista o nível de armazenamento no aproveitamento (ou sistema) e o porte da cheia. Por outro lado, o diagrama de operação normal é adotado para a elevação gradual das defluências, buscando atingir o valor da restrição e a recuperação do nível do volume de espera no período inicial da subida das vazões afluentes ao aproveitamento ou sistema considerado.

Por fim, vale ressaltar que em função dos vários aspectos levantados; da heterogeneidade dos tipos de restrições hidráulicas; das características peculiares das regiões e regimes hidrológicos; das diferentes configurações topológicas dos aproveitamentos; e da ausência de séries hidrológicas diárias homogêneas para os locais de interesse, não é viável generalizar as metodologias para as várias bacias brasileiras

3. BACIA DO RIO PARANÁ ATÉ PORTO SÃO JOSÉ

3.1 Localização e Principais Características da Bacia

A bacia do rio Paraná, até o posto fluviométrico de São José (posto fluviométrico situado no rio Paraná, pouco a jusante da foz do rio Paranapanema), é a mais importante da região Sudeste do Brasil, pois está localizada no eixo de maior desenvolvimento do país. Sua área até Porto São José é de 673000 km² e drena partes das regiões Centro-Oeste e Sudeste do Brasil, em particular áreas do Distrito Federal e dos estados de Goiás, Mato Grosso do Sul, Minas Gerais e São Paulo. A figura 3.1 apresenta a localização dos aproveitamentos hidrelétricos situados nesta bacia.

3.2 Sistema de Reservatórios para a Operação de Controle de Cheias e Períodos de Controle de Cheias

Seu sistema de reservatórios abrange, além do trecho do rio Paraná, os rios Paranaíba, Corumbá, Araguari, Grande, Pardo, Tietê e Paranapanema. As principais características desses aproveitamentos estão apresentadas na tabela 3.1. Formam o sistema de reservatórios para a operação de controle de cheias desta bacia os seguintes reservatórios: Camargos, Furnas, Mascarenhas de Moraes, Marimondo, Água Vermelha, Emborcação, Nova Ponte, Itumbiara, São Simão, Barra Bonita, Promissão e Ilha Solteira/Três Irmãos, Jurumirim e Chavantes.

A figura 3.2 mostra um diagrama esquemático do sistema de reservatórios desta bacia. Este sistema, para fins de operações isolada ou integrada de controle de cheias, foi subdividido em três outros sistemas, a saber:

- Sistema Integrado de Reservatórios da Bacia do Rio Paraná até Jupιά

Furnas, Mascarenhas de Moraes, Marimondo, Água Vermelha, Emborcação, Nova Ponte, Itumbiara, São Simão, Barra Bonita, Promissão e Ilha Solteira/Três Irmãos, que formam um sistema de reservatórios para a operação integrada de controle de cheias, visando não só a proteção de suas próprias restrições, como das restrições a jusante de Jupιά até Porto São José. Seu período de controle de cheias abrange os meses de dezembro a abril.

- Sistema Isolado do Reservatório de Camargos

Camargos, no rio Grande, que forma um sistema de reservatório para a operação isolada de controle de cheias, visando apenas a proteção da restrição a jusante de seu reservatório. Seu período de controle de cheias vai do mês de dezembro até o mês de abril.

- Sistema Integrado de Reservatórios da Bacia do Rio Paranapanema até Chavantes

Jurumirim e Chavantes, no rio Paranapanema, que formam um sistema de reservatórios para a operação integrada de controle de cheias, visando apenas a proteção das restrições localizadas na própria bacia. Seu período de controle de cheias, em razão da inexistência de uma sazonalidade bem definida das vazões, que ora sofrem influência do regime de chuvas predominante da região Sudeste, ora estão sob o regime de chuvas da região Sul, abrange todo o ano hidrológico, indo de novembro a outubro.

Estudos realizados no âmbito do GCOI, constantes do relatório “Prevenção de Cheias nos Aproveitamentos dos Sistemas Interligados – ciclo 1997/1998”, de outubro de 1997, indicaram que os volumes de espera alocados nos reservatórios situados a montante de Jupιά, para um tempo de retorno de 25 ou 30 anos, garantem uma proteção para a restrição junto ao posto fluviométrico de Porto São José de cerca de 200 anos de tempo de retorno.

Para a determinação dos volumes de espera nos sistemas de reservatórios listados acima foi adotada a metodologia indicada nos Procedimentos de Rede de Hidrologia Operacional do ONS, a saber:

- Cálculo de volumes de espera a partir de séries sintéticas de vazões (modelos DIANA e CAEV).

Na aplicação desta metodologia foi também adotada, de forma parcial (apenas no sistema de reservatórios integrado da bacia do rio Paraná até Jupia), a consideração de tendências macro-climáticas. Estas tendências foram expressas neste estudo pela classificação do histórico de vazões segundo as fases do fenômeno El Niño (Normal, La Niña e El Niño). A forma de consideração do fenômeno no estudo está descrita no item 3.5.1.

Nos itens 3.5.2, 3.5.3 e 3.5.4 são apresentadas as aplicações das metodologias para cálculo de volumes de espera nos três sistemas de reservatórios referidos acima.

FIGURA 3.1 - LOCALIZAÇÃO DOS APROVEITAMENTOS DA BACIA DO RIO PARANÁ

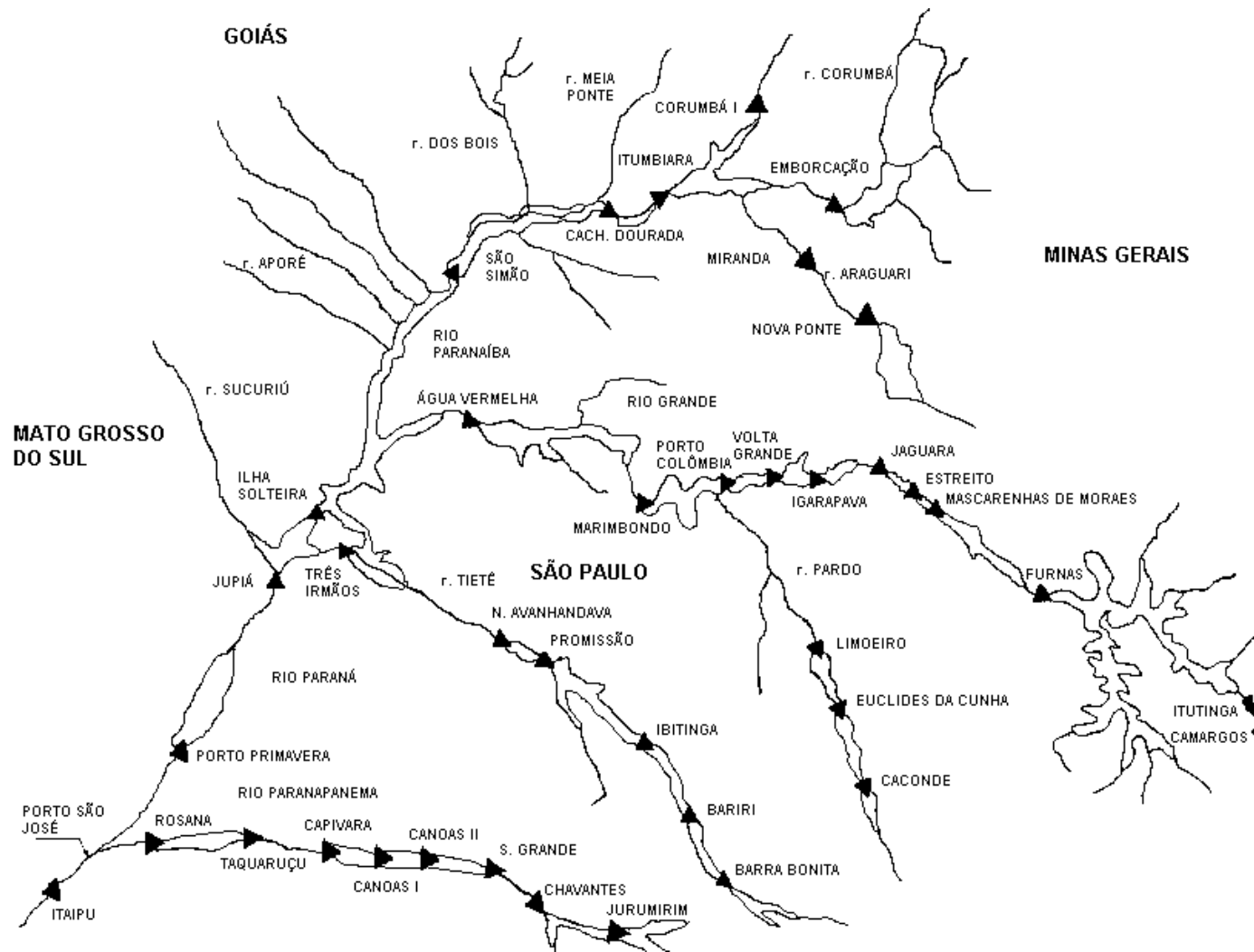


TABELA 3.1 - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DOS APROVEITAMENTOS DA BACIA DO RIO PARANÁ ATÉ PORTO SÃO JOSÉ

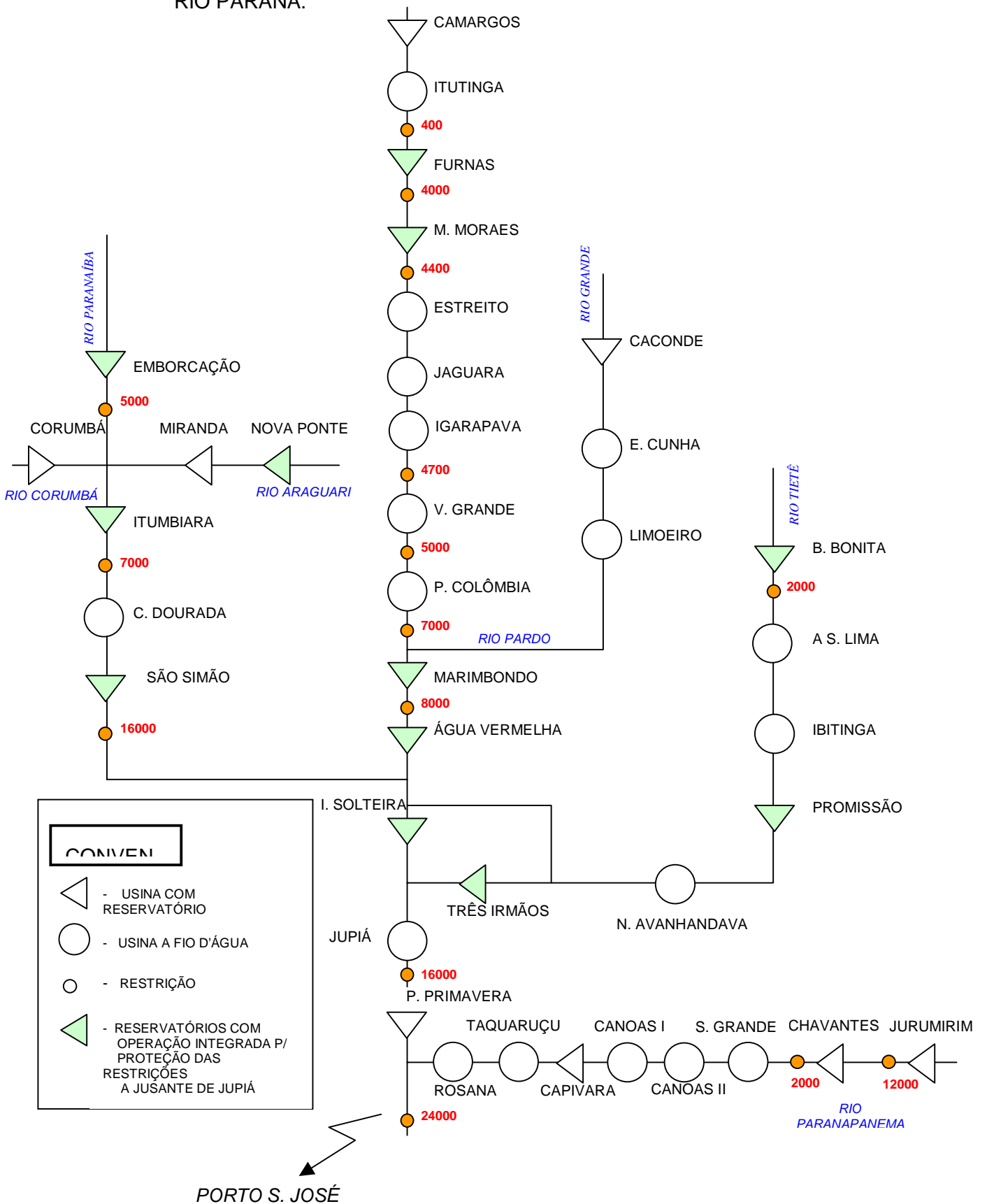
EMPRESA	APROVEITAMENTO	RIO	DIST. ATÉ PORTO SÃO JOSÉ (km)	A. D. (km ²)	V. U. (km ³)	POT. INST. (MW)	RESTRIÇÕES OPERATIVAS	
							MONT. (m)	JUS (m ³ /s)
CEMIG	CAMARGOS	GRANDE	1404	6280	0.6720	48	-	400
CEMIG	ITUTINGA	GRANDE	1394	6280	0.0073	54	-	400
FURNAS	FURNAS	GRANDE	1124	50464	17.2170	1312	-	4000
FURNAS	M.MORAES	GRANDE	999	59600	2.5000	478	N _{Amin} =665.00	4400
FURNAS	ESTREITO	GRANDE	974	61942	0.1780	1104	-	-
CEMIG	JAGUARA	GRANDE	954	62700	0.0900	424	-	-
CEMIG	IGARAPAVA	GRANDE	906	64700	0.0347	210	-	4700
CEMIG	V.GRANDE	GRANDE	824	68100	0.2680	380	-	5000
FURNAS	P.COLÔMBIA	GRANDE	754	73400	0.2330	328	-	7000
CGEET	CACONDE	PARDO	1048	2566	0.50400	80	-	Min = 10
CGEET	E.CUNHA	PARDO	1004	4366	0.00468	108	-	-
CGEET	LIMOEIRO	PARDO	980	4447	0.01636	32	-	Min = 25
FURNAS	MARIMBONDO	GRANDE	644	116700	5.260	1488	N _{amax} =445.73	8000
CGEET	A.VERMELHA	GRANDE	464	139900	5.169	1396	-	-
CEMIG	EMBORÇAÇÃO	PARANAÍBA	951	29300	13.056	1192	-	5000
CEMIG	NOVA PONTE	ARAGUARÍ	923	15300	10.380	510	-	-
CEMIG	MIRANDA	ARAGUARI	848	17800	0.1456	390	-	-
FURNAS	CORUMBÁ	CORUMBÁ	-1 (1)	27800	1.030	375	-	-
FURNAS	ITUMBIARA	PARANAÍBA	786	95000	12.454	2280	-	7000
CDSA	C.DOURADA	PARANAÍBA	708	98970	0.150	658	-	-
CEMIG	SÃO SIMÃO	PARANAÍBA	560	171000	5.540	1710	-	16000
CGEET	BARRA BONITA	TIETÊ	731	32330 (2)	2.566	140	-	2000
CGEET	BARIRI	TIETÊ	691	35430 (2)	0.060	144	-	-
CGEET	IBITINGA	TIETÊ	620	43500 (2)	0.056	132	-	-
CGEET	PROMISSÃO	TIETÊ	512,5	57610 (2)	2.128	264	-	-
CGEET	N.AVANHANDAVA	TIETÊ	450	62300 (2)	0.380	347	-	-
CESP	TRÊS IRMÃOS	TIETÊ	330	69900 (2)	3.449	486	-	-
CESP	ILHA SOLTEIRA	PARANÁ	334	375460	5.516	3444	-	-
CESP	ILHA SOLTEIRA/ TRÊS IRMÃOS (3)	PARANÁ/TIETÊ	334	445360	8.965	3930	-	-
CESP	JUPIÁ	PARANÁ	280	470000	0.903	1443	-	16000
CESP	PORTO PRIMAVERA	PARANÁ	60	-1 (1)	5.600	1818	-	-
DUKE ENERGY	JURUMIRIM	PARANAPANEMA	548	17800	3,165	98	-	1200
DUKE ENERGY	CHAVANTES	PARANAPANEMA	464	27500	3,041	416	-	2000
DUKE ENERGY	S.GRANDE	PARANAPANEMA	411	38765	0,029	72	-	-
DUKE ENERGY	CANOAS II	PARANAPANEMA	375	39721	0,000	72	-	-
DUKE ENERGY	CANOAS I	PARANAPANEMA	341	41085	0,000	82	-	-
DUKE ENERGY	CAPIVARA	PARANAPANEMA	233	85000	5,724	640	-	-
DUKE ENERGY	TAQUARUÇU	PARANAPANEMA	153	88000	0,135	555	-	-
DUKE ENERGY	ROSANA	PARANAPANEMA	38	99000	0,407	372	-	-
POSTO FLUVO.	PORTO SÃO JOSÉ	PARANÁ	0	673000	-	-	-	24000

(1) O VALOR "-1" INDICA FALTA DE INFORMAÇÃO DISPONÍVEL

(2) CONSIDERANDO 5810 KM² DE ÁREA EM PIRAPORA

(3) COM A INTERLIGAÇÃO ATRAVÉS DO CANAL PEREIRA BARRETO, PODE-SE CONSIDERAR ILHA SOLTEIRA E TRÊS IRMÃOS COMO UM ÚNICO RESERVATÓRIO.

FIGURA 3.2 - DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DO SISTEMA DE RESERVATÓRIOS DA BACIA DO RIO PARANA.



3.3 Restrições Hidráulicas Existentes no Sistema de Reservatórios

A bacia do rio Paraná possui diferentes tipos de restrições hidráulicas a serem protegidas com medidas preventivas de controle de cheias. Tais restrições estão apresentadas no relatório do GCOI, "Inventário das Restrições Operativas Hidráulicas dos Aproveitamentos Hidrelétricos - SCEN/GTHO - 01/94". A seguir destacamos algumas das restrições existentes na bacia do rio Paraná.

Iniciando pelo rio Grande, tem-se uma restrição de defluência máxima de 400 m³/s no conjunto Camargos/Itutinga condicionada às enchentes na localidade de Ribeirão Vermelho, 190 km a jusante. Em particular, ocorrem inundações nesta cidade com vazões superiores a 1100 m³/s, compostas pela soma das defluências das usinas às contribuições da bacia incremental, representadas principalmente pelas vazões dos rios Capivari e das Mortes.

A jusante de Furnas tem-se uma vazão de restrição de 4000 m³/s devido a um porto de balsas em São João Batista do Glória, ranchos ribeirinhos e portos de areia.

A usina de Mascarenhas de Moraes, por problema físico causado pelo posicionamento de seus vertedores, não pode defluir vazões superiores a 4400 m³/s sem correr o risco de inundação da sua Casa de Força. Operando de forma conjugada com a usina de Estreito, já que seu canal de fuga sofre influência do remanso desse reservatório, a sua restrição pode ser aumentada até 6000 m³/s. Este aproveitamento, possui, também, restrição de nível mínimo no seu reservatório (665,00 m = 89,2% V.U.) em função das tomadas para captação de água de usinas açucareiras na área do lago.

As usinas de Estreito, Jaguará e Igarapava possuem uma restrição de 4700 m³/s em função de inundação em trecho da rodovia BR-050, entre as cidades de Uberaba (MG) e Ribeirão Preto (SP). Por outro lado, Volta Grande deve respeitar 5000 m³/s para evitar a inundação de casas de campo ao longo do rio, enquanto Porto Colômbia tem como limite 7000 m³/s para não causar problemas para a estrutura da ponte Gumercindo Penteado, da BR-364.

Vale ressaltar que, embora com restrições decorrentes de diferentes causas, como as cinco últimas usinas citadas são a fio d'água, portanto sem capacidade de regularização para manutenção de tais restrições, necessitam da operação combinada com os reservatórios de montante, isto é, Furnas e Mascarenhas de Moraes, e o de jusante, Marimbondo.

O último aproveitamento do rio Grande com restrições operativas é Marimbondo, de FURNAS. Este possui uma restrição de nível máximo (445,73 m = 95% V.U.) que visa a manter o nível na ponte Gumercindo Penteado, da BR-364, na cota 446,40 m, ou seja, 50 cm abaixo do seu tabuleiro, evitando o acúmulo de plantas aquáticas, devido ao represamento de ilhas flutuantes, e as conseqüentes obstruções ao fluxo de água entre seus pilares e a montante da viga lateral, e as sucessivas submersões e emersões da viga da ponte.

Para jusante, Marimbondo possui uma descarga de restrição de 8000 m³/s, que atinge áreas urbanizadas da própria usina, ranchos de pescadores e causa a erosão do acesso à ponte rodoviária da BR-153.

No rio Paranaíba, o aproveitamento de Emborcação possui uma vazão de restrição de 5000 m³/s, a partir da qual existe a inundação da estrada de acesso à própria usina.

A usina de Itumbiara passou, a partir da cheia de 1983, a operar para controlar a vazão de 7000 m³/s, visando evitar a inundação de áreas de benfeitorias da cidade de Itumbiara, localizada 13 km a jusante da barragem.

Finalmente, o aproveitamento de São Simão, nesse mesmo rio, possui uma restrição de 16000 m³/s referente a ponte da rodovia BR-365 na fronteira dos estados de Minas Gerais e Goiás. Vale ressaltar que tal restrição corresponde a uma vazão nunca observada, de recorrência estimada em torno de 250 anos.

No rio Tietê, tem-se o aproveitamento de Barra Bonita com uma restrição, bastante severa, de 2000 m³/s, a qual interrompe a navegação fluvial por impedimento do funcionamento da eclusa e causa danos a cidade de Barra Bonita.

No rio Paraná, a restrição de Jupia, cujo valor é 16000 m³/s, é a mais severa de toda a bacia, haja vista o grande impacto causado pelo seu rompimento, provocando inundações nas cidades de Três Lagoas, Panorama e Presidente Epitácio, e o seu baixo período de retorno, de aproximadamente 2 anos. Portanto, em condições naturais, na ausência do sistema de reservatórios de montante, o risco de ocorrerem vazões iguais ou superiores à restrição seria de 50% a cada ano.

No rio Paranapanema em Jurumirim, defluências da ordem de 1200 m³/s acarretam o início do gálgamento e a conseqüente inundação da antiga usina Paranapanema, imediatamente a jusante. Vazões acima de 1200 m³/s trazem problemas também na própria bacia de dissipação de Jurumirim.

Mais a jusante, na usina de Chavantes, a vazão de restrição adotada é de 2000 m³/s, já que valores superiores interrompem o tráfego na ponte ferroviária existente a jusante. Também com 2200 m³/s surgem problemas na bacia de dissipação da usina e inicia-se o alagamento do seu núcleo administrativo. As soluções de relocação das pontes e instalações da própria usina são de custo elevado, exigindo a alocação de volumes de espera e outras medidas operativas para controlar a restrição de 2200 m³/s, cujo período de retorno é inferior à 10 anos.

Finalmente, é decretada “Situação de Emergência” nos municípios de Marilena, São Pedro do Paraná, Porto Rico, Querência do Norte e Umuarama sempre que as vazões em Porto São José, no rio Paraná junto à foz do Paranapanema excederem 24000 m³/s. Neste caso, para controlar as vazões, a usina de Capivara passa a ser operada temporariamente com uma restrição condicionada, de modo a que não sejam excedidos os 24000 m³/s resultante da soma das vazões do Paraná e Paranapanema.

A tabela 2.1, apresentada no capítulo 2, mostra outros aspectos das restrições operativas consideradas nesta bacia e demais bacias hidrográficas dos sistemas interligados brasileiros.

3.4 Séries de Vazões Naturais Médias Diárias

As séries utilizadas para os estudos de prevenção de cheias da bacia do rio Paraná, bem como as formas de obtenção dessas vazões naturais, estão listadas na tabela 3.2.1. O mesmo ocorre para as séries incrementais históricas, listadas na tabela 3.2.2.

TABELA 3.2.1 - SÉRIES HIDROLÓGICAS NATURAIS UTILIZADAS

POSTO	CÓDIGO	PERÍODO	CARACTERÍSTICAS
FURNAS	61657002	1949-1996	obtida por modulação(62 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
M. MORAES	61720001	1949-1996	obtida por correlação(49 a 75), modulação (76 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
JAGUARA	61734000	1949-1996	obtida por correlação(56 a 75), modulação (76 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
VOLTA GRANDE	61760000	1949-1996	obtida por modulação e balanço hídrico (95 e 96)
P.COLÔMBIA	61796000	1949-1996	obtida por modulação e balanço hídrico (95 e 96)
MARIMBONDO	61941000	1949-1996	obtida por correlação(56 a 75), modulação (76 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
ÁGUA VERMELHA	61997000	1949-1996	obtida por correlação(36 a 75), modulação (76 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
EMBORCAÇÃO	60160080	1949-1996	obtida por correlação(80 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
NOVA PONTE	60330081	1949-1996	obtida por correlação(49 a 91), modulação (92 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
CORUMBÁ		1949-1996	e balanço hídrico (95 e 96)
ITUMBIARA	60610003	1949-1996	obtida por modulação(79 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
SÃO SIMÃO	60880000	1949-1996	obtida por correlação(49 a 60), modulação (77 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
ILHA SOLTEIRA	62020001	1949-1996	obtida por correlação(63 a 68), modulação (76 a 94) e balanço hídrico (95 e 96)
TRÊS IRMÃOS			
BARRA BONITA	62729000	1949-1996	obtida por modulação(76 a 94)
PROMISSÃO	62885005	1949-1996	obtida por modulação(76 a 94)
JUPIÁ	63005006	1949-1996	obtida por balanço hídrico(68 a 75), modulação (76 a 94)
CAPIVARA		1949-1996	
CHAVANTES		1949-1996	
JURUMIRIM		1949-1996	
PORTO SÃO JOSÉ		1949-1996	

TABELA 3.2.2 - SÉRIES HIDROLÓGICAS INCREMENTAIS ADOTADAS

POSTO	CÓDIGO	PERÍODO	CARACTERÍSTICAS
Furnas	90000010	1949-1996	modulação pela própria série (vazões mensais do cadastro SCEN/GTHO)
M. Moraes / Furnas	90000020	1949-1996	increm. obtida a partir de MMO modulada por Furnas (61720002) e 90000010
Jaguara / M.Moraes	90000030	1949-1996	increm. obtida a partir de JAG modulada por MMO (61734001) e 61720002
V.Grande / Jaguara	90000040	1949-1996	increm. obtida a partir de VGR modulada por JAG (61760001) e 61734001
P.Colômbia / V.Grande	90000050	1949-1996	Increm. obtida a partir da soma das séries 61760001 e da incr. modulada VGR e PCO, tendo como p. base PCO e as vazões incr. do cadastro SCEN/GTHO
Marimbondo / P.Colômbia	90000060	1949-1996	Increm. obtida a partir das séries 61796001 e Marimbondo (61941000)
Avermelha (AVE) / Marimb.	90000070	1949-1996	Increm. obtida a partir das séries 61941000 e A Vermelha (61997000)
Emborcação (BEM)	90000080	1949-1996	Série estendida de 49 a 63 por modulação com os postos de Itumbiara, Nponte e Corumbá e vazões mensais de Emborcação do cadastro SCEN/GTHO
N.Ponte (NPO)	90000090	1949-1996	
Itumbiara / [BEM+NPO+COR]	90000110	1949-1996	Increm. obtida a partir da soma das séries de COR, NPO e BEM e da série de Itumbiara (60610003)
S.Simão (SSI) / Itumbiara	90000120	1949-1996	Increm. obtida a partir das séries nat. de SSI (60880000) e ITU (60610003)
B. Bonita	90000130	1949-1996	
B. Bonita / Promissão (PRO)	90000140	1949-1996	Increm. obtida a partir das séries nat. de BBO (62730000) e PRO (62820000)
I.Solteira(ISO)+T.Irmãos(TR I) / [SSI+AVE+PRO]	90000150	1949-1996	
Jupia / [ISO + TRI]	90000160	1949-1996	
Jurumirim	90000170	1949-1996	
Chavantes / Jurumirim	90000180	1949-1996	
Capuivara / Chavantes	90000190	1949-1996	
P.S.José / Capuivara + Jupia	90000200	1949-1996	

3.5 Aplicação da Metodologia

Na primeira etapa de estudo, a partir do histórico de vazões naturais incrementais médias diárias disponível na bacia para todos os locais de interesse, de 1949 à 1996, foram gerados 12000 períodos chuvosos de vazões diárias através do modelo DIANA.

Para a determinação dos volumes de espera foi adotada a metodologia baseada no cálculo a partir de série de vazões sintéticas, através do modelo CAEV, descrita no item 2.2 deste relatório como metodologia CEPEL.

Na primeira etapa de estudo, a partir do histórico de vazões naturais incrementais médias diárias disponível na bacia, para todos os locais de interesse, foram gerados 12000 períodos chuvosos de vazões diárias através do modelo DIANA. O período considerado como estação chuvosa nas séries desta bacia foi o de 1º de novembro a 30 de abril, exceto nas séries da bacia do rio Paranapanema. Nesta bacia, o período chuvoso não é bem definido, o que torna necessária a consideração de todo o ano para o cálculo de volumes de espera.

Na segunda etapa, de cálculo dos volumes vazios, foram considerados os três sistemas de reservatórios para a operação de controle de cheias, conforme descrição apresentada no item 3.2.

A bacia do rio Paraná, por essas razões, para o cálculo dos volume vazios através do modelo CAEV, foi dividida nos três seguintes trechos, a saber:

- Sistema Integrado de Reservatórios da Bacia do Rio Paraná até Jupia

-
- Sistema Isolado do Reservatório de Camargos;
 - Sistema Integrado de Reservatórios da Bacia do Rio Paranapanema até Chavantes

Nos itens 3.5.2, 3.5.3 e 3.5.4 são apresentadas as aplicações da metodologia nos três sistemas de reservatórios referidos acima.

Na aplicação desta metodologia para o Sistema Integrado dos Reservatórios da Bacia do Rio Paraná até Jupia foi também incorporada a consideração de tendências macro-climáticas. Estas tendências foram expressas neste estudo pela consideração de três possibilidades de cenários hidrológicos de aflúências, associados as três fases do fenômeno El Niño (Normal, La Niña e El Niño). A forma de consideração do fenômeno no estudo está descrita no item 3.5.1.

3.5.1 - TENDÊNCIAS MACRO-CLIMÁTICAS

O fenômeno ENSO – El Niño South Oscillation – e suas relações com a ocorrência de anomalias climáticas em diversas regiões do planeta tem sido foco de investigações desde o início da década de 60. Atualmente, além de ser possível se prever com razoável precisão as oscilações do fenômeno El Niño com antecedência de até três meses, seus efeitos na hidrologia das regiões sob influência deste fenômeno só se manifestam após um certo tempo, possibilitando a elaboração de estudos preventivos, como o planejamento da operação de controle de cheias (CEPEL, 1997).

Para incorporar a consideração das fases do fenômeno El Niño no cálculo dos volume de espera, foram classificadas as estações chuvosas do histórico de vazões em relação a estas, ou seja, a série histórica foi desagregada em períodos de fase El Niño, La Niña e Normal. Esta classificação se baseou no índice SOI, referente à diferença de pressão ao nível do mar entre Tahiti e Darwin, em base mensal.

Para a definição da classificação das estações chuvosas, na aplicação da metodologia para o Sistema Integrado de Reservatórios da Bacia do Rio Paraná até Jupia, foram apurados os índices SOI mensais de períodos antecedentes ao período chuvoso na região Sudeste. Os períodos de informações do SOI, adotados, foram os seguintes:

maio – outubro,

junho – novembro e

julho – dezembro.

Para ser classificada como estação chuvosa de fase El Niño, num dos três períodos listados acima deveriam haver pelo menos três índices mensais inferiores à $-1,0$, além de mais um índice mensal inferior à pelo menos $-0,6$.

El Niño → 3 meses SOI < -1,0
+
pelo menos 1 mês SOI < -0,6

Para ser classificada como estação chuvosa de fase La Niña, num dos três períodos listados acima deveriam haver pelo menos três índices mensais superiores à $1,0$, além de mais um índice mensal superior à pelo menos $0,6$.

La Niña → 3 meses SOI > 1,0
+
pelo menos 1 mês SOI > 0,6

Enfim, as estações chuvosas restantes, ou seja, que não foram classificadas nem como El Niño, nem como La Niña, foram classificadas como de fase Normal.

A aplicação dos critérios acima apresentados no período considerado das séries históricas, ou seja, de janeiro/49 a dezembro/96, gerou a classificação apresentada na tabela 3.3.

TABELA 3.3 – CLASSIFICAÇÃO DAS ESTAÇÕES CHUVOSAS SEGUNDO O FENÔMENO ENSO

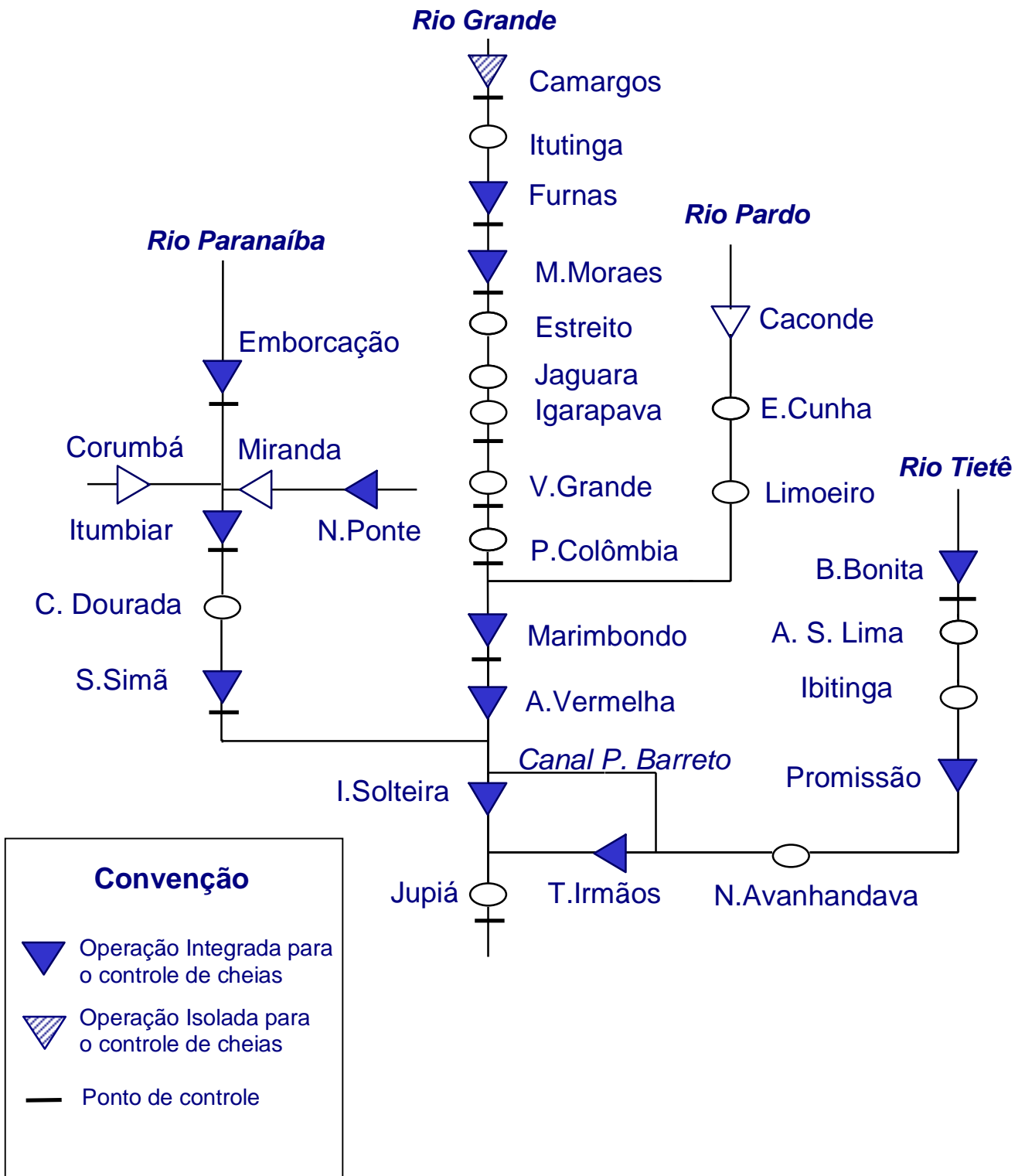
Estação Chuvosa	Fase Enso	Estação Chuvosa	Fase Enso
49/50	Normal	73/74	La Niña
50/51	La Niña	74/75	Normal
51/52	El Niño	75/76	La Niña
52/53	Normal	76/77	El Niño
53/54	Normal	77/78	El Niño
54/55	Normal	78/79	Normal
55/56	La Niña	79/80	Normal
56/57	La Niña	80/81	Normal
57/58	Normal	81/82	Normal
58/59	Normal	82/83	El Niño
59/60	Normal	83/84	Normal
60/61	Normal	84/85	Normal
61/62	Normal	85/86	Normal
62/63	Normal	86/87	El Niño
63/64	El Niño	87/88	El Niño
64/65	Normal	88/89	La Niña
65/66	El Niño	89/90	Normal
66/67	Normal	90/91	Normal
67/68	Normal	91/92	El Niño
68/69	Normal	92/93	Normal
69/70	Normal	93/94	El Niño
70/71	La Niña	94/95	El Niño
71/72	La Niña	95/96	Normal
72/73	El Niño		

A partir desta classificação, todas as séries históricas de vazões naturais incrementais foram separadas em séries históricas formadas apenas pelas estações chuvosas de mesma classificação. As novas séries foram denominadas de séries históricas para os cenários de fases El Niño, La Niña e Normal.

3.5.2 - SISTEMA INTEGRADO DE RESERVATÓRIOS DA BACIA DO RIO PARANÁ ATÉ JUPIÁ

Nos cálculos dos volumes vazios necessários e suficientes para o controle de cheias neste trecho foram consideradas todas as restrições de vazões máximas levantadas e consideradas até então pelas empresas com reservatórios em operação neste trecho da bacia. A configuração deste trecho é apresentada na figura 3.3.

FIGURA 3.3 - DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DO SISTEMA INTEGRADO DE RESERVATÓRIOS DA BACIA DO RIO PARANA ATÉ JUPIÁ



Conforme já mencionado, o reservatório de Camargos, em razão do seu pequeno tamanho em relação aos demais e da localização e da severidade de sua restrição, cuja recorrência estimada não chega a 2 anos, não tem como agregar nenhuma proteção adicional às demais restrições existentes a jusante do mesmo. Desta forma, apenas o reservatório de Camargos permanece operando de forma isolada para o controle de cheias neste trecho da bacia do rio Paraná.

Conforme descrito na introdução deste item 3.5, a aplicação da metodologia foi realizada em duas etapas: geração de séries sintéticas de vazões e cálculo dos volumes vazios necessários e suficientes para o controle de cheias.

A partir dos resultados de volumes de espera por sistemas parciais do modelo CAEV, para a determinação da alocação espacial dos volumes de espera nos reservatórios, foram utilizados os seguintes procedimentos e critérios:

1. Alocação inicial dos volumes calculados para os sistemas parciais n.º 3, n.º 7 e n.º 9 nos reservatórios de Barra Bonita, Itumbiara e Mascarenhas de Moraes, respectivamente. Os sistemas parciais acima listados correspondem cada um deles ao sistema parcial mais abrangente a montante de cada um dos reservatórios. Este procedimento visa garantir a alocação mínima de volumes para a proteção das restrições próprias destes aproveitamentos, de acordo com os seguintes tempos de retorno:

Barra Bonita – 100 anos

Itumbiara – 30 anos

Mascarenhas de Moraes – 30 anos

As tabelas 3.4.1, 3.4.2 e 3.4.3 apresentam os resultados desta alocação inicial nos referidos reservatórios, por cenário hidrológico.

TABELA 3.4.1 - VOLUMES DE ESPERA PRÓPRIOS (km³) PARA OS RESERVATÓRIOS DE JUPIÁ, BARRA BONITA, ITUMBIARA E MASCARENHAS DE MORAES

CENÁRIO LA NIÑA+NORMAL

Período		Jupiá TR=30 anos	Barra Bonita TR=100 anos	Itumbiara TR=30 anos	Mascarenhas de Moraes TR=30 anos
28/10/2000	a 03/11/2000	0,000	0,000	0,000	0,000
04/11/2000	a 10/11/2000	0,110	0,000	0,000	0,000
11/11/2000	a 17/11/2000	2,960	0,000	0,000	0,000
18/11/2000	a 24/11/2000	6,920	0,000	0,000	0,000
25/11/2000	a 01/12/2000	12,150	0,000	0,000	0,240
02/12/2000	a 08/12/2000	14,500	0,000	0,180	0,410
09/12/2000	a 15/12/2000	15,370	0,450	0,280	0,420
16/12/2000	a 22/12/2000	16,380	0,720	0,560	0,440
23/12/2000	a 29/12/2000	15,410	0,860	0,540	0,340
30/12/2000	a 05/01/2001	14,770	0,950	0,370	0,390
06/01/2001	a 12/01/2001	13,850	0,910	0,450	0,340
13/01/2001	a 19/01/2001	13,200	0,910	0,440	0,360
20/01/2001	a 26/01/2001	11,900	0,940	0,410	0,330
27/01/2001	a 02/02/2001	11,240	0,840	0,370	0,300
03/02/2001	a 09/02/2001	10,450	0,790	0,340	0,220
10/02/2001	a 16/02/2001	9,620	0,710	0,270	0,250
17/02/2001	a 23/02/2001	8,720	0,620	0,290	0,240
24/02/2001	a 02/03/2001	7,790	0,540	0,250	0,210
03/03/2001	a 09/03/2001	6,940	0,320	0,220	0,170
10/03/2001	a 16/03/2001	6,020	0,440	0,200	0,140
17/03/2001	a 23/03/2001	5,060	0,360	0,150	0,120
24/03/2001	a 30/03/2001	4,100	0,330	0,130	0,000
31/03/2001	a 06/04/2001	3,030	0,210	0,070	0,000
07/04/2001	a 13/04/2001	2,160	0,000	0,000	0,000
14/04/2001	a 20/04/2001	1,200	0,040	0,000	0,000
21/04/2001	a 27/04/2001	0,000	0,000	0,000	0,000

TABELA 3.4.2 - VOLUMES DE ESPERA PRÓPRIOS (km³) PARA OS RESERVATÓRIOS DE JUPIÁ, BARRA BONITA, ITUMBIARA E MASCARENHAS DE MORAES

CENÁRIO NORMAL

Período		Jupiá TR=30 anos	Barra Bonita TR=100 anos	Itumbiara TR=30 anos	Mascarenhas de Moraes TR=30 anos
28/10/2000	a 03/11/2000	0,030	0,000	0,000	0,000
04/11/2000	a 10/11/2000	0,340	0,000	0,000	0,000
11/11/2000	a 17/11/2000	4,750	0,000	0,000	0,000
18/11/2000	a 24/11/2000	9,570	0,000	0,000	0,040
25/11/2000	a 01/12/2000	14,810	0,000	0,000	0,520
02/12/2000	a 08/12/2000	16,680	0,000	0,080	0,610
09/12/2000	a 15/12/2000	15,710	0,360	0,460	0,580
16/12/2000	a 22/12/2000	15,510	0,710	0,540	0,590
23/12/2000	a 29/12/2000	15,050	0,750	0,440	0,470
30/12/2000	a 05/01/2001	14,830	1,040	0,450	0,520
06/01/2001	a 12/01/2001	13,530	1,150	0,440	0,510
13/01/2001	a 19/01/2001	12,770	1,060	0,420	0,440
20/01/2001	a 26/01/2001	12,070	0,700	0,380	0,450
27/01/2001	a 02/02/2001	11,060	0,760	0,380	0,400
03/02/2001	a 09/02/2001	10,330	0,790	0,280	0,270
10/02/2001	a 16/02/2001	9,300	0,810	0,300	0,320
17/02/2001	a 23/02/2001	8,460	0,770	0,290	0,310
24/02/2001	a 02/03/2001	7,710	0,570	0,240	0,280
03/03/2001	a 09/03/2001	6,550	0,360	0,220	0,240
10/03/2001	a 16/03/2001	5,950	0,370	0,190	0,200
17/03/2001	a 23/03/2001	4,940	0,390	0,120	0,130
24/03/2001	a 30/03/2001	4,020	0,360	0,130	0,000
31/03/2001	a 06/04/2001	3,340	0,260	0,100	0,000
07/04/2001	a 13/04/2001	1,180	0,000	0,000	0,000
14/04/2001	a 20/04/2001	0,730	0,080	0,000	0,000
21/04/2001	a 27/04/2001	0,000	0,000	0,000	0,000

TABELA 3.4.3 - VOLUMES DE ESPERA PRÓPRIOS (km³) PARA OS RESERVATÓRIOS DE JUPIÁ, BARRA BONITA, ITUMBIARA E MASCARENHAS DE MORAES

CENÁRIO EL NIÑO+NORMAL

Período		Jupiá TR=30 anos	Barra Bonita TR=100 anos	Itumbiara TR=30 anos	Mascarenhas de Moraes TR=30 anos
28/10/2000	a 03/11/2000	5,160	0,000	0,000	0,000
04/11/2000	a 10/11/2000	10,510	0,000	0,000	0,000
11/11/2000	a 17/11/2000	12,810	0,000	0,000	0,000
18/11/2000	a 24/11/2000	12,930	0,000	0,000	0,100
25/11/2000	a 01/12/2000	13,920	0,000	0,000	0,500
02/12/2000	a 08/12/2000	18,240	0,280	0,370	1,210
09/12/2000	a 15/12/2000	19,860	0,510	0,840	1,280
16/12/2000	a 22/12/2000	20,030	0,650	0,970	1,170
23/12/2000	a 29/12/2000	18,610	0,990	0,870	0,980
30/12/2000	a 05/01/2001	18,510	1,140	0,570	1,210
06/01/2001	a 12/01/2001	16,830	1,330	0,780	1,240
13/01/2001	a 19/01/2001	16,370	1,270	0,760	1,170
20/01/2001	a 26/01/2001	15,020	1,260	0,680	1,100
27/01/2001	a 02/02/2001	14,070	1,150	0,640	1,030
03/02/2001	a 09/02/2001	12,650	0,960	0,600	0,870
10/02/2001	a 16/02/2001	11,810	0,900	0,540	0,840
17/02/2001	a 23/02/2001	10,190	0,870	0,490	0,740
24/02/2001	a 02/03/2001	9,410	0,700	0,460	0,620
03/03/2001	a 09/03/2001	8,420	0,390	0,410	0,590
10/03/2001	a 16/03/2001	6,920	0,460	0,320	0,530
17/03/2001	a 23/03/2001	6,240	0,460	0,160	0,400
24/03/2001	a 30/03/2001	4,950	0,420	0,060	0,080
31/03/2001	a 06/04/2001	3,640	0,340	0,050	0,210
07/04/2001	a 13/04/2001	2,490	0,000	0,000	0,170
14/04/2001	a 20/04/2001	0,930	0,080	0,000	0,080
21/04/2001	a 27/04/2001	0,000	0,000	0,000	0,000

2. Redução dos volumes calculados para todos os sistemas parciais, nos quais os reservatórios de Barra Bonita, Itumbiara e Mascarenhas de Moraes são integrantes, pelos volumes inicialmente alocados nos mesmos, conforme previsto no item 1.
3. Distribuição dos volumes vazios resultantes para o sistema parcial mais abrangente neste trecho (sistema parcial n.º 177, integrado por todos os reservatórios) pelos índices de potencial de cheia, em cada local com reservatório, conforme a tabela 3.5. Os reservatórios de Mascarenhas de Moraes e Barra Bonita, apesar de serem participantes da operação integrada, não foram incluídos nesta distribuição inicial devido aos seus pequenos volumes úteis e aos seus comprometimentos com suas restrições próprias.

TABELA 3.5 – ÍNDICES DE POTENCIAL DE CHEIA NOS LOCAIS DOS RESERVATÓRIOS A MONTANTE DE JUPIÁ

RESERVATÓRIO	MÉDIA DAS VAZÕES MÁXIMAS MENSIS NO PERÍODO DEZ/ABR (m ³ /s)	ÍNDICE DE POTENCIAL DE CHEIA (% da soma das média das Q _{max} até Jupia)
EMBORCAÇÃO	1804	3,55
NOVA PONTE	955	1,88
ITUMBIARA	4932	9,69
SÃO SIMÃO	7574	14,88
FURNAS	3406	6,69
MARIMBONDO	5633	11,07
ÁGUA VERMELHA	6486	12,75
PROMISSÃO	1910	3,75
I.SOLTEIRA/T.IRMÃOS	18185	35,74

4. Verificação do atendimento às restrições dadas pelos volumes vazios resultantes dos demais sistemas parciais (do n.º 176 ao n.º 1, exceto n.º 5, n.º 9 e n.º 12) pelos volumes calculados para cada reservatório até o item 3.
5. Em caso de não atendimento à restrição de algum sistema parcial, foi feita nova distribuição dos volumes vazios calculados para o sistema parcial em questão pelos índices de potencial de cheia em cada local com reservatório. Neste caso os índices foram recalculados para que a soma dos índices de todos os reservatórios do referido sistema parcial fosse 100%. Os reservatórios de Mascarenhas de Moraes e Barra Bonita também não foram incluídos nestas novas distribuições pelas razões já mencionadas no item 3.
6. Soma destes últimos resultados obtidos no item 5 aos resultados dos volumes de espera próprios calculados de acordo com o item 1. Vale mencionar que apenas para o reservatório de Itumbiara foram efetivamente somados os volumes, pois os demais calculados no item 1, Barra Bonita e Mascarenhas de Moraes, não fizeram parte dos procedimentos apresentados nos itens de 2 a 5.

Destaca-se que os procedimentos anteriormente listados foram aplicados para os volumes de espera calculados a partir das séries geradas para os três cenários hidrológicos LA NIÑA, NORMAL e EL NIÑO.

As Tabelas 3.6.1, 3.6.2 e 3.6.3, a seguir, apresentam os resultados dos cálculos dos volumes de espera para os três cenários hidrológicos em todos os reservatórios do Sistema Integrado de Reservatórios da Bacia do Rio Paraná até Jupia para a alternativa de tempo de retorno de 30 anos, exceto o reservatório de Barra Bonita, cujo tempo de retorno adotado é de 100 anos.

TABELA 3.6.3 - VOLUMES DE ESPERA METAS (km³) PARA OS RESERVATÓRIOS DA BACIA DO RIO PARANÁ ATÉ JUPIÁ COM OPERAÇÃO INTEGRADA DE CONTROLE DE CHEIAS

CENÁRIO EL NIÑO+NORMAL

Período	Volume Total	Reservatórios										
		Furnas	Masc. Moraes	Marimbondo ¹	Água Vermelha	Emborcação	Nova Ponte	Itumbiara	São Simão	Barra Bonita	Promissão	Ilha+ Três Irmãos
04/11/00 a 10/11/00	10,510	0,703	0,000	1,426	1,340	0,373	0,197	1,019	1,564	0,000	0,394	3,756
11/11/00 a 17/11/00	12,810	0,857	0,000	1,681	1,633	0,454	0,240	1,242	1,907	0,000	0,481	4,578
18/11/00 a 24/11/00	12,930	0,859	0,100	1,683	1,635	0,455	0,241	1,244	1,910	0,000	0,482	4,585
25/11/00 a 01/12/00	13,920	1,127	0,271	1,749	1,711	0,476	0,252	1,301	1,998	0,000	0,504	4,796
02/12/00 a 08/12/00	18,240	2,035	0,271	2,076	2,088	0,581	0,307	1,958	2,438	0,280	0,615	5,854
09/12/00 a 15/12/00	19,860	2,162	0,271	2,170	2,196	0,611	0,323	2,510	2,565	0,510	0,647	6,158
16/12/00 a 22/12/00	20,191	2,053	0,271	2,171	2,197	0,760	0,336	2,641	2,566	0,650	0,647	6,161
23/12/00 a 29/12/00	18,656	1,983	0,271	2,009	2,010	0,600	0,301	2,398	2,347	0,990	0,592	5,636
30/12/00 a 05/01/01	18,510	1,983	0,271	1,989	1,987	0,553	0,293	2,119	2,321	1,140	0,585	5,571
06/01/01 a 12/01/01	17,191	1,893	0,271	1,792	1,760	0,510	0,270	2,119	2,056	1,330	0,518	4,935
13/01/01 a 19/01/01	16,917	1,814	0,271	1,777	1,743	0,540	0,263	2,085	2,035	1,270	0,495	4,886
20/01/01 a 26/01/01	16,272	1,716	0,271	1,729	1,689	0,470	0,249	1,964	1,972	1,260	0,482	4,734
27/01/01 a 02/02/01	14,187	1,518	0,271	1,519	1,446	0,418	0,222	1,740	1,689	1,150	0,422	4,055
03/02/01 a 09/02/01	12,728	1,283	0,271	1,394	1,303	0,392	0,240	1,591	1,521	0,960	0,384	3,652
10/02/01 a 16/02/01	11,836	1,207	0,271	1,318	1,215	0,353	0,190	1,464	1,418	0,900	0,358	3,406
17/02/01 a 23/02/01	10,241	1,011	0,271	1,159	1,031	0,320	0,170	1,274	1,204	0,870	0,304	2,891
24/02/01 a 02/03/01	9,456	0,860	0,271	1,108	0,973	0,301	0,159	1,200	1,136	0,700	0,286	2,727
03/03/01 a 09/03/01	8,449	0,790	0,271	1,041	0,896	0,268	0,142	1,091	1,046	0,460	0,264	2,512
10/03/01 a 16/03/01	7,106	0,647	0,271	0,904	0,738	0,209	0,111	0,881	0,862	0,460	0,217	2,069
17/03/01 a 23/03/01	6,240	0,478	0,271	0,841	0,665	0,185	0,098	0,666	0,777	0,460	0,196	1,865
24/03/01 a 30/03/01	4,950	0,294	0,210	0,749	0,560	0,156	0,082	0,485	0,653	0,420	0,165	1,569
31/03/01 a 06/04/01	3,640	0,203	0,210	0,600	0,387	0,108	0,057	0,345	0,452	0,340	0,114	1,086
07/04/01 a 13/04/01	2,490	0,155	0,170	0,520	0,296	0,082	0,044	0,225	0,345	0,080	0,087	0,829
14/04/01 a 20/04/01	0,930	0,052	0,080	0,348	0,098	0,027	0,014	0,075	0,115	0,080	0,029	0,275
21/04/01 a 27/04/01	0,000	0,000	0,000	0,263	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

¹ Nos volumes indicados para Marimbondo está incorporada a parcela de 5% de V.U. do próprio reservatório que deve permanecer vazia.

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

De acordo com o que foi exposto nos itens anteriores são apresentadas, a seguir, as conclusões e recomendações julgadas mais relevantes para a questão da alocação de volumes de espera nos reservatórios dos Sistemas Interligados:

- a) A maioria dos reservatórios do sistema hidroelétrico brasileiro foi projetada e construída com vistas à geração de energia exclusivamente. O efeito de regularização propiciado pela criação destes reservatórios encorajou as populações a se aproximarem da calha do rio, passando a utilizar estas áreas para fins diversos, originando restrições que vieram a interferir na forma de operar estes reservatórios.
- b) Considerando o fato de que a maioria dos aproveitamentos do sistema hidroelétrico brasileiro não foi projetada visando o uso múltiplo, o controle de cheias, neste caso, não é considerado no mesmo nível hierárquico da geração de energia. Esta última figura como objetivo prioritário, sujeito, no entanto, às restrições de controle de cheias.
- c) Os estudos desenvolvidos e a experiência operativa ao longo dos últimos anos têm demonstrado que os reservatórios do Setor Elétrico além de serem utilizados para geração de energia elétrica podem contribuir, também, dentro de certas limitações, para o amortecimento de cheias. Como a alocação dos volumes de espera utiliza uma parte do volume do reservatório destinado a geração de energia, o sistema elétrico passa a ter riscos adicionais no que se refere a : probabilidade de esgotamento das suas reservas energéticas; ocorrência de déficits no atendimento energético e geração de energia de fontes alternativas mais caras. Portanto, somente a partir de estudos dos impactos energéticos causados pela alocação de volumes de espera é que se poderá definir a solução que permita atender aos compromissos de controle hidráulico de inundações, com um risco fixado, e de atendimento à carga de demanda e energia, com um acréscimo de custo econômico e risco determinado.
- d) Apesar do esforço do Setor Elétrico para reduzir ou evitar os impactos causados pelas cheias, através da prática de alocação de volumes de espera e de regras de operação adequadas, com aumento de risco de déficit e de geração térmica, observa-se que o alcance destas medidas só não tem sido maior, por motivos extra-setoriais como os citados abaixo:
 - falta de uma política de ocupação e uso do solo;
 - falta de um plano de ação integrada entre empresas, comunidades e poder público, para áreas sujeitas a inundações.
- e) Com a regulamentação da Política Nacional de Recursos Hídricos, o Setor Elétrico passará a participar mais intensamente na busca de soluções para o problema do uso múltiplo da água, nos Comitês de bacias, que são o fórum de decisão no âmbito de cada bacia hidrográfica, constituídos pelos representantes de todos os usuários da bacia.
- f) Neste ciclo 2000-2001 foi aplicado o Método da Curva Volume x Duração para as bacias dos rios Paraíba do Sul e Parnaíba. Não existem objeções para este método quanto à sua formulação teórica. No entanto, durante a sua aplicação são encontradas algumas dificuldades relativas à escolha da distribuição de probabilidades e à evolução temporal dos volumes.

-
- g) A metodologia CEPEL, composta do método das trajetórias críticas acoplado à teoria das condições de controlabilidade, foi aplicada às bacias dos rios Paraná até Porto São José, São Francisco, Iguazu e Jacuí.
 - h) Durante a fase de operação, caso seja necessário programar vertimentos nos reservatórios da bacia do rio Paraná para a manutenção de volumes de espera recomendados, deve-se avaliar, através do programa ARISCO, de avaliação do risco na operação de controle de cheias, outras alternativas de alocação dos volumes de espera que, sem violar o risco associado ao tempo de retorno adotado, permitam reduzir ou evitar vertimentos.
 - j) i) Considerando a heterogeneidade dos tipos de restrições hidráulicas; os diferentes níveis de severidade dessas restrições em termos quantitativos; a diversidade dos regimes hidrológicos; a dificuldade de se obter séries hidrológicas diárias homogêneas; e os impactos energéticos, torna-se necessária a adoção de critérios e riscos diferentes para cada local estudado. As análises apresentadas no capítulo 9 concluem que a adoção de volumes de espera associados aos tempos de recorrência sugeridos pelos Agentes de Geração para os reservatórios considerados, não produz variação significativa nos impactos energéticos deles decorrentes.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BEARD, L.R., (1963), "Flood Control Operation of Reservoir", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Volume 89, Proc. Paper 3380, pages 8-10, 21-23.
- BEARD, L.R., (1977), Review of Flood Control Studies for Rio Grande, relatório de consultoria para a ELETROBRÁS, Rio de Janeiro.
- CECCA, (1977), Determinação de Volumes para Controle de Cheias nos Reservatórios da Bacia do Rio Grande, Subcomitê de Estudos Energéticos, Grupo Coordenador para a Operação Interligada, ELETROBRÁS, Rio de Janeiro.
- CEPEL, (1997), Incorporação de Tendências Macro-Climáticas na Operação de Controle de Cheias, Rio de Janeiro.
- DAMAZIO, J.M, (1989), Condições de Controlabilidade de Sistemas de Reservatórios para Controle de Cheias e seu Uso na Operação com Múltiplos Usos, Relatório Técnico, CEPEL N° 036/89, Rio de Janeiro.
- ELETROBRÁS, (1987), Guia para o Cálculo de Cheia de Projeto de Vertedor, Rio de Janeiro.
- GTEH, (1983), Determinação de Volumes de Espera para Amortecimento de Cheias nos Reservatórios da Bacia do rio Iguaçu, Subcomitê de Estudos Energéticos, Grupo Coordenador para Operação Interligada, ELETROBRÁS, Rio de Janeiro.
- GTHO, (1990), Reconstituição de Vazões Naturais Médias Diárias no Período de 1976 a 1986 para os Locais de Aproveitamentos Hidrelétricos da Bacia do Rio Paraná.
- GTHO, (1990), Análise de Restrições Operativas Hidráulicas dos Aproveitamentos Hidroelétricos do Sistema Interligado em Situações de Cheias.
- GTHO, (1996), Programa ARISCO - Avaliação do Risco na Operação de Controle de Cheias - Bacia do Rio Paraná
- INPE/CPTEC, (1997), INFOCLIMA - Informativo mensal do Clima - outubro, Cachoeira Paulista.
- KITE, G.W., (1977), Frequency and Risk Analyses in Hydrology, Fort Collins, Colorado.
- KELMAN, J., (1986), Stochastic Modeling of Hydrologic Intermittent Processes, Colorado State University. Fort Collins, Colorado. Hydrology Paper No. 89, 1986
- KELMAN, J., (1987), Cheias e Aproveitamentos Hidrelétricos, ABRH, RBE, Rio de Janeiro.
- MARIEN, J.L. (1984), Contollability Conditions for Reservoir Flood Control Systems with Applications", Water Resources Research, vol 20(11).
- NERC, (1975), Flood Studies Report, Natural Environment Research Council, London.
- USWRC, (1977), Guidelines for Determining Flood Flow Frequency, nº 17A, Water Resources Council, Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington Dc